

Pont de Châteauneuf-sur-Loire, après réparation.

SOMMAIRE

■ Ouvrages à suivre	2
— Pont sur la Charente à Angoulême • Jean-Luc NORMANDIN	
— Bipoutre, tripoutre, ... ou caisson? • Jacques BERTHELLEMY	
■ Techniques particulières	9
— Massif de soutènement renforcé par géotextile - Construction • Nathalie RODE, Jacques DALBION	
■ Réparations - Renforcements	15
— Pont de Châteauneuf-sur-Loire - Changement de la suspension • Bernard BOUVY, Joël CLAVIER, Joël DUMONT	
— Pont de Pont-d'Ain - Renforcement par précontrainte additionnelle • Ferry TAVAKOLI	
■ Équipements et entretien	27
— Avis techniques:	
Joint de chaussées • Jacky SEANTIER, Michel FRAGNET	

Étanchéité des ponts routes • Alain CHABERT, Michel FRAGNET

■ Réglementation - Calculs	29
— Aciers de construction - Informations • Jacques ROCHE	
— Vérification dynamique des passerelles piétons • Jacques BERTHELLEMY	
■ Qualité - Organisation - Gestion	35
— EDQUART + est arrivé... • Hoai Chau LAM	
■ Informations brèves	37
■ SETRA	38
Les dernières publications Ouvrages d'Art	
■ Coordonnées des rédacteurs	40

Supplément: Liste thématique des articles publiés dans les 20 premiers numéros.



PONT SUR LA CHARENTE

à Angoulême

La ville d'Angoulême est construite sur un plateau calcaire sur lequel vient buter puis repartir le fleuve Charente. La partie ancienne de la ville est ceinturée par une voie qui a repris l'ancien chemin de ronde des fortifications moyenâgeuses.

À l'extérieur, l'agglomération d'Angoulême est en partie ceinturée par une grande rocade, composée au Sud et à l'Ouest par la déviation de la RN 10 (mise à 2 x 2 voies en janvier 94), au Nord par la déviation de la RN 14 (mise à 2 x 2 voies en cours et prévue pour 1998) et à l'Est par un hypothétique contournement.

Entre les deux, la circulation à Angoulême a été grandement améliorée ces trente dernières années, par la construction d'un boulevard urbain comportant notamment un tunnel de 550 m de long (tunnel de la Gâtine), un pont en béton précontraint de 280 m sur la Charente (pont St Antoine) avec des culées en terre armée, boulevard inachevé dans sa partie Ouest et Sud car butant sur un deuxième franchissement de la Charente (obligatoire à Angoulême).

Le maire d'Angoulême a, en 1992, décidé de lancer ce projet d'un nouveau franchissement de la Charente, projet dont l'utilité publique n'était contestée par personne compte tenu du fort trafic sur le pont voisin (pont de St Cybard, très bel ouvrage en maçonnerie de la seconde moitié du XIX^e siècle). Une consultation entre architectes spécialisés a

permis de retenir un lauréat pour la conception de l'ouvrage, à savoir B. Testud de Toulouse, (en octobre 1992) associé à un bureau d'études local, ERI dirigé par P. Combert; la ville d'Angoulême s'assurant par ailleurs le concours de la DDE 16 (subdivision Ouvrage d'Art) dans cette affaire.

Le maître d'ouvrage a choisi de limiter la longueur de l'ouvrage à 90 m contrairement à un avis du service hydrologique chargé de la gestion du fleuve Charente qui réclamait un ouvrage de 120 m, faisant le choix de voir la rive gauche inondée environ une fois toutes les décennies, pendant 2 ou 3 jours (d'après les statistiques).

Très vite l'équipe chargée de la conception et de la mise au point d'un DCE sous la houlette des Services Techniques de la ville d'Angoulême (G. Taillefer) s'est orientée vers le choix d'un ouvrage à trois travées afin d'éviter la présence d'un appui au beau milieu du fleuve (solutions à deux ou quatre travées) compte tenu de la forte fréquentation nautique (jet ski, tourisme fluvial...) à cet endroit de la Charente. L'ouvrage retenu présente donc longitudinalement les caractéristiques suivantes: travée centrale de 40 m avec deux piles en bordure de fleuve et deux travées de rive de 24 m (voir coupe longitudinale).

Pour le profil en travers, la contrainte était la suivante: deux fois deux voies de 3,00 m (en fait une voie de 3,25 m et une voie de dépassement: de

INTERVENANTS:

Maître d'ouvrage:
Ville d'Angoulême

Conception:
Bénédict TESTUD,
architecte,
associé au Bureau
d'études ERI

Conseil:
Dnr 16 - Subdivision
Ouvrages d'art

Réalisation:
— entreprise Jean
Lefebvre - Agence de
Tours en groupement
avec Bertold SA
— mise au point du
projet d'exécution:
Seamp - Agence de
Toulouse

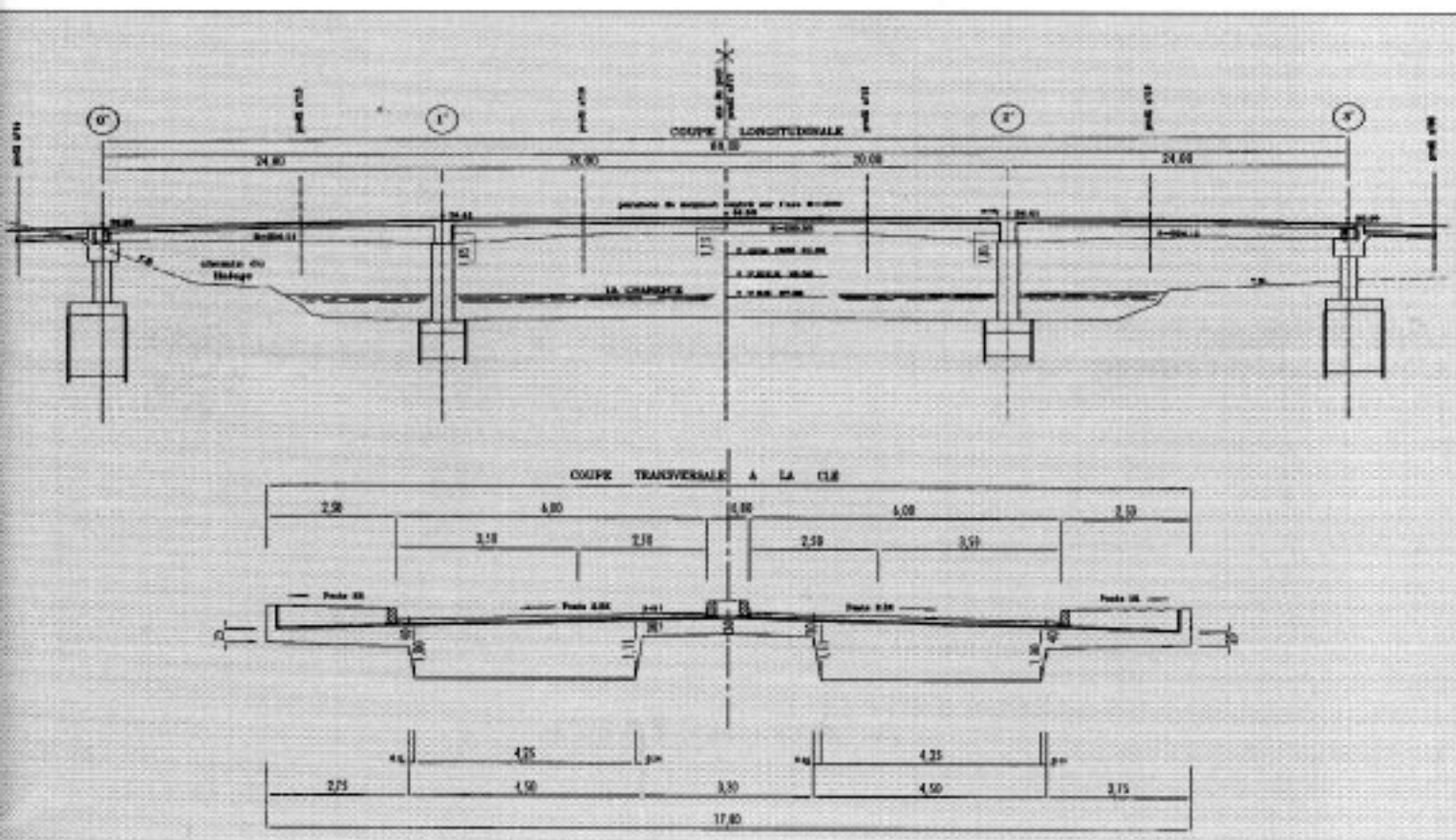


Figure 1 - Solution béton (Doc).

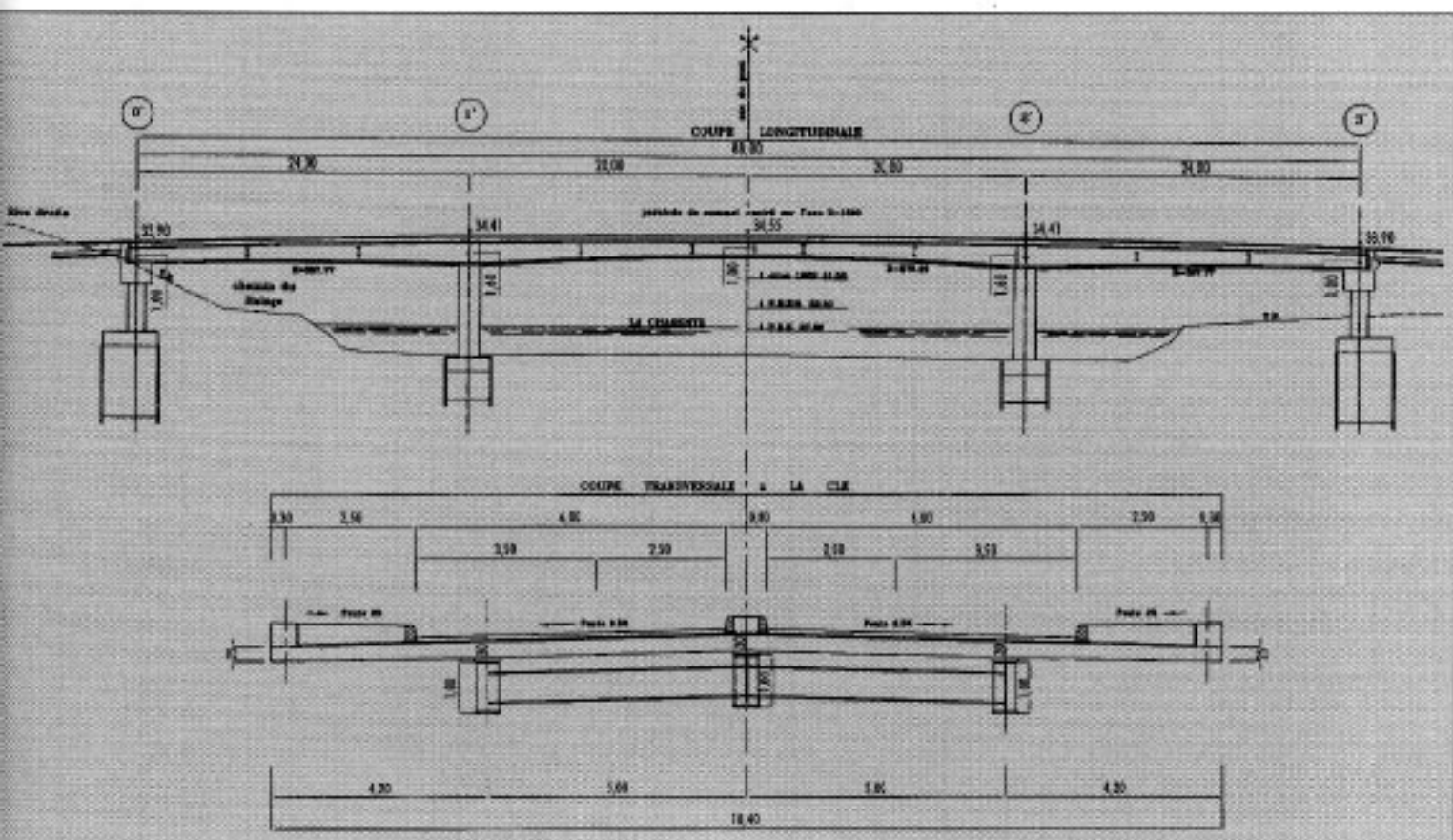


Figure 2 - Solution mixte (Doc).

2,75 m, le tout limité à 50 km/h) et deux trottoirs de 2,00 m chacun (indispensable pour la vie des quartiers); cela fait 16,00 m plus un TPC (terre plein central) (minimum 0,75). Un choix architectural a été fait d'avoir un seul ouvrage (au lieu de deux décalés) et avec les dispositifs de retenue sa largeur voisine les 18,00 m (17,80 m pour la solution béton et 18,40 m pour la solution mixte - voir coupe transversale).

Le maître d'œuvre a souhaité faire jouer la concurrence acier-béton et par conséquent deux solutions de base ont été étudiées, l'une en béton précontraint à dalle bi-nervurée (nervure large), l'autre en ossature mixte à 3 poutres pour limiter l'élanement (h/l), h étant la hauteur poutre métallique plus dalle béton). Dans chacune de ces solutions, l'architecte a

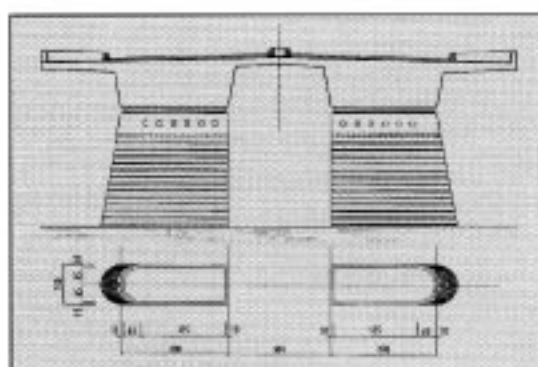
réussi à faire prévaloir le point de vue des grands encorbellements (2,75 m pour la solution béton, 4,20 m pour la solution mixte) qui associés à la hauteur variable (environ 1,15 à 1,30 m sur culées et 1,85 à 2,00 m sur piles, la première valeur pour la solution béton et la seconde pour la solution mixte), concourent à la finesse de l'ouvrage.

Pour les appuis de l'ouvrage, la structure du tablier a induit pour les piles en rivière, leurs formes (3 fûts indépendants reliés en pied par une semelle de répartition pour la solution mixte et 2 fûts pour la solution béton) (voir figure 3) très fines; quant aux culées, l'architecte y a incorporé un éclairage sous forme de hublots qui contribue un peu plus à faire de cet ouvrage « un bateau sur l'eau ».

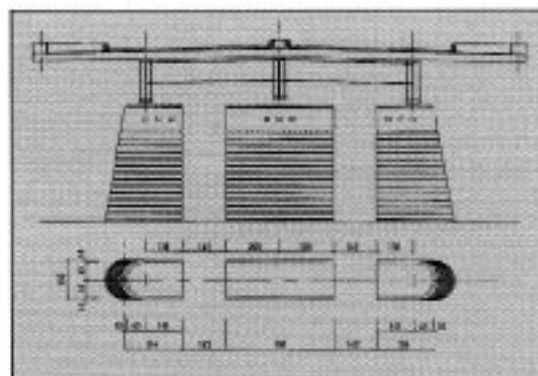
Après constitution d'un avant-projet en janvier 93, le maître d'œuvre a lancé un DCE (dossier de consultation des entreprises) en mai 93, en appel d'offres ouvert avec variantes (mineures, ne remettant pas en cause la conception architecturale du projet). La consultation a été ouverte le 15 juillet 1993 en présence d'un représentant de la DDE, d'un représentant du CG 16 et des représentants habituels lors des appels d'offres communaux. Les variantes ont porté principalement sur les fondations des culées (prévues sur puits en gros béton ceinturés par des palplanches); les entreprises ont proposé des fondations sur pieux pour chacune des culées. Après discussion et vérification, le maître d'œuvre a retenu 3 Ø 1 200 par culée pour la solution mixte, mieux placée que la solution béton (environ 8% de moins sur l'ensemble de la solution).

Début septembre 93, une entreprise a été retenue, il s'agit de Jean Lefebvre (agence de Tours, M. Charlot) pour un montant d'environ 11 MF (TTC) pour l'ouvrage mixte, avec un démarrage des travaux au début de novembre 93. Le DCE prévoyait une précontrainte transversale du hordis compte tenu de la portée des encorbellements (4,20 m); l'entreprise Jean Lefebvre avait proposé une variante en béton armé pour le hordis en diminuant notablement

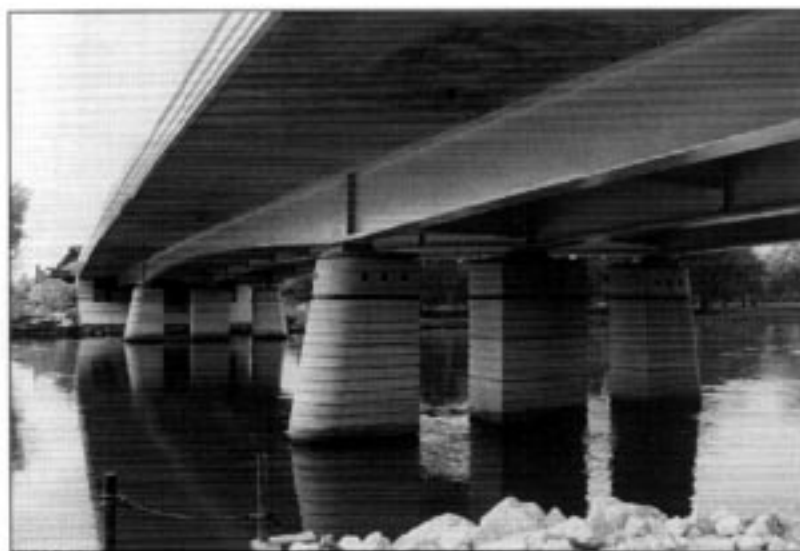
Figure 3 - Forme des piles
— Solution béton



— Solution mixte.



Détail des piles.



Détail des culées.



l'encorbellement (environ 2,0 à 2,50 maxi) : cette variante a été rejetée car modifiant l'aspect architectural du projet.

Le bureau d'études retenu pour l'exécution était SEAMP (agence de Toulouse, M. Feray) filiale de SEEE et très vite est apparu un premier problème : le calcul du tripoutre avec précontrainte transversale ; problème de modélisation et problème financier, l'entreprise ayant remis un prix d'études à l'appel d'offres (correct en soi, un peu plus de 2,5% tout confondu) trop bas par rapport au problème posé.

Pour l'ossature métallique, l'entreprise Jean Lefebvre s'était groupée avec Berthold SA (M. Nahant) qui proposait des tôles d'épaisseurs variables (au moins autour des piles). Une première répartition de matière calculée avec la méthode de Courbon a été fournie par Berthold en octobre 93 ; le cas le plus défavorable est réalisé quand 3 voies sur 4 sont chargées et donne pour la poutre de rive $\Delta = 1,48$ (Δ : coefficient de Courbon).

