

OUVRAGES D'ART

CENTRE DES TECHNIQUES D'OUVRAGES D'ART



Publié par le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art
du Service des Travaux Publics de la Région de Bruxelles-Capitale



N° 24
Juillet 1996

Contournement de Marvejols

Les viaducs du Piou, du Rioulong et de la Planchette

En Lozère, l'autoroute A75 contourne Marvejols par l'Ouest, dans une zone montagneuse, depuis les confins du plateau de l'Aubrac au Nord, à une altitude d'environ 1100 m, jusqu'à la vallée du Lot, qu'elle fran-

chit à une altitude de 500 m. Sur cet itinéraire, trois ouvrages non courants ont été construits : les viaducs du *Piou*, du *Rioulong* et de la *Planchette*.

LES VIADUCS DU PIOUS ET DU RIOULONG

Conception des projets de base

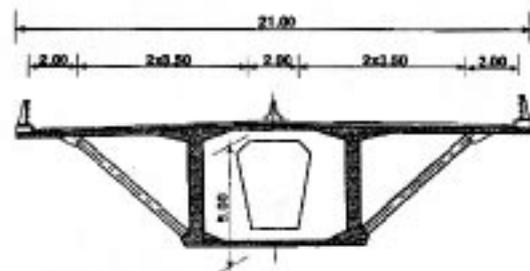
Un groupe « projet », piloté par l'Arrondissement Interdépartemental des Ouvrages d'Art, a été constitué, intégrant un architecte Philippe Fraleu et les bureaux d'études SECOA et SEEE, renforcés par SOFRESID, pour l'étude des solutions à ossature mixte. Le SETRA, conseiller du Maître d'œuvre, est intervenu tout au long de ces études.

Les deux ouvrages, par la similitude des brèches et leur proximité (environ 3 km), et par souci d'économie en vue de la réutilisation des matériels spéciaux, ont la même structure et ont été regroupés en un même marché.

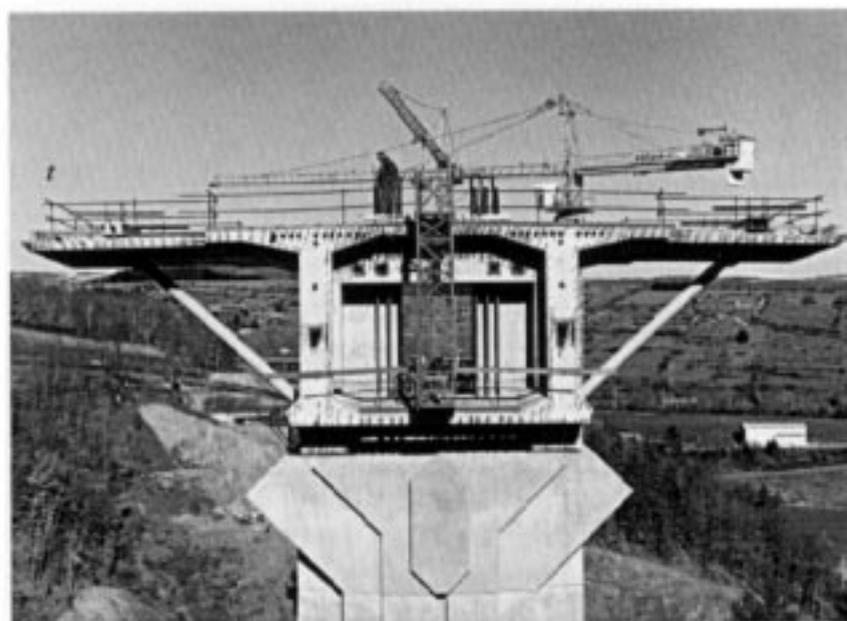
Deux solutions de base, ayant la même répartition de travées, ont été mises en concurrence dans le cadre de la consultation. Un tablier unique, de 21 m de large, a été préféré à la juxtaposition de deux ponts étroits, pour éviter la multiplication des appuis de grande hauteur.

Les deux solutions retenues sont :

- *un caisson en béton précontraint à deux âmes verticales relativement peu espacées, équipé de bracons en acier pour soutenir de larges encorbellements et construit par encorbellements successifs depuis les piles ;*



- *une solution en ossature mixte plus originale constituée d'un petit caisson trapézoïdal en acier, suffisamment étroit pour pouvoir être transporté par la route. La dalle de couver-*



ure en béton, validée par des pièces de pont et par un longeron sous chacune des deux consoles, était supportée par un système de bracons triangulés. C'est pour faciliter l'attache de ces bracons, et pour rendre plus clair le fonctionnement mécanique de la structure, que le caisson avait une forme trapézoïdale et qu'il était plus étroit en haut qu'en bas. La mise en place du tablier s'effectue par poussage dans le sens montant, à l'aide d'un avant-bec d'une vingtaine de mètres.



Viaduc du Piou -
Tablier béton

Viaduc du Piou
Coupe transversale
de la solution béton

Maquette de la
solution en ossature
mixte

Choix de la solution.

Les résultats de l'appel d'offres ont conduit à retenir la solution en béton précontraint, qui a

été confiée au groupement des entreprises Quillery, Chantiers Modernes et Borie SAE, pour un montant initial de 142 MF et un délai d'exécution de 32 mois pour les deux viaducs.

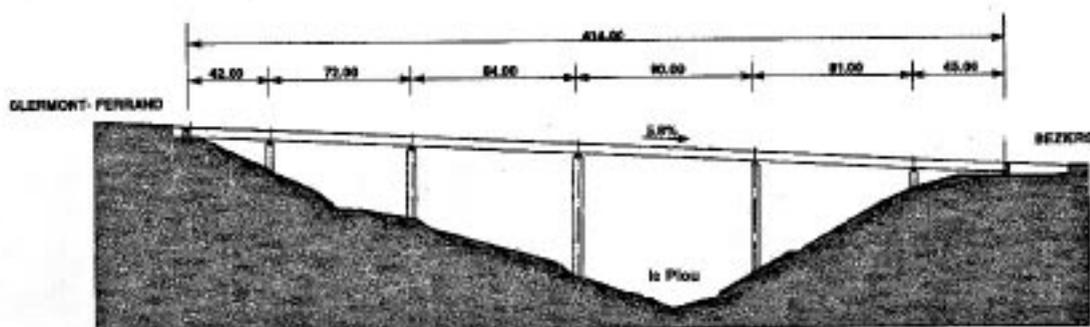
LE VIADUC DU PLOU

■ Caractéristiques générales du projet

Le profil en long présente une pente constante de 5,8 %. Le tracé en plan est inscrit dans un

cercle de 1000m de rayon. La longueur du viaduc entre joints est de 416 m.

