

OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



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



N°37
Mars 2001

Ouvrages marquants

- La passerelle Pinot à Blagnac *page 3*
M. BOILEAU



Matériaux

- Second pont sur le Rhin au sud de Strasbourg
Les études de faisabilité des bétons Hautes Performances *page 16*
A. DEMARE, G. TREFFOT

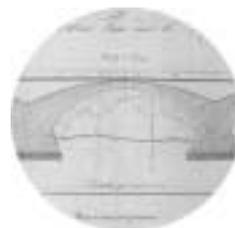


Equipements et entretien

- Profil en travers et trottoirs sur PS *page 22*
M. FRAGNET

Informations brèves

- "Passage d'une rive à l'autre"
Exposition au Palais des Papes en Avignon *page 23*
C. RAULET, J.P. ARLOT



Courrier des lecteurs

- Un court historique de la construction des ouvrages
Les matériaux et leur évolution, les techniques de réalisation *page 26*
C. RAULET, J.P. ARLOT

Courrier des lecteurs

- Stages *page 31*

Le kiosque du Setra

- Les dernières publications Ouvrages d'Art *page 32*



La Passerelle Pinot à Blagnac

Cet article couvre un ouvrage très particulier puisque sa structure porteuse fait intervenir les trois matériaux bois, acier, béton. Cette conception n'étant pas classique, le comité de rédaction du bulletin de liaison a jugé souhaitable de mettre en garde ses lecteurs sur le caractère innovant de certaines options techniques. Cet article est par ailleurs très riche d'informations tant sur les calculs de justifications que sur la réalisation elle-même (ndlr).

Depuis 1995, année de réalisation de la voie rapide RD 902, la liaison directe par le Chemin d'Aussonne entre les quartiers urbanisés de Blagnac, près de Toulouse, et sa base de loisirs de Pinot était interrompue. Ainsi les piétons, cyclistes et cavaliers étaient contraints d'emprunter, pour franchir ce nouvel obstacle, un échangeur éloigné et peu adapté à ces usagers ou bien de traverser à niveau la voie rapide avec les plus grands dangers liés au trafic croissant.

Dès 1996, la commune de Blagnac se préoccupe de réaliser un franchissement sécuritaire qui s'inscrirait en outre sur la liaison cyclable Garonne-Aussonnelle du "réseau vert et cyclable" financé par le District du Grand Toulouse. Elle sollicite alors le concours de la DDE de la Haute Garonne pour la maîtrise d'œuvre de l'opération.

Le programme de l'ouvrage

- Obstacle franchi : la RD 902, aujourd'hui à 2x1 voie, est supposée portée à 2x3 voies dans le futur, la plate-forme faisant alors environ 30 m de largeur ;
- Profil en long, largeur et hauteur libres : ces données sont exprimées à travers le programme général, définissant en outre un véritable objectif architectural dont figurent quelques extraits significatifs ci après :

"La passerelle ménagera un gabarit libre de 5 m au-dessus de la RD 902 [...]. Les vélos y accéderont par des rampes en pente douce d'environ 4 % [...]. L'ouvrage aura une largeur utile de 5 ou 6 m et comportera une sorte de long belvédère d'où contempler le paysage [...]. Il sera constitué de matériaux composite dans lesquels le bois aura une place importante [...]. Les gardes corps seront hauts et l'ensemble pourra être couvert afin de constituer un abri et de ne pas effrayer les chevaux [...]. En bref ce sera un véritable ouvrage d'art, élément prépondérant dans le paysage."

- Charges : outre les charges prévues au titre II du fascicule 61 pour les passerelles, l'ouvrage



pourra livrer passage à la balayeuse municipale d'un poids total en charge de 11 tonnes.

▲ Vue générale de l'ouvrage terminé.

Les études préliminaires

La subdivision territoriale Toulouse Ouest de la D.D.E. joue le rôle de maître d'œuvre général de l'opération et celui de maître d'œuvre particulier des accès et aménagements paysagers. Elle confie au Service des Grands Travaux la maîtrise d'œuvre particulière de l'ouvrage de franchissement. L'architecte Alain Spielmann et le paysagiste Daniel Laroche désignés par le maître d'ouvrage, viennent compléter l'équipe de projet de la DDE.

Les études préliminaires, engagées en 1997, proposent à la Ville de Blagnac deux familles principales de solutions, la brèche étant franchie dans tous les cas par une travée unique de 36 mètres de portée :

- Poutres latérales en bois à triangulation "Warren" ou "N" et couverture complète ;
- Bow-string à arcs en bois et couverture partielle (limitée aux arcs), en bardage léger, ou complète, en matériau transparent.

Le maître d'ouvrage opte en août 97 pour la solution bow-string à couverture totale en raison de son élégance générale, sa légèreté et sa bonne réponse au programme et demande l'engagement des études de projet sur cette base.

►► Vue 3D du projet à la fin 1997 : structure principale (hors hourdis) et résille de couverture.

Les études de projet

Le travail de projet va conduire, après analyse approfondie des différentes contraintes, à un ouvrage associant 3 matériaux structurels : le bois lamellé-collé, l'acier et le béton. Ce choix trouve ses motivations à travers des concepts mécaniques simples et des considérations d'usage de l'ouvrage très spécifiques :

- Le bois est un matériau qui résiste très bien à la compression : il trouve naturellement sa place dans les arcs, sollicités essentiellement en compression, modérément en flexion et très peu en tranchant ;
- Les profilés minces en acier s'accommodent très bien des sollicitations composées traction-flexion qui règnent dans les tirants d'un bow-string : on les utilisera donc pour les poutres-tirants du tablier ;
- Le passage des chevaux sur l'ouvrage doit se faire sans risque de glissade des sabots ferrés et sans dégradation du revêtement : cela élimine le bois, glissant lorsqu'il est mouillé et vulnérable sous les impacts, ainsi qu'un certain nombre d'autres matériaux. Au final, un revêtement bitumineux est apparu comme un bon compromis.
- Le platelage de la passerelle doit supporter les charges concentrées de la balayeuse et doit constituer en outre un support adapté d'un complexe étanchéité-revêtement bitumineux classique : le béton armé est tout indiqué dans ce contexte.
- La couverture générale remplit un double objectif : abriter les usagers surpris par une averse et protéger le bois des arcs des intempéries. Le travail d'Alain Spielmann sur cette partie de l'ouvrage a débouché sur une solution particulièrement élégante d'une structure en poutrelles lamellé-collé disposées à 45°, baptisée "résille", supportant des plaques transparentes en polyméthacrylate de méthyle teintées. Dans cette phase du projet, le rôle mécanique de la résille est double :
 - supporter le matériau transparent ;
 - constituer le contreventement des arcs vis à vis du vent et des instabilités élastiques.

Les calculs de résistance statique sont menés en régie par le Bureau d'Etudes Ouvrages d'Art de la DDE. Avec l'aide du Comité National pour le Développement du Bois, une assistance pour les



calculs justificatifs de la résille et sa contribution à la stabilité des arcs ainsi qu'une analyse dynamique de la structure complète est obtenue auprès du Centre Technique du Bois et de l'Ameublement.

Le dimensionnement complet de la structure, sur lequel peut se bâtir le D.C.E. est arrêté au début de l'année 1998.

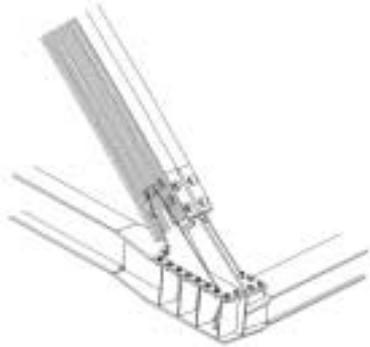
Description de la solution soumise à la consultation des entreprises

L'ouvrage, tel qu'il est soumis à la consultation des entreprises en Février 98, est décrit ci-après :

► **La structure principale** est de type "bow-string" (ou "arc auto-ancré") constituant une travée indépendante de 36 m de portée et composée de :

- Deux arcs en bois lamellé collé de 36 m d'ouverture et 7 m de flèche. Les arcs sont contenus dans des plans symétriques dont la légère inclinaison sur la verticale (7,6 gr) les fait converger vers le haut. Il en résulte que la section transversale des arcs est un trapèze de 320 mm de large et de hauteurs 627 et 589 mm. Le bois des lamelles est de la classe GL26 (selon EN 1194) à base de pin sylvestre injecté classe 4 ;
- Deux poutres-tirants en profilés HEA 500 de nuance S350 K2G3 situées dans le plan des arcs et espacées en moyenne de 5,35 m. Elles sont légèrement cintrées ($R=350$ m) pour épouser le profil en long général de l'ouvrage. Elles reçoivent à chaque extrémité les naisances d'arc par l'intermédiaire d'un sabot métallique qui leur est boulonné. Le sabot comporte une platine accueillant la compres-

sion de l'arc et des plats disposés à 90°, pénétrant dans l'arc et traversés chacun par des boulons qui enserrant le bois contre eux afin de réaliser un encastrement mutuel bi-axial ;



- Huit pièces de pont courantes en profilés HEA 300 de nuance S350 K2G3 espacées longitudinalement de 4 mètres. Elles s'encastrent sur les poutres-tirants, leur semelles inférieures régnant au même niveau ;
- Deux pièces de pont d'appui, réalisées en section caisson reconstituée soudée d'acier de nuance S350 K2G3 et encastrées sur les poutres-tirants. Au milieu de chacune d'elles est soudée en partie inférieure une console à profil en H constituant le tenon d'un ensemble destiné à assurer une butée au vent transversal de l'ouvrage, les appareils d'appui n'étant pas en mesure de jouer ce rôle ;



- Deux tubes circulaires, issus du nœud entre le HEA 500 et la première pièce de pont et convergeant au point d'épure de la butée au vent sur la pièce de pont d'appui, conférant ainsi un contreventement en "K" au premier cadre du tablier. Ce contreventement trouve sa justification dans l'absence de liaison horizontale rigide entre le hourdis béton et la pièce de pont d'appui (voir alinéa suivant) ;
- Un hourdis en béton armé constitué d'éléments préfabriqués à section en forme de "U" dégageant une largeur utile de 3,5 m. Les éléments sont rendus continus entre eux par des clavages coulés au-dessus des pièces de pont

courantes qui, équipées de connecteurs deviennent ainsi solidaires du hourdis. Cette connexion n'existe pas sur appui, les calculs de projet ayant montré que les effets différentiels de retrait et de température introduisaient des moments de flexion non négligeables dans le nœud arc-tirant. Aussi, le projet prévoit un appui simple du hourdis sur la pièce de pont au moyen de 2 petits appareils d'appui en caoutchouc fretté ;

- Seize suspentes (huit par arc) en barres d'acier à 460 MPa de limite élastique. Ces barres, de 28 mm de diamètre pour la première suspente et de 22 mm pour les autres, sont à extrémités à filet roulé. Chaque suspente est composée de 2 barres assemblées par un ridoir et comporte à chaque extrémité une chape à œil équipée d'un axe permettant son attache :
 - sur l'arc par l'intermédiaire d'une biellette constituée d'un plat métallique articulé sur un axe métallique traversant l'arc ;
 - sur le tirant par une oreille percée et soudée à pleine pénétration sur le tirant.



Cette constitution permet d'envisager si nécessaire un remplacement au moyen d'étriers fixés par mordaches sur les barres de part et d'autre du ridoir et de vérins. Les barres, ridoirs et chapes sont protégés par galvanisation suivie de peinture par résine polyester cuite au four.

► **La couverture**, qui a également fonction de contreventement des arcs, est constituée d'un réseau de poutres en bois lamellé-collé de même nature et classe que celui des arcs et de section carrée 0,15 m x 0,15 m. La direction des poutres est à + et -45° du plan médian des arcs, la maille est un carré de 1,45 m x 1,45 m. La largeur totale est de 6,35 m. En partie basse de la couverture, celle-ci doit s'ouvrir pour permettre le passage des différents usagers selon un gabarit d'environ 3,50 m de large sur 3,00 m de haut. Ce passage conduit à concentrer les efforts dans des zones

◀◀ Sabot de liaison arc-tirant de l'ouvrage prévu au DCE.

◀ Attache basse de la suspente.

◀◀ Détail de la butée au vent transversal.

étroites, baptisées "jambes de pantalon", et il a été nécessaire de constituer un portique robuste en remplaçant les poutrelles en bois par des tubes métalliques de mêmes dimensions extérieures dans les jambes elles mêmes et sur les premières poutrelles formant traverse du portique.

► **Les culées** sont à mur de front fondées superficiellement sur des graves alluvionnaires. Les murs de tête ont un tracé plan constitué d'un arc circulaire tangent au mur de front à leur naissance et d'une longueur imposante qui leur permet de rejoindre la crête du talus de remblai. La courbe des murs en retour épouse le contour des plaquettes circulaires implantées aux extrémités de l'ouvrage dans le but de constituer des belvédères, comme le montre l'axonométrie ci-après.



► **Les équipements** sont les suivants :

- Le matériau transparent de la couverture est du polyméthacrylate de méthyle (PMMA) teinté de 12 mm d'épaisseur. Il repose, des joints en caoutchouc étant interposés, sur des berceaux en alliage d'aluminium fixés sur les poutrelles de la résille. Des parcloses de même nature équipés de joints en caoutchouc maintiennent les plaques de PMMA sur les berceaux tout en permettant la libre dilatation du matériau. Les parcloses, disposés en chevrons forment fils d'eau et acheminent les précipitations en rive de la couverture où elles se déversent dans un cheneau métallique qui les conduit en pied des "jambes de pantalons" dans un réceptacle raccordé à une descente noyée dans le mur de culée.
- La chape d'étanchéité est du type feuille préfabriquée. Compte tenu de la faible charge de revêtement final, il est demandé de mettre en œuvre préalablement à la chape un bouche pore destiné à limiter les effets de "cloques et gonfles".
- Le revêtement est un micro-enrobé bitumineux de 3,5 cm d'épaisseur.

- Le garde-corps a une hauteur inhabituelle de 1,80 m liée à la protection des chevaux. Il est constitué de montants en tubes d'acier carrés 100 mm x 100 mm boulonnés tous les 2 mètres sur les faces extérieures des relevés du hourdis en béton armé. Des cadres robustes en métal déployé remplissent l'espace jusqu'à la première lisse en tube circulaire, destinée aux piétons et située à 1,05 m du sol. La lisse haute, à l'intention des chevaux, de section carrée 0,10 m x 0,10 m est en bois d'azobé.
- Les appareils d'appui sont en caoutchouc fretté. Ils sont disposés dans un plan perpendiculaire à l'arc, sur des bossages inclinés. Ils sont complétés par une butée équipée de petits appareils d'appui verticaux pour reprendre la poussée du vent transversal.

La solution retenue au marché

A l'ouverture des plis fin Mars 98, l'offre moins disante s'avère dépasser d'environ 18% l'estimation chiffrée à 4,03 MF TTC. L'appel d'offres est déclaré infructueux et une procédure négociée s'engage à l'issue de laquelle le marché est conclu à l'été 98 avec l'entreprise MATIERE SA pour un montant légèrement inférieur à 4 MF TTC.