La charpente métallique (3 poutres + entretoises + raidisseurs) voisine au total les 200 tonnes (ce qui donne un ratio utile d'environ 120 à 125 kg/m²).

D'habitude en ouvrage mixte bipoutre, on travaille avec des entretoises tous les 8,0 m ou des pièces de pont tous les 4,0 m pour les ouvrages larges (> 13,00 m). Le bureau d'études Seamp a contesté ce choix fait au DCE d'avoir des entretoises tous les 8,00 m pour un tel tripoutre, arguant d'une trop grande flexibilité transversale de l'ouvrage et souhaitant un rapprochement notable des entretoises, à environ 4,0 m.

Un compromis a été trouvé avec des entretoises à 5,70 m d'espacement pour la travée centrale et 6,0 m d'espacement pour les travées de rive, et vérifié ensuite par les calculs (voir ci-après).

Une première approche RDM (résistance des matériaux) du problème de la répartition transversale des charges consiste à envisager une bande transversale de l'ouvrage de 1 m de largeur où l'on peut traiter le hourdis du pont comme une poutre sur 3 appuis ; dans cette optique pour un chargement des 4 voies, la poutre centrale paraît plus chargée que les poutres de rive ; un petit calcul plus précis montre en fait que, compte tenu des grands encorbellements, les poutres de rive sont plus chargées qu'il n'y paraît à première vue, déchargeant considérablement la poutre centrale, pour une répartition voisinant les (0,375, 0,25, 0,375), mais cette approche est grossière compte tenu du comportement en dalle du hourdis et des transferts de charge par l'entretoisement. La méthode de Courbon

constitue à cet égard une meilleure approche pour prendre en compte le fonctionnement réel de l'ouvrage.

Mais cela pénalise également la poutre centrale, puisque le dimensionnement se fait sur les poutres de rive (coefficient de répartition maxi de 0,49 pour les poutres de rive). Cela conduisit un jour le bureau d'études Seamp à dire sous forme de boutade « que la poutre centrale pouvait être enlevée car ne reprenant que très peu de charges ».

Cela me paraît un peu excessif comme raisonnement, surtout que revenir à un bipoutre conduisait à augmenter légèrement l'élanement (H/L) sur pile, non souhaitable sur le plan architectural. L'ensemble de ces réflexions a porté à penser que la seule approche crédible du problème de répartition transversale consistait à modéliser en trois dimensions le fonctionnement de la structure, d'où le recours au programme ROBOT de SEEE.

On modélise d'abord la charpente (les 3 poutres linéairement et toutes les entretoises : 52 éléments par poutre et 32 entretoises au total) ; les nœuds correspondants sont entrés en x, y, z (les nœuds des poutres sont affectés à leur centre de gravité sur la section en I, les nœuds des entretoises sont asservis aux nœuds des poutres). Ensuite on modélise le hourdis avec un maillage plan, décalé en Z par rapport au maillage précédent. On asservit de même les nœuds du hourdis situés immédiatement au-dessus des nœuds des poutres métalliques. Les appuis de l'ouvrage sont également rentrés : fixes en Z, doués de raideur en x et y (avec un module instantané et un module différé).

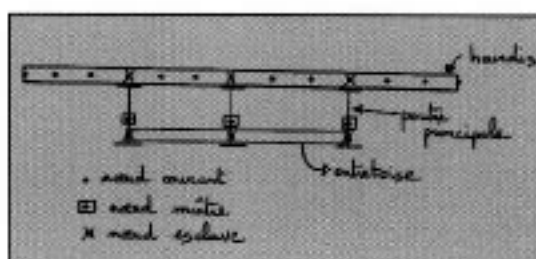


Figure 4 - Modélisation Robot.

Remarques :

1 - les nœuds du hourdis situés immédiatement au-dessus des nœuds des poutres sont rendus esclaves de ces derniers nœuds (comme les nœuds des entretoises).

2 - le hourdis est rentré sous la forme d'un treillis de poutres orthogonales ; les barres longitudinales comportent une section et une inertie, les barres transversales de même, mais seules les barres longitudinales sont activées pour le poids propre.

Après ce travail déjà fastidieux, il faut rentrer les chargements (de façon automatique pour le poids propre mais manuellement pour les superstructures et les surcharges). C'est à mon avis le grand point faible de ces programmes de calcul : ils ont déjà une architecture informatique complexe pour « brasser » des gros codes d'éléments finis (assemblages, calcul matriciel,...) et ne sont en général pas dotés de logiciels complémentaires intégrés aidant à la convivialité des opérations dans un cas précis (règlement de surcharge des ponts par exemple) et diminuant les risques d'erreurs manuelles.

Figure 5 - Répartition de matière après calcul Rosot aux éléments finis.

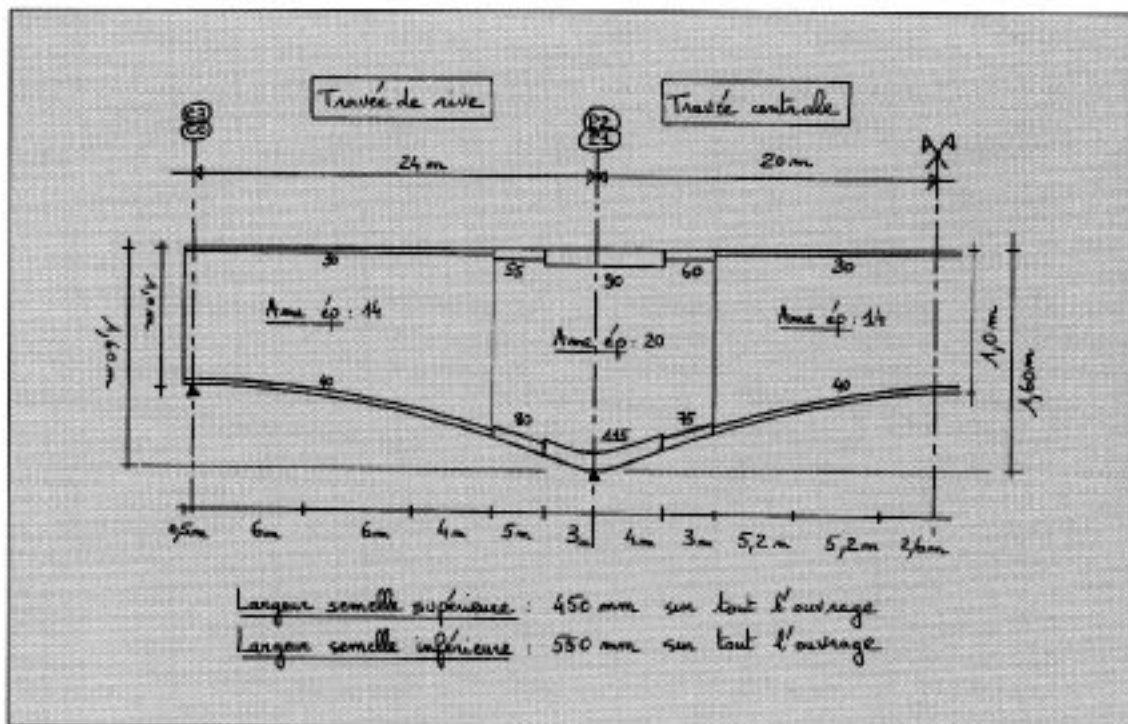
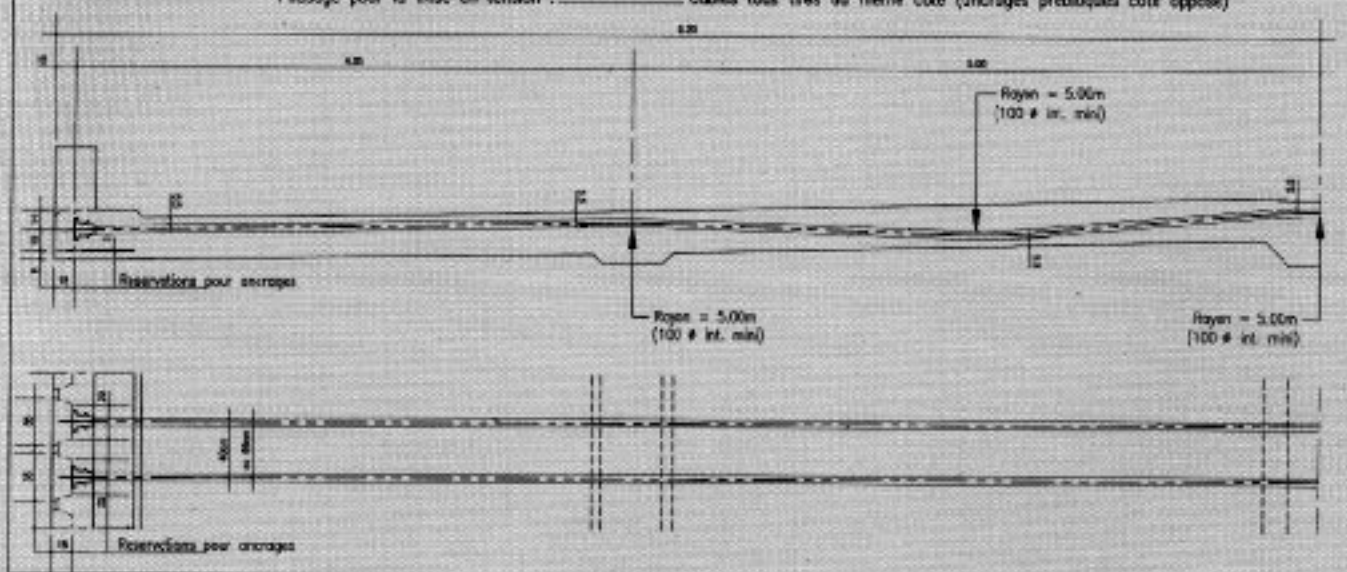


Figure 6 - Schéma de la précontrainte transversale.

CARACTERISTIQUES DE LA PRECONTRAINT

ECH: 1/25

- Type de gaines : _____ #55mm ext. #50mm int. rigides en feuillets centrables à la main
- Type de câbles : _____ 4 T15 SUPER
- Système : _____ COL EF
- To à l'ancrage à la mise en tension : _____ 85 T
- R béton nécessaire pour la mise en tension : _____ 24 MPa
- Phasage pour la mise en tension : _____ Câbles tous fins du même côté (ancrages prébloqués côté opposé)



Coefficient de répartition	Chargement	Charges permanentes	Surcharges réglementaires
Poutre de rive		0,35	0,32
Poutre centrale		0,30	0,37

Tout calcul fait, on a pu conclure de la répartition ci-dessus.

Ce tableau reflète toute l'ambiguïté du problème posé au départ: en fonction de la nature des chargements la poutre dimensionnante est ou la poutre de rive ou la poutre centrale (la réalité de la matière est toujours un compromis entre des positions extrêmes).

Le coût de ce calcul complémentaire s'est élevé à environ 50 000 F HT ce qui est loin d'être excessif surtout si on prend en compte le fait que les résultantes des efforts obtenus par ce calcul (3 composantes de forces suivant x, y, et z et 3 composantes de moment (deux de flexion et 1 de torsion) permettent une approche tout à fait correcte de la précontrainte transversale de l'ouvrage.

Ce travail a été fait en février 94, alors que les fondations des appuis ont été terminées en janvier 94 et les appuis eux-mêmes en avril 94, le lançage de la charpente métallique étant programmé fin mai 94. Cela montre les délais très courts dans lesquels les bureaux d'études d'exécution ont à intervenir comparés parfois à la lenteur des avant-projets (sachant que le délai incompressible pour commander les aciers aux sidérurgistes est d'environ 8 semaines et que les montages en usine prennent entre 3 et 5 semaines suivant la complexité des assemblages).

À la suite des calculs fins faits par Seamp. Berthold a repris sa répartition de matière en la modifiant légèrement (voir figure 5) pour mieux coller à la réalité, sans changer fondamentalement le tonnage (légèrement inférieur à 200 t).

La précontrainte transversale, quant à elle, est constituée de câbles 4 T 15, dont l'espacement varie de 40 cm autour des piles et des culées à 66 cm en travée (en torons super). La précontrainte a été réalisée par PCB (Groupe Baudin-Châteauneuf). Son tracé est représenté en figure 6.

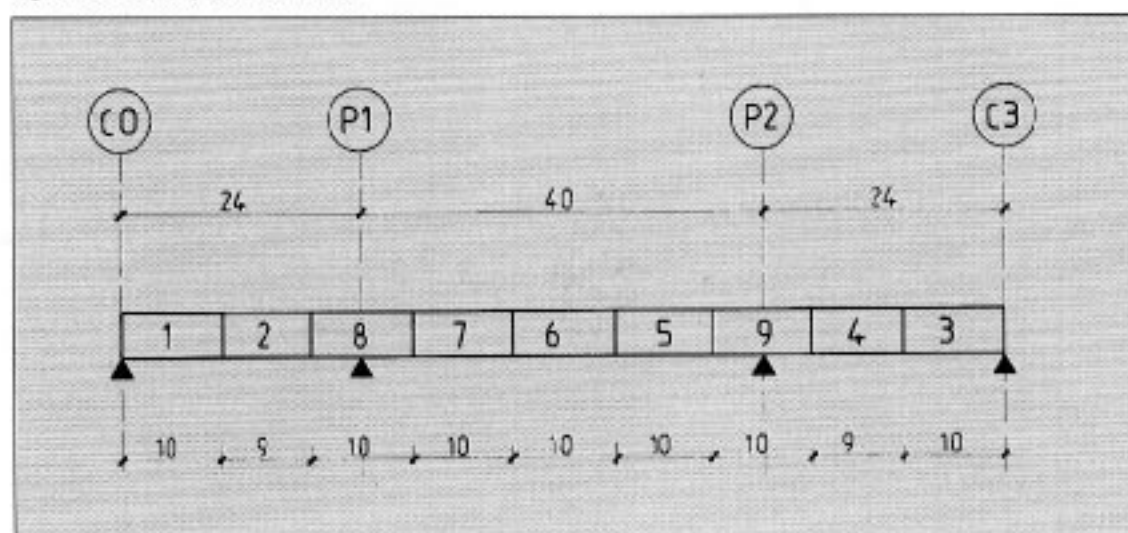
Le bétonnage du tablier a commencé à la mi-juin 94 avec le système classique du pianotage (voir figure 7). Il s'est terminé à la mi-août 94. Le béton du tablier est un B 35.

La charpente métallique a été peinte en septembre 94 (entreprise Borifer de Bordeaux) et les superstructures achevées en novembre 94.

La mise en service de cet ouvrage a fait l'objet d'une inauguration officielle du Boulevard Urbain Ouest à Angoulême par Madame Veil (ministre de la Ville et des Affaires sociales) le 22 décembre 94. ■

Jean-Luc NORMANDIN

Figure 7 - Cinématique de bétonnage.



Bipoutre, tripoutre, ... ou caisson ?

L'article qui précède présente un tripoutre en ossature mixte acier-béton. Le nouveau pont d'Angoulême est très réussi sur le plan architectural avec ses poutres de hauteur variable, et les piles dessinées par Bénédicte Testud.

La poutre centrale reste dans l'ombre et n'est pas directement visible. En revanche elle se reflète très souvent dans la Charente, qui reste en effet généralement un fleuve très pacifique avec la surface d'un miroir.

Une solution caisson aurait également été envisageable, le caisson avec pièces de pont extérieures présentant évidemment dans le site les plus grandes qualités esthétiques.

Le choix d'un tripoutre à Angoulême est un choix architectural, mais un ouvrage bipoutre, aurait été aussi possible et sans doute plus économique dans cette gamme de portées et d'élançements.

En effet, le poids d'une dalle épaisse ne représente pas un problème dans le cas de portées faibles comme une travée centrale de 40 mètres.

Bien entendu, la dalle de 18 mètres de large du bipoutre aurait été précontrainte transversalement par des câbles, et précontrainte longitudinalement par des dénivellations d'appui raisonnables de trente centimètres environ. Nous les aurions déterminées par un calcul avec le but d'obtenir un hourdis comprimé sous charges permanentes dans les deux directions du plans de la dalle. À ces charges permanentes nous aurions ajouté dans ces calculs de flexion longitudinale et transversale, les effets causés par un camion fréquent comme un BF de 30 tonnes, dans le but d'améliorer la durabilité.

Soulignons à cette occasion que si les ancrages de précontraintes transversales sont assez coûteux, les dénivellations d'appui restent ici quant à elles des opérations de vérinage d'un prix réduit qui permettent de faire des économies sur l'ossature métallique en réduisant l'épaisseur des tôles sur appui, le coût des soudures, et le tonnage global d'acier.

On évite généralement, le pont à trois poutres car il nécessite une fois et demi plus d'acier dans les âmes des poutres qu'un bipoutre offrant les mêmes fon-

ctions. En passant de deux à trois poutres on fait aussi plus que doubler le prix des assemblages des entretoises aux poutres principales, en particulier si on dimensionne les entretoises du tripoutre par la méthode de Courbon.

Le surcoût global d'un tripoutre par rapport à un bipoutre est donc important, comparable et probablement supérieur à celui d'un caisson par rapport à un bipoutre.

Précisons enfin qu'un tripoutre dont la dalle est précontrainte transversalement soulève des problèmes techniques qui appellent les commentaires suivants :

1 - Les entretoises souples sont tout à fait pertinentes en présence d'une précontrainte transversale. En effet, la méthode de Courbon vise surtout, par la mise en œuvre d'entretoises très raides, à protéger la dalle en béton armé non précontrainte des sollicitations transversales dues aux charges locales.

2 - Le renforcement des entretoises par leur rapprochement et leur rigidification accentue le problème du fluage du béton qui provoque avec les années la migration de l'effort initial de précontrainte. Celui-ci quitte la dalle pour aller comprimer les entretoises, laissant le béton sans protection.

3 - La précontrainte transversale doit onduler davantage dans une dalle de tripoutre que dans une dalle de bipoutre de même largeur, en particulier quand on a la chance de disposer d'un profil en toit dans la coupe transversale. De ce fait, la précontrainte transversale est plus difficile à mettre en œuvre sur un tripoutre et elle requiert plus de précision.

4 - L'approche par grillage spacial de barres du type ST1 est la plus commode pour résoudre rationnellement d'un seul coup le calcul de flexion transversale et le calcul de flexion longitudinal sous l'action des charges BC ou MC 120. La dalle est alors représentée par des barres en lanières assez rapprochées dont l'espacement conseillé est de 50 cm. L'équipe du pont d'Angoulême a donc eu parfaitement raison de choisir ce type d'approche pour le calcul. ■

Jacques BERTHELLEMY

MASSIF DE SOUTÈNEMENT

renforcé par géotextile

construction

Dans le cadre de l'aménagement de la RN 20 entre Foix et Tarascon sur Ariège, cinq massifs de soutènement ont été construits.

L'un de 21 mètres de haut comptant 3 000 m² de parement — le MS 13 — a fait l'objet d'une procédure d'APOA.

C'est cet ouvrage que nous décrivons ci-après.

Situation

Le massif de soutènement longe la retenue du barrage de Ferrières en contrebas du village d'Amplaing sur une longueur de 176 mètres.

Ce massif est situé sur un versant de montagne et le pied de ce massif est en bordure du plan d'eau.