Viaduc du Ploü
Élévation générale



Viaduc du Ploü
Pile

■ Les fondations

L'ouvrage est fondé superficiellement sur les gneiss et granits compacts à l'exception des piles P3 et P4 fondées sur puits marocains en raison d'une épaisse couche d'altération. Le puits de la pile P3, de 12 m de profondeur totale, présente un diamètre de 7,50 m sur les 6 premiers mètres. Son diamètre est réduit à 6 m dans la zone d'encastrement dans le gneiss sain. Le puits de la pile P4, profond de 7,50 m, a un diamètre constant de 7,50 m. Les puits ont été forés à l'explosif avec des hauteurs d'abatage de 2,50 m.

Compte-tenu de la grande hauteur de la pile P2, fondée superficiellement, et afin d'éliminer tout risque de tassement différentiel dû à d'éventuelles hétérogénéités de sol, la fondation a été renforcée par un clouage de 64 barres HA32, ancrées de 2,75 m dans le sol à l'amont et 4,75 m à l'aval.

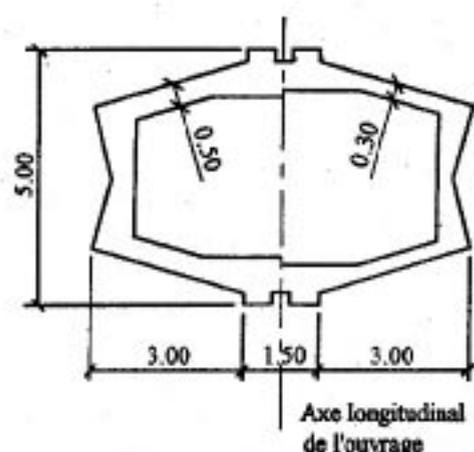
■ Les piles

Elles ont la forme d'un losange évidé, avec une nervure en creux, qui vient s'insérer en tête dans un motif en relief, composé de plans triangulés et superposés. La hauteur du fût de pile, y compris le chevêtre, atteint 68 m pour la pile la plus haute (pile P3). L'épaisseur minimale des voiles varie de 30 cm pour les piles les plus courtes à 50 cm pour les piles de grande hauteur. Les piles sont réalisées par levée de 3,50 m, à l'aide d'un coffrage grim pant, selon un cycle de 2 jours par levée.



■ Construction du tablier

Les voussoirs sur pile de 6,80 m de longueur sont bétonnés en deux phases avec une reprise à la liaison gousset-inférieur/âme. Deux paires d'équipages mobiles permettent de réaliser simultanément deux fléaux constitués de voussoirs de 3 m, selon un cycle de 3 à 4 jours.



Les bracons métalliques, fabriqués par l'entreprise Berthold et livrés sur le chantier avec la couche de finition de couleur jaune, sont montés sur les voussoirs au fur et à mesure de l'avancement. La platine basse est boulonnée sur le voussoir (n-1) réalisé. Les ancrages de la platine haute sont placés dans une réservation aménagée dans le hourdis du voussoir (n-1), bétonné en même temps que le voussoir n.

Le tablier est précontraint longitudinalement par des câbles de fléau 19T15 à raison de deux câbles par âme dans les voussoirs proches des piles et un câble par âme dans les voussoirs suivants. Après bétonnage des voussoirs de clavage de 2,20 m de longueur, des câbles éclisses 19T15 sont rapidement tendus.

La précontrainte est complétée, dans les travées principales, par 8 câbles 27T15 extérieurs. Ces câbles règnent sur deux travées et sont ancrés



Coupe transversale des piles

Viaduc du Piou
Construction du tablier

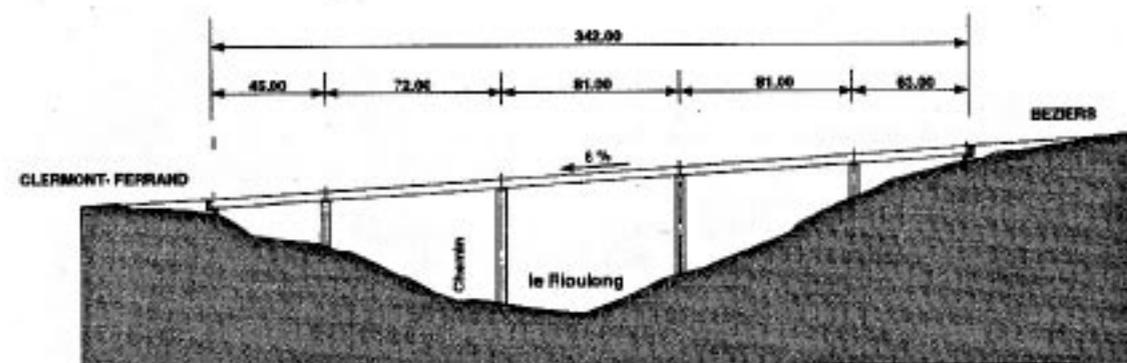
dans les voussoirs sur piles et voussoirs sur culées. Ils sont déviés par 4 voiles déviateurs dans les travées centrales et 2 déviateurs dans les travées de rive. La précontrainte extérieure est prévue démontable avec un gainage en PEHD et un double tubage métallique pour les traversées des voiles déviateurs et entretoises. La protection des câbles est assurée par injection de coulis de ciment.

LE VIADUC DU RIOULONG

■ Caractéristiques générales du projet

Le profil en long présente une pente constante de 6 %. Le tracé en plan est inscrit dans un

cercle de 1100 m de rayon. La longueur du viaduc entre joints de chaussée est de 342 m.



Viaduc du Rioulong
Élévation générale

Viaducs du Piou et du Rioulong

▲ Principaux intervenants
Maîtrise d'ouvrage : DDE de la Lozère
Maîtrise d'œuvre : AIDA - A75
Assistance à la maîtrise d'œuvre : SETRA : assistance à la conception
 SEDCA : conception et contrôle des documents d'exécution
 LRPC-CETE Méditerranée : études de sols
Architecte : Philippe Frales
Entreprises : Groupement d'entreprises Quilley (mandataire) - Chantiers Modernes - Borie SAE

▲ Sous-traitants
Études d'exécution : EEG Lyon
Terrassements : SEER
Minage - Clouage : EUROFIR
Armatures BA : SAMT
Précontrainte : FREYSSINET
Bracons métalliques : BERTHOLD
Béton : MIALANES
Pieux forés : BALINEAU

Viaduc de la Planchette - Élévation générale

■ **Les fondations**

Les piles P1, P3 et la culée C5 sont fondées superficiellement sur le gneiss affleurant. Compte-tenu de la grande hauteur de la pile P3, la fondation de la semelle a été renforcée par un clouage de 64 harres HA32 comme pour la pile P2 du viaduc du Piou. La nature très altérée du gneiss a imposé l'exécution d'un puits marocain de 12,50 m de profondeur sous la pile P4 et de 7 m sous la pile P2.