Les principaux aménagements apportés au projet initial sont les suivants :

- Le hourdis préfabriqué, dont la mise en place par chariot suggérée au DCE est jugée trop onéreuse, sera coulé en place sur coffrages perdus non participants en bacs acier galvanisés.
- La fonction de contreventement de la résille de couverture complique fortement les assemblages des poutrelles constitutives entre elles et de liaison aux arcs. La fonction porteuse de couverture sera seule conservée, le coût des assemblages chutant fortement. Le contreventement des arcs sera assuré par des palées classiques constituées de butons reliant les attaches hautes des suspentes et de tirants en croix de St André.
- Les murs en retour sont droits, les belvédères devenant rectangulaires et moins vastes ; l'économie globale sur les culées est importante.
- L'épaisseur des plaques transparentes de la couverture passe à 10mm, après vérification de résistance et de déformation.

Ces aménagements, nécessaires pour la faisabilité économique du projet, préservent toutefois son originalité architecturale et sa qualité technique.



Les études d'exécution

Elles commencent à l'automne 98. C'est le bureau d'études de Dominique CALVI, basé près d'Avignon, grand spécialiste de structures complexes et auteur du projet du premier pont français en bois calculé selon l'Eurocode 5, qui est finalement désigné par l'entreprise.

■ Les hypothèses générales

Elles reprennent les clauses du CCTP et précisent :

Les règlements de justifications suivants :

- Les éléments en bois lamellé-collé sont justifiés selon les règles de l'Eurocode 5 (DAN ENV 1995, partie 1.1), à l'exception de certains assemblages dont les résultats issus de l'EC5 s'avèrent trop favorables et qui sont justifiés avec les règles CB71 ;
- Les éléments métalliques sont justifiés selon le titre V du fascicule 61 du CCTG ;
- Les éléments en béton armé sont justifiés selon le BAEL91 ;
- Tous les efforts dans les éléments en bois et métalliques ainsi que les efforts généraux dans le hourdis issus de sa contribution à la flexion d'ensemble sont évalués à partir de combinaisons uniques établies en application de l'EC5.

Les actions à prendre :

- La charge permanente (notée "Perm") ;
- La charge d'exploitation du titre II fasc. 61 (notée "CE piétons"), censée couvrir les effets des piétons, cyclistes et chevaux ;
- La charge particulière supposée "étroitement bornée" de la balayeuse municipale (notée "CE balayeuse") ;
- La neige sur la couverture, évaluée selon les règles N84 modifiées 95, (notée "N") ;

- Le vent transversal du titre II fasc. 61, de 200 daN/m^2 , (noté "VT") ;
- Le vent longitudinal et oblique évalué selon les valeurs "normales" majorées par 1,2 des NV65 (noté "VL") ;
- Les variations de températures journalières ($\pm 10^\circ\text{C}$) appliquées au métal seulement, et variations saisonnières de $+20^\circ\text{C}/-30^\circ\text{C}$ appliquées sur l'ensemble des matériaux, (notées "T") ;
- Le retrait du hourdis, gêné par le tablier métallique, d'une valeur de $-2,5 \cdot 10^{-4}$;
- La variation d'humidité dans le bois par rapport à la livraison de $-0/+7\%$ (notée "H") ;
- Le freinage de la balayeuse, force longitudinale prise égale à 3000 daN (noté "F") ;

Les situations :

- La phase de construction correspondant au grutage ;
- Les situations de service normal ;
- La situation accidentelle de rupture d'une suspente quelconque ;
- La situation de service de remplacement d'une suspente (ouvrage à vide).

■ Les adaptations du projet proposées par le bureau d'études d'exécution

Le Bureau d'études CALVI, considérant que les liaisons rigides introduisent une interface mécanique supplémentaire par le jeu des efforts de traction-compression liés aux variations dimensionnelles différentielles entre le béton et l'acier, propose de libérer longitudinalement le hourdis sur l'ensemble des pièces de pont à l'exception d'une seule qui doit servir de point fixe et de transmission de l'effort de freinage.

Le degré de liberté longitudinal est obtenu au moyen du dispositif suivant :

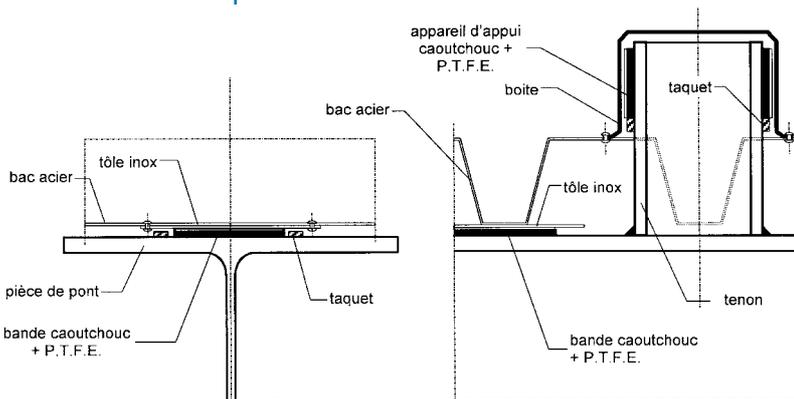
- une bande de glissement en caoutchouc + PTFE de 8mm d'épaisseur (7+1) et de 100 mm de largeur est disposée sur les pièces de pont sur toute la largeur du hourdis. Son maintien en place est obtenu par enclassement entre des taquets soudés sur la pièce de pont et par collage ;
- une tôle en acier inoxydable de 2mm d'épaisseur et 200mm de largeur est posée sur la bande de glissement et fixée aux bacs acier par rivetage.

La totalité du hourdis (y compris les éléments de rive qui ont été préfabriqués) peut donc glisser sur ces pièces de pont.

◀◀ Axonométrie de l'ouvrage prévu au marché.

Le hourdis doit toutefois continuer à jouer son rôle de contreventement et cela conduit à prévoir des blocages transversaux au milieu de chaque pièce de pont au moyen d'un tenon métallique équipé d'appuis glissants et pénétrant dans une boîte métallique noyée dans le béton du hourdis.

Ces dispositions apparaissent sur la figure et les photos ci-après.



▲ Système de découplage longitudinal hourdis/pièces de pont.

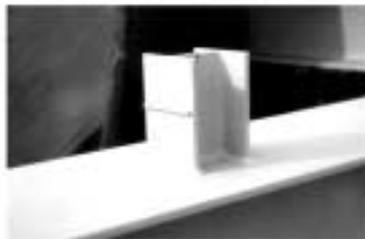
Cette indéniable complication de réalisation est le prix d'une simplification de l'étude par élimination d'une interface. Elle permet en revanche de s'abstenir de mettre en place les contreventements en "K" d'extrémité.

Le découplage longitudinal du hourdis étant opéré, les combinaisons peuvent être établies sans tenir compte du retrait.

► Détail de la connexion du point fixe du hourdis sur pièce de pont.



► Détail d'un tenon de butée transversale du hourdis sur pièce de pont courante.



► Ferrailage autour d'une boîte d'appui transversal glissant du hourdis.



Les combinaisons :

Neuf combinaisons d'ELU fondamentales, une combinaison d'ELU accidentelle (rupture d'une suspensoire) et deux combinaisons d'ELS ont été utilisées pour les justifications générales. Six combinaisons du premier genre, une combinaison du second genre et une combinaison accidentelle ont dû être ajoutées pour les justifications des assemblages bois rattachés aux CB 71.

L'énoncé de ces combinaisons figure en annexe.

Les matériaux :

Ils sont considérés élastiques et linéaires. La classe du bois initiale GL26 doit être abaissée en raison de la version définitive de la PR EN 1194 qui prévoit qu'un bois massif C22 visuel ne conduit plus qu'à un lamellé-collé GL24. C'est cette classe qui a donc été retenue pour les arcs et la résille.

Les caractéristiques du bois sont les suivantes :

- $E = 11\,600 \text{ MPa}$
- $G = 720 \text{ MPa}$
- $\rho = 500 \text{ kg/m}^3$
- $\epsilon T = 0,3 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- $\epsilon H \text{ transversal} = 2,10^{-3} / \%$ hum.
- $\epsilon H \text{ longitudinal} = 1,10^{-4} / \%$ hum.

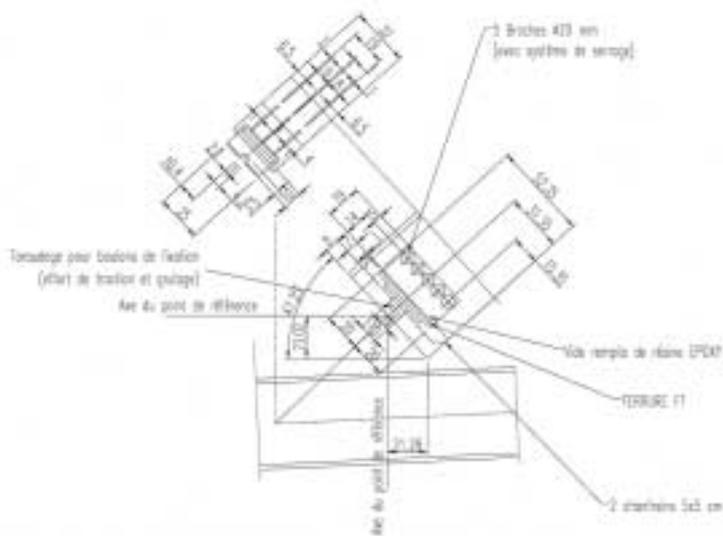
La classe de service de la structure prévue par l'EC5 est la classe 2 (humidité d'équilibre moyenne du bois comprise entre 12 % et 20 %) ce qui conduit aux facteurs de correction de résistance pour durée de charge :

- charge permanente : $K_{\text{mod}} = 0,6$
- charge statique à court terme : $K_{\text{mod}} = 0,9$
- charge accidentelle : $K_{\text{mod}} = 1,1$

Les valeurs de résistance de calcul à introduire sont alors de :

- $X_d = K_{\text{mod}} \cdot X_k / \gamma_m$
- $X_k = 24 \text{ MPa}$
- $\gamma_m = 1,3$ pour les ELU fondamentaux
- $\gamma_m = 1$ pour l'ELU accidentelle

En ce qui concerne l'acier de charpente et le hourdis du béton, les caractéristiques se déduisent des nuances retenues (S350 pour le tablier et les parties métalliques de la résille, S235 pour les butons de contreventement) et de la classe de béton (B35 pour le hourdis).



▲ De gauche à droite :

- Rotule en pied d'arc.
- Sabot d'appui de la rotule de l'arc.
- Détail du nœud arc-trayant et receptacle des eaux.

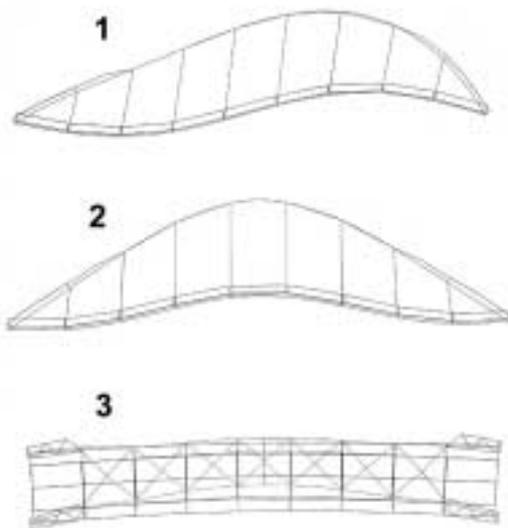
- ▶ Trois premiers modes propres de la structure :
 - 1 : 1^{ère} fréquence propre $f_1 = 1,91$ Hz flexion d'ensemble antisymétrique.
 - 2 : 2^{ème} fréquence propre $f_2 = 3,11$ Hz flexion d'ensemble symétrique.
 - 3 : 3^{ème} fréquence propre $f_3 = 3,99$ Hz flexion transversale (et torsion corrélée).

- ▶▶ Culée avant remblaiement.

■ Principaux résultats des calculs d'exécution

Les calculs d'exécution valident les dimensionnements principaux du DCE. Toutefois, en raison de l'alourdissement global du hourdis coulé en place par rapport au hourdis préfabriqué, les suspentes sont toutes passées en $\varnothing 28$ et les dimensions des appareils d'appui sont légèrement augmentées.

Le calcul d'exécution a permis de restituer les 3 premiers modes propres de vibration :



Les deux premiers modes sont verticaux et (comme souvent...) dans la plage courante d'excitation par les piétons (1 à 3,6 Hz).

Toutefois la vérification de l'accélération verticale sous le premier mode satisfait la limite de $0,5 \text{ m/s}^2$ fixée par l'article 7.2 du projet d'Eurocode 5 partie 2.

Par ailleurs, le comportement vibratoire réel de l'ouvrage, notamment lors de l'inauguration où il a accueilli une foule nombreuse, s'est avéré jusqu'à ce jour satisfaisant.

La construction

■ Les culées

Les culées ont été construites entre fin janvier et mi-avril 99. Compte tenu du désaxement entre les murs en retour et le mur de front, leur exécution a donné lieu à quelques difficultés liées à la complexité et à la densité du ferrailage.



■ La charpente métallique

Réalisée dans l'usine de la Société Matière à Bagnac (Lot), elle se décompose en tronçons élémentaires :

- pour chaque tirant, 3 tronçons principaux auxquels s'ajoutent les 2 moignons d'extrémité incorporant le sabot d'appui de l'arc,
- huit pièces de pont courantes et deux pièces de pont d'appui,
- deux portiques bas complets de la résille.

Toutes les pièces du tablier ont fait l'objet d'un montage à blanc complet en usine.



Le montage sur site est effectué au cours du mois de mai 99 sur une aire parallèle et jouxtant la voie rapide RD 902.

Les tronçons sont disposés sur des camarteaux nivelés de façon à intégrer la totalité de la contreflèche de fabrication.



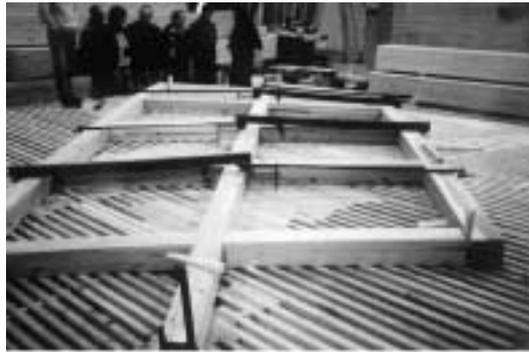
■ La charpente bois

Elle est exécutée dans les ateliers de la Société Charles & Mouysset à Rodez (Aveyron).

La très grande précision finale des pièces est obtenue par un usinage au moyen de machines à commande numérique.

Le charpentier a toutefois voulu s'assurer de la bonne conjugaison des pièces de la résille et a réalisé un gabarit au profil de la couverture permettant la présentation en vraie grandeur d'un ensemble de poutrelles.

Le montage de la charpente bois et des pièces diverses de contreventement s'effectue à la suite



◀ Gabarit d'essai de présentation de la résille bois.