Reconnaissance des sols

Géologie

La géologie et la géomorphologie du site indiquent que la terrasse située en contrebas du village d'Amplaing correspond soit à un ancien glissement fossile soit à une ancienne terrasse fluvio-glaciaire entamée par la rivière l'Ariège. Il était important de lever cette ambiguïté car dans le cas du glissement, la charge de remblai pouvait le réactiver.

Par ailleurs, le terrain naturel a une pente très forte en dessous des dernières maisons du village et la stabilité probablement précaire était à vérifier.

Géotechnique

Il a été effectué des forages avec essais pressiométriques qui ont révélé des sols très hétérogènes. Leur nature parfois granulaire ne permettait pas d'envisager des essais mécaniques en laboratoire. Sur la base qualitative des essais en place, une évaluation de la résistance au cisaillement a été faite, ce qui a permis de caler les caractéristiques mécaniques.

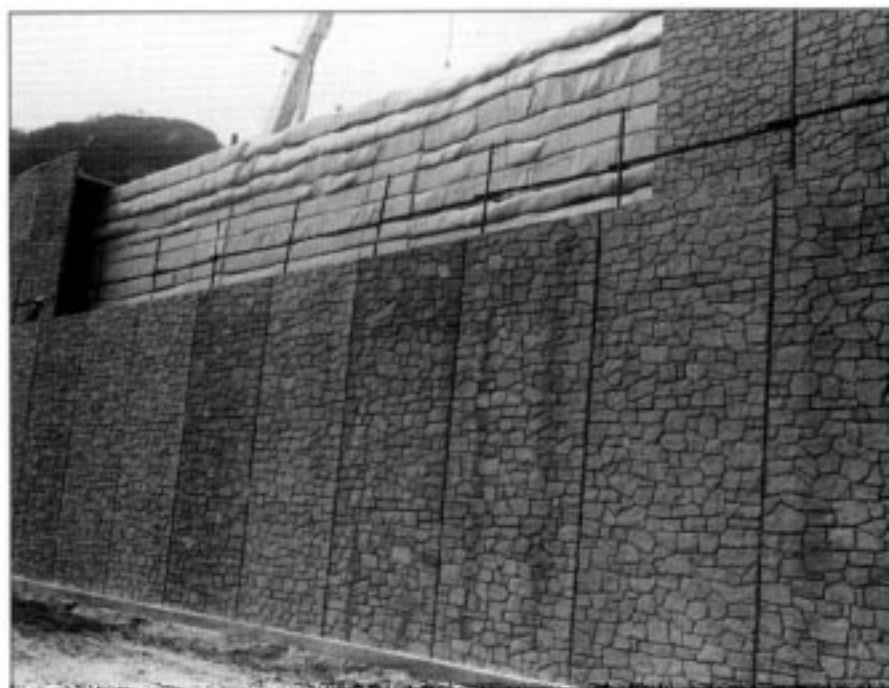


Photo 1.

Les valeurs retenues des cohésions et angles de frottement interne des différentes couches ont permis les études de stabilité sur plusieurs profils du massif.

Le toit du rocher, variable en altitude, se situe entre 3 et 4,5 mètres de profondeur et est surmonté par des graves et une couche de limon de l'ordre de 1,50 m en surface.

Étude de stabilité

Une étude de stabilité effectuée par le Laboratoire Régional avec le logiciel PETAL du LCPC a montré que la stabilité au grand glissement avec un coefficient au moins égal à 1,20 nécessite un rabattement de la nappe phréatique et une fondation au rocher.

Choix du type d'ouvrage

À l'issue des sondages et du rapport géotechnique, le choix d'un massif renforcé souple à trois niveaux séparés par une risberme de 3 mètres s'est avéré le

INTERVENANTS:

Maître d'ouvrage:
État

Maître d'œuvre:
DDE de l'Ariège -
Subdivision Routes
Nationales
Projet: CETE du Sud-
Ouest DOA -
Laboratoire Régional
de Toulouse

Entreprises:
— Terrassements:
Groupe Lamic-Cazal
— Renforcement-
parements: Mur Ebal

Études d'exécution:
Mur Ebal

Contrôle:
CETE du Sud-Ouest
DOA - Laboratoire
Régional de Toulouse

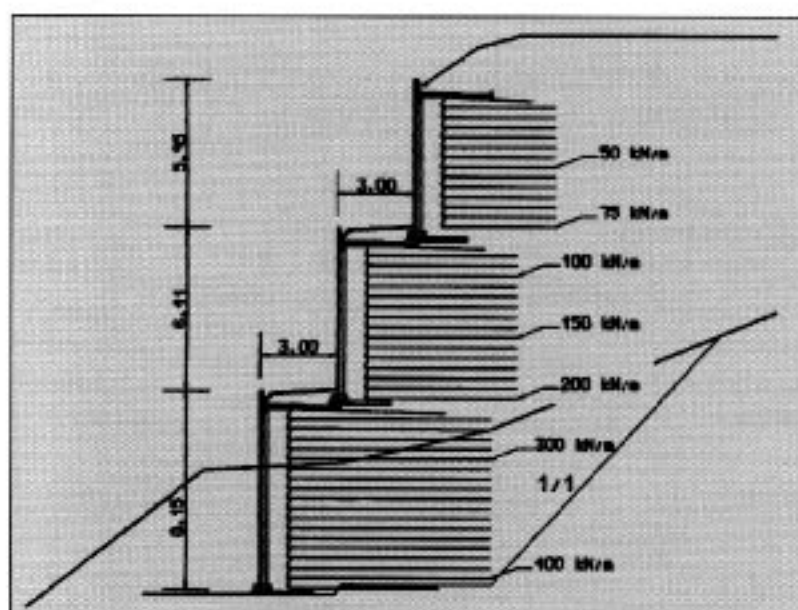


Figure 1.

plus adapté (la hauteur de ces trois niveaux est : niveau supérieur $h = 5,95$ m, niveau intermédiaire $h = 6,41$ m, niveau inférieur $h =$ variable jusqu'à $8,15$ m) (fig. 1).

Les critères principaux de choix ont été les suivants :

- la stabilité du mur (stabilité interne et au grand glissement),
- la non déformation du parement (indépendance massif/parement),
- les exigences architecturales pour l'intégration au site,
- les facilités de pose du parement.

Pour répondre au premier critère, nous avons adopté un massif renforcé en géotextile. Pour répondre au second critère, un parement béton architectonique indépendant cache les éventuelles déformations du massif. Pour répondre au troisième critère, le motif du parement a été choisi identique

Photo 2.



aux murs en pierre de la région (prise d'empreintes par matrice sur mur de centrale EDF de Ferrières). Pour le quatrième critère, le découpage des parements en trois niveaux facilite la pose en limitant la hauteur.

C'est cet ouvrage qui a fait l'objet d'un APCA puis après étude complémentaire demandée à l'instar de l'inspection générale, a été approuvé par décision ministérielle en date du 23 mars 1993 (photo 1).

Dossier de consultation

Une série de sondages complémentaires a été lancée auprès du Laboratoire Régional de Toulouse pour déterminer le niveau exact du rocher.

Le dossier de consultation autorisait en variante le type de renforcement du mur en terre par la technique « Terre Armée » mais en imposant l'indépendance du parement et un traitement architectural comme demandé dans la décision ministérielle précitée.

Choix de l'entreprise

Après ouverture des plis de la consultation, le maître d'œuvre a choisi la solution TER EBAL jugée la mieux disante. Il s'agit d'un procédé massif de soutènement souple en terre renforcée par des nappes de géotextiles protégées par un écran architecturé en béton armé indépendant.

Ce procédé était présenté par l'entreprise MUR EBAL et le remblai mis en œuvre par le groupement d'entreprises de terrassement LAMIC CAZAL.

Description du procédé

Le procédé TER EBAL issu d'une collaboration commune LCPC, CER de Rouen et la société MUR EBAL a fait l'objet d'un brevet LCPC/MUR EBAL.

Ce procédé consiste à monter, par couches de 40 cm, un remblai en interposant des lits de géotextile de renfort qui assurent sa tenue (photo 2).

La mise en œuvre de ce remblai fait intervenir un coffrage breveté qui crée, par l'intermédiaire de coussins pneumatiques, une pression sur le parement géotextile assurant ainsi la verticalité du parement en cours de remblaiement et permet de reprendre « le mou » du géotextile.

Le compactage de chaque couche de remblai se fait suivant les règles de la « recommandation pour les terrassements routiers » afin d'obtenir 95% de l'OPTIMUM PROCTOR.

Devant le massif ainsi exécuté, un voile écran préfabriqué servant de parement est mis en place. Ce voile, indépendant du massif en terre et reproduisant les motifs des plans d'architecte, est mis en place à la grue. Il ménage un vide devant le massif en terre qui permet de visiter le parement géotextile et le protège des ultraviolets. Ce voile écran est fondé sur une longrine et s'appuie en tête de mur sur le massif en terre par l'intermédiaire d'une dalle de transition. Des tirants en BA, espacés de 1,20 m et prolongeant la dalle de transition, assurent la stabilité de l'écran (photo 3).

Calculs

Les calculs de l'ouvrage ont été effectués pour :

- le voile écran,
- le massif renforcé.

Voile écran

Les calculs ont été exécutés suivant les règles du BAEL 91 pour déterminer le ferrailage et les contraintes du béton dans les différents éléments de l'écran (voile - dalle de transition - tirant).

Les effets du vent sur l'écran ont été calculés en appliquant le fascicule 61 Titre II article 14.1. ($2\,000\text{ N/m}^2$).

Les efforts développés par la manutention des écrans en usine (2 points de levage) et sur chantier (1 point de levage) ont été pris en compte.

La longrine des fondations a été calculée suivant le fascicule 62.

Massif renforcé

Le massif renforcé a fait l'objet de 3 phases de calculs distinctes :

1. l'équilibre externe du massif (sécurité au glissement et au poinçonnement),
2. la stabilité interne du massif renforcé,
3. la stabilité au grand glissement.

1) Équilibre externe du massif

La stabilité au glissement a donné un coefficient de sécurité de 1,42.

Au poinçonnement, le taux de travail au sol est de 3,7 bars pour 4,5 admissibles.

Pour le calcul de la stabilité interne du massif ren-



Photo 3.

forcé et la stabilité au grand glissement, il a été utilisé le logiciel CARTAGE du LCPC.

Ce programme de calcul est issu des recherches conjointes du LCPC et de l'IRIGM (Institut des Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique de l'Université de Grenoble), calcul effectué suivant la méthode en déplacement.

Les résultats fournis par ce logiciel sont énumérés ci-après :

- coefficient de sécurité du massif non renforcé (FO),
- coefficient de sécurité du sol pour le déplacement critique imposé avec prise en compte des géotextiles (FLIM).

Pour le coefficient de sécurité désiré (FSOL), il détermine :

- le déplacement du massif de tête,
- de déplacement dans chaque lit de renfort,
- la tension dans chaque lit de renfort,
- le coefficient de sécurité de l'ancrage des lits de renfort.

2) Stabilité interne du massif renforcé

Le calcul a été effectué en tenant compte de 14 cercles de glissement au niveau du massif de plus grande hauteur avec pour caractéristiques des rem-

blais (voir figure 2):

$$\varphi = 35^\circ \quad \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \quad c = 0$$

et avec prise en compte d'une surcharge de 1 T/m^2 simulée par une couche de remblai de 10 cm et de poids volumique de 100 KN/m^3 .

Le rapport des coefficients de frottement du géotextile et du sol étant de 0,7 et le rapport de cohésion des géotextiles et du sol étant de 0, le coefficient de sécurité F_{sol} vaut 1,5 pour un déplacement maximal du massif de 2,7 cm occasionnant une tension maximale de 125 KN/m et un coefficient minimal d'ancrage des géotextiles de 1,73 (le coefficient minimal d'ancrage et de F_{sol} étant de 1,5).

Ces résultats varient suivant les cercles de glissement et tiennent compte évidemment des caractéristiques du géotextile de renforcement (longueur et raideur) affectés à chaque massif de géotextile dans les données du calcul.

3) Stabilité au grand glissement

Un autre calcul avec le logiciel CARTAGE est effectué en tenant compte alors des caractéristiques du massif précédemment calculé (sol 1) et de caractéristiques des sols en place (sol 2) (voir figure 2).

Le sol 1 a les caractéristiques précédemment décrites:

$$\varphi = 35^\circ \quad \gamma = 200 \text{ KN/m}^3 \quad c = 0$$

Le sol 2 a les caractéristiques ci-après:

$$\varphi = 28^\circ \quad \gamma = 180 \text{ KN/m}^3 \quad c = 5 \text{ KPa.}$$

Nous obtenons après avoir pris 3 cercles de glissement passant en pied du massif renforcé une tension maximale dans le géotextile 106 KN/m , F_{sol} vaut 1,50 avec un déplacement de 1,8 cm du massif et un coefficient minimal d'ancrage de 1,85.

La stabilité d'ensemble est donc assurée.

Exploitation des résultats de calcul

Pour le choix de la qualité des géotextiles, il a été choisi du polyester et nous avons appliqué le projet de norme sur les coefficients de sécurité relatifs aux géotextiles et produits apparentés établi le 05/11/91.

Les coefficients à prendre en compte pour les polyesters sont dans ce projet de 3,30 pour une mise en œuvre peu agressive et 4,5 pour une mise en œuvre agressive.

Pour justifier la prise en compte d'une mise en œuvre peu agressive, un essai d'endommagement du géotextile proposé, le «BIDIM-ROCK», a été effectué dans les conditions du chantier.

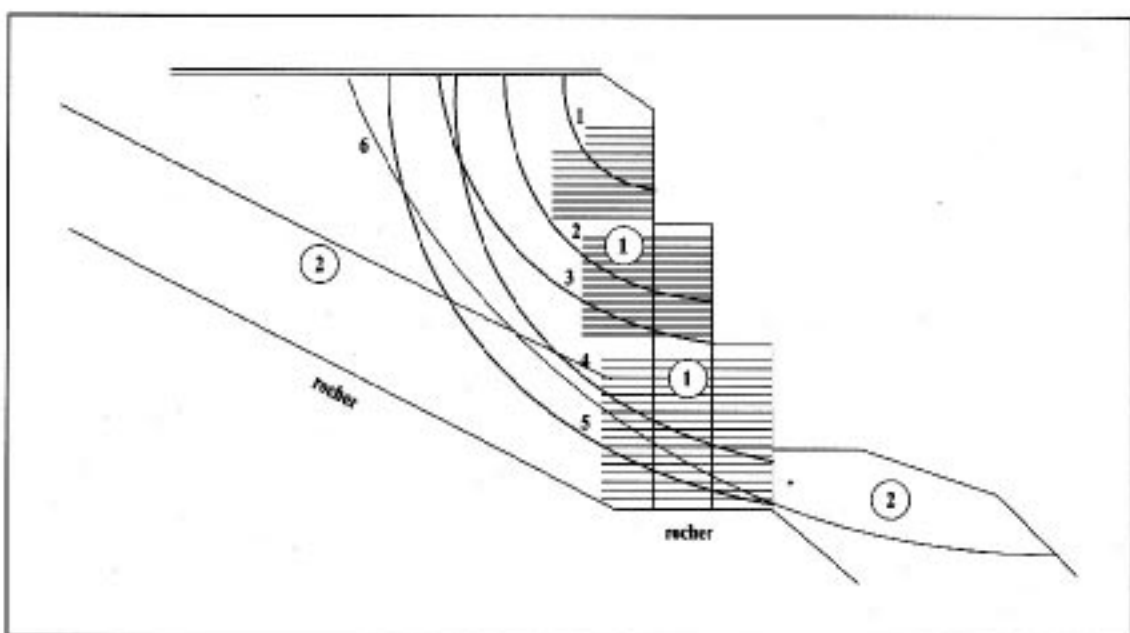
Deux séries d'essais ont été effectués sur les échantillons testés:

- 1 essai externe au laboratoire RNE du LRPC de Nancy,
- 1 essai interne au laboratoire de BIDIM géosynthétiques.

Les essais de traction effectués sur les échantillons de BIDIM-ROCK 150 conformes à la norme NF G 38-011 ont été exécutés au nombre de 5 essais de traction dans le sens de production du géotextile (SP) et de 5 dans le sens travers (ST) pour chaque série d'essai interne et externe.

Ces essais de traction conformes à la norme NF G 38-014 ont donné des résultats satisfaisants permettant de conclure que la mise en œuvre peu agressive (coefficient 3,3) pouvait être prise en compte pour l'ouvrage.

Figure 2 - Schématisation des types de cercles de glissement:
— stabilité interne du massif renforcé (types 1, 2, 3, 4 et 5),
— stabilité au grand glissement (type 6).



Les valeurs moyennes des résultats des séries d'essais sont les suivantes :

contrôle externe : résultat moyen 153,8 KN/m (SP) et 13,85 KN/m (ST),

contrôle interne : résultat moyen 157,5 KN/m (SP) et 12 KN/m (ST).

Contrôle des géotextiles

Les produits sont livrés avec leur fiche d'identification. Les contrôles de la qualité des géotextiles imposés au marché ont fait l'objet d'un plan de contrôle.

Les essais réalisés ont été :

- Norme NF G 38-012 épaisseur
- Norme NF G 38-013 masse volumique
- Norme NF G 38-014 résistance à la traction (SP ST)
- Norme NF G 38-016 permittivité

Ces essais ont été effectués dans le laboratoire du fournisseur pour chaque gamme de produit de caractéristiques mécaniques différentes.

Le nombre et la fréquence de ces contrôles étaient définis dans les tableaux 1 et 2 de la norme expérimentale G 38-060 avec un niveau de contrôle exceptionnel tel que défini dans le tableau de l'annexe 1 de cette norme.

Le contrôle interne effectué par le fournisseur a été validé par un laboratoire externe RNE, le LRPC de Nancy suivant la procédure RNE 49 géotextile.

Contrôle de mise en œuvre du remblai

Pendant la phase de terrassement, des mesures de cisaillement ont été effectuées pour vérifier l'angle de frottement interne des matériaux mis en œuvre.

L'angle de frottement pris en compte dans nos calculs était de 35°, celui relevé *in situ* sur le remblai était de 40°.

Des essais de plaques (2 essais toutes les trois couches) ont permis de suivre l'intensité du compactage.

Instrumentation du massif

Compte tenu de l'importance du MS 13, une instrumentation a été mise en place afin de suivre le comportement réel de l'ouvrage. À cette fin, deux profils P13 et P15 situés dans la zone de plus

grande hauteur et distants d'environ 15 m, ont été équipés.

Pour chaque profil, l'instrumentation se décompose ainsi :

• 13 capteurs d'allongement ponctuels fixés sur les nappes de géotextile

Nous avons utilisé des capteurs de type potentiométriques rectilignes protégés de l'humidité par un soufflet en caoutchouc, et fixés sur le géotextile par deux équerres en matière plastique collées et vissées. Un ensemble métallique, comportant un cylindre avec une collerette annulaire à la base et une plaque au sommet, assure la protection de chaque appareil contre le poinçonnement.