Enfin au sud du viaduc apparaissent des niveaux marno-calcaires avec présence de

karsts fossiles ; la culée C0 est donc fondée sur 6 pieux forés, de 120 cm de diamètre et de 30 m de longueur, qui traversent le massif calcaire pour s'ancrer dans le gneiss sous-jacent.

■ **Les piles et le tablier**

Les différentes parties de la structure (piles, chevêtres, tablier) ont la même géométrie que celle du viaduc du Piou et sont réalisées avec les mêmes outils coffrants.

■ **Principales quantités exécutées**

Désignation	Unités	Viaduc du PIOUS	Viaduc du RIOULONG
Surface du tablier	m ²	8736	7224
Bétons des appuis et fondations	m ³	5400	4900
Béton du tablier	m ³	6550	5380
Aciers pour B.A.	tonnes	1510	1260
Aciers de précontrainte	tonnes	304	234
Ratios aciers passifs	kg/m ³	126	123
Ratio aciers précontrainte tablier	kg/m ³	46	43
Bracons et platines métalliques	tonnes	117	97

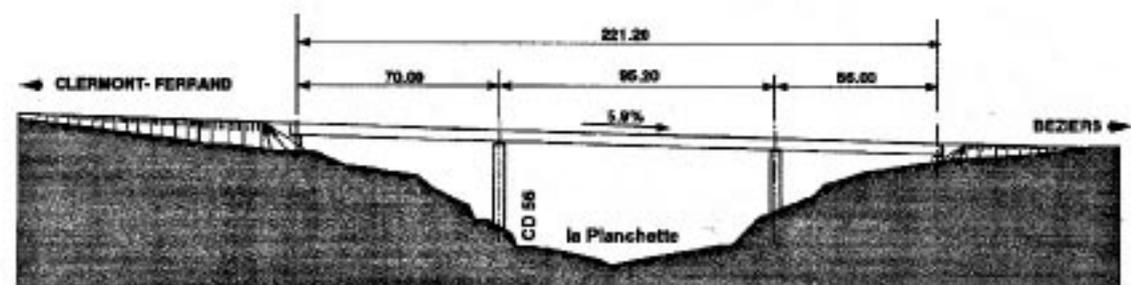
LE VIADUC DE LA PLANCHETTE

■ **Choix du parti - Caractéristiques générales**

L'étude des solutions a été menée avec le SETRA, en association avec l'architecte Pierre Million du cabinet SOBERCO. La structure, choisie pour sa simplicité et sa légèreté, est de

type bi-poutre à ossature mixte comportant 3 travées de 56 m, 96 m et 68 m.

Le tracé en plan est inscrit dans un cercle de 1400 m de rayon. En profil en long, la chaussée est en pente descendante du Nord vers le Sud de 5,9 % à 2 %.

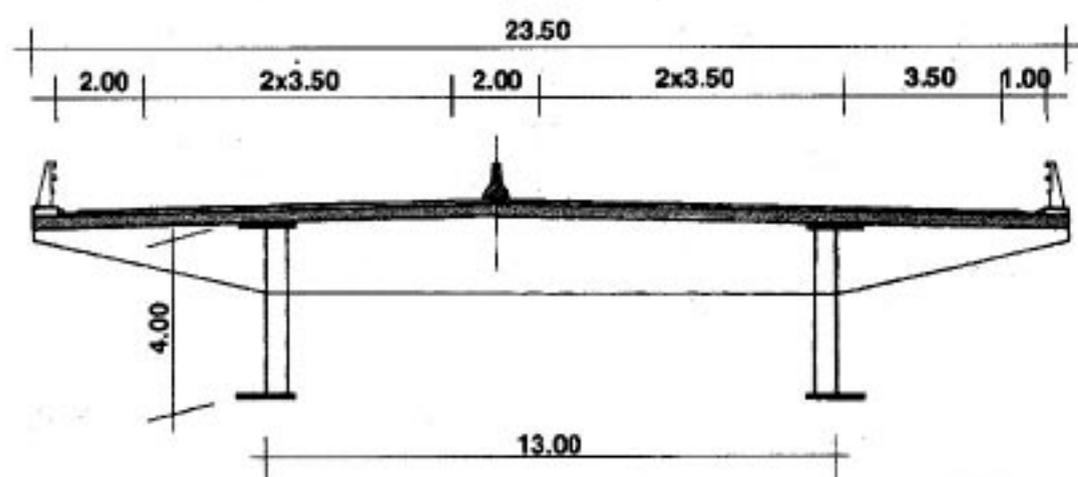


Un seul tablier supporte les deux sens de circulation de l'autoroute. Dans le sens Sud-Nord, la chaussée comporte deux voies et la bretelle d'insertion de l'échangeur situé immédiatement au Sud. Dans le sens Nord-Sud, la chaussée est à deux voies avec bande d'arrêt d'urgence. La largeur totale du tablier est de 23,50 m.

Les poutres principales sont espacées de 13 m et reliées tous les 4 m par des pièces de pont qui se prolongent à l'extérieur des poutres pour

soutenir des encorbellements de 5,25 m de portée. Les grands encorbellements ainsi obtenus allègent l'aspect du tablier et les pièces de pont en console animent et enrichissent ses faces latérales.

La légèreté de l'ouvrage est encore accentuée par la conception des piles qui sont constituées de deux fûts cylindriques de 3,60 m de diamètre, légèrement nervurés verticalement,



directement placés sous les poutres principales, sans chevêtre de liaison en tête.



■ Description du tablier

Les poutres principales ont une hauteur constante égale à 4 m. La semelle supérieure a une largeur de 1100 mm et une épaisseur variant de 40 mm en travée de rive à 120 mm sur appui. La semelle inférieure a une largeur de 1300 mm et une épaisseur variant de 45 mm en travée de rive à 120 mm sur appui. L'épaisseur de l'âme est de 22 mm au niveau des appuis intermédiaires. Le raidissage est réalisé par les montants verticaux des cadres d'entretoisement espacés de 4,02 m et par un raidisseur longitudinal en simple plat.

Des dénivellations d'appui sur pile sont prévues après le bétonnage de la dalle. La dimension des têtes de pile a été définie pour permettre de réaliser cette opération par dévêrinage sous les poutres principales. Les dénivellations d'appuis prévues sont de 50 cm sur une pile et 67 cm sur l'autre. Elles permettent de limiter à 120 mm l'épaisseur des membrures sur appui ; elles sont également très efficaces pour diminuer la longueur du béton fissuré au voisinage des appuis. La traction dans le béton ne dépassera pas sa résistance à la traction sous l'effet des charges permanentes.