◀◀ Montage à blanc dans l'usine Matière.

de la mise en place des bacs-aciers sur la charpente métallique du tablier.

Les suspentes composées de 2 tronçons raccordés par un ridoir qui permet d'ajuster leur longueur entre la biellette supérieure et l'oreille inférieure sont ensuite mises en place. Il n'y a pas de prétension des suspentes ; leur mise en charge s'opère simplement à la dépose des calages sur camarteaux intermédiaires, préalablement au grutage.

◀ Pose des arcs et assemblage des panneaux de résille bois.

◀◀ Montage sur site de la charpente métallique.



◀ Pose des panneaux de résille bois et des portiques bas métalliques.

►► De haut en bas :

- Mise en place des plaques transparentes.
- Pose des éléments de bordure préfabriqués du hourdis.
- Pose des poteaux de garde-corps

► Prise en charge par la grue sur l'aire de montage.

► Rotation de pose.

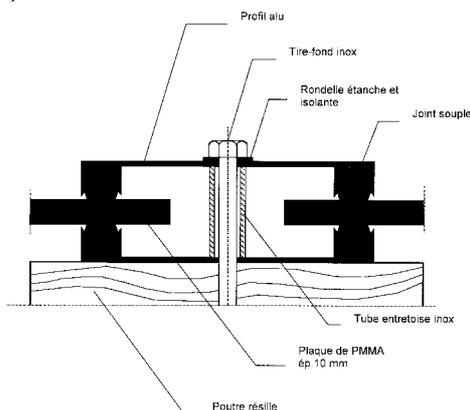
► **La mise en place** au moyen d'une grue auto-motrice de 160 tonnes de capacité a lieu le jeudi 10 juin au cours d'un créneau de coupure de 48 h de la RD 902. La structure complète, à l'exception de la dalle en béton, pèse un peu plus de 40 tonnes. La mise en place se fait sans reprise, par rotation simple au moyen d'un cadre et de 4 sangles implantées au droit de la 3^{ème} suspente.



Cette phase particulière de construction a fait l'objet d'une vérification particulière vis à vis des inversions d'efforts par rapport à la phase de service. La passerelle repose alors sur des appuis provisoires en chêne.

Profitant de la coupure de la RD902, les éléments préfabriqués de bordure du hourdis béton, les garde-corps et les éléments transparents de la couverture sont successivement mis en place.

Les plaques transparentes sont fixées au moyen de profilés en alliage d'aluminium équipés de joints d'étanchéité souples. La largeur de ces profilés permet de garantir la libre dilatation thermique de ce matériau (environ 6 fois plus importante que l'acier) tout en le maintenant enchâssé.



► Fixation et étanchéité entre plaques transparentes de la couverture.

► **La dalle en béton** est ferrillée au-dessus des bacs-aciers, puis bétonnée à la pompe le 17 juin 99.

Le transfert de la passerelle sur appuis définitifs intervient alors. Il consiste à vériner la passerelle, à substituer aux cales en chêne les appareils définitifs recouverts d'une couche fraîche de résine, à abaisser l'ouvrage et à le maintenir en position pour que la résine polymérise après avoir bien rempli l'interface caoutchouc/métal. Après quelques heures de durcissement, le dévérinage complet intervient.

► **L'achèvement des travaux** passe par la réalisation du complexe étanchéité-revêtement. Après grenailage du hourdis en vue d'éliminer le produit de cure, le bouche-pore GLACIDUR est mis en place en deux couches, suivi du soudage de la feuille SOPRALENE FLAM ANTIROCK P de la société SOPREMA. A noter que ce chantier a été une des premières applications du bouche-pores SOPREMA et qu'il a fait l'objet d'une assistance technique par ce fournisseur ainsi que d'un suivi, demandé par le SETRA, pendant et après la mise en œuvre, le procédé ayant fait l'objet d'une demande d'avis technique. Aussitôt après, le sable enrobé a été mis en œuvre manuellement et compacté au moyen de petits cylindres.

A ce jour, plus d'un an et demi après la mise en œuvre, le complexe ne souffre d'aucun désordre. Enfin le coulage des joints du type "POLYJOINT" de la société RCA clôt le chantier début juillet et permet l'ouverture de l'ouvrage le 7 juillet 1999. L'inauguration officielle a eu lieu le 19 septembre 1999.

► **Les épreuves statiques de chargement** sont exécutées en novembre, le béton du hourdis ayant alors dépassé les 90 jours. Les charges sont constituées de palettes d'"agglos" de près de 1300 kg chacune et disposées de façon à établir 4 chargements :

- deux chargements d'une moitié de tablier (un côté, puis l'autre) de 18 tonnes de charge totale ;
- un chargement de 35 tonnes réparti sur toute la longueur du tablier ;
- un chargement de 14 tonnes réparti sur les 12 m centraux du tablier.

Les mesures de flèches sont réalisées par visée optique sur mire à code-barre.

Trois points de mesure sont implantés de chaque côté du tablier, à proximité de la 2ème et 5ème (centrale) suspentes.



◀ Ferrillage du hourdis.



◀ Bétonnage du hourdis.



◀ Vérinage de mise sur appuis définitifs



◀ Essais de chargement.

Pour les cas de chargements antisymétriques, qui développent les plus grandes déformations, on relève les flèches suivantes :

- onde négative : -11,6 mm (contre -13,1 calculée)
- onde positive : +6,5 mm (contre +7,5 calculée).

L'ouvrage réel s'avère donc un peu plus raide que le modèle de calcul et les épreuves sont déclarées concluantes.

Michel BOILEAU ■

Michel BOILEAU
D.D.E. de la Dordogne
Tel : 05 61 58 62 27

Annexe : Les combinaisons utilisées dans les justifications

■ ELU fondamental

Les combinaisons sont de la forme :

$$\sum \gamma_{Gj} \cdot G_{Kj} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{K,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} Q_{K,i}$$

- γ_{Gj} vaut 1,35 (action défavorable) ou 1 (action favorable)
- γ_Q s'applique aux actions variables et vaut 1,5 dans le cas général et 1,35 dans le cas particulier de la balayeuse, considérée comme charge étroitement bornée.

A noter que la valeur caractéristique Q_k de la charge piétons est obtenue en multipliant la valeur nominale du règlement par 1,07, par cohérence avec les autres règlements aux états limites nationaux en vigueur.

- $\psi_{0,i} Q_{K,i}$ est la valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

Le coefficient ψ_0 a été pris égal, conformément à l'EC5 partie 1.1 §2223, à :

- 0,67 pour la neige ;
- 0,53 pour la température et, par extension, pour la variation hygrométrique ;
- 0,2 pour le vent dans la combinaison particulière de remplacement d'une suspente, correspondant à sa valeur fréquente et non à sa valeur de combinaison (= 0,67 normalement), ce qui a été admis dans le cas présent.

Dans ces conditions, neuf combinaisons sont a priori possibles :

1. 1,35 Perm + 1,5 x (T+H) (charges de long terme)
2. 1,35 Perm + 1,5 x 1,07 CEpiétons + 1,5 x 0,67 N + 1,5 x 0,53 (T+H)
3. 1,35 Perm + 1,35 x CEbalayeuse + 1,5 x 0,67 N + 1,5 x 0,53 (T+H)
4. 1,35 Perm + 1,5 N + 1,5 x 0,53 (T+H) (résille de couverture)
5. 1,35 Perm + 1,5 V + 1,5 x 0,53 (T+H)
6. 1,00 Perm + 1,5 V + 1,5 x 0,53 (T+H)
7. 1,35 Perm + 1,35 F + 1,5 x 0,53 (T+H)
8. 1,35 Perm + 1,5 (T+H) + 1,5 x 0,2 (VT ou VL) (remplacement d'une suspente)
9. 1,35 Perm + 1,5 (T+H) (phase de grutage)

■ ELU accidentel

La combinaison est de la forme :

$$\sum \gamma_{GAj} \cdot G_{Kj} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{K,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$$

Dans le cas d'espèce, il n'y a pas à proprement parler d'action accidentelle mais seulement une situation accidentelle.

- γ_{GAj} est pris égal à 1 ;
- $\psi_{1,1}$ est le coefficient donnant la valeur fréquente de l'action variable de base qui est ici la charge d'exploitation ; sa valeur a été prise égale à 0,4, conformément au § D2-4 de l'Eurocode 1 (norme XP ENV 1191-3).
- $\psi_{2,i}$ est le coefficient donnant la valeur quasi permanente des actions variables d'accompagnement ; il est pris égal à 0, comme dans le cas général.

La combinaison s'écrit donc :

Perm + 0,4 CE (rupture d'une suspente)

■ Etat limite de service

Ces combinaisons ont pour objet de justifier les déformations (flèches et glissement d'assemblage).

Elles sont de la forme :

$$\sum G_{Kj} + Q_{K,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{K,i}$$

ψ_0 ayant les valeurs définies pour l'ELU fondamental, les deux combinaisons s'écrivent :

1. Perm + CE + 0,67 N + 0,53 (T+H)
2. Perm + V + 0,53 (T+H)

■ Combinaisons supplémentaires pour assemblages bois relevant des règles CB 71

Ces combinaisons sont liées exclusivement à l'obligation provisoire de vérifier certains assemblages avec les règles CB 71.

Elles sont les suivantes :

Premier genre :

- Perm + 1,2 CEpiétons
- Perm + CEbalayeuse
- Perm + CE + N
- Perm + V
- Perm + V + 0,5 N
- Perm (remplacement d'une suspente)

Second genre :

0,9 Perm + 1,1 V extrême (V extrême = Vent titre II fasc. 61 multiplié par 1,5)

Combinaison accidentelle :

Perm + 0,4 CE (idem EC5 car n'existe pas dans les CB 71)

Intervenants

■ Maître d'ouvrage :

Ville de Blagnac, qui finance à hauteur de 55 % aidée par le Conseil Général de la Haute-Garonne (20 %) et par le District du Grand Toulouse (25 %).

■ Maître d'œuvre :

- DDE de la Haute-Garonne – Service des Grands Travaux
- Concepteurs : Alain Spielmann, architecte et Michel Boileau, ingénieur au SGT de la DDE 31

■ Conseils :

CTBA : Philippe Crubilé – Emmanuel Redon grâce à l'appui du Centre National de Développement du Bois (Christophe Gilbert)

■ Entreprise générale :

- MATIERE S.A.
- Charpentier bois : Charles Et Mouysset
- Exécution des culées : Laurière
- Couverture et garde-corps : SATI

■ Etudes d'exécution

- Calculs généraux, charpente bois et contre-ventements : Calvi Etudes et Structures : Dominique et Valéry Calvi
- Charpente métallique du tablier : MATIERE et B.E.P.L. (P. Leher)
- Culées et hourdis béton : S.E.R.F. (F. Albert)

■ Contrôles bois : CTBA

■ Contrôles charpente métallique, béton, étanchéité : CETE du Sud-ouest

Quantités

- | | | | |
|---------------------------|--------------------|--|--------------------|
| • béton des culées : | 260 m ³ | • acier de charpente du tablier et partie métallique de la résille : | 23 800 kg |
| • béton du tablier : | 35 m ³ | • bois lamellé-collé des arcs : | 17 m ³ |
| • acier B.A. des culées : | 11 800 kg | • bois lamellé-collé de la résille : | 7 m ³ |
| • acier B.A. du tablier : | 4 200 kg | • étanchéité : | 130 m ² |

Montant des travaux (base juin 98) : 3 260 KF HT

se décomposant en :

- | | | | |
|--|-----------|--|-------------|
| • prix généraux | 740 KF HT | • structure tablier (bois et métal) et résille | 1 270 KF HT |
| • fouilles, fondations, culées, perrés | 420 KF HT | • couverture transparente | 160 KF HT |
| • remblais | 300 KF HT | • autres équipements | 370 KF HT |

Second pont sur le Rhin au sud de Strasbourg

Les études de faisabilité des bétons à hautes performances

► Perspective du franchissement (vue depuis l'Allemagne - dessin Philippe FRALEU).

Le second pont sur le Rhin au sud de Strasbourg, également désigné "pont d'Eschau - Altenheim" par référence aux localités situées de part et d'autre du fleuve est un projet transfrontalier entre l'Allemagne et la France qui en assure la maîtrise d'ouvrage et la maîtrise d'œuvre en application du traité du 5 juin 1996 ratifié par les deux Etats.

Le recours à des bétons hautes performances (B.H.P.) B65, jusqu'alors ni utilisés ni formulés en Alsace, pour les tabliers de ce franchissement et la découverte récente de désordres imputables à

l'alcali-réaction sur des ouvrages existants construits avec des granulats locaux du gisement rhénan ont conduit la Direction Départementale de l'Équipement du Bas-Rhin à entreprendre, avec l'assistance des laboratoires régionaux et du laboratoire central des ponts et chaussées (L.R.P.C. - L.C.P.C.), des études de faisabilité des bétons qui seront mis en œuvre dans le cadre du projet.

Alain DEMARE ■



1. Les enjeux

■ L'intérêt des bétons à hautes performances pour le projet

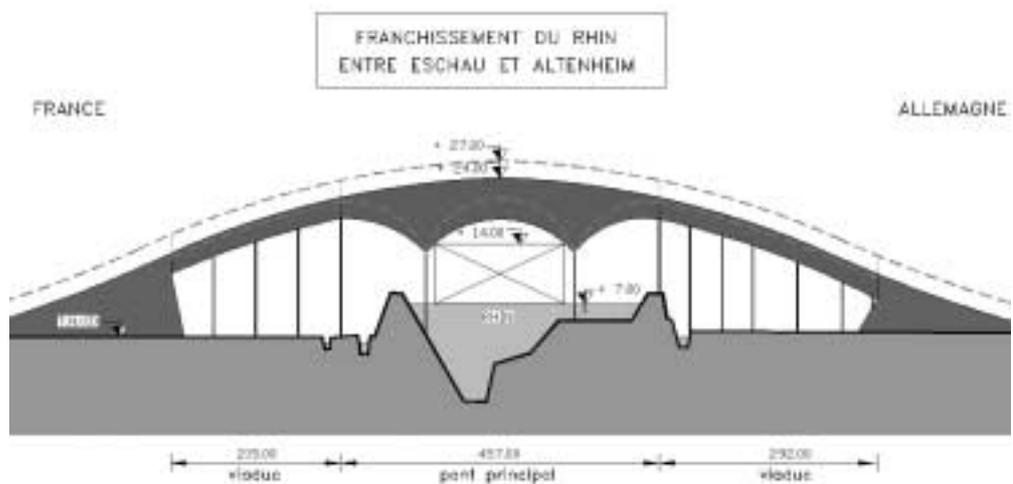
Les bétons à hautes performances (B.H.P.) B 65 pour les tabliers du pont principal et du viaduc d'accès côté France ont été retenus parce qu'ils permettent de mieux répondre aux contraintes d'ordre fonctionnel, d'assurer une meilleure insertion du franchissement dans le site, de préserver les ressources locales en matériaux de remblais et enfin d'améliorer la durabilité des structures.