Les capteurs sont localisés au tiers inférieur de la hauteur de chaque mur. Le niveau inférieur comporte 6 capteurs répartis sur deux nappes, et les niveaux intermédiaires et supérieurs comptent respectivement 4 et 3 capteurs placés sur une nappe. Cette mesure permet de vérifier que la déformation ponctuelle du géotextile reste inférieure au seuil de tolérance fixé par le coefficient de sécurité retenu dans les calculs (fonction du géotextile utilisé), durant la construction (mise en tension des nappes), et durant la vie de l'ouvrage (fluage à long terme).

• 4 extensiomètres horizontaux à tige couplés à des capteurs d'allongement, allant de l'arrière du massif renforcé au parement

Les extensiomètres à tige utilisés sont constitués d'un fourreau extérieur en PVC souple, à l'intérieur duquel coulisse librement une tige en fibre de verre. Une extrémité est scellée à un point de référence fixe, l'autre extrémité libre est équipée d'un capteur permettant de mesurer le déplacement entre la tige et le fourreau. Les extensiomètres fabriqués d'un seul tenant ont été commandés aux longueurs correspondant à l'ouvrage.

Ces appareils sont situés au 1/3 et aux 2/3 de la hauteur du niveau inférieur, et à mi-hauteur des niveaux intermédiaire et supérieur.

La mesure indique à un niveau donné, le déplacement absolu du parement par rapport à un point fixe, situé dans le terrain naturel à l'arrière du massif renforcé, et permet d'évaluer le comportement global à long terme de l'ouvrage.

• 3 inclinomètres verticaux

En fin de construction de chaque niveau, un tube inclinométrique vertical a été mis en place par forage, avec un ancrage dans le terrain naturel servant de point de référence fixe. Les mesures de variation angulaires de ce tube par rapport à la verticale sont effectuées à l'aide d'une sonde tous les 0,5 m, et relevées périodiquement.

Pour assurer un ancrage suffisant, les tubes inclinométriques ont des longueurs de 10 m, 18 m et 24 m,

respectivement pour les niveaux inférieurs, intermédiaires et supérieurs.

Ces mesures permettent d'apprécier les rotations et déplacements horizontaux du massif à proximité du parement à différentes hauteurs du mur. Il existe donc un recoupement intéressant à une hauteur donnée avec les mesures d'un extensomètre global horizontal.

Les capteurs électriques (capteur d'allongement ponctuel et extensomètre global) sont reliés à une centrale d'acquisition, permettant d'enregistrer des mesures en continu toutes les six heures. Les constatations inclinométriques sont effectuées à dates fixes et constituent des mesures ponctuelles.

La figure 4 représente le dispositif mis en place sur un des deux profils en travers instrumentés.

LES CHIFFRES	
Parements	3 000 m ²
Remblai renforcé	20 500 m ³
Géotextile de renfort	56 000 m ²
Coût	environ 2 000 F/m ² TTC

Les résultats des mesures feront l'objet d'une publication ultérieure.

Incidents de chantier

Malgré la reconnaissance de sol complémentaire effectuée pour situer le niveau de la trace du toit schisteux pour les fondations, à l'ouverture des fouilles, nous avons été amenés à descendre le niveau de fondation du massif inférieur de 2,4 m soit une surface de parement de l'ordre de 300 m²: le toit du rocher était altéré et ne nous semblait pas suffisamment sain pour recevoir les fondations d'un massif aussi important.

D'autre part, dans cette zone d'approfondissement, des arrivées d'eau plus importantes que prévues nous ont obligés à un renforcement important du drainage. Il a fallu augmenter le nombre de tranchées drainantes, épaissir le masque drainant à l'interface TN/remblai renforcé sur toute la hauteur du massif inférieur, augmenter le nombre de drains en fond de fouille et les raccorder à des collecteurs (deux ϕ 400 et un ϕ 600) évacuant les eaux sous le massif jusqu'à l'Ariège.

Nathalie RODE - Jacques DALBON

Figure 4 - MS 13 - Profil 15 (côté Tarascon) - Instrumentation du massif.

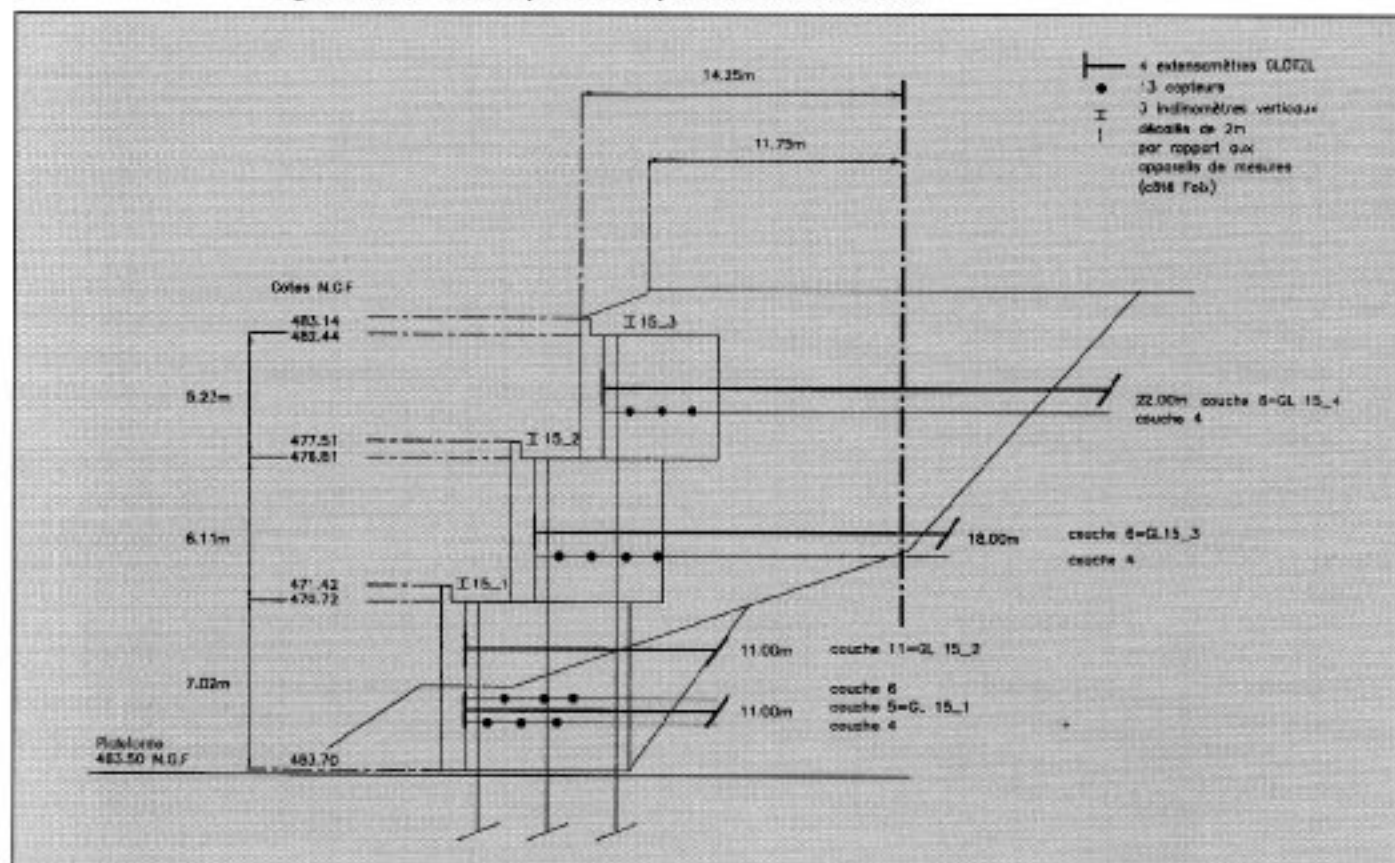




Photo 1 - Vue générale de l'ouvrage en cours de réparation.

PONT DE CHÂTEAUNEUF-SUR-LOIRE

changement de la suspension

Le 16 janvier 1985, effondrement du pont de Sully-sur-Loire ! Cette date marque une étape essentielle dans l'histoire des ponts suspendus. Suite à cet événement, le Conseil Général du Loiret met en place une politique volontariste de remise en état des ponts départementaux qui franchissent la Loire et, notamment, des six ponts suspendus.

Cette politique a permis, à ce jour, la reconstruction des ponts de Sully-sur-Loire et de Jargeau, et la remise en état de service de la suspension de Meung-sur-Loire.

Le pont de Châteauneuf-sur-Loire est le quatrième ouvrage qui nécessitait un programme important de réparation.

Présentation de l'ouvrage

Cet ouvrage, situé à 17 kilomètres à l'aval de Sully-sur-Loire et à 7 kilomètres à l'amont du pont de Jargeau, permet à la RD n° 11 de franchir la Loire. La construction de l'ouvrage fut décidée par ordonnance royale du 23 septembre 1838 et sa mise en service date du 8 octobre 1841.

Comme la plupart des ouvrages franchissant la Loire, sa position stratégique le conduisit à vivre une histoire agitée :

- destruction partielle, par fait de guerre, en 1870 et réouverture en 1872,
- restructuration de l'ouvrage en 1935, afin de répondre aux nouvelles contraintes de circulation,
- destruction partielle, par fait de guerre, le 17 juin 1940,
- reconstruction commencée en 1942, mais achevée en 1946.

C'est cet ouvrage que nous connaissons actuellement, à l'exception de quelques modifications de détail, du niveau de l'entretien courant.

INTERVENANTS :

Maître d'ouvrage :
Département du Loiret

Maître d'œuvre :
Direction des
Infrastructures
Départementales
Service Études et
Travaux Neufs

**Études et investigations
Assistance technique au
maître d'œuvre :**
DOA - CETE de Lyon
CETE Normandie
Centre
Laboratoire Régional
de l'Équipement de
Bicis

**Entreprise (étude et
réalisation) :**
Baudin-Châteauneuf

Caractéristiques de l'ouvrage

D'une longueur de 276,50 mètres, il se répartit en deux travées de rive de 49,15 mètres de long et trois travées principales de 59,50 mètres.

Présentant une largeur de 7 m entre nus intérieurs des garde-corps, il supporte une chaussée de 5,50 mètres, bordée de trottoirs de 0,75 mètre de large.

Les appuis sont constitués par des culées et piles en maçonnerie, protégées par des enrochements maçonnés.

Le tablier comporte une ossature métallique, constituée de deux poutres de rigidité latérales, trois longerons sous chaussée et des pièces de pont espacées de 2,65 mètres.

La charpente métallique est assemblée par rivetage.

La dalle en béton armé présente une épaisseur minimale de 16 centimètres. Elle a été renforcée par une dalle mince, connectée sur les trois travées rive gauche en 1977. Cette même année, l'étanchéité et la couche de roulement ont été entièrement refaites.

La suspension comporte, par travée et par nappe :
— deux câbles porteurs monotorons de 4 372 mm² de section (Ø 88),
— deux câbles de tête monotorons de 3 199 mm² de section (Ø 75,15).

Ces câbles sont amarrés en tête de pylône par des étriers, attachés sur des pièces en acier moulé; ces pylônes sont constitués par des portiques métalliques, articulés sur les piles et les culées.

Les retenues sont assurées par des étriers en acier mi-dur, attachés dans les massifs d'ancrage par l'intermédiaire de tirants.

Les suspentes sont constituées par des barres en acier mi-dur de 45 mm de diamètre, espacées de 2,65 mètres.

Investigations sur l'ouvrage

Le pont de Châteauneuf-sur-Loire a fait l'objet de nombreuses visites et essais, réalisés par le Laboratoire Régional de Blois.

Les essais ont porté essentiellement sur :

- l'état de la câblerie (contrôles électromagnétiques),
- l'identification des aciers constitutifs de certaines barres filetées (suspentes, étriers d'amarrage des câbles, tirants d'ancrage).

Les visites portaient principalement sur l'état des parties basses des portiques métalliques et aux extrémités des différentes travées, avec mesure des épaisseurs d'acier résiduelles.

Ces investigations ont permis d'établir le diagnostic suivant :

- les câbles sont très corrodés et présentent des ruptures de fils, dont le nombre évolue avec le temps;
- l'ensemble des barres filetées présente des risques de rupture fragile élevés, dès que la température diminue;
- les pieds de portiques, ainsi que l'entretoise inférieure, sont très corrodés. À noter que les inspections détaillées de ces zones étaient très complexes, en raison des difficultés d'accès;

Photos 2 -
État de corrosion
de l'ouvrage.



- les entretoises d'abouts des travées sont corrodées, mais leur remplacement ne paraît pas indispensable;
- la remise en peinture de l'ensemble de la charpente métallique est indispensable.

La stabilité de l'ouvrage avait été vérifiée par le SETRA en 1985, et une estimation du coût des travaux établie en 1988.

Projet de réparation

En 1992, le Conseil Général du Loiret a confié à la Division des Ouvrages d'Art du CETE de Lyon la mise au point du projet de réparation de l'ouvrage. Les travaux préconisés étaient les suivants :

- changement de l'ensemble de la suspension,
- aménagement des ancrages de la suspension aux extrémités de l'ouvrage,
- remplacement des traverses inférieures des portiques,
- réfection du revêtement des trottoirs,
- remise en peinture générale,
- remplacement des joints de chaussées et de trottoirs.

Si les principes d'exécution de tels travaux sont maintenant bien connus, les difficultés de réalisation, dans le cas du pont de Châteauneuf-sur-Loire, étaient considérables, à savoir :

- La constitution de la suspension, avec continuité en tête des pylônes, obligeait à prévoir des véri-

nages très précis, pour ne pas créer d'efforts parasites mettant en cause la stabilité de l'ouvrage, d'autant plus que les câbles présentaient des fils rompus.

- Les étriers d'amarrage des câbles, en tête des portiques, étaient attachés sur des selles, sans laisser le moindre espace libre. Heureusement, les selles étaient creuses et permettaient la mise en place d'un axe dégageant des points d'appui aux extrémités. La solution envisagée consistait à transférer, à l'extérieur, des câbles de têtes provisoires, puis, après démontage des câbles de tête existants, à récupérer les emplacements ainsi libérés pour mettre en œuvre des câbles porteurs provisoires et à transférer la charge des anciens câbles sur ceux-ci.

Les opérations se poursuivaient par mise en place des câbles porteurs définitifs, puis des câbles de tête définitifs en utilisant, à chaque fois, les emplacements libérés.

La succession des opérations était très lourde, mais devait permettre d'assurer la stabilité de l'ouvrage pendant tous les travaux.

- La reprise des ancrages étant impossible en raison, d'une part, de la présence d'un carrefour à une extrémité et, d'autre part, de la proximité des habitations, il a été proposé de mettre en œuvre un système déjà éprouvé sur plusieurs ouvrages. Il s'agit de maintenir l'ancrage sur les tirants existants, mais

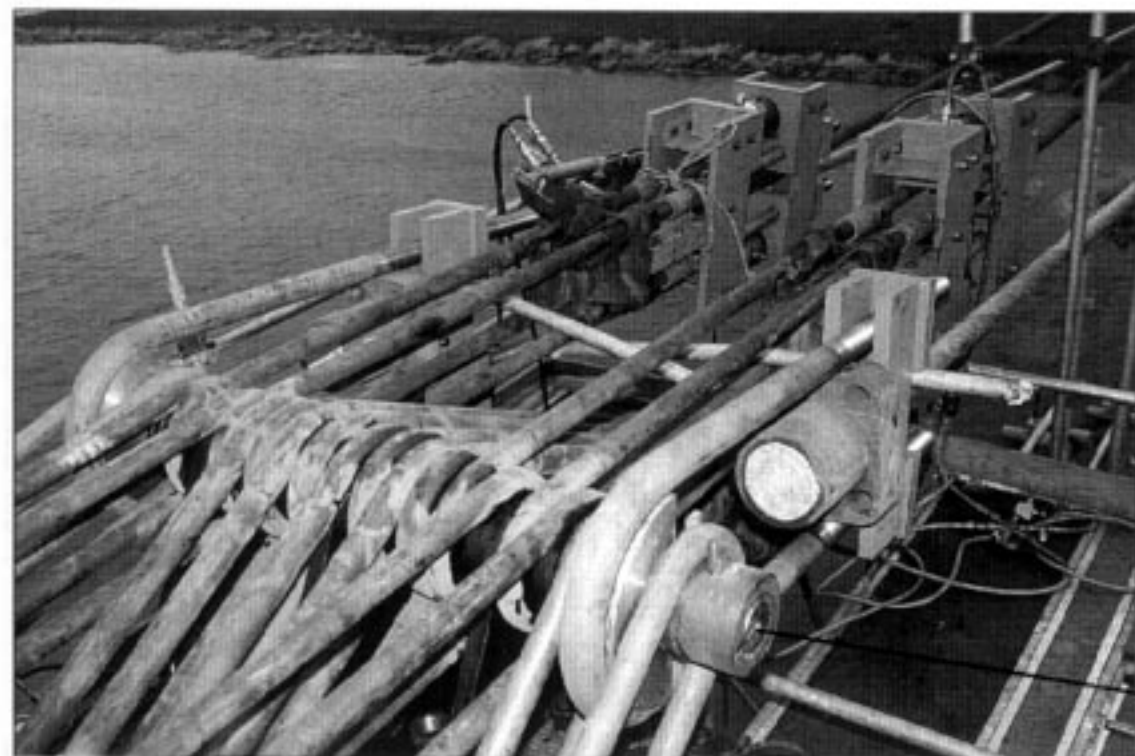


Photo 3 - Changement de la suspension - Dispositions adoptées en tête de pylône.

Axe

à mettre en place un système de « shunt », constitué par une mordache serrée à l'arrière du tirant d'ancrage, sur la partie non filetée, donc moins sujette à un risque de rupture fragile.

Un tirant fileté est manchonné sur le tirant existant, le manchon étant mis au contact de l'extrémité de la mordache. En cas de rupture du tirant existant (vraisemblablement au niveau du filetage), l'effort de traction est transmis par le manchon à la mordache et, ainsi, à la zone lisse du tirant d'ancrage.

Ce système a été essayé plusieurs fois en laboratoire mais, à notre connaissance, n'a jamais fonctionné sur un ouvrage. Il convient de préciser que l'ensemble tirant d'ancrage-mordache est noyé dans du béton, rapporté autour du massif d'ancrage. De ce fait, il existe une bonne protection contre la cor-



Photo 5 - Mordache.

rosion, mais également vis-à-vis des variations de température.

— La remise en état des parties basses des portiques était prévue avec rivetage des parties neuves sur les anciennes.