La dalle de couverture en béton a une épaisseur de 24 cm et présente la particularité d'être précontrainte transversalement. La précontrainte transversale est constituée de monotrons T15 gainés graissés espacés de 0,40 m en moyenne.

■ Solution précontrainte longitudinalement

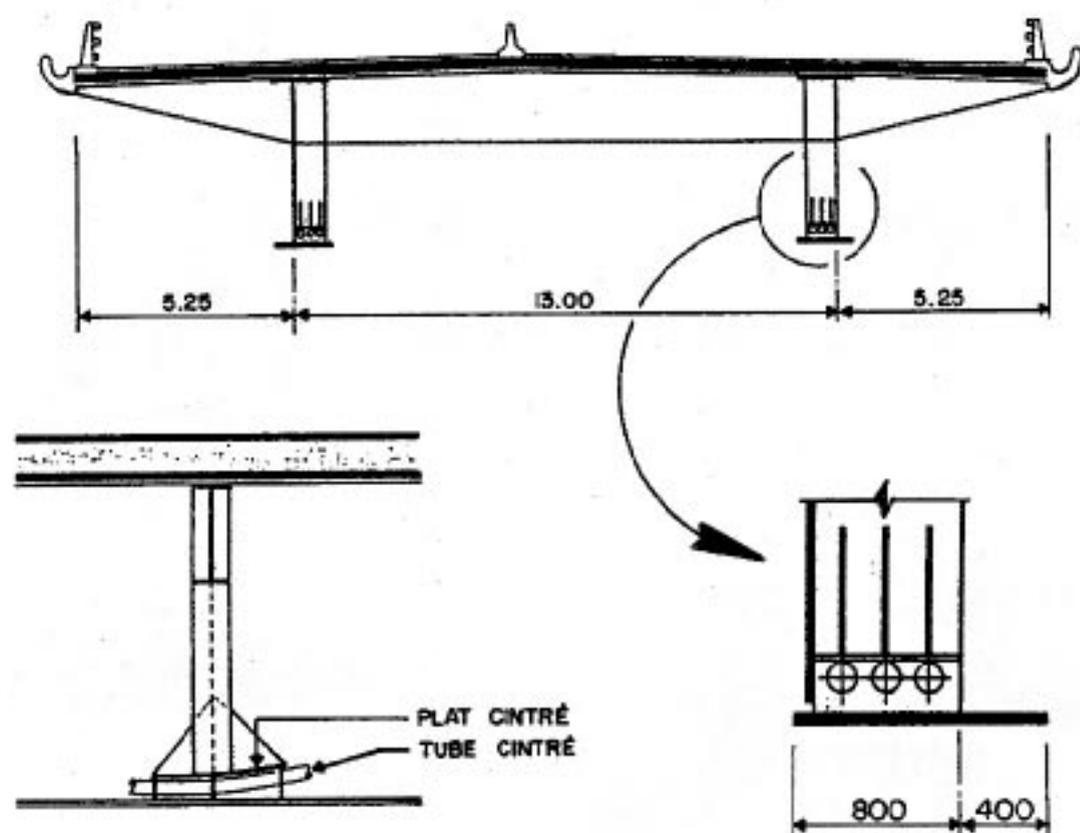
Une solution précontrainte longitudinalement a également été étudiée en avant-projet. Sa conception diffère de la première solution par deux aspects marquants :

- les poutres principales ne sont plus des poutres en I classique, mais les âmes sont désaxées de 20 cm du côté extérieur du tablier, de façon à augmenter la largeur des montants verticaux dans lesquels passent les câbles de précontrainte ;
- la précontrainte longitudinale est constituée de trois câbles 27T15 par poutre. Les câbles sont filants sur toute la longueur de l'ouvrage et ont un tracé ondulé. Ils traversent les montants qui jouent, le cas échéant, le rôle de déviateurs.

La précontrainte longitudinale permet d'assurer la compression de la dalle de couverture sous charges permanentes. Par ailleurs, la traction

Viaduc de la
Planchette - Coupe
transversale sur
piles

Viaduc de la
Planchette - Pile



dans le béton reste inférieure à sa résistance à la traction, à l'état limite de service.

■ Le choix de la solution

Les candidats devaient répondre aux deux solutions de base. A l'issue du jugement des offres, c'est finalement la solution classique, environ 4 % moins chère que la solution à précontrainte longitudinale, qui a été retenue.

Le marché a été passé avec le groupement d'entreprises conjointes Ballot - Baudin Chateaufort pour un montant initial de 45,4 MF et un délai d'exécution de 20 mois.

■ Les appuis

Lors des études géotechniques, des karsts ont été repérés au droit de la culée C1. Avant de réaliser la fondation superficielle, il a donc fallu consolider les 15 premiers mètres de terrain par injection solide : 80 m³ de coulis à base de ciment CLK 45 (C/E = 0,6), de bertonite et de cendre ont été injectés, représentant 1,3 % du massif à consolider.

Chaque fût de la pile P2 est fondé individuellement sur un puits marocain de 4 m de diamètre et de 12 m de profondeur, ancré dans le calcaire dur, après traversée d'une zone argileuse avec éboulis calcaire.

La pile P3 est fondée superficiellement sur du calcaire gris compact. Au préalable, 61 clous HA32 ont été ancrés de 4,50 m dans le sol pour pallier aux risques d'hétérogénéité du sol de fondation.

La culée C4 repose superficiellement sur le calcaire compact.

Les piles P2 et P3, de hauteurs respectives 26 m et 35 m, sont constituées chacune de deux fûts circulaires de 3,60 m de diamètre. Elles sont réalisées à l'aide d'un coffrage grim pant par levées successives de 6 m.

■ L'ossature métallique

Construits dans les ateliers de Baudin Chateaufort à Chateaufort-sur-Loire, les différents tronçons de poutres de 16 à 24 m de longueur ont été acheminés par convois exceptionnels jusqu'à la plate-forme de montage contiguë à la culée Sud. Après assemblage sur site des différents tronçons de poutre et soudages des consoles et pièces de pont, l'ossature, munie d'un avant- bec de 47 m de longueur, a été lancée depuis la culée Sud, en deux phases, afin de limiter l'importance de la plate-forme de montage.