Contraintes fonctionnelles : assurer un profil en long le plus bas possible

Compte tenu de la portée inhabituelle de la travée centrale au-dessus du chenal navigable du Rhin (205,00m), la hauteur des voussoirs sur pile aurait été voisine de 12,00 m avec un tablier en béton ordinaire B40 élancé au 1/17^e. Or le fleuve canalisé s'écoule aujourd'hui 5,00 m au-dessus du terrain naturel et l'ouvrage doit dégager un gabarit de navigation de 7,00 m au-dessus des PHEN. Les chaussées auraient donc culminé à plus de 25,00 m au-dessus de la plaine d'Alsace !

Un tel ouvrage aurait nécessité d'imposants remblais d'accès, ou de très longs viaducs de part et

► Profil en long schématique.



en pointillés : avec tablier en B40 pour le pont principal sur le Rhin
en trait plein : avec tablier en B60 pour le pont principal sur le Rhin

d'autre pour ramener les voies au niveau du terrain naturel, ou un accroissement notable des pentes du profil en long. Cette dernière configuration est évidemment incompatible avec les rigueurs hivernales du climat rhénan et les formations fréquentes de verglas.

Insertion du franchissement dans le site et préservation des ressources en matériaux de remblais

Un pont à poutre-caisson de grande portée, doit être élancé afin de ne pas écraser le plan d'eau du Rhin et créer un effet de "barrage visuel" dans le paysage de la plaine d'Alsace.

Cet objectif architectural ne peut être atteint de façon satisfaisante avec une solution en béton ordinaire en raison de la hauteur sur pile très importante du caisson évoquée précédemment. Avec un élancement sur pile de 1/23^{ème}, la solution "BHP" permet de réduire la hauteur sur pile du tablier de l'ordre de 25 % - soit environ 3 m - et de mieux répondre au souci d'insertion dans le site du nouveau franchissement. L'abaissement du profil en long qui en résulte permet également de réduire d'environ 120 000 m³ le volume de remblai à mettre en oeuvre de part et d'autre du franchissement.

Amélioration de la durabilité des structures

Outre leurs résistances mécaniques élevées, les bétons à hautes performances présentent des avantages en terme de durabilité. La compacité élevée, la faible perméabilité à l'air, à l'eau et la faible porosité des BHP améliorent leur résistance aux agressions chimiques.

L'aptitude des BHP à protéger les armatures métalliques contre la corrosion est excellente. Les fumées de silice entrant dans leur composition permettent de ralentir la pénétration des agents agressifs et notamment des ions chlorures au coeur des bétons.

La durabilité des BHP vis-à-vis de la carbonatation et leur résistance à l'abrasion sont également nettement supérieures à celles des bétons ordinaires.

Enfin, l'aptitude de certains BHP à résister au gel modéré même sans air entraîné semble aujourd'hui acquise.

■ Prévention des désordres liés à l'alcali-réaction

La mise en évidence au milieu des années 90 de désordres, caractéristiques de phénomènes de

type alcali-réaction, affectant des ouvrages construits en Alsace avec des granulats locaux du gisement rhénan a alerté le maître d'ouvrage et mobilisé le réseau technique du Ministère de l'Équipement.

Les essais de qualification des granulats alors entrepris ont très rapidement montré que la plupart des granulats locaux du gisement alluvionnaire susceptibles d'approvisionner le chantier côté France étaient classés potentiellement réactifs (PR).

Compte tenu du caractère exceptionnel du franchissement, le niveau de prévention de l'ouvrage est le niveau C au sens des recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali réaction. Ce niveau de prévention impose le recours à des granulats non réactifs (NR) ou des granulats potentiellement réactifs (PR) à condition qu'il soit procédé préalablement à une étude approfondie de la formulation des bétons envisagés sur la base d'essais de performance (essais de gonflement) permettant de déterminer le seuil de teneur en alcalins de la formule à partir duquel la formulation devient sensible.

■ Le contexte transfrontalier du projet

Les bétons à hautes performances disposent de très peu de références en Alsace. A ce jour, seule la dalle de couverture du bow-string de la rocade Est de Strasbourg construit en 1996 a été réalisée en béton B60, soit environ 200 m³ de béton.

Par ailleurs, très peu d'ouvrages de génie civil ont été construits en BHP en Allemagne jusqu'à présent (seuls trois ponts de taille modeste ont été réalisés à titre expérimental au cours des années 1997 et 1998).

Compte tenu du caractère binational de l'opération, il convenait d'apporter au partenaire allemand toutes les assurances nécessaires sur la validité du projet faisant appel au matériau BHP.

Côté Allemagne, l'existence de ballastières et de centrales à béton situées à proximité immédiate du chantier en rive droite du Rhin laissait supposer que ces dernières pourraient être pressenties pour approvisionner le chantier par les entrepreneurs répondant aux appels d'offres des travaux de construction du pont.

Les pathologies liées à l'alcali-réaction sont connues outre-Rhin, mais réputées limitées aux Lands du Nord de l'Allemagne et la réglementation concernant la prévention des

désordres diffère de celle en vigueur en France, en particulier la notion de réactivité attachée aux granulats n'existe pas.

Si le traité franco-allemand du 5 juin 1996 pour la construction du pont précise que seuls les règlements français sont applicables, il convenait de s'assurer, préalablement au lancement des appels d'offres, de la qualification des granulats susceptibles d'être proposés par les entreprises quelles que soient les configurations d'approvisionnement.

2. Démarche suivie

À l'issue de la concertation avec le partenaire allemand et après recueil de l'avis de l'inspecteur général ouvrages d'art (IGOA), il a été décidé de mettre en oeuvre une étude de faisabilité des différentes formules régionales de béton pouvant être réalisées à partir de granulats potentiellement réactifs du gisement rhénan d'une part, et de granulats réputés non réactifs provenant de roches massives d'autre part, afin de s'assurer que les performances de ces bétons en termes de résistance mécanique et de pérennité satisfassent aux exigences fixées par le cahier des clauses techniques particulières.

Le maître d'ouvrage a confié la réalisation de cette étude de faisabilité au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (L.R.P.C.) de Strasbourg assisté par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L.C.P.C.) et d'autres laboratoires du réseau technique du Ministère de l'Équipement.

3. Principaux objectifs

La présente étude visait à tester et comparer différentes formules de béton utilisant des granulats du gisement vosgien d'une part, des granulats des gisements alluvionnaires français et allemand d'autre part.

Pour les différentes formules étudiées, il a été retenu de :

- vérifier les résistances mécaniques (à la compression et à la traction, tant au jeune âge, à 28 jours, qu'à long terme) en vue de s'assurer que ces caractéristiques sont cohérentes avec les hypothèses prises en compte pour la justification des tabliers ($f_{C28} = 65$ MPa) ; les études de faisabilité des bétons ont été conduites en

considérant un béton B70 en vue d'offrir une marge de sécurité complémentaire ;

- vérifier les paramètres physiques et notamment déterminer la densité du béton ;
- évaluer la chaleur d'hydratation et l'exothermie lors de la prise des bétons en vue de maîtriser la fissuration d'une part, de limiter les désordres liés aux réactions sulfatiques d'autre part. Le tablier comporte en effet des parties massives ou présentant des épaisseurs importantes (hourdis inférieurs, entretoises, renforts des voussoirs sur pile notamment) ;
- vérifier la rhéologie sur béton frais en vue d'assurer la maniabilité sur chantier, la durée pratique d'utilisation (DPU) pouvant a priori dépasser 1 h 30 pour le bétonnage des voussoirs d'extrémité des fléaux au milieu du fleuve et le béton pouvant être pompé sur plus de 150,00 m ;
- évaluer la résistance à l'action du gel en procédant à des essais d'écaillage, de gel interne et des mesures du facteur d'espacement (distance moyenne entre bulles d'air) ;
- évaluer à l'aide d'essais de performance les taux en alcalins actifs admissibles en vue d'assurer la durabilité des structures en application des recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali réaction ;
- évaluer le fluage et le retrait en vue de maîtriser la géométrie du tablier (rappelons que le pont sur le Rhin comporte une travée de 205 m construite par encorbellements successifs) ;
- procéder, pour les formulations à base de granulats potentiellement réactifs, à des essais pétrographiques complémentaires afin de caractériser et comparer les granulats vis-à-vis de l'alcali réaction.

4. Le déroulement des études et les principaux résultats et enseignements obtenus

Compte tenu de l'éloignement par rapport au chantier des gisements de granulats NR (environ 100 km) et pour des raisons "diplomatiques" et économiques, il est apparu judicieux d'étudier plusieurs formules de béton :

- une première formule, dite "BHP n° 1", sur la base de granulats français non réactifs les plus proches du chantier (gisement de roches massives vosgien - carrière de Raon-l'Étape) et d'un ciment CEM1 52.5 CP2 issu de la région ;

- une seconde formule, dite "BHP n° 2", sur la base de granulats allemands potentiellement réactifs, proches du chantier, l'ensemble des autres constituants provenant également d'Allemagne ;
- une troisième formule, dite "BHP n° 3", sur la base de granulats français potentiellement

réactifs, proches du chantier, et d'un ciment français ayant une faible teneur en alcalins.

L'ensemble des formules comporte des fumées de silice.

Le programme simplifié des études mises en oeuvre est résumé dans le tableau 1.

Tableau 1

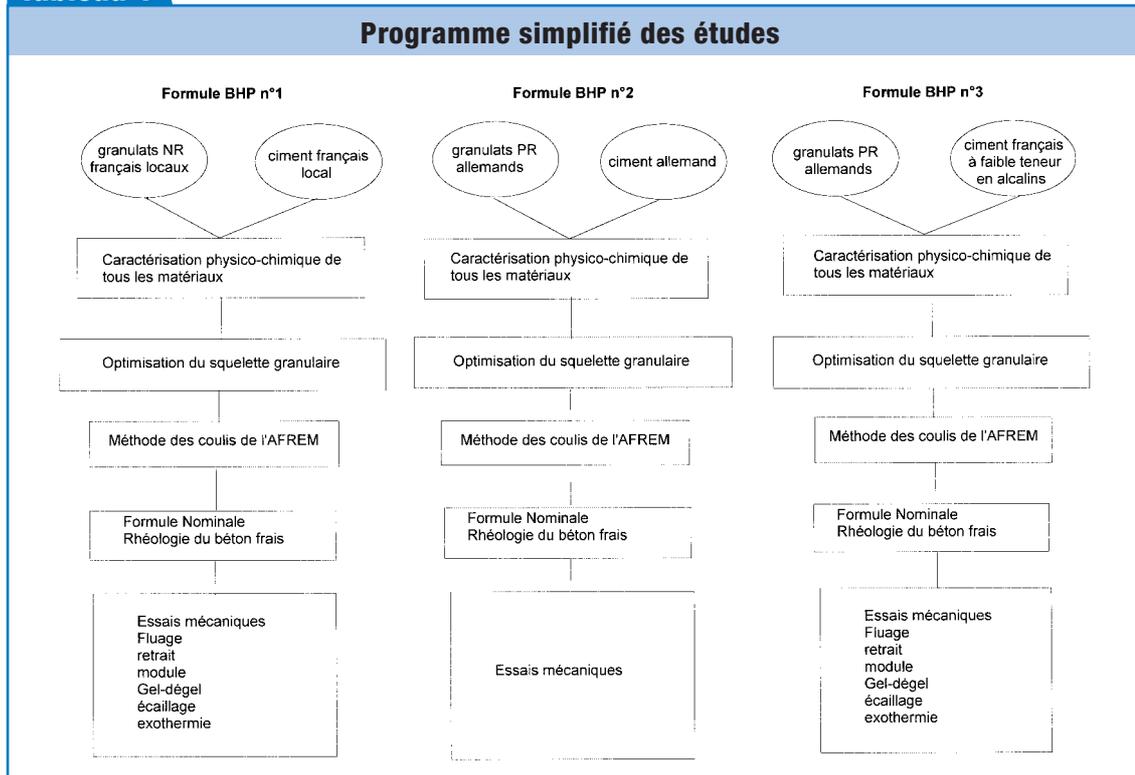


Tableau 2

Tableau récapitulatif des principaux résultats obtenus sur les trois formules étudiées

	BHP n° 1	BHP n° 2	BHP n° 3
Granulats	NR	PR	PR
Dosage en ciment (kg/m ³)	450	425	425
E _{eff} /C	0,382	0,294	0,298
Densité	2,45	2,41	2,46
Slump (cm)	23	20	24
DPU (min)	45	30	96
Résistance en compression à 7 jours (MPa)	66,7	73,7	70
Résistance en compression à 28 jours (MPa)	80,6	96,5	96,2
Résistance en traction à 28 jours (MPa)	4,7	6,2	6,3
Validité de la formule vis-à-vis du gel et de l'emploi des sels de déverglaçage	oui	non contrôlée	oui
Teneur en alcalins équivalents de la formule (kg/m ³)	sans objet	3,59	1,17

■ Principaux résultats et enseignements

Les principaux résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 2.

- Les études pétrographiques réalisées à partir d'échantillons provenant des ballastières du gisement alluvionnaire rhénan situées à proximité du site, de part et d'autre du Rhin, ont montré - comme l'on pouvait logiquement s'y attendre - que ces granulats présentaient la même sensibilité et le même classement vis-à-vis de l'alcali - réaction.

La pétrographie oriente vers un caractère potentiellement réactif uniquement pour les fractions les plus fines.

Ces informations ont permis d'alléger le programme d'essais initial en retenant les granulats allemands pour les formules BHP 2 et BHP 3.

- Du point de vue des performances mécaniques, les formules avec granulats roulés du Rhin offrent de meilleurs résultats que ceux obtenus avec des granulats concassés du gisement vosgien (fc 28 varie respectivement de 96,5 MPa à 80 MPa).

Cette particularité est liée à la plus grande quantité d'eau nécessaire pour mouiller les granulats concassés. Le rapport eau sur ciment (E/C) augmente en effet respectivement de 0,294 à 0,382 malgré l'augmentation de la quantité de ciment.

- Les densités élevées des bétons BHP (2,41 à 2,46) ont conduit la maîtrise d'oeuvre à prescrire une densité homogénéisée de 2,62 pour les calculs justificatifs des tabliers compte tenu du ratio élevé d'armatures (jusqu'à 150 kg/m³ pour les VSP) dû à la portée inhabituelle du pont principal (205 m).
- La durée pratique d'utilisation demeure inférieure à l'objectif visé (120 minutes) pour toutes les formules étudiées. La rhéologie du béton frais apparaît toutefois nettement moins facilement maîtrisable avec la formule BHP 1 recourant à des granulats concassés.
- Les essais de performance (essais de gonflement) conduits par le L.R.P.C. de Lille sur

les différentes formules à base de granulats potentiellement réactifs (essais conduits avec et sans ajouts de fumées de silice) ont abouti à fixer une teneur maximale en alcalins de 3,3 kg/m³ en vue de limiter l'expansion du béton en dessous du seuil de 2 micromètres par mètre.