Solution retenue - Méthodes d'exécution

Changement de la suspension

PRINCIPES RETENUS

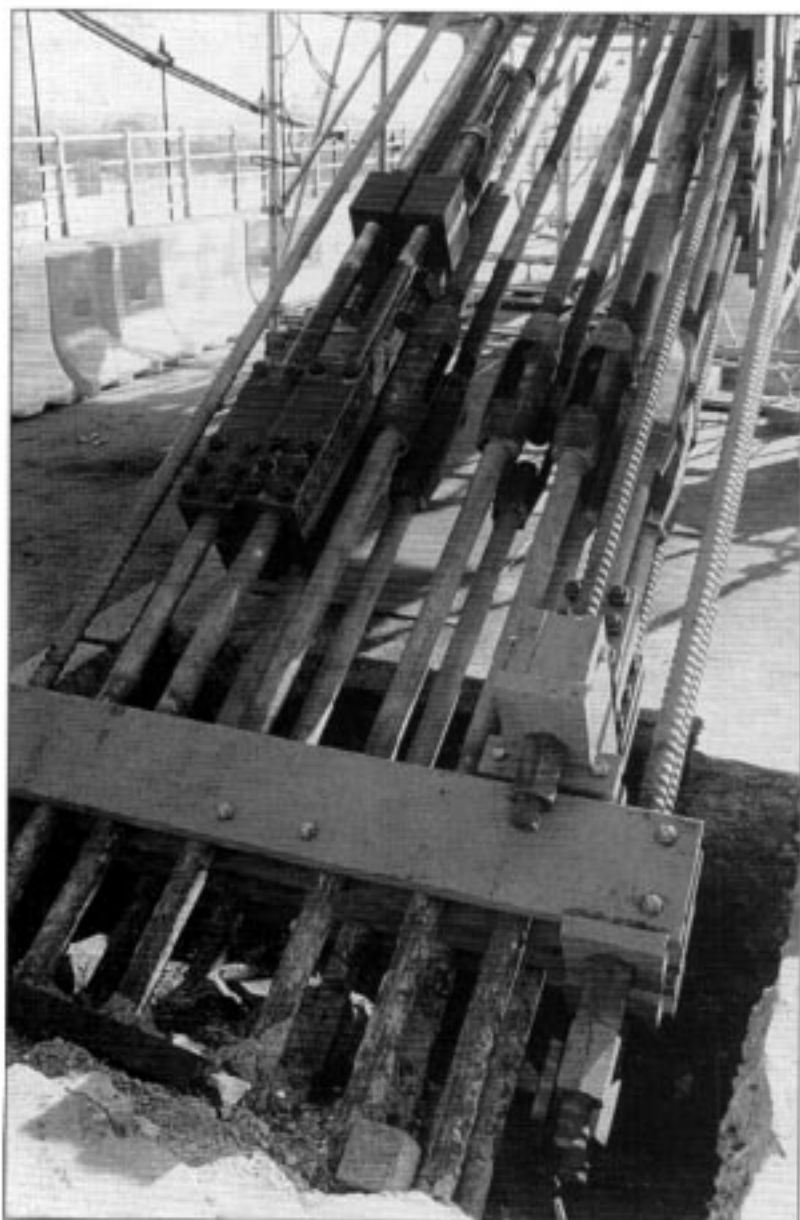
Les dispositions des étriers d'attache des câbles exigent de dégager de la place pour permettre l'accrochage des dispositifs provisoires. Un axe en acier au nickel-chrome-molybdène, enfilé dans l'évidement de la selle d'ancrage, permet la mise en place des câbles de tête provisoires et libère la place pour la mise en œuvre des dispositifs de changement des câbles porteurs.

Dans la mesure où la résistance à la flexion des selles et des axes reste limitée, l'entreprise a pris le parti d'intervenir sur l'ensemble de la suspension, d'un même côté (soit les 5 travées). Grâce à un phasage de travaux très précis, les efforts en tête de pylônes restent équilibrés. L'adaptation du système de vérinage a permis, contrairement à la proposition du DCE, de supprimer les câbles porteurs provisoires et de limiter les opérations de vérinage, en transférant directement la charge sur les câbles neufs.

Une deuxième modification a été apportée par rapport au DCE: les barres de retenue devaient être remplacées par des câbles; l'entreprise a préféré mettre en œuvre des barres de fort diamètre, articulées à leurs extrémités.

Les travaux de changement de la suspension ont été réalisés sous circulation (une seule voie), apportant des contraintes supplémentaires pour leur conception et leur exécution.

Photo 4 - Aménagement des ancrages de la suspension.



MÉTHODES D'EXÉCUTION

■ *Changement des barres de retenue*

Ces travaux ont été conduits ancrage par ancrage. Pour éviter les efforts parasites, les étriers sont remplacés par paire.

- Après démolition partielle des bahuts d'ancrage pour libérer des zones d'ancrage, un dispositif très complexe est mis en œuvre :

- un système permettant de shunter localement chaque étrier pour assurer leur découpe,
- un système de report de la charge de l'étrier en tête de pylône de rive (sur l'axe rapporté),
- un système d'équilibrage des efforts sur l'axe.

- Après découpe des deux étriers, la charge est transférée en tête de pylône, en assurant l'équilibrage.

- Mise en œuvre des mordaches de sécurité.
- Remplacement des étriers par des barres neuves, mise en charge et poursuite du travail pour les autres étriers.
- Reconstruction des bahuts en béton armé.

■ *Changement des câbles porteurs et de retenue*

- Mise en place de suspentes provisoires, au droit de chaque suspente d'une nappe (5 travées) et dépose des suspentes anciennes.

- Mise en place de câbles de tête provisoires sur les axes.

- Installation de système de vérinage sur les câbles de tête (neufs et provisoires).

- Transfert des charges des câbles de tête existants vers les câbles de têtes provisoires (5 travées simultanément).

- Dépose des câbles de tête existants.

- Reprise des efforts aux ancrages des câbles porteurs existants (système à mordaches) par vérinage, suivi d'une dépose de leurs étriers d'amarrage et de leurs extrémités avec les culots.

- Mise en place et réglage des câbles porteurs neufs. Opération facilitée par la diminution des câbles porteurs, pour éviter leur passage à un niveau inférieur à celui de la chaussée.

- Mise en place de suspentes neuves.

- Transfert de charge des câbles porteurs existants vers les câbles porteurs neufs, par une succession de vérinages sur les câbles et les suspentes (méthode classique).

- Dépose de l'ancienne suspension porteuse.

- Mise en place des câbles de tête neufs et transfert de charge. Les câbles de tête neufs de la deuxième nappe ont servi de câbles provisoires pour la première et les câbles anciens de la première nappe ont été réutilisés en provisoire pour la seconde.

■ *Réglage de la suspension*

Les efforts dans les différents éléments de la suspension ont été réglés par vérinage (câbles et suspentes).

Rénovation des pylônes

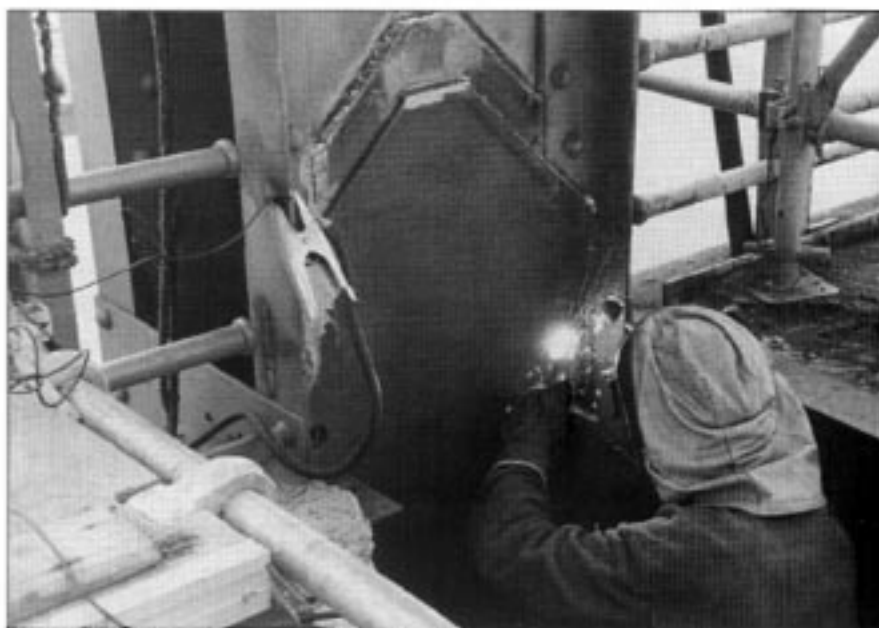
Les parties basses des pylônes ont été renforcées par des tôles soudées.

Les traverses inférieures des pylônes sont remplacées intégralement, après coupure de la circulation sur l'ouvrage et mise en place d'un dispositif de stabilisation.

La fixation des traverses est réalisée à l'aide de boulons sertis, classe 10.9. Le bétonnage des parties supérieures est réalisé en final.



Photos 6 - Rénovation des pylônes.



Conclusion

L'originalité de chaque pont suspendu ne permet pas la reconduction d'un mode opératoire systématique.

Le pont de Châteauneuf-sur-Loire n'a pas échappé à cette règle, et une méthodologie propre a dû être élaborée tout au long de l'opération.

Suite à la décision du Conseil Général, maître d'ouvrage de l'opération, de réparer l'ouvrage existant, une équipe de maîtrise d'œuvre fut mise en place autour de la Direction des Infrastructures Départementales. Cette dernière fit appel à la Division Ouvrages d'Art du CETE de Lyon, spécialisée au niveau national pour ce type de travaux, et au Laboratoire Régional de l'Équipement de Blois, dont l'expérience s'avéra très précieuse.

Mise en place à l'origine, cette équipe est intervenue à tous les stades de l'opération : investigation, diagnostic, définition du programme et suivi des travaux.

Pour des contraintes budgétaires, le Dossier de Consultation des Entreprises comportait deux tranches :

- une tranche ferme, d'un montant de 15 MF, qui concernait la réfection complète de la suspension, y compris le remplacement des câbles ;
- une tranche conditionnelle, d'un montant de 6 MF, qui concernait la réparation de l'ossature métallique, notamment des traverses inférieures des portiques sur appuis.

Dès la désignation de l'entreprise Baudin-Châteauneuf, titulaire du marché, l'effort de tous s'est porté sur la mise au point d'un Plan d'Assurance Qualité. La rigueur exercée lors de cette période de préparation est la garantie du bon déroulement du chantier.

Les efforts induits par chaque opération interdisent toute approximation et doivent écarter toute improvisation sur le chantier. La méthodologie doit être précisée de la façon la plus fine possible, afin de définir les procédures de chantier, qui devront être suivies rigoureusement tout au long des travaux. Depuis le 18 novembre 1994, date de la fin des travaux, c'est un nouveau chapitre du livre du pont de Châteauneuf-sur-Loire qui s'est ouvert. ■

Bernard BOUVY - Joël CLAVIER - Joël DUMONT

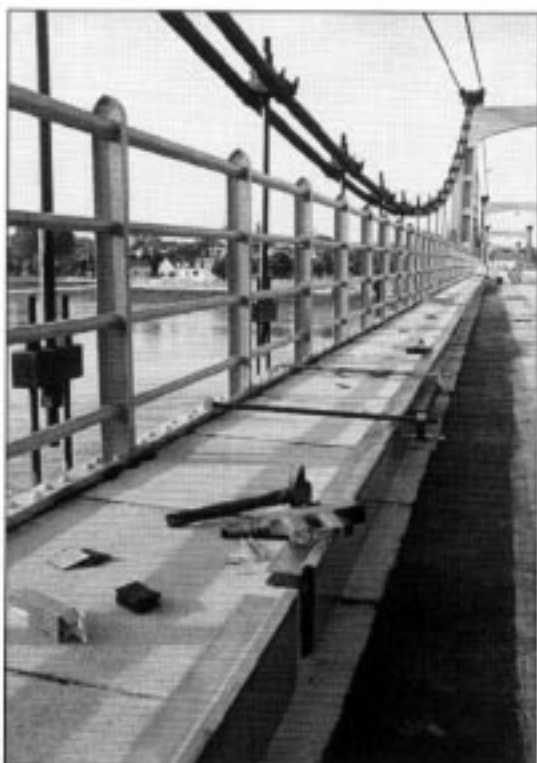


Photo 7 - Réfection du revêtement des trottoirs.

Travaux divers

Des travaux plus courants ont été réalisés :

- réfection de l'étanchéité et de la couche de roulement,
- reprise de l'étanchéité des trottoirs et surtout des relevés,
- reprise des dispositifs d'évacuation des eaux,
- remplacement des joints de chaussée et des trottoirs,
- remise en peinture générale (suspension et charpente),
- mise en place d'un éclairage, valorisant l'ouvrage,
- essais réglementaires.

Remarques

Cette opération a duré quatorze mois ; il a été mis en œuvre 80 tonnes de câble et 80 tonnes d'acier laminé (tôles ou ronds).

La mise en œuvre de ces éléments a nécessité 120 tonnes de matériel provisoire et le personnel d'exécution a manipulé environ 700 tonnes d'acier, constituées par les pièces neuves, le matériel et les échafaudages.

PONT DE PONT-D'AIN

renforcement par précontrainte additionnelle

Situé sur la RN 75, cet ouvrage permet le franchissement de l'Ain au droit de la commune de Pont-d'Ain. C'est un ouvrage en béton armé dont le tablier a été reconstruit après la dernière guerre.

Présentation et historique

Le pont de Pont-d'Ain comporte 5 travées indépendantes de 26 à 28 m de portées. Le tablier est constitué de 5 poutres de 2 m de hauteur environ solidarisées par des entretoises. Chaque travée comporte 5 entretoises intermédiaires et 2 entretoises sur appui. L'ouvrage présente un biais de 70 degrés.

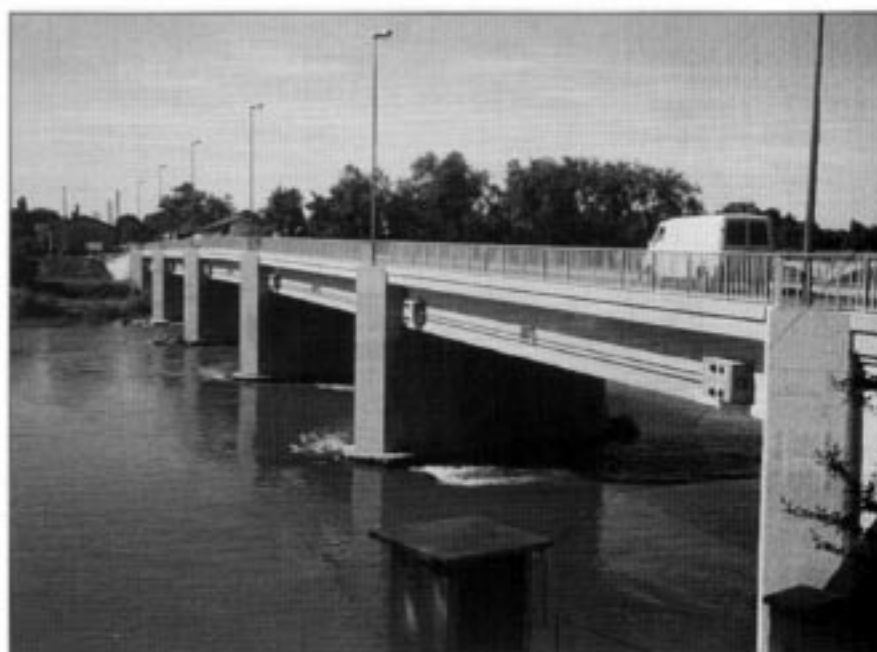
Les poutres de rive ont 0,60 m d'épaisseur. Elles possèdent un talon de 0,80 x 0,28 m. Les poutres intermédiaires ont 0,48 m d'épaisseur et un talon de 0,66 x 0,28 m. La poutre centrale a 0,38 m d'épaisseur et n'a pas de talon.

Le tablier supportait, avant les travaux, une chaussée de 7 m et deux trottoirs dont la largeur était de 2 m en partie courante et 1,90 m au droit des piles et culées.

Les appareils d'appui de l'ouvrage n'étaient pas visibles. Le vide entre le talon des poutres et le chevêtre était de quelques millimètres seulement et ne permettait pas leur examen. D'après les plans de l'ouvrage chaque travée comportait une ligne d'appuis fixes (sections rétrécies de béton avec goujons traversant) et une ligne d'appuis mobiles constitués de 2 plats métalliques.

Le pont de Pont-d'Ain est situé sur un itinéraire pour convois exceptionnels de classe E. Il livre passage à de nombreux convois lourds et en particulier des convois très lourds desservant la centrale nucléaire du Bugey.

En 1974, l'ouvrage a fait l'objet de deux inspections avant le passage d'un convoi de Creusot-Loire à destination de la centrale du Bugey. Ces inspections, effectuées fin 1974, ont permis de détecter une importante fissuration des poutres risquant de mettre en cause la capacité de l'ouvrage à supporter des convois lourds. En particulier il a été



L'ouvrage vue de l'amont après travaux.

constaté des fissures d'effort tranchant près des appuis et remontant dans l'âme jusqu'au hourdis supérieur. L'ouverture de ces fissures atteignant localement 1 mm pouvait laisser craindre une rupture par effort tranchant. À la suite de ces visites l'ouvrage a été interdit au convoi Creusot-Loire qui a été obligé d'emprunter un autre itinéraire.

Il a été décidé de soumettre l'ouvrage à des essais de chargement avant tout passage de convoi lourd. Ces essais, effectués par le LCPC, ont eu lieu en janvier 1975. Ils avaient pour but d'éprouver le tablier en lui appliquant des sollicitations proches de celles qu'il aurait à supporter sous passage de convois exceptionnels.

Le chargement a été réalisé à l'aide de 6 dumpers permettant d'atteindre une charge totale de 374 tonnes. Des mesures de flèche ont été effectuées au milieu de chaque travée à l'aide de flexigraphes laser. La première travée rive gauche a été équipée de jauges d'extensométrie et de capteurs de déplacement permettant de déterminer les variations de contraintes dans les aciers et les mouvements des fissures.

INTERVENANTS:

Maitre d'ouvrage :
État

Maitre d'œuvre :
DDE de l'Ain

Contrôle des études :
CETI de Lyon - DOA

Réalisation :
Campeon Bernard

Études d'exécution :
Europe Études Gecti

Aucune irréversibilité significative n'a été notée au cours de ces essais de chargement. Par contre les mesures de flèche et d'extensométrie ont mis en évidence un comportement anormal de la structure. Le fonctionnement des poutres n'était pas isostatique, il existait des encastremements partiels parasites sur piles et culées. Ce comportement inhabituel a été attribué à des blocages d'appuis ou des mises en butée des extrémités des poutres.

Suite à ces essais il a été décidé de maintenir le passage des convois lourds sous réserve de vérifier à chaque passage l'état et le fonctionnement de la structure. Ces vérifications ont été faites par le laboratoire de Lyon lors de tous les passages de convois lourds en mars 75, août 75, août 76 et janvier 77. Elles ont confirmé l'existence d'encastremements sur appuis mais n'ont pas décelé d'aggravation de l'état de l'ouvrage malgré le poids très important des convois (près de 500 tonnes).

Recalcul de l'ouvrage

L'ouvrage a subi une visite détaillée par le laboratoire de Lyon en octobre 1981 et a fait l'objet d'un premier recalcul suivant le fascicule 61 titre VI (CCBA 68) par la DOA du CETE de Lyon en 1982.

L'inspection détaillée du tablier a mis en évidence une inclinaison anormale des fissures d'effort tranchant près des appuis dont l'angle sur l'horizontale dépassait largement la valeur habituelle qui est de 45 degrés.

Le recalcul du tablier a abouti aux conclusions suivantes:

- La résistance des poutres et des entretoises vis-à-vis des moments fléchissants est suffisante sous charges civiles, militaires et convois exceptionnels type D. Sous convois type E on constate dans la poutre centrale un faible dépassement (de l'ordre de 3%) de la contrainte admissible des aciers.