Viaduc de la Planchette
Ossature en phase de lancement

Viaduc de La Planchette

▲ Principaux intervenants

Maîtrise d'ouvrage :
DDF de la Lozère

Maîtrise d'œuvre :
AIOA - A75

Assistance à la maîtrise d'œuvre :
SETRA

Architecte :
Pierre Million

Entreprises :
Groupement d'entreprises
Ballot TP (mandataire) -
Bauhin Chateaufort

▲ Sous-traitants

Études d'exécution :
BET TONELLO

Terrassements :
SEVINGE

Injections solides :
SATS

Puits marocains :
SEER - EJIROTIR

Armatures BA :
SAMT

Peinture sur chantier :
FUCHEZ

Corniches :
TCMI

■ La dalle de couverture

Elle est bétonnée par plots de 8 m à l'aide de deux équipages mobiles selon le phasage suivant :

1. *bétonnage des 2/3 des travées de rive en partant des culées,*
2. *transfert des deux équipages au milieu de la travée centrale,*
3. *Bétonnage en direction des travées de rive.*

Le cycle de réalisation est d'une semaine par plot et par équipage.

■ Instrumentation

Le viaduc de La Planchette est instrumenté pour mesurer l'effet immédiat et à plus long terme des dénivellations d'appui. Trois sections du tablier sont équipées de cordes vibrantes dans le béton et de jauges de déformation sur la charpente métallique.

L'instrumentation des sections a été complétée par des sondes de température, pour mesurer les gradients de température qui apparaissent dans le tablier lors de la prise du béton, puis ultérieurement en service.

■ Principales quantités exécutées

Désignation	Unités	Quantités
Surface du tablier	m ²	5219
Bétons des appuis et fondations	m ³	3300
Aciers de charpente métallique	tonnes	1270
Béton du tablier	m ³	1350
Aciers pour B.A.	tonnes	572
Aciers de précontrainte	tonnes	16
Ratios aciers passifs	kg/m ³	215
Ratio aciers précontrainte tablier	kg/m ³	12

Synthèse d'articles déjà publiés élaborée par J. Jacob (SETRA) en liaison avec G. Gillet (AIOA - A75)

Bibliographie

Revue Travaux
Décembre 1993
Publications AFPC
Leningrad 1991 -
Washington 1994

Georges GILLET

I.D.T.P.E. - DDE de
l'Aveyron (AIOA - A75)
Chef de service
Tél. 65-61-52-10



La noctule commune, c'est l'une des deux «grandes» espèces qui colorisent les ponts, elle pèse 40 g.

Ne reculant devant aucun sacrifice éditorial, votre revue préférée «Ouvrages d'Art» est en mesure de vous présenter la première B.D. de chauves-souris sans Batman!

Comme vous le savez peut être déjà, la direction départementale de l'Équipement du Cher et le Muséum d'Histoire Naturelle de Bourges collaborent depuis quelques années pour la protection des chiroptères.

Les chauves-souris, car ce sont elles, sont les seuls mammifères volants dans le monde. Bien que dotées d'une grande technologie pour les déplacements nocturnes, elles sont très fragiles, plusieurs espèces sont au bord de la disparition et nous devons être vigilants pour conserver ce patrimoine naturel. Or, celles-ci apprécient fort, dans nos régions, le confort des fissures et des joints ouverts de nos ponts en maçonnerie, qui leur offrent des cavités étroites idéales pour le repos ou la reproduction juste au dessus de zones généralement aquatiques riches en insectes divers, bref un véritable garde manger pour chiroptères...

L'installation de ces animaux, non constructeurs, n'entraîne aucun dommage pour l'ouvrage quelle que soit la durée d'occupation ou la densité d'animaux présents. Il n'y a pas d'exemple connu de dégradations d'ouvrages causées par les chiroptères. Les déjections des animaux partent directement à la rivière sauf dans les cas d'occupation de caissons mais cette utilisation est liée à l'hivernage, période pendant laquelle le système digestif est également au repos... Mais, de temps en temps, dans le souci louable de protéger cet autre patrimoine que sont nos vénérables ouvrages, nous rejointoyons, à l'aide de béton projeté ou d'injection généreuse, emmurant vivantes quelques unes de ces petites bêtes!

Ponts et Chauves-souris

Rassurez-vous, nous n'allons pas développer un raisonnement subversif visant à laisser périr nos chers ponts pour stopper le génocide de ces bestioles à la triste (et d'ailleurs injustifiée) réputation... La voie de la cohabitation est toujours possible pour peu que l'on fasse preuve de tolérance et de compréhension ; ainsi, un ou deux joints laissés ouverts permettent de loger plusieurs dizaines d'individus sans diminuer la pérennité des voûtes, c'est l'esprit de notre démarche explicitée ci-après.

Potentialités offertes par les ponts et occupation

■ Les types d'ouvrage favorables

Tous les ponts qui offrent des sites potentiels pour l'installation des chiroptères, si ils se situent dans des milieux favorables aux chauves-souris, seront un jour ou l'autre colonisés. Le choix et l'âge des matériaux composant le gîte reste très hétérogène : béton, calcaire, brique. Le seul critère environnemental semblant prédominer reste lié à la richesse biologique du milieu et au passage de l'eau sous l'ouvrage. La presque totalité des ouvrages occupés sont en effet situés sur des cours d'eau alimentés toute l'année et bordés de végétation favorable à la multiplication des insectes proies.

■ Espèces présentes

Les cavités des ponts sont occupées par des individus isolés, des colonies d'hivernage ou de reproduction. La grégarité des chiroptères et leur petite taille font que plusieurs centaines d'individus peuvent occuper le même site.

Une dizaine d'espèces peuvent être trouvées sous les ouvrages d'arts mais seules cinq les fréquentent régulièrement. Le vespertilion de Daubenton domine largement, suivi du vespertilion de Natterer et du Grand murin. La Noctule commune et la pipistrelle fréquentent peu d'ouvrages mais peuvent être localement très abondantes. Certaines espèces ont leurs

préférences quant aux types de cavités recherchées.