- La teneur en alcalins équivalents de la formule BHP 3 (1,77 k/m³) satisfait largement cette condition contrairement à la formule BHP 2 (3,59 kg/m³). Cependant, les résistances mécaniques élevées de cette dernière (presque 100 MPa en compression) permettent d'envisager une réduction du dosage en ciment et en fumées de silices.
- Les formules BHP 1 et BHP 3 satisfont aux objectifs de résistance à l'action du gel en présence de sels de déverglaçage (classe de gel sévère au sens du nouveau fascicule 65 A d'août 2000).
- En ce qui concerne les déformations liées au retrait et fluage, les courbes expérimentales obtenues ont été comparées aux courbes de référence du modèle "AFREM" repris dans le BPEL

Retrait (retrait endogène + retrait de dessiccation)

Pour la formule BHP 1, une convergence des mesures expérimentales et de la prévision du modèle "AFREM" semble s'établir au delà de 100 jours. Pour la formule BHP3, les déformations obtenues se situent à l'intérieur du fuseau délimité par les courbes de référence.

Fluage (fluage total avec dessiccation)

Pour la formule BHP1, la courbe expérimentale suit très sensiblement la courbe décalée (par un coefficient multiplicateur de 1,5) du modèle "AFREM".

Pour la formule BHP3, les déformations obtenues sont convergentes avec la prévision du modèle "AFREM".

Les enseignements tirés de ces mesures ont conduit la maîtrise d'oeuvre à ajuster les lois de fluage retenues pour la justification des tabliers de la manière suivante :

Situation	Loi applicable	Béton sans fumée de silice	Béton avec fumée de silice
Avant redistribution, à la mise en service	(1)	Effets x 0,75	Effets x 0,5
Après redistribution, au temps infini	(2)	Effets x 1,20	Effets x 1,5

(1) : BPEL 91 - annexe 1 ;

(2) : Recommandations provisoires relatives à la modification des règles de prise en compte de la fissuration et à l'emploi des bétons à hautes performances - annexe 1 - section V.

5. Conclusion : intérêts de la démarche dans le cadre de la dévolution des travaux

Les études de faisabilité des bétons conduites à l'initiative de la maîtrise d'ouvrage dans le cadre du second pont sur le Rhin ont permis d'apporter un éclairage utile aux entreprises candidates aux appels d'offres et à leurs fournisseurs sur deux aspects nouveaux relatifs à la formulation des bétons dans le contexte régional : la prévention des désordres dus à l'alcali réaction et la recherche de hautes résistances mécaniques. Elles ont également permis à la maîtrise d'oeuvre d'affiner les prescriptions du cahier des charges sur différents aspects du matériau béton.

La réalisation de telles études nécessite du temps (près d'un an dans notre cas), elles ne peuvent donc être valablement entreprises que lorsque la maîtrise d'ouvrage dispose d'un délai suffisant avant le lancement de la consultation des entreprises et lorsqu'une analyse exhaustive des problèmes a été clairement posée préalablement.

Afin de ne privilégier aucun fournisseur des bétons et de leurs constituants, lors de la mise en

concurrence, le règlement de consultation précisait que les candidats devaient reprendre à leur compte et sous leur entière responsabilité les études des bétons qu'ils proposaient, même s'il s'agissait de formules voisines de celles ayant fait l'objet d'études préalables.

Ainsi, le principe de la libre initiative de l'entrepreneur quant aux choix des moyens (formulation, provenance des constituants...) était respecté, la maîtrise d'oeuvre ayant uniquement traduit dans le contrat ses exigences sous forme d'obligations de résultats.

Afin de sensibiliser les candidats sur les problèmes spécifiques posés par les bétons du pont sur le Rhin, le dossier des études de faisabilité et les clauses techniques relatives aux bétons avaient été adressés à titre informatif à l'ensemble des candidats sélectionnés à l'issue de l'appel public à la concurrence, par anticipation d'environ trois mois sur le dossier de consultation proprement dit.

Les concurrents et leurs fournisseurs de béton disposaient ainsi d'un délai suffisant pour entreprendre les tests de performances exigés à l'appui de leurs offres.

La plupart des entrepreneurs ont utilement mis à profit les résultats et enseignements des études de faisabilité et ont remis à l'appui de leurs offres des dossiers de pré-études des bétons solidement argumentés.

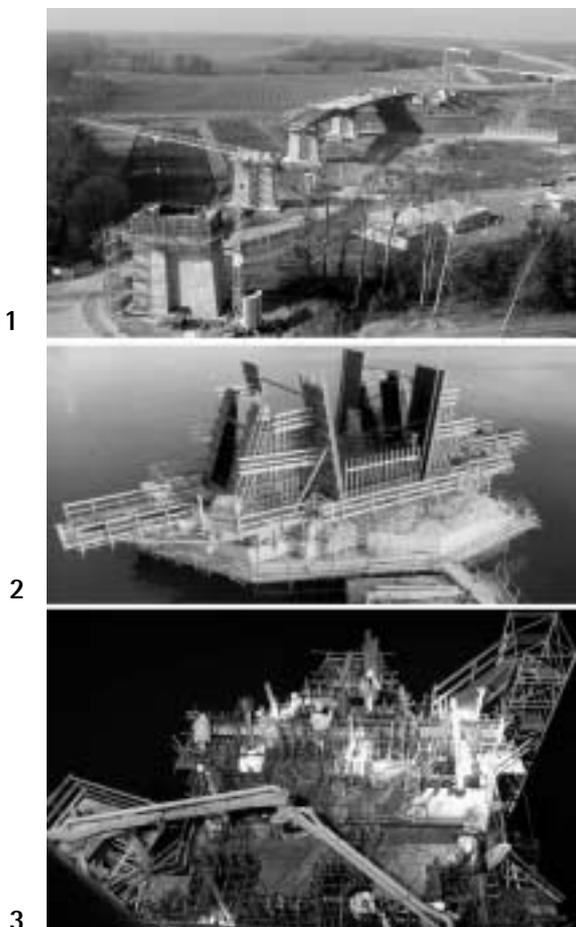
Guy TREFFOT ■

Alain DEMARE

D.D.E. du Bas Rhin
Chef de la Subdivision E.T.N.
Chef du Service Grands Travaux.

Guy TREFFOT

D.D.E. du Bas Rhin
Chef de la Subdivision E.T.N.
"Pont sur le Rhin"
Tel : 03 90 40 27 90



1

2

3



4

5

- 1 – Viaduc d'accès côté France (vue générale).
- 2 – Premier VSP en cours de coffrage.
- 3 – Bétonnage du premier VSP.
- 4 – Avant bec.
- 5 – Viaduc d'accès en cours de poussage.

Profil en travers et trottoirs sur PS

Depuis quelques temps nous sommes parfois questionné sur la possibilité, au stade du projet, de ne pas prévoir de trottoirs sur certains PS autoroutiers, notamment sur des voiries à très faible trafic (mais pas obligatoirement).

Interrogé sur la pertinence de ce choix de profil en travers, le SETRA (CSTR et CTOA) a été amené à prendre position. Il nous a paru intéressant de publier l'avis du SETRA qui a été émis à propos d'une question bien précise mais que l'on peut élargir à d'autres situations similaires. Dans cette réponse, une argumentation a été mise en avant que nous pensons utile de présenter au lecteur, à titre d'information.

En premier lieu, il est rappelé que les profils en travers de ces voiries sont assez mal couverts par les spécifications officielles. Il n'est notamment pas possible de s'appuyer sur des Instructions Techniques destinées au réseau national puisque ces voiries n'en font pas partie et sont de la responsabilité et sous la tutelle des gestionnaires dans le cadre de la décentralisation. Le code de la voirie routière (Réf. R 131-1 et R 141-2) précise seulement que l'on doit conserver à la chaussée une homogénéité de la déclivité et des rayons de courbure sur un itinéraire donné, et assurer l'écoulement des eaux pluviales et l'assainissement de la plate-forme.

Or la suppression du trottoir sur les PS entraîne obligatoirement une hétérogénéité du profil en travers tant dans sa composition que dans sa constitution.

En effet, si l'on adopte la disposition consistant à supprimer les trottoirs sur les ouvrages, on aboutira à l'hétérogénéité suivante :

- En section courante, le profil comporte une chaussée avec deux petites bandes dérasées limitées, en rive par un accotement le plus souvent végétalisé.
- Sur ouvrage d'art, si l'on conserve les éléments de la chaussée, la partie berme engazonnée va devenir un revêtement donnant ainsi l'impression, à l'utilisateur, que la chaussée est plus large au droit de l'ouvrage, avec toutes les conséquences que l'on peut imaginer. La largeur roulable au sens réglementaire sur ouvrage et en zone courante n'est plus identique : l'homogénéité des caractéristiques souhaitable du point de vue de la sécurité n'est pas respectée. Or cette homogénéité est rappelée dans le § VI.1.2, Autres voiries, du nouvel ICTAAL (en cours d'impression) : *"Les caractéristiques géométriques du rétablissement sont fixées en concertation avec la collectivité territoriale concernée. Elles doivent être cohérentes avec celles de la section courante ; en particulier, il n'y a pas lieu d'adopter un rétablissement plus large que la voie actuelle, sauf pour tenir compte de dispositions arrêtées par la collectivité territoriale."*

Par ailleurs, cette suppression des trottoirs sur les PS entraîne un certain nombre de contraintes techniques, concernant notamment l'écoulement des eaux et la sécurité des usagers :

- Le relevé d'étanchéité ne sera plus intégré dans le corps du trottoir où il était protégé et maintenu. Il sera soumis plus directement aux actions physiques de la circulation et le risque d'une détérioration n'est pas à exclure diminuant ainsi la durée de vie de l'étanchéité ou risquant de diminuer son efficacité.
- Un risque important d'affouillement existe aux extrémités de l'ouvrage par l'eau amenée par un fil d'eau situé pratiquement à l'aplomb du quart de cône d'extrémité d'ouvrage. Son évacuation se fera directement sur la partie pentée du remblai d'accès donc avec un sérieux risque de désordres. Certes il existe des solutions techniques pour éviter ce risque mais la prévention de ce risque est plus facile avec la seule présence du trottoir.
- Des difficultés d'entretien peuvent apparaître dans cette zone avec le risque de voir une végétation s'y installer et entretenir, ainsi, une humidité préjudiciable à la bonne tenue des éléments de la structure sous-jacente.
- Le risque d'avoir une largeur roulable plus importante peut inciter l'utilisateur à des manœuvres dangereuses. Du point de vue des charges routières, le gain risque, selon les modes de calcul, de ne pas être favorable puisque la charge sur la chaussée n'est pas la même et souvent plus élevée que sur les trottoirs. L'économie faite sur la suppression du trottoir peut très facilement être perdue et, de toute façon, l'économie reste faible face aux autres complications qui en résultent sur la maintenance de la voie portée.
- Enfin, la présence de bordures de trottoirs dans la zone de récupération (telle que définie dans ARP, § 2.1d) peut sembler, à certains, un élément défavorable du point de vue de la sécurité. Pourtant une bordure de trottoir peut jouer un rôle de guide-roue quand elle est correctement dimensionnée (hauteur et profil) comme l'ont montré certaines études faites à l'ONSER sur la demande du SETRA/CTOA (Référence : "Détermination de la trajectoire d'un véhicule léger franchissant une bordure de trottoir". Travail de Fin d'Etude de M. G. Laurent. ONSER-1984). La suppression de ces bordures et le fait que le trafic va se trouver à proximité du garde-corps peuvent entraîner des chocs sur ces garde-corps plus nombreux et plus graves.

En conclusion, il ne semble pas que le gain que l'on espère retirer de cet aménagement du profil en travers par la suppression du trottoir soit suffisant et justifié au regard des inconvénients.

Michel FRAGNET ■

Passage d'une rive à l'autre

Exposition au Palais des Papes en Avignon

Actuellement a lieu, au Palais des Papes, en Avignon, l'exposition sur la Beauté.

Cet article est consacré à une exposition voisine intitulée "d'une rive à l'autre", inaugurée en juin 2000, et qui se tient aux archives départementales du Vaucluse jusqu'en avril 2001.

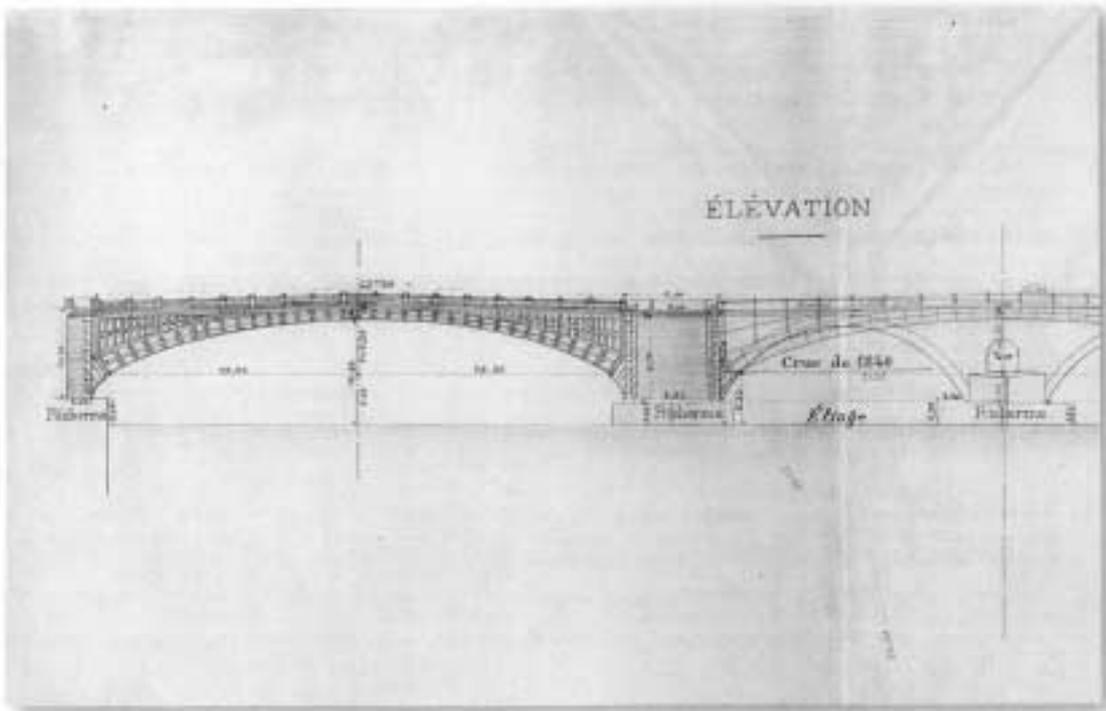
Elle retrace l'histoire du célèbre "Pont d'Avignon" et des ouvrages du Rhône et de la Durance, des années 1800 à 1940. Cette exposition consacre le travail de plusieurs années de classement de la série S des Ponts & Chaussées, réalisé par J.P.Locci.

Christophe Raulet et Jean Pierre Arlot, auteurs du présent article, ont travaillé à la rédaction des commentaires des plans exposés et du catalogue ; ils vous font découvrir ci-après quelques dessins d'époque et vous invitent à visiter cette exposition.