- La résistance à l'effort tranchant a été vérifiée en considérant 2 hypothèses:

- 1^{ère} hypothèse: les fissures d'effort tranchant sont inclinées à 45° (treillis de Ritter-Morsch),
- 2^e hypothèse: les fissures d'effort tranchant sont inclinées à 55° (ordre de grandeur de la valeur observée).

Dans la première hypothèse, la résistance à l'effort tranchant est suffisante pour supporter toutes les charges: civiles, militaires et exceptionnelles.

Dans le deuxième cas, la résistance de la poutre centrale est insuffisante sous toutes les charges.

La forte inclinaison des fissures laisse à penser que le tablier était soumis à des efforts de traction dus aux variations linéaires gênées.

En 1985, la DDE de l'Ain a été sollicitée pour une demande d'autorisation de passage d'un convoi de 483 tonnes lié à des travaux d'entretien de la centrale du Bugey. Les calculs effectués par la DOA du CETE de Lyon selon le BAEL 83 ont montré que le tablier n'était pas en mesure de supporter ce convoi dans l'hypothèse d'un fonctionnement isostatique des poutres.

Le convoi provoquait des sollicitations près du double des efforts dus aux charges civiles. On obtenait dans la poutre centrale un dépassement de 14% à l'ELS et 23% à l'ELU par rapport aux moments fléchissants admissibles.

Vis-à-vis des efforts tranchants, la sécurité était suffisante dans l'hypothèse d'un fonctionnement des poutres en flexion simple (inclinaison des bielles à 45°). Dans l'hypothèse d'une fissuration à 55°, on constatait un dépassement de 15% de la résistance à l'effort tranchant de la poutre centrale.

Malgré les conclusions pessimistes des calculs, il a été décidé, avec l'accord du SETRA, d'autoriser le convoi à passer sur l'ouvrage. L'EDF a accepté de prendre à sa charge les dégâts éventuels. Cette autorisation a été accordée pour les raisons suivantes:

- l'ouvrage était le point de passage obligé pour se rendre à la centrale du Bugey,
- il avait déjà supporté des convois de poids équivalent,
- les moments fléchissants réels, à mi-portée des poutres étaient inférieurs aux moments théoriques compte tenu du fonctionnement « non isostatique » du tablier.

L'ouvrage a fait l'objet d'une haute surveillance lors du passage du convoi.

Projets de réparation envisagés

L'ouvrage a subi de nouvelles inspections avant l'établissement des projets de réparation. Lors d'une de ces investigations, le laboratoire de Lyon a examiné les abouts des poutres afin de vérifier leur mise en butée. Cette opération, datant de juillet 1986, s'est effectuée à l'aide d'un endoscope introduit dans des forages de 20 mm de diamètre réalisés dans le hourdis. Elle a permis de constater que les extrémités de plusieurs poutres étaient en butée.

Le premier projet de réparation, établi en 1987 par la DOA du CETE de Lyon, prévoyait les travaux suivants:

- mise en place d'appareils d'appui en élastomère fretté,
- suppression des butées des extrémités de poutres en augmentant l'espace libre au droit des joints,
- attelage des travées par butons précontraints,
- réfection de l'étanchéité, des garde-corps et des trottoirs,
- reconstruction des murs garde-grèves et remplacement des joints de chaussée sur culées.

Ce projet permettait à l'ouvrage de retrouver son fonctionnement normal pour lequel il avait été conçu. La suppression des butées permettait aux poutres de fonctionner de façon isostatique et les appareils d'appui en élastomère fretté ne s'opposaient plus aux variations linéaires.

Le gain de poids sur les nouvelles superstructures permettait une légère augmentation de la capacité portante de l'ouvrage.

Cependant ce projet ne prévoyait aucun renforcement de la structure. En outre le retour à un fonctionnement isostatique du tablier impliquait une diminution de sa capacité portante. Après les travaux de réparation, l'ouvrage pouvait supporter le convoi type E mais n'était pas en mesure de laisser passer les convois lourds de l'EDF dont le poids dépassait largement celui du convoi E.

Cette solution n'était pas acceptable pour l'EDF qui envisageait le passage de nombreux convois lourds destinés à la centrale du Bugey à partir du mois de mai 1993. Il a donc été décidé d'étudier un nouveau projet de réparation en incluant le renforcement de la structure. L'EDF a accepté de financer les travaux de renforcement.

Le nouveau projet de réparation prévoyait les travaux prévus dans le premier projet à l'exception de l'attelage des travées qui a été abandonné et remplacé par la mise en place de joints de chaussée sur piles. Il a pris en compte également une demande émanant de la commune de Pont-d'Ain relative à l'élargissement du trottoir amont. Cette demande a conduit à proposer un profil en travers dissymétrique comprenant un trottoir amont de 3 m, une chaussée de 7 m et un trottoir aval de 1,56 m. Le projet prévoyait un aménagement des têtes de piles permettant la création de belvédères accessibles aux piétons.

Un premier calcul de la structure modélisée par un réseau de barres a montré que seules les 3 poutres centrales avaient besoin d'être renforcées. Les poutres de rive ayant une résistance suffisante en considérant le convoi exceptionnel centré sur la structure. Plusieurs solutions de renforcement ont été étudiées.

Renforcement par plats collés

Cette solution consiste à mettre en œuvre des plats métalliques collés sous les talons des poutres. Le renforcement de la poutre centrale nécessitait une section d'acier de l'ordre de 100 cm² afin de permettre le passage des convois EDF. La faible largeur de la poutre centrale (0,38 m) conduisait à une épaisseur d'acier d'environ 26 mm beaucoup trop importante et incompatible avec le procédé de renforcement qui limite l'épaisseur totale à 15 mm environ (3 tôles de 5 mm).

Cette solution présentait d'autres inconvénients. Elle nécessitait une excellente préparation de surface ainsi qu'un serrage des plats lors du séchage de la colle. Le serrage des plats horizontaux situés en sous face des poutres n'était pas facile à réaliser. Une autre sujétion de ce procédé concernait la protection anti corrosion des tôles.

Il a été également envisagé de disposer les plats verticalement de part et d'autre de la poutre centrale dans sa partie inférieure. Cette solution, tout en simplifiant le serrage des plats, n'était pas réalisable en raison de la forte épaisseur des tôles nécessaires au renforcement.

Renforcement en béton armé (aciers additionnels)

Dans cette solution on renforce les poutres en augmentant leurs armatures. Les aciers additionnels sont enrobés par un nouveau béton coulé en place ou projeté. La couture du renforcement est assurée par des cadres scellés dans les poutres.

Cette solution conduisait à une section d'acier supplémentaire d'environ 100 cm² pour la poutre centrale. Ceci nécessitait la réalisation d'une importante section de béton, difficile à mettre en œuvre, pesante et peu esthétique. De plus, la mise en place des aciers de couture exigeait de nombreux forages en partie inférieure de la poutre comportant de nombreux aciers.

Renforcement par précontrainte extérieure

Cette solution consiste à disposer des câbles extérieurs longitudinaux ancrés dans des massifs en béton armé cloués aux poutres. L'effet de la précontrainte est double. L'effort normal de compression augmente la résistance à la flexion des poutres et l'excentricité des câbles diminue le moment fléchissant sollicitant.

Projet de renforcement retenu

Les solutions de renforcements par plats collés ou aciers additionnels présentaient de nombreuses difficultés d'exécution. Dans les deux cas l'acier supplémentaire était très mal utilisé. Sa contrainte de traction ne dépassait pas 50 MPa sous passage du convoi exceptionnel. Il faut signaler que sous les seules charges permanentes, les armatures de la poutre centrale travaillaient à 130 MPa pour une limite admissible de 180 MPa à l'ELS (sous convoi exceptionnel).

Il a été décidé de retenir la solution de renforcement par précontrainte extérieure apparue comme la plus judicieuse et parfaitement réalisable.

Plusieurs solutions ont été envisagées parmi lesquelles on peut citer :

- I: Renforcement avec 2 câbles 7 T 15 S sur les 3 poutres centrales.
- II: Renforcement avec 2 câbles 4 T 15 S sur toutes les poutres.

Le premier dimensionnement s'est effectué de façon approchée en supposant une diffusion de la précontrainte dans le tablier au prorata des sections des poutres. La poutre centrale ayant la section la plus faible était intéressée par seulement 16,5% de l'effort total.

Le dimensionnement définitif a nécessité une étude aux éléments finis à l'aide du programme Hercules. Cette étude devait permettre, d'une part, d'apprécier la précontrainte réelle intéressant la poutre centrale à mi-portée et, d'autre part, d'évaluer les conséquences sur la structure de la précontrainte extérieure : diffusion des efforts concentrés aux extrémités, déviation des câbles, etc. Cinq solutions de renforcement ont été étudiées avec plusieurs positions des ancrages des câbles.

Les calculs ont montré que la poutre centrale reprenait 15 à 16% de la précontrainte totale suivant la solution étudiée. En ce qui concerne la diffusion de la précontrainte aux abouts, on obtenait les contraintes suivantes :

- cisaillements à la jonction entre le hourdis et les poutres : la contrainte maximale est de 10 MPa pour la solution 1 et 2,3 MPa pour la solution 2. Ces contraintes sont à cumuler avec le cisaillement d'effort tranchant général et doivent être reprises par les aciers transversaux du hourdis. Les vérifications ont montré que les armatures du hourdis n'étaient pas suffisantes dans la 1^{ère} solution ;
- cisaillements dans les âmes des poutres : la poutre centrale, la plus mince, est la plus sollicitée. Le cisaillement maximal à l'amont de l'ancrage est de 11 MPa pour la solution 1 et 7 MPa pour la solution 2.

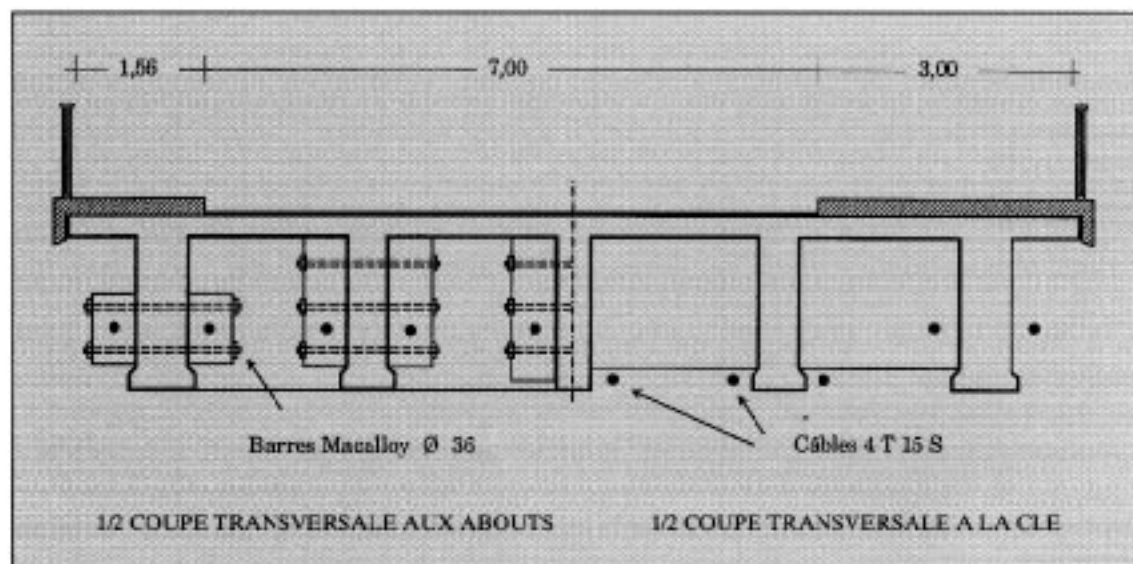
Ces calculs ont permis de retenir la solution 2 plus coûteuse mais introduisant dans la structure des contraintes de diffusion beaucoup plus faibles. Afin de diminuer les contraintes de cisaillement dans l'âme de la poutre centrale il a été décidé de disposer sur cette poutre des massifs d'ancrage plus importants permettant une meilleure diffusion des efforts.

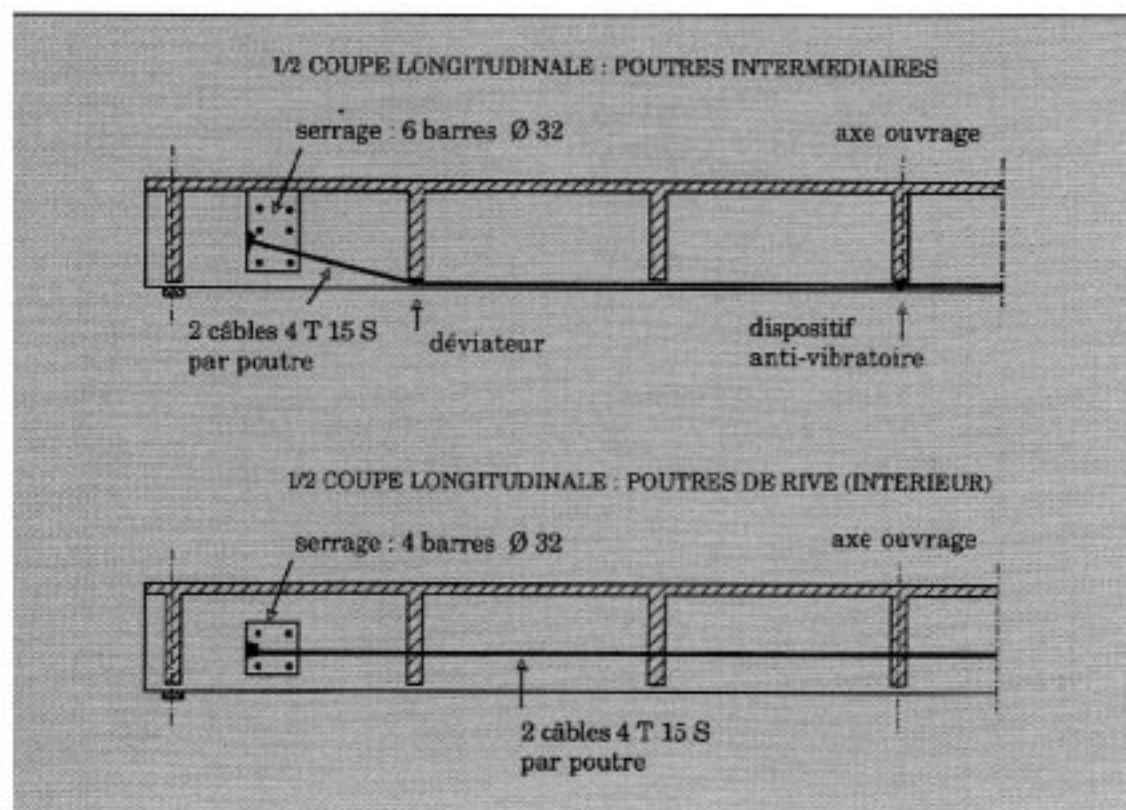
La justification des poutres après renforcement s'est effectuée en flexion composée à l'ELS et à l'ELU.

Finalement, chaque poutre est renforcée par deux câbles 4 T 15 super régnant sur toute la longueur de la travée et ancrés dans des blocs en béton armé. Ces derniers sont bridés sur les âmes des poutres par des barres de précontrainte.

Sur les trois poutres centrales les câbles passent sous les entretoises ce qui évite leur perçage. On dispose sous les dernières entretoises courantes

Principe de renforcement. Coupe transversale.





Principe de renforcement. Coupe longitudinale.

une pièce métallique permettant de dévier les câbles vers les massifs d'ancrage. Chaque câble comporte un dispositif antivibratoire métallique fixé sous l'entretoise médiane.

Sur les deux poutres de rive les câbles ont un tracé rectiligne. Ils sont implantés à 0,625 m de l'intrados. Les câbles intérieurs passent dans des trous forés dans les entretoises, ceux situés à l'extérieur comportent un dispositif antivibratoire.

Exécution des travaux

L'APROA, le DCE et la consultation des entreprises ont été réalisés au cours du premier semestre 1992. Après analyse des offres et entretiens, le marché a été attribué à l'entreprise Campenon Bernard pour un montant d'environ 6 MF TTC.

L'offre retenue, conforme à la solution de base, prévoyait un délai d'exécution très réduit, moins de 6 mois, et apportait un minimum de gêne à la circulation. La circulation était maintenue sur l'ouvrage, sur une voie minimum, pendant toute la durée des travaux à l'exception des opérations de vérinage et de ripage qui nécessitaient de petites coupures.

Le vérinage des tabliers constituait une des opérations importantes du chantier. L'ouvrage devait être relevé de l'ordre de 15 cm. Ces opérations se

sont déroulées après déviation des réseaux et démolition des parties supérieures des piles et culées qui pouvaient gêner le vérinage.

Au droit des piles, les vérins étaient disposés sur chandelles en profilé HEB prenant appui sur les débords des semelles de fondation. Les profilés étaient contreventés entre eux et bridés contre les fûts des piles (voir schéma page suivante).

Sur les culées, l'appui au sol étant impossible, les vérins étaient disposés dans des niches creusées dans le chevêtre. La stabilité du béton sous-jacent a été assurée par la mise en œuvre de barres Gewi ancrées dans le mur de front (voir schéma page suivante).

L'ouvrage a été relevé travée par travée. Après vérinage de chaque travée et pose sur appuis provisoires l'entreprise a procédé à son ripage longitudinal afin de créer un jeu minimal de 2 cm entre les abouts des travées. Les opérations de ripage ont nécessité la démolition et la reconstruction des murs garde-grèves. Chaque travée a été ripée à l'aide de vérins prenant appui sur des consoles métalliques fixées sur la travée adjacente non relevée.

La précontrainte longitudinale a été réalisée à l'aide de câbles 4 T 15 super de classe 1770 sous tube PEHD de 63 mm de diamètre extérieur. Les massifs d'ancrage des câbles équipant les 3 poutres centrales remontent jusqu'au hourdis supérieur et sont brêlés



Poutres intermédiaires, ancrages des câbles et déviateurs.