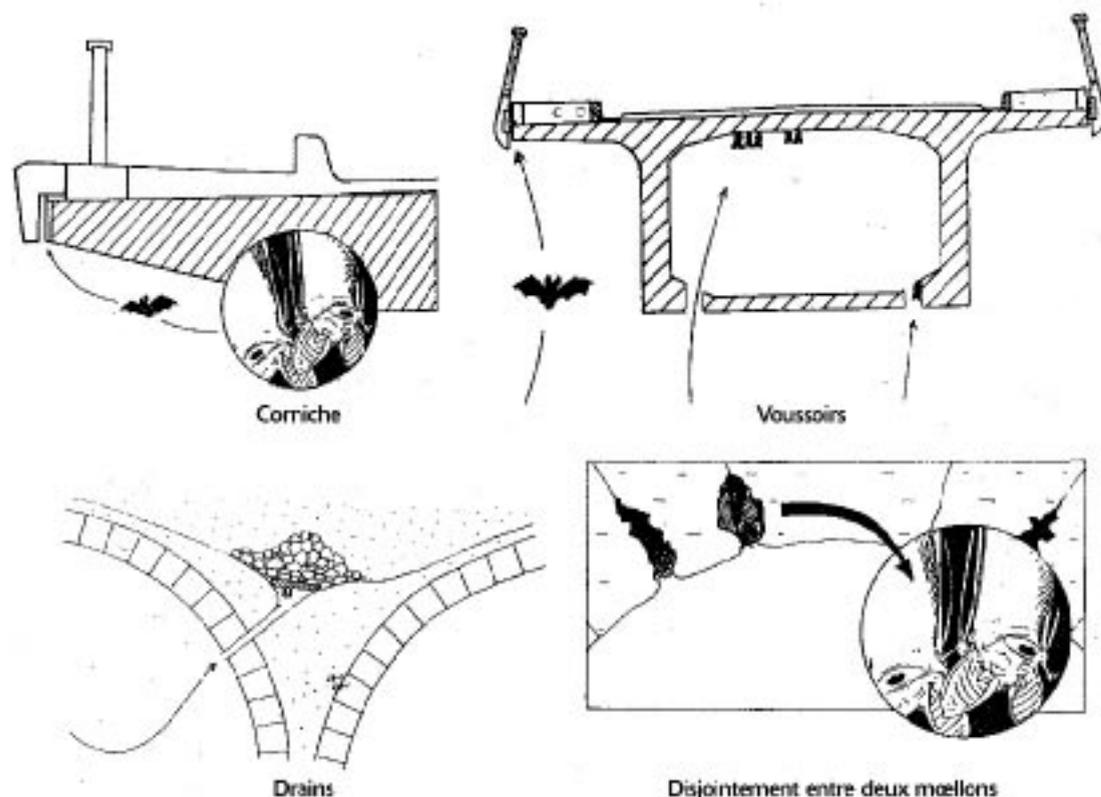


■ Localisation dans l'ouvrage

Les études menées jusqu'à présent font ressortir que les dimensions de l'ouvrage importent peu, les hauteurs sous voûte où des chiroptères ont

été localisés peuvent aller de 0,80 m jusqu'à 10 m. Certaines espèces semblent être plus attirées par les «cavités plates», du type bandeaux décollés, c'est le cas des grands murins et des noctules. Les vespertillons de Natterer ou de Daubenton préfèrent les cavités en «poches refermées» comme les drains ou les disjoints. Les cinq espèces de vespertillons cités plus haut ne semblent nullement gênées par les vibrations générées par la circulation, été comme hiver. Sur les ouvrages neufs, les animaux s'installent dans des cavités étroites, plus ou moins profondes, offertes par l'architecture du pont, espace longitudinal entre corniches et bord de dalle, intérieur de voussoirs, réservations des tiges de coffrage. Ces nouveaux gîtes sont quelquefois utilisés très rapidement, parfois même avant la mise en service du pont.

Une géante en comparaison du vespertillon de Daubenton qui occupe presque tous les ponts favorables et pèse... environ 10 g! pour une vingtaine de centimètre d'envergure.



Travaux sur les infrastructures existantes

■ Ponts présentant peu de danger pour les chiroptères

Sauf en cas de travaux de très grande ampleur, la plupart des chauves-souris installées dans les drains, derrière les corniches ou dans les voussoirs des ponts vivront en toute quiétude, tant que durera l'ouvrage.

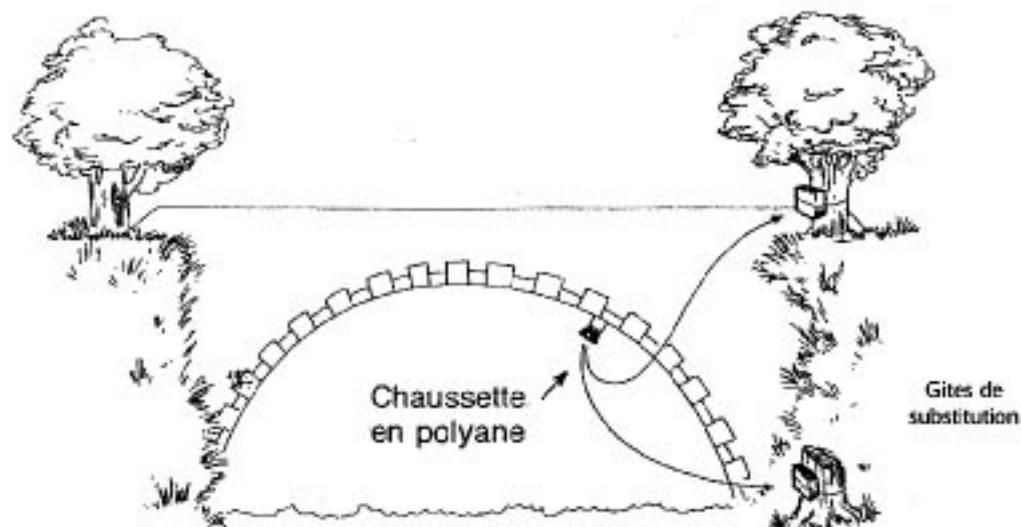
■ Ponts présentant des dangers pour la survie des chiroptères

Les travaux sur certaines parties de l'ouvrage, principalement le rejointoiement des voûtes, conduisent très souvent à la destruction des individus ou des colonies présentes. Les animaux, si ils ne sont pas détectés préalablement, sont murés vivants au fond du disjointement rebouché à la main ou sont noyés dans le béton en cas de projection. Une méthodologie simple permet de réduire les risques de destruction des chiroptères (voir bande-dessinée). Les équipes techniques visitant les ouvrages

doivent être équipées de lampes puissantes pour contrôler la présence éventuelle d'animaux. Un dialogue fructueux peut s'instaurer avec les structures spécialisées dans l'étude des chauves-souris (réseau chiroptère de la SFPEM, S.O.S. chauves-souris ou autre association spécialisée) en leur communiquant au préalable, une fois par an, la liste des ponts qui seront soumis à des travaux importants. Les chiroptérologues pourront alors apporter leur concours pour que les mesures nécessaires à la sauvegarde des animaux présents soient prises pendant les travaux.

■ Destruction d'ouvrage, conduites à tenir

Pour les ouvrages destinés à être remplacés, un protocole simple peut être mis en place. Il convient de visiter l'ouvrage un an avant sa destruction et de déterminer une occupation éventuelle par les chiroptères. Si l'ouvrage est occupé, il convient de condamner l'entrée du gîte en profitant de l'absence saisonnière ou temporaire des animaux. Les techniques les plus sûres consistent à équiper les drains de chaussettes en polyane qui interdisent un retour au gîte, ou à obturer l'entrée une fois les animaux envolés.