Quelques plans d'époque (extraits du catalogue de l'exposition)

■ Construction d'une arche marinière en fonte – Pont du Saint Esprit

La dernière arche romaine construite fut démolie au XIX^{ème} siècle pour faire place à l'arche marinière métallique réclamée par les nombreux marinières qui s'empalèrent sur les piles. L'arche en fonte était destinée à répondre aux attentes de la navigation à vapeur en fournissant un passage plus spacieux et plus sûr, car les remous autour des piles sont un des dangers majeurs. Les deux premières arches de la rive droite furent supprimées de mars à juillet 1854. Etant donné l'âge de l'ouvrage à conserver, le maître mineur chargé de commencer la démolition se vit interdire l'usage de la poudre.



2. "Construction d'une arche marinière en fonte : dessin d'ensemble du pont de service, élévation générale et plan général", 20 septembre 1854.

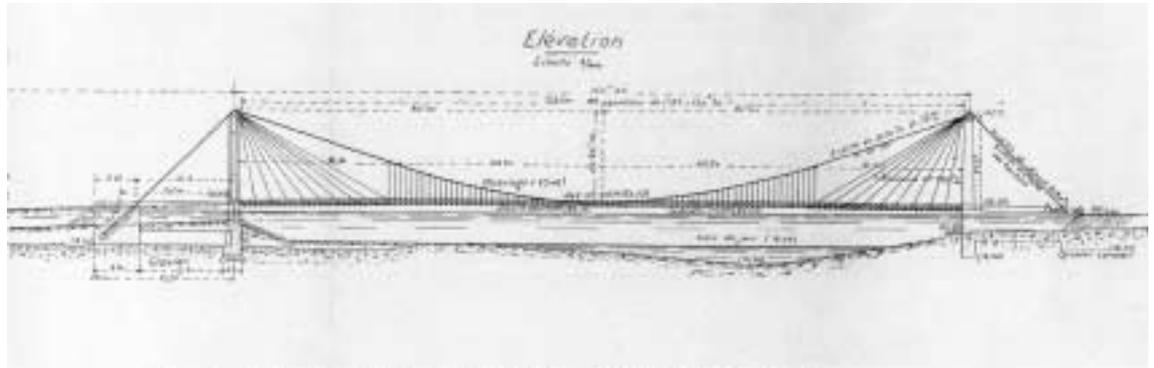
· Mus. Avignon, site: 1/220.

Arch. dép. Vaucluse J 5 194

Un pont de service en bois fut établi pour circuler et évacuer les débris que personne ne voulait retrouver dans le lit du Rhône. L'arche métallique, remplaçant les deux arches en pierre, repose sur une culée à construire rive droite et se rattache au vieux pont par une pile-culée ; celle-ci se compose d'un corps carré flanqué en amont et en aval de tours en demi-cercle de 8.60m de diamètre à la base. En 1858 la circulation fut rétablie sur la nouvelle arche.

■ Pont des Arméniens

Jusqu'en septembre 1926, pour se rendre de Sorgues à l'île de l'Oiselet, il fallait emprunter le bac à traîlle sur le bras du Rhône appelé « Rhône des Arméniens ». Mais à cette date, ce moyen de transport ne satisfait plus la population, car le bac doit être fermé environ 60 jours par an à cause des intempéries, ce qui ne permet pas l'exploitation maximum des cultures.



C'est pourquoi, presque toutes les familles de l'île se regroupent en association syndicale libre afin de présenter le projet de construction d'un pont, lequel sera accepté. Ce pont sera construit entre 1925 et 1926 et coûtera 600000 F. Les dépenses de construction seront prises en charge à hauteur de 220000 F par l'association et le reste par la ville de Sorgues, le département de Vaucluse et l'Etat.

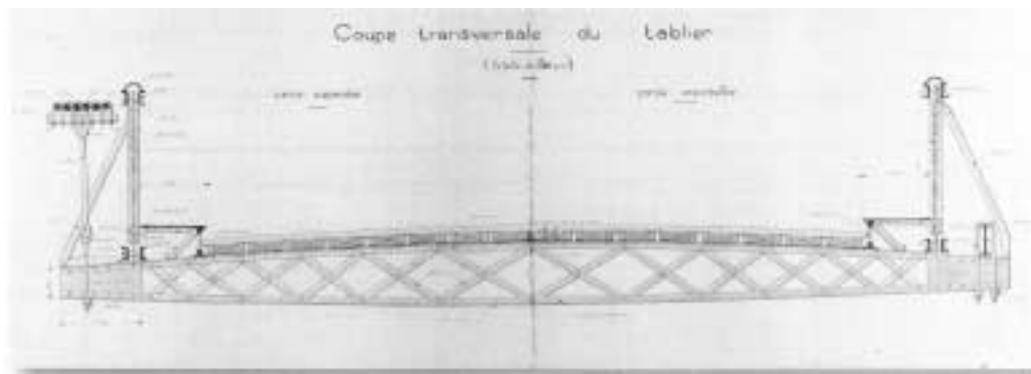
Le pont est constitué d'une travée unique de 157.50m. Il comporte une seule voie charretière de 2.30m de largeur et deux trottoirs de 0.50m. Le platelage de la chaussée sera de chêne et de sapin. L'accès au pont sera interdit aux camions de plus de 6t et les autres véhicules ne devront s'engager qu'un seul à la fois.

■ Pont de Roquemaure

Avant la construction en 1835 d'un pont suspendu à Roquemaure pour traverser le Rhône, il fallait passer soit au sud par Avignon, soit au nord par Pont-Saint-Esprit. Entre ces deux passages les seules possibilités étaient d'utiliser les bacs à traîlle qui reliaient le Gard au Vaucluse.

Le pont suspendu se compose de trois travées sur le grand bras du Rhône d'une longueur de 313m et d'une travée de 3 m sur le petit bras.

Un péage a été mis en place pour rentabiliser la construction. Toutefois, conformément à la loi de 1880, la concession du péage est rachetée en 1889 par les deux départements concernés. Les travaux de réparation et de restauration sont, à cette date, à la charge du Vaucluse et du Gard qui se partagent équitablement les dépenses.



En 1894, une première réfection est effectuée pour renforcer la suspension. Les poutrelles et les garde-corps en bois sont remplacés par des ouvrages en acier.

Trente et un an plus tard, la réfection complète du tablier et de la suspension est envisagée afin de permettre le croisement des camions de 16t. Les travaux son évalués à 1 200 000 F.

Sur la coupe transversale du tablier après transformation, on voit que l'acier prédomine ; cela reflète l'utilisation de ce nouveau matériau dans la construction des ponts suspendus. On peut observer sur le plan le passage des câbles, le platelage en bois, la poutre de rigidité. Les trottoirs ont 0.53m de largeur.

■ Le pont suspendu de Pertuis

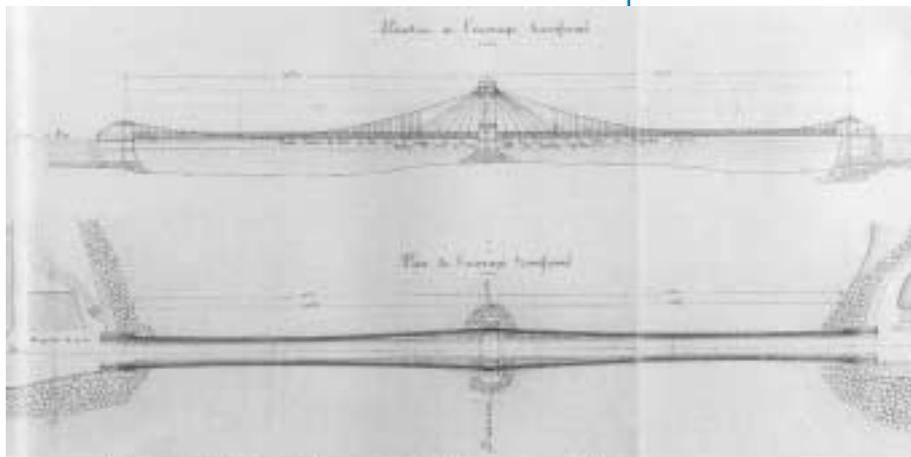
Le 14 septembre 1833, le marché pour la construction d'un pont à Pertuis est adjugé à Jules Seguin et Cie, qui se propose de construire « un pont en fil de fer », moyennant la concession d'un péage pendant 48 ans et une subvention de 60 000F accordée par l'Etat. L'ouverture du pont est effective en octobre 1835. Des vices de construction apparaissent très vite aux culées, à la pile, au tablier, si bien qu'en 1842 le concessionnaire est mis en demeure de le mettre en bon état. Quelques réparations sont faites, mais le 2 novembre 1843, une crue emporte la travée droite. En juillet 1844, il est de nouveau ouvert à la circulation.

Conformément au cahier des charges de 1833, les départements de Vaucluse et des Bouches-du-Rhône prennent possession du pont suspendu le 23 octobre 1883. Des réparations et des modifications de l'ouvrage sont aussitôt envisagées, notamment par le prolongement et l'adjonction d'une nouvelle travée de 100 mètres de portée en même temps que la réfection complète du système de suspension. Ce programme n'a pas été réalisé. Ce n'est qu'en 1901 que des travaux sont effectués. Le nouveau projet comprend la restauration de la suspension et la construction d'un guideau à la pile destiné à améliorer l'écoulement des eaux. Ces travaux ont coûté 145 000F aux deux départements. C'est Arnodin, ingénieur constructeur à Chateaufort-sur-Loire, qui a été sollicité pour ce projet.

■ Pont Notre-Dame à Bollène

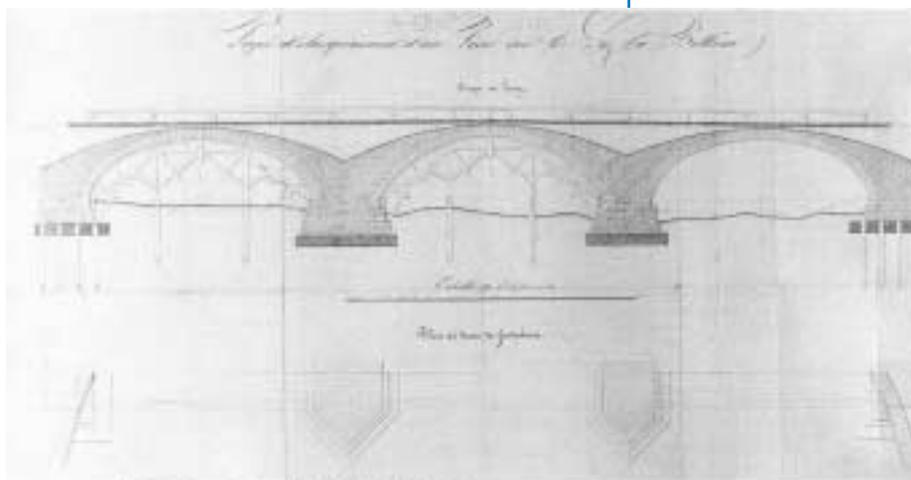
De tout temps des ponts ont été construits sur le Lez pour faciliter le passage d'une rive à l'autre. C'est vers 1472 que le pont en bois est remplacé par un pont en pierres, à trois arches. Malgré la qualité de sa construction il est partiellement détruit par la crue du 24 août 1622 et reconstruit avec, en partie, des pierres provenant du château de Bauzon et des remparts de la ville. Les arches du pont ayant souffert des multiples crues du Lez, la communauté de Bollène décide en 1764 de le reconstruire entièrement, toujours avec trois arches, tel qu'il apparaît aujourd'hui.

La création d'un marché à Bollène en 1830 accroît les relations commerciales avec les communes voisines. Mais la largeur du pont (4m) n'est pas en rapport avec celle de la route et il ne passe sur celui-ci qu'une charrette à la fois, d'où encombrements, disputes et quelquefois accidents entre les voituriers. C'est pour remédier à tous ces inconvénients que la municipalité demande en 1833 l'élargissement du pont afin de donner plus d'importance aux communications avec « les contrées montagneuses, le Piémont et l'Italie, le Languedoc et le Vivarais ».



34. "Plan général de Pertuis. Arrangement de la suspension. Elevation et plan de l'ouvrage suspendu". 19 février 1833.
Plan, archives, A.M.H. 1833.

Arch. Dep. Vaucluse 21.18



37. "Plan et Elevation d'un pont sur le Lez à Bollène. 30 décembre 1833."
Plan, A.M.H. 1833.

Arch. Dep. Vaucluse 21.18

Christophe RAULET, Jean-Pierre ARLOT ■

Christophe RAULET

GETEC

Chef d'agence Sud-Est

Tel : 04 42 16 02 40

Jean-Pierre ARLOT

Christophe Raulet et Jean Pierre Arlot, auteurs du présent article, ont travaillé à la rédaction des commentaires du catalogue de l'exposition qui se tient, jusqu'en avril 2001, au Palais des Papes à Avignon ; ils vous font découvrir un extrait de ce catalogue dans la rubrique "Informations brèves" du présent bulletin. Ils ont, à cette occasion, proposé de rédiger un court historique de la construction des ouvrages, tiré d'une riche bibliographie. Ce rapide historique, peut-être un peu simpliste pour les lecteurs avertis, est présenté ci-après.

Un court historique de la construction des ouvrages

Les matériaux et leur évolution, les techniques de réalisation

Un ouvrage d'art n'est pas seulement un ouvrage utilitaire, il est aussi un élément architectural du site dans lequel il s'inscrit et doit par conséquent s'y intégrer au mieux par les matériaux mis en oeuvre et par l'élégance de ses proportions.

1. Les ponts en maçonnerie

C'est la voûte en pierre qui caractérise ces ouvrages depuis la période romaine jusqu'au milieu du XIX^e siècle. Partie active du pont, elle est réalisée en pierres taillées et assemblées de telle manière que les joints soient toujours comprimés. Pour ce faire, on a employé à peu près toutes les pierres naturelles sauf les très tendres. Les différents essais et expériences ont mis en évidence des caractéristiques physiques telles que l'homogénéité, la dureté et la porosité. L'ingénieur P. Séjourné recommandait, à la fin du XIX^e siècle, de choisir les pierres en observant les tombeaux des cimetières locaux souvent issues de carrières proches. En Vaucluse, les briques ont été si peu utilisées qu'elles n'en sont qu'une parenthèse. Seuls, les voûtains de quelques ouvrages ont été réalisés avec ce matériau.

■ **Les liants.** La chaux est connue depuis la plus haute Antiquité. Les Etrusques puis les Romains l'ont utilisée en l'améliorant. Puis, pendant dix-huit siècles, aucun progrès significatif n'est apparu. Le premier ciment naturel est découvert par l'anglais Parker en 1791 ; l'ingénieur français Louis Vicat fait connaître le mécanisme de la prise des mortiers en 1813 ; le Français Hamelin, en 1818 et 1824, décrit les liants. Peu de temps après, l'Anglais Apdin dépose le brevet du ciment Portland. A partir de ce moment, la fabrication industrielle de la chaux hydraulique artificielle se développe.

■ **Les mortiers.** Un mortier n'est que le mélange d'un liant (chaux et ciment) avec du sable, additionné d'une quantité d'eau suffisante pour la réalisation d'une pâte plus ou moins plastique. On trouve les mortiers de chaux hydraulique ou aérienne dosés différemment selon les diverses parties des ouvrages. Il en va de même avec les

mortiers de ciment Portland. Les mortiers à prise rapide ne sont employés que pour des travaux nécessitant une grande rapidité de réalisation.