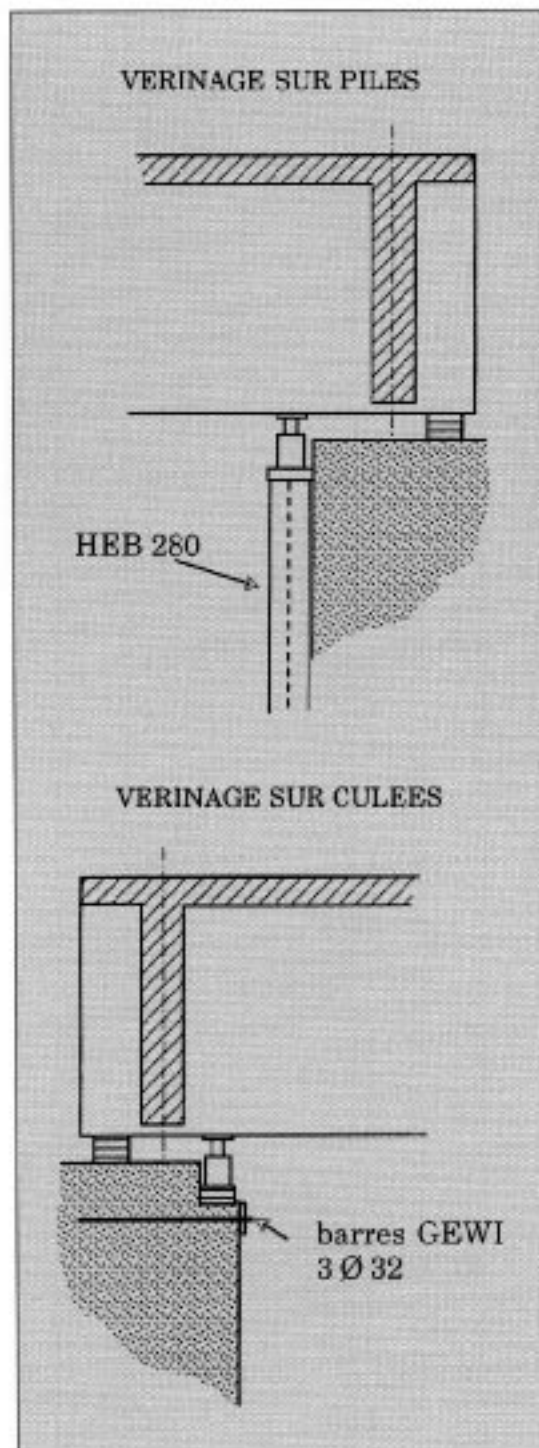
par 63 barres Macalloy $\varnothing 36$. Les massifs d'ancrages des poutres de rive font 0,80 m de hauteur et sont brêlés par 4 barres de précontrainte. Les câbles extérieurs et les barres ont été injectés à l'aide d'un coulis classique. Les têtes d'ancrage des barres Macalloy ont été protégées par un brai époxy.

Après la mise en précontrainte des câbles extérieurs, les travaux se sont achevés par la réfection de l'étanchéité et des trottoirs, l'aménagement des belvédères en tête des piles, la pose des joints de chaussée et les finitions.

L'ouvrage a subi deux épreuves. Une première épreuve en février 1993 conforme au fascicule 61 titre II et une deuxième épreuve lors du passage d'un convoi exceptionnel EDF. Ce convoi, d'un poids total de 476 tonnes, a franchi l'ouvrage le 13 juillet 1993. Lors de ce passage un important programme de mesures, mis en œuvre par le laboratoire de Lyon, a permis de suivre le comportement de l'ouvrage après renforcement. Les visites effectuées avant et après le passage du convoi n'ont mis en évidence aucun désordre. ■



Ferry TAVAKOLI



Principe de vérinage.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Précontrainte longitudinale	6 000 kg
Ancrages pour 4 T 15	100 u
Précontrainte de brélage	4 000 kg
Déviateurs métalliques	60 u
Dispositifs antivibratoires	40 u
Appareils d'appui en élastomère fretté	500 dm ³
Béton B 35 pour blocs d'ancrage	60 m ³
Aciers pour blocs d'ancrage	12 000 kg

AVIS TECHNIQUES

■ Joints de chaussées

Vous recevez régulièrement des avis techniques présentant les joints de chaussées des ponts routes. Nous espérons que ces documents répondent à votre attente et nous sommes attentifs à vos remarques et à vos critiques sur leur contenu.

Les services centraux et les fabricants/installateurs de joints de chaussées constatent, au travers de leurs contacts avec les utilisateurs, une interprétation pas toujours conforme de la signification de l'avis technique.

Le court article ci-après se propose de clarifier certains points de cette procédure.

Statut des avis techniques

Un avis technique est un document préparé à l'initiative du SETRA et n'est donc pas une homologation ou une certification de type NF ou similaire. Ceci supposerait une Commission nommée par une autorité compétente en la matière et le SETRA n'a pas de pouvoir dans ce sens.

L'avis technique est un « document d'information destiné à fournir aux divers intervenants (Maîtres d'ouvrage et d'œuvre) une opinion autorisée sur le comportement prévisible des produits, procédés et matériels concernés, de manière à permettre auxdits intervenants de prendre leurs décisions et leurs responsabilités en pleine connaissance de cause ».

« Il ne peut être demandé que pour des productions bien définies dans leur composition, leur structure, leur forme, dont la fabrication peut être assurée dans des conditions qui garantissent la permanence de leurs caractéristiques et pour les divers emplois prévus ». (Charte des Avis Techniques).

Contrairement à une procédure de certification de type NF ou d'homologation pour laquelle un suivi par une tierce partie pendant la période de validité du document est systématique, la procédure d'avis technique ne prévoit pas un tel suivi.

Modalités de préparation des avis techniques joints de chaussées

Le document que vous recevez lors de la diffusion générale n'est que l'aboutissement d'une série d'étapes importantes et parfois longues. Entre le

dépôt d'un dossier technique confirmant la demande et la publication d'un avis, il peut se passer près de deux ans, voire davantage.

La procédure pour l'obtention du document final se décompose en plusieurs étapes.

La première de ces étapes fait l'objet d'un rapport de synthèse rédigé par un rapporteur après analyse du dossier technique complet, conforme au guide pour l'instruction d'une demande d'Avis Technique. Cet examen est conduit sur la base de critères de qualités définis au § 3.2 du guide « Joints de chaussées des ponts routes », publié en juillet 1986 par le SETRA.

À ce stade de la procédure, la Commission statue sur la crédibilité de la demande. Selon les conclusions, il est procédé à une pose sur des sites pour en suivre pendant un an le comportement sous trafic.

Pendant cette période, afin de permettre aux Maîtres d'œuvre de bénéficier des premières appréciations de la Commission, une note d'observations est transmise à l'entreprise. Elle permet une prise de décision sur la base d'un avis provisoire.

Après cette période probatoire d'un an, au moins, une visite des sites (en totalité ou sur un échantillon) permet de conclure sur le comportement dans le temps, la robustesse, la durabilité des constituants, l'aptitude de l'entreprise à poser le joint, etc.

C'est sur la base des conclusions de cette étude comportementale que l'avis est alors préparé et examiné par la Commission.

Pour essayer de réduire ces délais, la Commission a entrepris de mettre au point une série d'essais sur les joints de chaussées (essai de capacité de soufflage, appréciation du confort à l'usager, essais sous sollicitations alternées, tenue à l'ornièreur pour les joints à revêtement amélioré, etc). Au fur et à mesure de leur mise au point, les essais seront intégrés dans la procédure initiale d'appréciation, ce qui permettra de réduire la période probatoire d'essai sur site à un an.

Comment utiliser les avis techniques ?

Comme il a été indiqué précédemment, l'avis technique est un document d'information. Il est composé de deux parties distinctes.



RÉFÉRENCES :

— Dossier des Avis Techniques, note de présentation d'octobre 1987
— Guide « Joints de chaussées des ponts routes » de juillet 1988.

Les parties correspondant aux chapitres 1 et 2 sont écrites sous la seule responsabilité du fabricant/installateur sous le contrôle de la Commission qui vérifie si le contenu est en accord avec les revendications du demandeur et le dossier technique déposé. Il convient de vérifier, sur site, que le produit approvisionné est identique à celui qui a fait l'objet de la demande.

La partie 3 est de la seule responsabilité de la Commission qui émet son avis sur la base des critères déjà évoqués. Cette partie est à lire avec attention car il peut y avoir des éléments qui précisent le domaine d'emploi, l'aptitude de l'entreprise, etc.

Un avis technique n'est donc pas un blanc-seing pour poser un joint de chaussée et ceci constitue une seconde et importante différence par rapport à l'homologation. L'homologation d'un produit signifie qu'il est conforme à des prescriptions et qu'il les respecte, son emploi est alors autorisé sans réserve; un avis technique ne donne que des éléments

d'information sur le produit, à charge pour le lecteur de vérifier si le produit est apte au domaine d'emploi visé.

Conclusion

La procédure des avis techniques sur les joints de chaussées est longue à instruire et nous informons régulièrement les utilisateurs sur l'état d'avancement des dossiers.

L'Avis Technique, en donnant des éléments d'informations objectifs sur le domaine d'emploi, sa durabilité, etc. contribue à l'amélioration du niveau de qualité de ces produits grâce à une collaboration efficace entre la profession et les services centraux. ■

Jacky SEANTIER, Président de la Commission « Avis Techniques sur les joints de chaussées »
Michel FRAGNET, Secrétaire

■ Étanchéité des ponts routes

Dans un précédent numéro (Bulletin n° 15 de juillet 1993) nous vous avons informé de la mise en place d'une procédure d'Avis Technique pour les systèmes d'étanchéité des ponts routes. Il nous a paru opportun de vous tenir informé d'une part de l'état d'avancement de ce travail mais aussi de préciser que cette procédure reste encore à un stade non officiel qui ne permet pas de la rendre obligatoire dans les marchés à ce jour.

La Commission mise en place en février 1993 sous la présidence de M. Duchesne, de la Sté Siplast et représentant la Chambre Syndicale nationale de l'étanchéité (CSNE), a préparé un guide pour l'instruction de demandes d'avis techniques dans le domaine concerné. Ce guide a été terminé en mai 1994, mais il n'est pas considéré comme figé et des révisions ont déjà été faites pour tenir compte de l'expérience acquise et de l'évolution des techniques, des connaissances et de la réglementation.

La Commission a alors estimé que l'on pouvait passer au stade suivant de la procédure et a demandé que les demandes d'avis techniques soient déposées auprès du Secrétariat de la Commission (le CTOA du SETRA). Ceci a fait l'objet de publicités dans quelques revues spécialisées indépendamment

d'informations directes auprès des sociétés susceptibles de postuler.

Les premières demandes, accompagnées de dossiers techniques, ont été reçues par le Secrétariat et les instructions correspondantes ont été lancées par la Commission fin 1994.

Compte tenu du nécessaire délai d'instruction et, surtout, d'exécution des essais de type prévus dans le Guide, on ne peut espérer disposer des premiers avis techniques avant la fin de 1995. Par ailleurs, la Commission souhaite, pour des raisons d'équilibre de la concurrence, diffuser une collection d'avis techniques portant sur le plus large éventail possible de produits.

Il en découle que la référence à un quelconque avis technique dans ce domaine n'est pas autorisée tant que la publication de ces avis n'aura pas été rendue officielle par la Commission.

Pour le moment, c'est le *statu quo* et l'appréciation des produits, procédés ou système est basée uniquement sur la procédure définie dans le F 67, titre I (cf Bulletin OA n° 4 de juillet 1988, page 15) ou, éventuellement, dans le STER 81. ■

Alain CHABERT
Michel FRAGNET

ACIERS DE CONSTRUCTION

informations

Des changements viennent de se produire dans le domaine des aciers de construction: il y a d'une part, la mise en application de la normalisation européenne; et d'autre part, le développement des aciers thermomécaniques. Cet article décrit succinctement ces éléments nouveaux, et en tire les conséquences pratiques pour les projeteurs et les rédacteurs de spécifications.

1 - Les nouvelles normes de produits

Les aciers laminés utilisables pour la construction des ponts métalliques (ou mixtes) sont maintenant définis par les trois normes suivantes:

- **NF EN 10025**: produits laminés à chaud en aciers de construction non alliés (octobre 1990),
- **NF EN 10113**: produits laminés à chaud en aciers de construction soudables à grains fins (juin 1993),
- **NF EN 10155**: aciers de construction à résistance améliorée à la corrosion atmosphérique (septembre 1993).

Ces normes ont le statut de norme française homologuée. Le sigle EN dans leur désignation indique qu'elles résultent de la transcription de normes européennes.

Un changement visible apporté par ces normes est la nouvelle symbolisation des nuances et qualités (voir paragraphe 2 ci-après).

Mais la nouveauté la plus importante pour les ouvrages est l'apparition des aciers thermomécaniques. Ces aciers sont définis dans la partie 3 de la norme NF EN 10113, et ils ont fait l'objet d'agréments par la Commission d'agrément des aciers soudables. Ils sont évoqués au paragraphe 3 ci-après.

Le fascicule 66 du CCTG, révisé récemment, se réfère aux nouvelles normes, et adopte la nouvelle symbolisation des nuances et qualités. Il n'en est évidemment pas de même pour le fascicule 4, titre III, qui est ancien, mais cela ne crée pas de difficulté majeure: il existe des correspondances entre les anciennes et les

nouvelles normes, nuances et qualités. Ces correspondances sont indiquées à l'annexe B2 du fascicule 66, ainsi que dans les circulaires d'agrément. Elles sont rappelées sous forme condensée dans le tableau 1.

2 - Nuances et qualités : nouvelles définitions et symbolisations

Nuances

La nuance d'un acier est la limite d'élasticité de la gamme d'épaisseur la plus faible. Pour tous les aciers de construction, quelle que soit la norme concernée, la nuance est maintenant exprimée en N/mm². Ce nombre est précédé par la lettre S, initiale du mot anglais « structural », pour distinguer les aciers de construction des autres catégories d'acier telles que les aciers pour béton armé (lettre B), les aciers pour construction mécanique (lettre E),...

	ANCIENNES NORMES	NORMES EN VIGUEUR
Normes	NF A 35-501	NF EN 10025
Nuances	E 24	S235
	E 28	S275
	E 36	S355
Qualités	2	JR
	3	30
	4	S235, S275: J2G3 / S355: K2G3
Normes	NF A 35-504 et NF A 36-201	NF EN 10113
Nuances	E 355	S355
	E 420	S420
	E 460	S460
Qualités	R	N
	FP	NL
Normes	NF A 35-502	NF EN 10155
Nuances et qualités	E 24 W3	S235J0W
	E 24 W4	S235J2W
	E 36 WB4	S355K2G1W

Tableau 1 - Correspondance entre anciennes et nouvelles normes, nuances et qualités.

Les nuances définies par les normes sont S235, S275, S355, S420 et S460.

On sait qu'il existe plusieurs limites d'élasticité, qui répondent chacune à une définition précise, et dont les valeurs diffèrent légèrement. La limite d'élasticité spécifiée dans les nouvelles normes est la limite supérieure d'écoulement (R_{eH}). Sa mesure fournit des valeurs un peu au-dessus de celles de la limite d'élasticité conventionnelle à 0,2% d'allongement ($R_{p0,2}$), qui correspond au palier de plastification (voir figure). Comme précédemment, les normes spécifient des valeurs minimales, non des valeurs caractéristiques: les valeurs réelles mesurées sont donc en principe toujours meilleures.

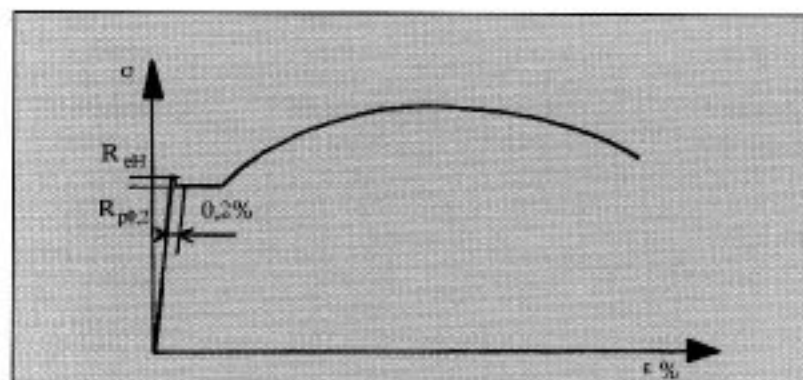


Diagramme contrainte-allongement d'un acier de construction.

L'attention des projeteurs est attirée sur le nouvel étagement des limites d'élasticité en fonction des épaisseurs (tableau 2), qui est plus favorable qu'auparavant. Par exemple, pour les aciers S355 de plus de 100 mm d'épaisseur, la limite d'élasticité est maintenant 295 N/mm² au lieu de 315 N/mm² antérieurement.

Qualités

La qualité d'un acier exprime son degré de résistance à la rupture fragile et sa soudabilité. Elle est quantifiée par des essais de flexion par choc: on mesure l'énergie nécessaire, à température donnée,

pour rompre avec un marteau pendulaire des éprouvettes de dimensions normalisées, comportant une entaille en V. C'est dans sa globalité seulement que l'essai est représentatif du comportement des ouvrages: on ne doit donc pas confondre la température d'essai des éprouvettes avec la température de service des ouvrages.

L'énergie de rupture (appelée autrefois «résilience») qu'on doit exiger d'un acier est d'autant plus élevée que sa nuance est plus forte, que les éléments de la structure sont plus épais et que la température minimale de service est plus basse.

L'énergie de rupture est spécifiée et symbolisée différemment suivant les normes.

Dans le cas des normes NF EN 10125 et NF EN 10155, spécifier une qualité revient à choisir entre deux niveaux d'énergie et entre trois températures d'essai, dont la valeur et la symbolisation sont:

énergie de rupture:

27 joules: J

40 joules: K

températures d'essai:

+20°C: R (initiale de «room temperature»)

0°C: 0

-20°C: 2

La qualité est codifiée en juxtaposant les symboles de ces deux paramètres; K2, par exemple, représente une valeur garantie de 40 Joules à -20°C.

Les qualités minimales autorisées par le fascicule 66 sont, suivant les cas, J0, J2 et K2. La qualité JR, insuffisante pour les ouvrages d'art, est interdite.

Dans le cas de la norme NF EN 10113, on a le choix entre deux qualités (sauf spécification contraire):

— l'une, 40 joules à -20°C, est dite qualité de base et n'est codifiée par aucun symbole;

— l'autre, 27 joules à -50°C, est codifiée par la lettre L.

Ces deux qualités sont autorisées par le fascicule 66.

Épaisseur t en mm	t ≤ 16	16 < t ≤ 40	40 < t ≤ 63	63 < t ≤ 80	80 < t ≤ 100	100 < t ≤ 150
S235	235	225	215	215	215	195
S275	275	265	255	245	235	225
S355	355	345	335	325	315	295
S420	420	400	390	370	360	340
S460	460	440	430	410	400	—

Tableau 2 - Limites d'élasticité R_{eH} (N/mm²) spécifiées par les normes en fonction de l'épaisseur des tôles.

Certains utilisateurs des nouvelles normes ont fait remarquer que les nombres de joules indiqués ci-dessus sont environ 20% plus faibles que ceux des anciennes normes, à température d'essai identique et pour des qualités d'acier correspondantes. En fait, les énergies de rupture sont à peu près les mêmes, mais elles sont indiquées maintenant pour l'éprouvette, alors qu'elles étaient rapportées précédemment à sa section brute (entaille non déduite).

3 - L'état de livraison : aciers normalisés et aciers thermomécaniques

Aciers à l'état normalisé

Les aciers de qualité J0 ou inférieure sont livrés bruts de laminage. En dehors de ce cas, les aciers étaient livrés jusqu'à présent uniquement à l'état normalisé ou équivalent.

La normalisation (ce terme n'a ici aucun rapport avec les normes) est un traitement thermique de l'acier effectué après laminage, qui comprend un chauffage et un refroidissement libre. L'objectif est d'affiner la structure de l'acier pour lui conférer ses propriétés mécaniques. Au lieu de ce traitement, on peut aussi effectuer un laminage normalisant; c'est un procédé de laminage dans lequel la déformation finale est effectuée dans une certaine gamme de température, de façon à obtenir des caractéristiques et une structure de matériau équivalentes à celles obtenues par normalisation.