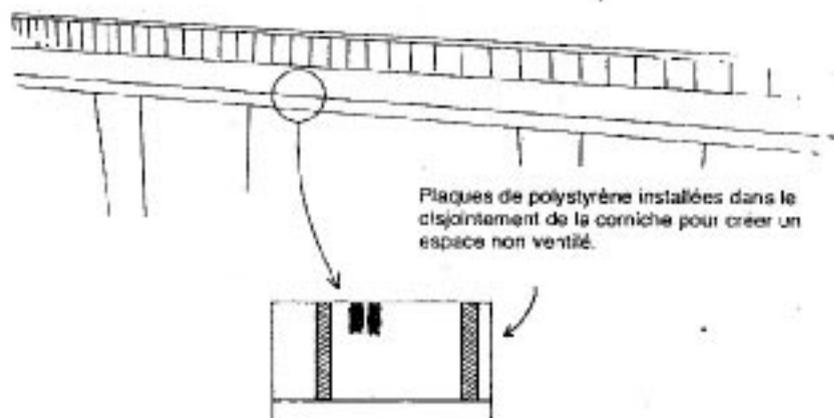
La périphérie du pont doit être équipée de plusieurs gîtes artificiels de type nichoirs pour tenter de maintenir les animaux dans leur zone habituelle de chasse tant que le nouvel ouvrage n'est pas susceptible d'accueillir les chauves-souris. La période la plus favorable pour ces interventions de dispersion se situe début mai ou après le mois d'août, par beau temps, quand les sorties nocturnes des chiroptères sont régulières. Elles sont à proscrire entre la mi-mai et à la fin juillet, période de mise bas des colonies et d'élevage des jeunes. Il est également sou-

haitable de confier, là aussi, ces interventions à des spécialistes ou à un personnel ayant suivi une formation spécifique.

L'aménagement des nouvelles infrastructures

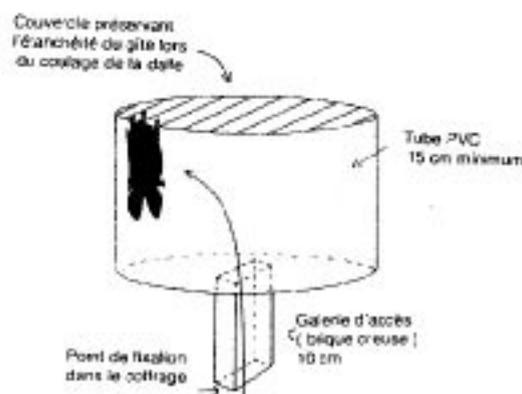
■ Ouvrages favorables

Certains ouvrages sont, dès leur mise en service, favorables aux chauves-souris. C'est sur-



Corniche latérale aménagée

tout le cas des ponts en béton équipés de corniches préfabriquées. Le libre accès des joints entre corniches ou de l'espace entre celles-ci et le bord de tablier offre un gîte très sûr pour les chiroptères. La systématisation de ce genre de mesure permet la création de gîtes sans surcoût financier et sans aucune modification des plans architecturaux.

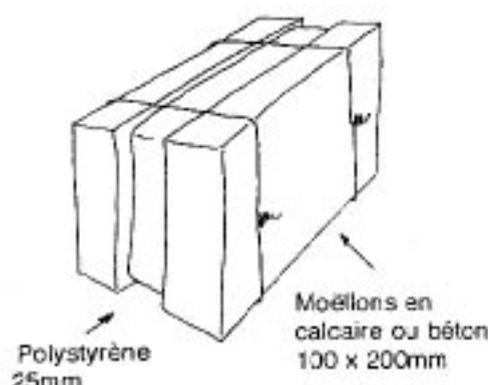


Tous ces modèles peuvent être agrandis ou modifiés en fonction de la dimension de l'ouvrage et des capacités physiques de ses structures. Les gîtes sont fixés au ferrailage du pont avant le coulage de la dalle en béton. Le polystyrène qui forme l'intérieur du sandwich est retiré au moment du décoffrage. Il convient de prendre plusieurs mesures pour assurer le bon fonctionnement de l'opération :

1. *Boucher les accès des gîtes (type boîte ronde) de manière étanche pour éviter les infiltrations de béton liquide lors du coulage de la dalle.*
2. *Fixer très solidement les gîtes aux ferrallages pour éviter de les voir se déplacer lors du vibrage du pont.*

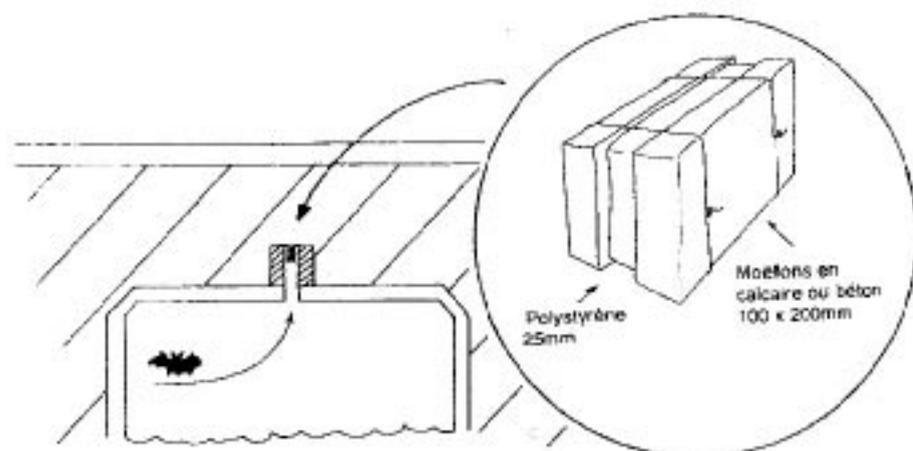
■ Gîtes incorporés dans l'ouvrage à sa construction

Les ponts anciens, de petites et moyennes dimensions sont amenés à être peu à peu remplacés par des ponts neufs. Ces nouveaux ouvrages n'offriront aucun gîte potentiel à la faune. Pourtant, ils peuvent être équipés dès leur construction et à très faible coût, de gîtes internes incorporés dans le corps même de l'ouvrage.



3. *Signaler et localiser l'emplacement de l'entrée du gîte pour le retrouver lors du décoffrage.*

Le suivi effectué sur des ponts équipés de ce type de gîte montre le succès de ces réalisations quant à la colonisation ou la recolonisation par les chiroptères. Leur coût de fabrication insignifiant, les rend applicables à la majorité des ouvrages neufs en béton. Les ouvrages préfabriqués (cadre, buses, conduits «matière») peuvent être équipés de la même façon en faisant réaliser en usine un trou de réservation sur lequel viendra se fixer le gîte artificiel. Un excellent tamponnage thermique est acquis lors du remblaiement de la buse.