Avec l'évolution des caractéristiques des matériaux et les nombreuses expériences et essais réalisés, la résistance à la compression a grandement augmenté depuis Vicat en 1813, Tourtay en 1885, Séjourné en 1916 et Debes en 1935.

2. Les techniques des ponts en maçonnerie

■ Historique du calcul des voûtes en maçonnerie

Les ponts en maçonnerie font l'objet de calculs de stabilité depuis le XVIII^e siècle. Auparavant, les voûtes n'étaient dimensionnées que par référence aux ouvrages déjà construits. Même plus tard, de nombreux ouvrages ont été construits sans réelle étude par le calcul.

Deux grandes époques ont marqué l'histoire du calcul des voûtes.

- Avant le XIX^e siècle, les travaux de Lahire (1712) et ceux de Couplet (1729 et 1730) s'intéressent aux frottements dans les joints de voussoirs et aux limites de stabilité, en vue de définir les épaisseurs minimales des voûtes soumises à leur seul poids propre. Les tables de Perronet (1777), premier directeur de l'école des Ponts et Chaussées et illustre constructeur, présentent sur ces bases les premières règles pour déterminer les épaisseurs des voûtes et des piédroits. Couplet introduit la notion de lignes de centre de pression ainsi que la notion de rupture par rotation des blocs. Les travaux de Coulomb, publiés en 1773, mentionnent le mécanisme de ruine par glissement le long d'un joint et reprennent, quarante-trois ans après, le mécanisme de ruine par rotation des blocs.
- Au XIX^e siècle, Navier, dans ses leçons à l'école des Ponts et Chaussées (1825), introduit la notion d'élasticité des matériaux et définit la "règle du tiers central", limite dans laquelle doit rester la ligne des centres de pression de la

voûte. Méry publie en 1840, dans les Annales des Ponts et Chaussées, la méthode qui va définitivement servir à l'étude de la stabilité des voûtes : "l'épure de Méry" où il définit que "l'intrados et l'extrados forment deux limites dont la courbe des pressions ne doit jamais sortir et lorsque cela arrive, l'équilibre est impossible". Cette méthode sera décrite dans le cours de "construction de ponts" de Croisette-Desnoyers, en 1885 et dans ce qui reste l'œuvre magistrale consacrant la fin de la construction des ponts en maçonnerie, les "grandes voûtes" de Paul Séjourné, publiée en 1913.

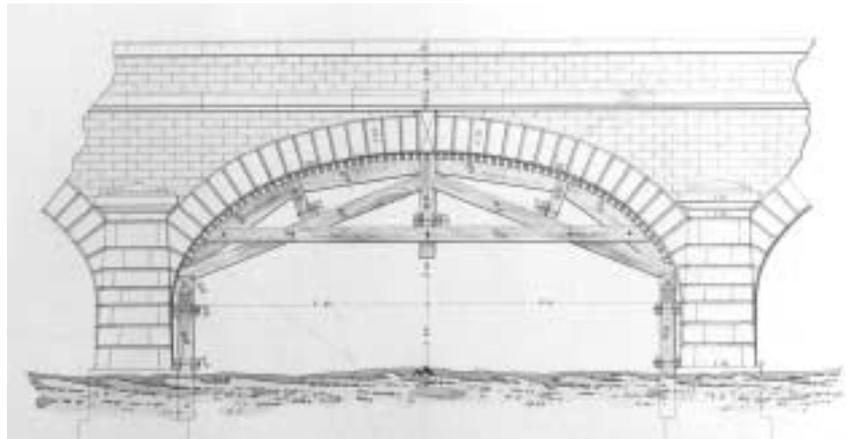
■ Conception et réalisation des ponts en maçonnerie.

La forme des voûtes, et en particulier de leur intrados, a évolué au cours des siècles depuis la forme simple du plein cintre jusqu'à des courbes compliquées et ajustées pour que la voûte encadre au mieux les courbes de pression. Plusieurs allures de courbes d'intrados caractérisent les ponts en maçonnerie. On appelle "plein cintre" une voûte dont le surbaissément est égal à un demi. C'est la forme la plus simple et la plus répandue. On trouve également des courbes elliptiques dont les plus connues sont "l'anse de panier" ou "l'ellipse". L'anse de panier est une succession d'arcs de cercles tangents entre eux, de rayons croissants des naissances à la clé. L'ellipse a surtout été utilisée à partir du XIXe siècle ; ensuite, de plus en plus surbaissées, on trouve quelques formes d'arcs.

Les courbes d'extrados dépendent directement de l'épaisseur des voûtes, à la clé et aux reins. Perronet en 1777, Dupuis en 1870, Croisette-Desnoyers en 1885 et Séjourné en 1913 donnent plusieurs formules afin de définir des épaisseurs à la clé assurant une stabilité de la voûte.

Les points particuliers dans la construction d'un pont en maçonnerie résident dans la réalisation des cintres et dans les différentes phases de construction de la voûte. Les cintres utilisés pour la réalisation de celle-ci sont généralement en bois, quelquefois en charpente métallique. Ils se composent de fermes verticales, disposées selon la section droite de la voûte, qui supportent un plancher. On distingue deux familles de cintres, les cintres retroussés et les cintres fixes.

- **Les cintres retroussés** ont l'avantage de supprimer tout appui intermédiaire puisque les fermes ne reposent que sur deux appuis extrêmes disposés aux retombées. Par contre, ils ont l'inconvénient d'être flexibles et donc d'entraîner des déformations en cours de montage.



- **Les cintres fixes** comportent une série d'appuis répartis sur toute la portée qui apportent à la charpente une grande rigidité. On distingue parmi ceux-ci les cintres à poteaux, les cintres à poteaux et contrefiches, les cintres à contrefiches rayonnantes et les cintres à rayons.

Le décintrement a toujours été un moment plein d'appréhension pour les constructeurs. Il est difficile de démonter le bois lorsqu'une voûte est achevée et qu'elle repose totalement sur son cintre. Plusieurs dispositifs ont été utilisés afin d'abaisser le cintre le plus délicatement possible. On citera simplement les coins, les boîtes à sable ou les vérins.

Les cintres représentant une part importante du coût de l'ouvrage, les constructeurs ont cherché à réduire leurs dimensions en construisant les voûtes par rouleaux. Il s'agit alors de réaliser la voûte par épaisseurs successives, chaque rouleau faisant office de cintre pour le suivant. L'autre technique est la construction par tronçons. Il s'agit alors de réaliser la voûte en plusieurs points à la fois et de réserver les joints par des coins ou des cales en chêne, lesquels sont ensuite ôtés, puis la voûte est clavée en partant de la clé.

3. Les ponts métalliques

- **La fonte.** Le premier pont en fonte a été réalisé en Angleterre en 1779 et se composait de cinq arcs de 30,50 m de portée. Les premiers ponts réalisés en fonte ont eu une faible durée de vie car la fonte est un matériau fragile. Les chocs et les efforts complexes dans les assemblages ont produit des cassures pratiquement irréparables provoquant parfois l'effondrement de l'ouvrage. Au regard de cette pathologie, la fonte fut remplacée par le fer, puis ce dernier par l'acier. Construit en 1803, le pont des Arts à Paris fut le dernier pont en fonte de France, et s'il fut démoli en 1981, ce fut pour être reconstruit à l'identique, mais en acier.

■ **Le fer.** A l'origine plus cher que la fonte dont il est issu, puisque demandant davantage de travail d'élaboration, le fer présente l'avantage d'être résistant à la traction. Ainsi, les concepteurs disposaient d'un matériau autorisant la réalisation des trois grands types de ponts : suspendus, à poutres et en arc. Les premières applications ont été des ponts suspendus par des chaînes de fer dont l'invention est due à Brown (Angleterre), puis, par des câbles à fils parallèles employés par le Français Seguin. Le fer a permis la réalisation des premières poutres à âmes pleines. Le pont Britannia, comportant deux travées de 70 m encadrant deux travées centrales de 140 m, a été réalisé en 1850 avec ce type de poutres.

Après de rapides progrès, les poutres à âmes pleines furent supplantées par les poutres triangulées permettant une économie de matière et un allègement de la structure. Cette technique, développée d'abord aux Etats-Unis, est apparue en France vers 1850 où Gustave Eiffel en fut le plus grand utilisateur. Comme la fonte, le fer a été utilisé pour la réalisation d'arcs triangulés. Avec cette technique, Eiffel construit deux grands viaducs : sur le Douran à Porto (Portugal) et l'incontournable "Garabit" sur la Truyère (Cantal).

Dans le règlement du 8 janvier 1915, le fer n'apparaît plus comme matériau utilisable pour la réalisation des ponts.

■ **L'acier.** Après l'invention et la mise au point de plusieurs procédés (convertisseur Bessemer en 1858, four Siemens-Martin en 1864 et convertisseur Thomas en 1878) permettant une production industrielle de l'acier, son utilisation s'est rapidement généralisée dans la construction des ouvrages d'art grâce à ses caractéristiques mécaniques supérieures à celles du fer. L'acier commence à être fabriqué industriellement et à un prix compétitif. Il permet l'allègement des structures et le remplacement du fer dans tous les types de ponts. Les premiers câbles en acier ont été utilisés pour le pont de Brooklyn réalisé entre 1869 et

1888, autorisant une portée de 487 m. Depuis, tous les grands ponts suspendus sont réalisés avec ce type de câble. Des structures triangulées ont aussi été développées et diversifiées avec les ponts Warren ou Bow-string. La première grande réalisation de ponts en arcs est celle de Saint Louis sur le Mississipi entre 1868 et 1874. A Paris, le pont Alexandre III de 103 m de portée a été construit en 1900. Les plus grands arcs du monde sont le Killvan-Kull à New York réalisé en 1931 d'une portée de 510 m et le pont de Sydney, érigé un an après et légèrement plus modeste que le précédent avec 503 m de portée.

Des aciers à hautes performances ont été mis au point avant la seconde guerre mondiale par les Allemands. En France, ils ne le furent que dix ou vingt ans après.

Pour tous ces types d'ouvrages, les assemblages étaient réalisés par boulonnage. Rapidement le rivetage a remplacé cette technique jusqu'aux environs de la deuxième guerre mondiale. Puis progressivement, la soudure a fait son apparition. De nombreux accidents ont entaché l'emploi de cette technique limitant son développement, mais des recherches poussées et des essais nombreux ont résolu ces difficultés et la soudure a aujourd'hui supplanté le rivetage, notamment en France.

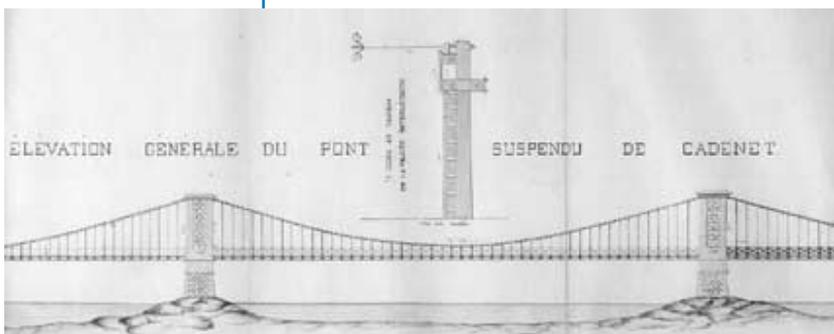
■ La technique de réalisation des ponts métalliques

Le dernier quart du XIXe est la grande période des ouvrages métalliques. Après quelques décennies de mise au point les techniques et la matière première sont en place. L'âge d'or se prolongera jusqu'à la première guerre mondiale malgré l'apparition, en France dès 1898, du ciment armé.

Le pont suspendu est parmi les différents types de ponts métalliques celui qui fut le plus construit en Vaucluse. Son principe repose sur :

- des câbles qui assurent la fonction porteuse, les efforts étant décomposés en une réaction verticale absorbée par des pylônes et un effort de tension transmis par des câbles de retenue, amarrés sur des massifs d'ancrage,
- des suspentes qui supportent le tablier et transmettent les efforts aux câbles.

Les câbles ont d'abord été constitués de fils parallèles, ensuite sont apparus les câbles torsadés, puis les câbles toronnés à fils clairs. Les câbles à fils parallèles furent inventés par les frères Seguin qui construisirent le premier pont français sur le Rhône, en 1825, à Tournon.



Les premiers ponts suspendus ont subi de nombreux accidents (le pont de Berwick, 1820 ; Nienburg, 1825 ; La Roche Bernard, 1840 ; le pont de Cavaillon sur la Durance, 1850). Ces accidents sont dus à l'absence de rigidité du tablier, à la méconnaissance des effets du vent et à l'accroissement des charges sur les ouvrages. Dès 1840, les constructeurs cherchèrent à améliorer la rigidité des tabliers mais ce n'est qu'à la fin du XIXe siècle que l'on créa de véritables poutres de rigidité. La poutre "Arnodin", du nom de son constructeur, a été très utilisée vers 1900.

4. Evolution de la réglementation applicable aux ponts métalliques

Au milieu du XVIIIe siècle, la métallurgie est devenue une véritable science et les procédés chimiques d'élaboration des métaux évoluent rapidement. Les matériaux (fonte, fer, acier) deviennent plus performants et leur utilisation, pour la construction des ouvrages d'art, impose une réglementation d'emploi et des calculs jusqu'alors inexistantes.

Les principes fondamentaux de la conception et du calcul des ponts suspendus ont été posés dans le premier mémoire de Navier en 1823.

Le premier règlement, dont il reste quelques traces, date du **26 février 1858** et ne concerne que les épreuves des ponts métalliques supportant des voies ferrées. Celles-ci n'étaient structurées par aucun texte et chaque maître d'œuvre avait la liberté d'utiliser les matériaux de son choix, de les faire travailler avec des coefficients de sécurité non imposés et, sans doute, de manière fort empirique. Durant ces épreuves, aucune personne n'était admise sur l'ouvrage. Les charges étaient amenées à l'aide de treuils comme on peut le lire dans l'ouvrage de Maurice Billo sur « L'histoire des ponts routiers sur le Gardon ». Il n'impose ni règle de calcul ou de conception, ni taux de travail des matériaux.

Il faut attendre le **règlement du 15 juin 1869** pour y voir mentionner les premières prescriptions concernant les ponts routiers. Celui-ci précise : les conditions d'exploitation, les contraintes admissibles dans les matériaux utilisés - appelé alors travail par millimètre carré - qui étaient différentes pour la fonte (1kg/mm² en traction et 5 kg/mm² en compression), le fer forgé ou laminé (6 kg/mm² en traction et compression). Il n'y a plus ici d'empirisme.

Le **règlement du 7 mai 1870** est très restrictif surtout pour les contraintes admissibles dans les

matériaux. Il y est fait mention, pour la première fois, d'essais sur ces derniers et les dispositions constructives sont ici une nouveauté, tout comme l'entretien, les visites annuelles et les épreuves quinquennales. Quant aux épreuves avant "mise en circulation", elles ne changent guère par rapport aux autres règlements. Les précisions concernant l'entretien et la surveillance reflète les inquiétudes qu'avaient les ingénieurs de cette époque après les nombreux accidents survenus sur des ponts suspendus.