L'état normalisé ou équivalent est symbolisé par G3 dans la norme NF EN 10025, et par N dans la norme NF EN 10113. Ces symboles sont juxtaposés à ceux de l'énergie de rupture par choc; suivant les normes, ils sont placés après ou avant (tableau 3, colonne 3). Dans la norme NF EN 10155, il n'y a pas encore de symbolisation systématique de l'état de livraison.

Aciers thermomécaniques

La norme NF EN 10113 offre le choix, pour la première fois, entre des aciers à l'état normalisé et des aciers thermomécaniques.

Les aciers thermomécaniques sont obtenus en contrôlant la température du laminage (le refroidissement peut être libre ou accéléré). Mais il ne s'agit pas d'une simple optimisation du laminage normalisant: le procédé, grâce à des cages de laminage plus puissantes et plus rapides, met en jeu des mécanismes de durcissement différents, et exploite le carbone avec plus d'efficacité.

Ainsi, si l'on se place à caractéristiques mécaniques égales, les aciers à l'état thermomécanique nécessitent moins de carbone et autres éléments durcissants que les aciers classiques. Il en résulte une meilleure soudabilité; en particulier, le risque de fissuration à froid est réduit et les exigences du préchauffage sont moins sévères ou même supprimées.

Si l'on se place à soudabilité égale, les aciers thermomécaniques permettent une plus haute limite d'élasticité que les aciers classiques.

L'état thermomécanique est symbolisé par la lettre M (et non par TM) dans la norme NF EN 10113.

Ces aciers, et leur première application à grande échelle à un pont, le pont de Remoulins, ont fait l'objet de plusieurs publications indiquées à la fin de cet article.

4 - Les aciers utilisables pour les ponts

Les aciers utilisables pour les ponts soudés sont indiqués dans le tableau 3 (voir page suivante).

Il est rappelé que les aciers de la norme NF EN 10155 (aciers « autopatrinables ») ont fait l'objet d'une circulaire de 1985 réglementant leurs conditions d'utilisation. En outre, seuls les aciers « W » de cette norme sont autorisés; les aciers « WP », à teneur en phosphore plus élevée, sont interdits par le fascicule 66.

Les qualités minimales qu'on peut utiliser sont fixées pour chaque norme dans le fascicule 66 du CCTG (article II.2). Elles figurent dans la colonne 3 du tableau. On rappelle que les symboles J0, J2, K2 et L sont relatifs à l'énergie de rupture par choc, et que les symboles G3, N et M sont relatifs à l'état de livraison.

Les deux dernières colonnes indiquent, pour chaque nuance et qualité:

— colonne 4: l'épaisseur maximale autorisée par le fascicule 66 en fonction de la qualité, quand cette limitation existe;

— colonne 5: l'épaisseur maximale agréée, qu'il s'agisse d'agrément d'usine ou d'agrément de produit, telle qu'elle résulte de la dernière circulaire (3 août 1994). Cette limitation n'est pas nécessairement d'ordre technique: elle peut provenir simplement d'une absence de demande d'agrément pour une nuance ou pour des épaisseurs jugées peu intéressantes du point de vue économique. Le tableau ne traite que le cas des produits plats; pour les profilés, on se reportera à la circulaire.

norme	nuance	qualité prescrite par le fascicule 66	épaisseur maxi fixée par le fascicule 66	épaisseur maxi agréée dans le cas des tôles
NF EN 10025 aciers de construction non alliés	S235	J0	—	pas d'agrément nécessaire
		J2G3	—	150 mm
	S275	J0	—	pas d'agrément nécessaire
		J2G3	—	150 mm
	S355	K2G3	—	30 mm
	NF EN 10113 aciers de construction à grain fin	S355	N ou M	80 mm
NL ou ML			—	NL : 150 mm
S420		N ou M	50 mm	M : 30 mm
		NL ou ML	—	pas de produit agréé
S460		N ou M	50 mm	N : 80 mm M : 50 mm
		NL ou ML	—	NL : 80 mm ML : 63 mm
NF EN 10155 acier de construction à résistance améliorée à la corrosion atmos.	S235	J0W	—	pas d'agrément nécessaire
		J2W	—	pas de produit agréé
	S355	K2G1W	—	80 mm

Tableau 3 - Les tôles utilisables pour les ponts soudés (application du fascicule 66 du CCTG et de la circulaire d'agrément du 3 août 1994).

Les épaisseurs utilisées ne doivent pas dépasser la plus basse de ces deux limitations. Pour les agréments, il est prévu cependant une certaine souplesse sous forme d'autorisations de fourniture pour un acier en voie d'agrément, et d'autorisations d'emploi pour un ouvrage particulier.

On remarque que certains aciers sont agréés pour des épaisseurs supérieures à celles autorisées par le fascicule 66. Cela provient de ce que les agréments s'appliquent, comme le fascicule 4, titre III, aux ouvrages de génie civil et de bâtiment, alors que le fascicule 66 s'applique aux seuls ouvrages de génie civil.

Les produits de qualité J0 ne nécessitent pas l'agrément: la limite d'épaisseur utilisable est en principe celle (non reproduite dans le tableau) qui résulte du domaine d'application de la norme.

Pour les éléments de forte épaisseur, tels que les membrures de tabliers bipoutre larges et de grande portée, c'est l'acier S355 NL qui s'impose (les nuances inférieures ne sont pratiquement plus utilisées pour les ponts).

Pour les épaisseurs ne dépassant pas 80 mm, on a le choix entre les nuances S355 et S460. L'utilisation des aciers thermomécaniques doit être encouragée en raison des avantages qu'ils présentent; les épaisseurs agréées, limitées pour l'instant à 63 mm (S355 M et S460 ML), devraient être augmentées prochainement, car certaines aciéries sont en mesure dès maintenant de produire des épaisseurs supérieures.

5 - Les spécifications dans les marchés

Dans les documents particuliers des marchés, les aciers doivent être définis par leur nuance et par la référence à une norme.

Pour la nuance S355, le choix doit être laissé entre les normes NF EN 10025 et NF EN 10113 (lorsqu'on n'utilise pas de l'acier autopatinable). La spécification dans ce cas est donc de la forme: «l'ossature sera en acier S355 de la norme NF EN 10025 ou de la norme NF EN 10113».

Pour les nuances inférieures, c'est la norme NF EN 10025 qui doit être seule visée. La norme NF EN 10113 définit une nuance S275 (non indiquée au tableau 3), mais cet acier ne doit pas être prescrit, car il n'existe pas de produit agréé.

Quant aux nuances au-dessus de S355, elles n'existent que dans la norme NF EN 10113.

La spécification de l'énergie de rupture par choc n'est pas du domaine des documents particuliers des marchés: en raison du caractère dangereux d'une rupture fragile, et de la difficulté de déterminer correctement le niveau à exiger, la qualité est fixée, comme on l'a vu, dans le fascicule 66 du CCTG. Il est conseillé, sauf circonstance exceptionnelle, de ne pas aborder le sujet dans les documents particuliers des marchés pour ne pas créer de confusion.

Une circonstance exceptionnelle serait par exemple une température de service inférieure à -20°C (c'est la température qui a été considérée pour le choix des qualités dans le fascicule 66). Il conviendrait alors de revoir les épaisseurs maximales indiquées

au tableau 3. Deux méthodes sont disponibles: celle du fascicule de documentation A 36-010 de l'AFNOR «choix des qualités d'aciers pour construction métallique ou chaudronnée vis-à-vis du risque de rupture fragile»; et celle de l'Eurocode 3, annexe C, «calcul de la résistance à la rupture fragile».

On doit faire respecter les qualités d'acier spécifiées, non seulement pour les éléments de la structure proprement dite, mais aussi pour les éléments accessoires et les supports d'équipements lorsqu'ils restent sur l'ouvrage en service et sont soudés à la structure: une fissuration de ces éléments se transmettrait à la structure par les joints soudés. Il convient d'être vigilant, car il s'agit souvent de petites pièces auxquelles on ne prête pas attention: lattes-supports permanentes de joints soudés, fixations de glissières ou de barrières sur les dalles orthotropes,...

Des spécifications complémentaires peuvent être ajoutées, si nécessaire, pour des options telles que:

- tôles profilées en long; dans ce cas, on doit faire référence à la norme NF A 36-270;
- garantie des caractéristiques dans le sens de l'épaisseur, pour certains éléments fortement sollicités en traction perpendiculairement à leur surface; dans ce cas, on doit faire référence à la norme NF EN 10164 et spécifier la classe de qualité (Z 15, Z 25 ou Z 35).

En ce qui concerne l'état de livraison, lorsqu'un ouvrage se prête à une solution en acier thermomécanique, il convient soit de présenter une telle solution comme solution de base, soit de l'autoriser comme variante d'une solution de base en acier classique. Les nuances et épaisseurs à adopter sont généralement différentes suivant le type d'acier, ce qui nécessite une étude spécifique à l'avant-projet ■

Jacques ROCHE

PUBLICATIONS SUR LES ACIERS THERMOMÉCANIQUES

De nouveaux aciers pour la construction métallique: les aciers thermomécaniques S355 et S460 (article dans le bulletin «Ponts métalliques» n° 17 de l'OTUA).

Le nouveau pont de Remoulins, premier ouvrage construit en acier thermomécanique (article dans le bulletin «Ponts métalliques» n° 17 de l'OTUA).

Les aciers thermomécaniques (publication AFPC-OTUA).

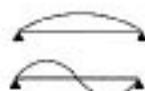
VÉRIFICATION DYNAMIQUE

des passerelles piétons

Une question revient fréquemment à propos des passerelles piétons métalliques ou en ossature mixte acier-béton. La structure doit avoir des fréquences propres suffisamment différentes de celles de la source d'excitation pour éviter la mise en résonance. La source d'excitation est bien entendu constituée par les piétons, en n'oubliant pas que les passerelles peuvent éventuellement servir de piste de danse à l'occasion des fêtes. Comment dès lors évaluer les fréquences propres d'une structure simple sans avoir recours à une modélisation coûteuse dans un programme dynamique du type SYSTUS. Dans le cas d'une travée isostatique, les fréquences propres des deux premiers modes sont données par les formules simples suivantes :

$$n = \frac{\lambda}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{Ml^4}} \quad \text{en cycles par seconde} \quad (\text{voir remarque 2})$$

- 1 - Inertie de flexion de la passerelle supposée constante
- l - portée de la passerelle
- m - masse linéique de la passerelle
- E - module d'Young de l'acier
- λ - coefficient adimensionnel
- premier mode $\lambda = 9,87$
- deuxième mode $\lambda = 39,50$



Il ne reste donc plus maintenant qu'à éviter les rythmes propres aux piétons animés d'agitations rythmées. L'Eurocode 3 recommande en bâtiment de prévoir $n > 3$. Dans le cas de gymnases ou de lieux de danse, il recommande $n < 5$, ce qui peut s'appliquer aux passerelles piétons sur lesquelles il peut y avoir des manifestations publiques. Selon certains chercheurs, il conviendrait d'éviter en tout état de cause pour la valeur de n la plage de fréquence comprise entre 1 et 3,6 cycles par seconde. C'est en effet dans cette plage de fréquences qu'un petit groupe de piétons peut entraîner, pour des raisons physiologiques, la mise en mouvement d'une structure légère et insuffisamment amortie.

Remarques

- 1 - La formule peut se retrouver facilement avec quelques approximations sur la masse modale. La raideur de flexion est un effet

$$k = \frac{384 EI}{5l^3}$$

et la masse totale $M = ml$

Si la masse modale du premier mode était celle de la poutre, on aurait

$$n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{M}} \quad \text{soit} \quad n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{384}{5}} \sqrt{\frac{EI}{ml^4}}$$

et alors $\lambda = 8,76$. Mais comme la masse modale du premier mode est légèrement inférieure, la valeur plus exacte de λ , est supérieure ($\lambda = 9,87$).

- 2 - L'application de la formule donne souvent lieu à une erreur liée au non respect d'un système cohérent d'unités. Il n'est donc pas inutile de rappeler que pour obtenir n en cycles par secondes (Hz), il faut par exemple :

- module E en N/m^2 (E est une pression, on utilise le Newton)
- inertie I en m^4
- masse linéique m en $kg/mètre$ (m est une masse linéique, il faut bannir ici le Newton)
- longueur l en mètres
- pour l'acier $E = 210\,000 \cdot 10^6 N/m^2$
- Pour le béton participant, on calcule une inertie homogénéisée classique avec le rapport instantané : $E_{acier} / E_{béton} = 6$

- 3 - La masse linéique m est en fait une variable à moduler pour aller de la masse propre de la passerelle jusqu'à la masse propre augmentée de la masse maximale des piétons. On obtient donc pour chaque mode une plage de fréquences propres.

- 4 - Dans le numéro 3 de 1979 de la revue du *СТІМ*, on trouve des informations complémentaires comme le tableau des valeurs de λ pour la formule

$$n = \frac{\lambda}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{ml^4}}$$

pour différentes structures et jusqu'au cinquième mode propre. (voir tableau 1)

- 5 - Pour les structures hyperstatiques complexes, ou des structures à inertie variable, la modélisation par grille de poutres spatiale à l'aide d'un logiciel comme SYSTUS donne d'excellents résultats.

Conclusion

Si votre passerelle se trouve dans la plage à éviter, un bon remède consiste à amortir le mouvement en remplaçant par exemple des dalles préfabriquées à joints secs par une dalle continue en béton armé. On peut aussi diminuer la fréquence en alourdissant le tablier. Mais on a bien sûr presque jamais la possibilité d'ajuster la structure. On rencontre assez souvent des structures légères avec des périodes un peu inférieures à 3,6 cycles par seconde, et il convient alors de raidir la structure pour en augmenter la fréquence propre. Soulignons enfin que sur une structure en poutre échelle, la simple addition des contreventements fait merveille. ■

Jacques BERTHELLEMY

Tableau 1.

$r=1$	$r=2$	$r=3$	$r=4$	$r=5$

EDOUART +

est arrivé ...

Après une longue attente, le logiciel EDUART + est enfin diffusé depuis fin novembre 1994. Le long délai de la réalisation des documents écrits a été mis à profit par notre équipe pour former les futurs utilisateurs aux quatre coins de la France. Ce n'était donc pas du temps perdu !

Vous vous demandez peut-être : *Qu'est-ce qui change par rapport à EDUART ? Mérite-t-il qu'on change de logiciel ? Comment bénéficier de la formation à son utilisation ? Combien cela coûte-t-il ? Nous tenterons ci-après d'apporter des réponses à vos questions légitimes.*

Les nouvelles fonctions

Une meilleure ergonomie

Dans ce domaine, des améliorations considérables ont été apportées, pour une meilleure convivialité, avec l'utilisation de la souris et les menus déroulants, à la manière de Windows.

On peut aussi saisir ou modifier les données sur l'ensemble des écrans franchissement ou ouvrages, avant de les valider, sans être obligé de valider écran par écran.

De plus, en cours de saisie, on peut ajouter un code à la table de codes correspondant à la rubrique active, sans quitter la saisie.

La gestion de plusieurs jeux de données

EDUART + permet de gérer plusieurs jeux de données avec une seule installation du logiciel.

Cette possibilité permet par exemple de partager et de gérer les franchissements appartenant à l'État et au Département, ou appartenant à des subdivisions différentes.



Les écrans de saisie personnalisés

La base de données EDUART + est déjà très riche, comportant environ 400 rubriques. À la demande des utilisateurs, elle ne cesse de s'enrichir de nouvelles rubriques.

Cette richesse même risque de nuire à la simplicité d'utilisation. Nous vous proposons donc de créer vous-mêmes les rubriques qui vous intéressent pour bâtir vos écrans de saisie personnalisés. Vous pouvez donc travailler par exemple avec une quarantaine de rubriques sur 5 écrans au lieu de 12.

Bien entendu, vos écrans personnalisés peuvent s'enrichir d'autres rubriques, au rythme de vos besoins, et vous pouvez passer à tout moment aux écrans standard.

L'aide à la préparation des visites et inspections

Un tableau résumé de la surveillance de vos ouvrages permet de déceler les ouvrages à visiter en priorité (par exemple, ceux qui n'ont pas été visités depuis longtemps...).

Des procès-verbaux de visite annuelle standard sont proposés selon le type d'ouvrage, avec rappel des principales caractéristiques de l'ouvrage (pour ne pas se tromper d'ouvrage sur le site). Ces procès-verbaux sont modifiables pour mieux s'adapter à vos idées.

L'aide à la gestion des travaux

Les actions peuvent être regroupées de 2 manières:

- soit toutes les actions de même type (par exemple, les rejointoiements de maçonnerie),
- soit toutes les actions concernant un même ouvrage.

Bien sûr, vous pouvez toujours classer les actions par ordre d'urgence, avec les estimations correspondantes.

La liaison vers les tableurs

Les données dans EDOUART + peuvent être exportées vers les tableurs (EXCEL par exemple). Cela vous permettra ensuite de faire des tris, des calculs ou des présentations graphiques de vos données.

Le pilotage d'un vidéodisque

EDOUART + vous permet de faire afficher sur le moniteur d'un vidéodisque les photos correspondant au franchissement sur lequel vous êtes en train de travailler.

Les autres nouveautés

De nouvelles rubriques ont été introduites:

Pour compléter la base

Par exemple: les caractéristiques du béton, des armatures, la possibilité de préciser les types et les matériaux pour chaque pile, etc.

Pour mieux préciser certaines notions

Par exemple: la notion de gabarit (liée à la circulation) et la notion de tirant d'air pour les ponts à

poutres ou de hauteur à la clé pour les ponts voûtes (liée à la structure).

Pour répondre aux enquêtes de l'Administration Centrale

• Enquête du SETRA sur la construction d'ouvrages neufs: un module en cours de réalisation (LEON Logiciel Enquête Ouvrages Neufs) permettra de chercher dans EDOUART + les réponses à cette enquête (par exemple: le type de marché, la variante d'exécution...).

• Enquêtes de la Direction des Routes sur le patrimoine (par exemple: la catégorie de la voie, ou la surface utile des ouvrages...).

La formation

Pour mieux servir nos clients, le SETRA a demandé aux Pôles Régionaux de Diffusion (PRD) des CETE d'organiser la formation pour les futurs utilisateurs d'EDOUART +, avec 2 niveaux de formation: le niveau 0 pour les débutants, et le niveau 1 pour le perfectionnement.

Pour le premier cycle de formation, les animateurs viennent du SETRA. Par la suite, les PRD assurent cette formation. Dans le cas d'impossibilité, le SETRA prévoit des sessions de formation complémentaires au CTFP de Paris.

Pour bénéficier de cette formation, vous pouvez donc contacter le PRD de votre CETE.

Le prix

Pour les nouveaux utilisateurs, le prix du premier exemplaire est de 7 500 F. Les exemplaires supplémentaires (pour l'utilisation dans les subdivisions par exemple) sont au prix de 750 F.

La mise à jour (à partir de la version 1.20 d'EDOUART) est à 750 F.

La commande

La commande du Logiciel EDOUART + est à adresser directement au SETRA (CITS/ATM). ■

Hoai Chau LAM