Le **règlement du 9 juillet 1877** apporte des modifications au règlement de 1869, ce dernier devant être sans doute trop pénalisant. Les contraintes admissibles pour la fonte sont relevées aussi bien en traction qu'en compression. Les valeurs pour le fer restent inchangées.

Les épreuves, quant à elles, restent quasiment les mêmes dans leur déroulement, seuls les chargements sont plus faibles. Les chargements supérieurs pris en compte dans les calculs doivent recevoir l'agrément du préfet pour leur transit sur l'ouvrage. Faut-il déjà parler de convois exceptionnels ?

Pour ce qui est du **règlement du 27 décembre 1886**, il s'agit plutôt d'une circulaire émise lors de la prise en charge par l'état ou les collectivités locales de l'entretien des ponts suspendus. Il n'y est pas fait mention de contraintes admissibles ; on peut donc en déduire qu'il n'y a pas d'évolution notable. Cependant, il y a obligation de vérifier, par le calcul, les ouvrages existants. Ce règlement donne aussi des indications précises sur les dispositions constructives à prendre en compte telles que : remplacement des garde-corps en bois par des garde-corps métalliques ; confirmation de l'interdiction des fléaux ; les haubans peuvent être mis en place avec cependant des coefficients de sécurité élevés ce qui en limitera le nombre ; les suspensions, y compris les ancrages doivent être visitables sans interruption de la circulation. Il faut aussi souligner que les câbles « tordus alternatifs », mis récemment sur le marché, sont conseillés et que « les ponts suspendus sont des ouvrages d'un capital considérable et doivent être conservés et entretenus soigneusement ».

Le **règlement du 29 août 1891** n'est qu'une révision de la circulaire de 1877 et concerne aussi bien les ponts pour les voies ferrées que pour les voies routières. Les contraintes admissibles sont modifiées aussi bien pour la fonte que pour le fer. L'acier, dont l'apparition est à remarquer comme matériau utilisable, a des contraintes admissibles

bien supérieures aux autres. Les rivets, très utilisés pour l'assemblage des différentes pièces de pont, doivent avoir une contrainte de cisaillement limitée au 4/5 de la limite admise pour la pièce la plus faible. Les surcharges sont, elles aussi, modifiées et sont à prendre en compte dans les calculs tout comme d'autres conditions, tels les effets du vent et les vérifications par le calcul de diverses pièces de pont et des flèches. Ce règlement est le premier à spécifier les caractéristiques des matériaux, surtout en dissociant le fer et l'acier. Ce dernier, fortement décrié car considéré comme beaucoup plus cassant que le fer, était très peu employé pour la réalisation d'ouvrages d'art.

Dans le **règlement du 8 janvier 1915**, le fer n'est plus un matériau utilisable pour la réalisation des ponts et seuls subsistent la fonte et l'acier. Les calculs doivent se conformer aux règles de la résistance des matériaux et les contraintes admissibles diffèrent selon la combinaison des cas de charge.

Le **règlement du 10 mai 1927** précise les surcharges à prendre en compte dans les calculs, qu'il s'agisse de surcharges réparties sur le tablier de l'ouvrage ou de surcharges roulantes. Les contraintes admissibles pour la fonte restent quasiment inchangées, celles pour l'acier laminé et les rivets sont amenées, selon les combinaisons d'effort, à 13 ou 14 kg/mm² pour l'acier et 9 ou 10 kg/mm² pour les rivets.

Dans le court texte du **règlement du 29 août 1940**, un seul article par rapport au règlement de 1927 est modifié ; il porte sur la surcharge répartie par mètre carré de tablier et les convois-type qu'il convient de prendre en compte composés de camions d'un poids total de 25 tonnes avec majoration pour effet dynamique.

5. Les ponts en béton armé

Dans la réalisation de ces ouvrages, là encore, ce sont les Romains qui ont innové en utilisant les liants hydrauliques. Il s'agissait alors d'un mélange de chaux et de cendres volcaniques qui avait des propriétés relativement proches du ciment. Cette technique, perdue des siècles durant, fut redécouverte à la fin du XVIIIe siècle et améliorée au XIXe siècle par l'invention du ciment artificiel. L'année 1848 voit la réalisation de la barque en "ciment armé" de Lambot présentée à l'Exposition universelle de 1855. Cependant, les premiers ponts français en béton armé datent seulement de la fin du XIXe siècle.

Les progrès ont été réalisés surtout dans la composition du béton, tout d'abord par les travaux de

Freret en 1906 puis, une trentaine d'années plus tard par Faury. A partir de 1920, l'utilisation des bétonnières permet l'obtention d'une pâte plus homogène et un meilleur enrobage des granulats. L'utilisation à partir de cette même date de la vibration aide à une meilleure mise en place du béton et un enrobage des aciers satisfaisant.

On peut considérer trois familles d'ouvrages réalisés en béton armé :

- Les ponts à poutres, sous chaussée, constitués d'une dalle assez mince et de poutres rectangulaires ou à talons, le tout constituant le tablier. Citons par exemple le pont de Perpignan de 15 m de portée réalisé en 1899.
- Les ponts à dalles n'étaient à l'origine utilisés que pour des ouvrages modestes ; mais progressivement, les portées ont augmenté et les dalles se sont substituées aux ponts à poutres.
- Les ponts en arc dont le tablier s'appuie directement sur l'arc. Ils peuvent être de dimensions importantes comme le pont du Risorgimento, construit à Rome par Hennebique en 1908 d'une portée de 100 m, et le pont de Plougastel, comportant trois arcs de 186,40 m, réalisé par Freyssinet et qui resta le pont le plus long du monde jusqu'en 1942.

Le béton armé passe, depuis son invention, pour un matériau de choix dans la construction car il est doté de nombreuses qualités. Celles-ci ont pourtant un revers car le béton réagit en permanence avec le milieu environnant (température, humidité, gaz, sels agressifs, proximité marine). Sa durabilité sera donc fonction de la conception de l'ouvrage, du choix des matériaux, de leur mise en œuvre et de son environnement. L'inspection régulière des ouvrages permet de déceler et d'évaluer chaque type de pathologie pouvant conduire à des réparations.

* * *

Les ponts, qu'ils soient en maçonnerie, en béton armé ou métalliques, nous font remonter le temps, parcourir les modes de construction et les usages pour lesquels ils ont été construits. A nombre d'entre eux se rattachent, tant à cause de la hardiesse avec laquelle ils franchissent des gorges sans fond que par la grâce de leur histoire parfois tourmentée, des légendes, des croyances et même des miracles.

Ils sont pour tout cela bien plus qu'une simple construction nécessaire au franchissement de la rivière ou du fleuve, ils sont la vie d'une rive à l'autre.

Christophe RAULET, Jean-Pierre ARLOT ■

■ Formation ENPC dans le domaine des ouvrages d'art

Appliquer les Eurocodes au calcul des ouvrages en site aquatique (1ère partie) : recommandations pour le calcul aux états limites	3 mai 2001
Marchés publics de travaux - 1ère partie : passation	14 au 16 mai 2001
Ponts en maçonnerie - 2ème partie : réparer et adapter	15 et 16 mai 2001
Pathologie, évaluation et réparation structurelles des ouvrages hydrauliques	15 et 16 mai 2001
Les applications de la géologie dans les travaux de génie civil	15 au 17 mai 2001
Concevoir et réaliser les ponts en arc auto ancré bow-string	29 et 30 mai 2001
Les dispositifs de retenue de véhicules sur les ponts routiers (Session Flash)	7 juin 2001
Marchés publics de travaux - 2ème partie : gestion	6 au 8 juin 2001
Les bases de la justification des constructions : l'Eurocode EN 1990	12 et 13 juin 2001
Pathologie et réparation des murs de soutènement	13 et 14 juin 2001
Concevoir et réaliser les ponts métalliques et mixtes	19 au 21 juin 2001
Concevoir et réaliser des ouvrages en milieu rocheux	19 au 21 juin 2001
Les marchés de maîtrise d'œuvre : passation et gestion	19 et 20 juin 2001
La préservation des fondations des ouvrages et des bâtiments anciens - 1ère partie : mesurer les risques	19 et 20 juin 2001
Troisième conférence internationale sur les ponts en arc (Paris)	19 au 21 septembre 2001
Conférence internationale Albert Caquot - Modélisation et simulation en génie civil : de la pratique à la théorie (Paris)	3 au 5 octobre 2001

Renseignements et programmes détaillés des stages ENPC : 01 44 58 27 28

Renseignements concernant les cycles internationaux : 01 44 58 28 28 ou 28 27.

■ Formation CTICM dans le domaine des ouvrages d'art

Ponts métalliques et mixtes	25 au 27 avril 2001
Protection anticorrosion des ouvrages métalliques	16 et 17 mai 2001
Introduction à l'Eurocode 4	13 au 15 juin 2001
Comportement au feu des structures acier et mixte	26 et 27 juin 2001
Les structures métalliques face aux séismes	21 et 22 juin 2001

Renseignements et programmes détaillés des stages CTICM : Service Formation 01 30 85 20 75

■ Journée de formation "ouvrages d'art et conservation des chauves-souris" en Rhône-Alpes

Dans le cadre d'un plan d'étude et de protection des chauves-souris, soutenu par la Région Rhône Alpes, le Centre Ornithologique Rhône-Alpes (CORA) propose une journée de formation aux professionnels intervenant dans la gestion et l'entretien des ouvrages d'art, tant au niveau technique qu'administratif.

En effet, les ouvrages d'art, notamment les ponts accueillent parfois un nombre important de ces mammifères protégés, dont certaines espèces sont menacées à l'échelle européenne. La présence de chauves-souris n'a aucun impact sur la pérennité des ouvrages, par contre les travaux d'entretien ou de réhabilitation peuvent détruire les individus ou limiter le potentiel d'accueil.

Objectifs

- Mieux connaître le mode de vie des chauves-souris, leur statut légal de protection, l'état de conservations des populations, leur utilisation des ouvrages d'art.
- Identifier les risques de destruction lors de l'entretien ou de la modification des ouvrages.
- Evaluer les possibilités techniques pour conserver les individus et le potentiel d'accueil de l'ouvrage lors des travaux (entretien, rénovation, conception).

Contenu

- Intervention de spécialistes des chauves-souris.
- Présentation des résultats de l'étude du CORA sur "les ponts vivants en Rhône-Alpes".
- Visites d'ouvrages occupés.

Cette journée est ouverte aux personnels des Directions Départementales de l'Équipement et aux techniciens des Conseils Généraux de Rhône-Alpes.

Dates

Le 29 mai à Vignieu (près de Morestel, 38)
ou le 7 juin à Chevrières (près de Saint Marcellin, 38)

Participation

Sur inscription - Journée financée par la Région Rhône-Alpes

Renseignements et inscriptions

CORA Isère : tel : 04 76 51 78 03 - fax : 04 76 00 04 47 - e-mail : cora38@worldnet.fr



COMITÉ DE RÉDACTION

SETRA :

Mme Abel-Michel,
MM. Bouchon, Millan

CETE :

M. Paillusseau (Bordeaux)
M. Tavakoli (Lyon)
M. Carles (Aix)

DDE :

M. Bouvy (AIOA-A75)

LCPC :

M. Godart

IGOA :

M. Bois

Coordination :

Jocelyne Jacob (Setra-Ctoa)

Tél : 01 46 11 32 79

Fax : 01 46 11 34 74

Jacqueline Thirion (Setra-EAC)

Tél : 01 46 11 34 82

Réalisation :

Barbary Et Courte • Tél: 01 44 50 52 55
www.barbary-courte.com

Flashage :

13^e heure • Tél: 01 40 47 85 27

Impression :

MC Graphic
Tél: 01 34 04 32 00

ISSN :

1266-166X

Le kiosque du SETRA

PUBLICATIONS

■ Programme PRAD-EL pour tabliers à poutres préfabriquées, précontraintes par adhérence

GUIDE DE CALCUL

• Réf. F0037 - Prix : 160 F

Les ponts à poutres préfabriquées, précontraintes par adhérence (PRAD) constituent une solution classique de franchissement de portées comprises entre 10 et 35 mètres. La conception de ce type d'ouvrage a fait l'objet d'un document publié en septembre 1996 par le SETRA.

D'une façon globale, la conception et la réalisation de ce type d'ouvrage intéressent plusieurs techniques :

- précontrainte par prétension,
- béton traditionnel et béton à hautes performances,
- traitement thermique,
- construction par phases,
- continuité mécanique des travées, après la pose des poutres.

Ces tabliers peuvent être justifiés par le programme PRAD-EL du SETRA qui fait l'objet de ce guide de calcul.

Ce programme couvre un domaine d'emploi assez large, puisqu'il peut être utilisé tant pour les ponts-route (suivant la réglementation française) que pour les ponts-rail. Par ailleurs, il tient largement compte des possibilités de conception et de réalisation selon les techniques mentionnées ci-dessus.

Ce document est destiné aux maîtres d'œuvre et aux bureaux d'études.

■ Avis techniques - Joints de chaussée

Produit	Entreprise	Date	Validité	Réf.
BETA 30/50 Renouvellement	BTPS	BTPS	10-2005	F8879.71
BETA B30/B50 Nouveau	BTPS	10-2000	10-2005	F8879.72
POLYJOINT Renouvellement	RCA	10-2000	10-2005	F8879.73

Rappel : le prix de chaque avis technique est de 20 F.

BON DE COMMANDE POUR RECEVOIR LES PUBLICATIONS DU CTOA

Retournez votre commande – ou faxez-la – à : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
Bureau de vente des publications • BP 100 - 92225 Bagneux Cedex
Tél. **01 46 11 31 53** - Fax. 01 46 11 33 55

Je désire recevoir _____ exemplaires(s) Nom et adresse du demandeur : _____
TITRE _____
Réf. _____
Prix Unitaire _____ Prix total _____ Tél. _____
Date _____ Signature _____

Frais d'envoi (à ajouter au montant de la commande) : 20 frs pour toute commande inférieure à 150 frs, 30 frs pour toute commande égale ou supérieure à 150 frs

Autres pays : 10 % du montant de la commande avec un minimum de 40 frs

Mode de règlement (à réception de facture) : chèque bancaire à l'ordre du Régisseur des recettes du Setra • Virement bancaire : relevé d'identité bancaire (RIB) :

Code banque : **40071** • Code guichet : **92000** • N° de compte : **0001000261** • Clé RIB : **11** • Domiciliation : **RGFIN Paris Nanterre**

OUVRAGES D'ART CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART

Ce bulletin de liaison vous intéresse... retournez le formulaire ci-dessous à :

Bulletin de Liaison **OUVRAGES D'ART** • SETRA Communication
46, Avenue Aristide Briand - BP 100 - 92225 Bagneux Cedex

Nom : _____ Service, société : _____
Adresse : _____
Tél. : _____ Date : _____
Désire être destinataire d'un exemplaire du bulletin de liaison OUVRAGES D'ART gratuit