Différents types de gîtes susceptibles d'être installés dans le coffrage

Boîte ronde (à gauche)
Sandwich calcaire ou béton (à droite)

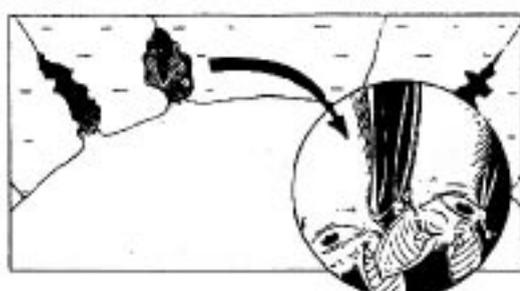
Buse équipée d'un gîte

Ces gîtes, installés au cœur même des ouvrages, sont comparativement supérieurs à ceux qui pourraient être accrochés aux voûtes une fois le pont fini. Le tamponnage thermique est plus important et les chiroptères absorberont mieux les variations climatiques,

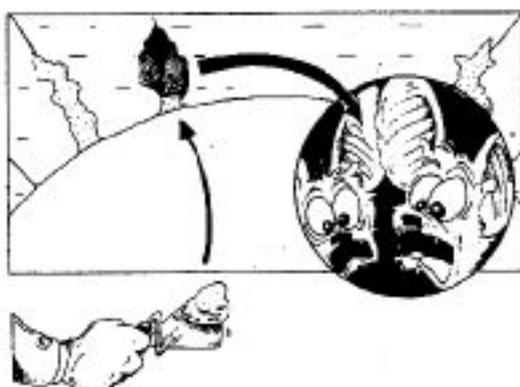
l'esthétisme du pont n'est pas compromise et la discrétion de ces aménagements n'attireront pas d'éventuels prédateurs humain ou animal. De plus, ces gîtes une fois en place, dureront la vie de l'ouvrage sans que des contrôles ultérieurs ne soient nécessaires.

PONTS ET CHAUVES-SOURIS : LA B.D. !

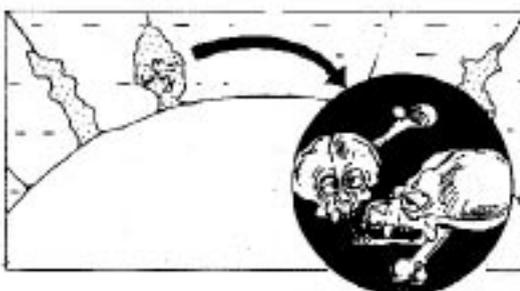
D'importantes populations de chauves-souris s'installent sous les ponts. Été comme hiver, elles colonisent les disjointements des pierres, les drains et les joints de dilatation des ouvrages.



Parce qu'elles sont invisibles et silencieuses, installées dans l'obscurité, elles sont encore régulièrement victimes de travaux de rejointoiement des voûtes des ouvrages.



Enfermées, par erreur, dans leur abri par un bouchon de béton, elles vont lentement mourir de faim.



1. Avant les travaux, une vérification à l'aide d'une lampe puissante permet le repérage d'animaux installés dans les fissures peu profondes.



2. Certains disjoints sont très profonds et les chauves-souris peuvent être invisibles.



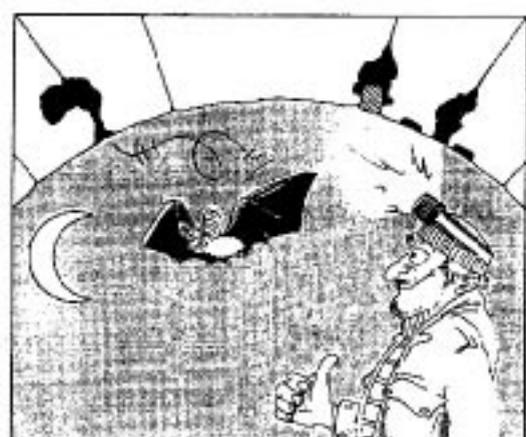
3. Les disjoints qui seront conservés pour les chauves-souris sont choisis, puis entourés d'un trait de peinture de couleur pour éviter leur obturation lors des travaux.



4. La condamnation par un matériau solide (carton fort, tasseaux) des disjoints non occupés évite l'installation future de chauves-souris jusqu'à la réfection des joints.



5. Pour être certains de ne pas enfermer des animaux invisibles, installés dans des cavités, il est nécessaire d'attendre l'envol des chauves-souris à la nuit.



6. On peut alors boucher l'orifice. Cette opération, qu'il est préférable de confier à des spécialistes des chiroptères, doit se dérouler par beau temps, de mai à septembre quand presque tous les animaux quittent le gîte pour chasser.



Didier BRAZILLIER
I.D.T.P.E. - D.D.E. du Cher
Chef du Service des
Grands Travaux
TÉL. 48 55 46 47

Daniel DUTEIL
I.T.P.E. - D.D.E. du Cher
Bureau d'Études
Ouvrages d'Art
TÉL. 48 55 46 58

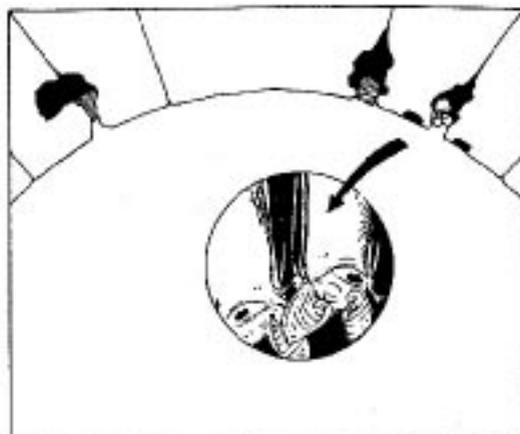
Francisque ANISENSEL
I.T.P.E. - D.D.E. du Cher
Cellule départementale
d'Ouvrages d'Art
TÉL. 48 55 46 99

Michelle LEMAIRE
Muséum d'Histoire
Naturelle de Bourges
TÉL. 48 65 37 34

Laurent ARTHUR
Muséum d'Histoire
Naturelle de Bourges
TÉL. 48 65 37 34

Dessins de
Christophe SOUCHET
Muséum d'Histoire
Naturelle de Bourges
TÉL. 48 65 37 34

7. Les chauves-souris sont maintenant cantonnées dans les zones de disjointements qui ne seront pas bouchées. Ces sites occupés sont marqués. Les travaux peuvent commencer.



8. Pendant le nettoyage du pont, une planchette en contreplaqué de 3 mm, maintenue par un tasseau, sera placée devant le gîte occupé.
- La planchette sera enlevée le soir pour permettre l'envol des animaux.
 - Sans cette protection, il faudra prendre soin de ne pas nettoyer les abords directs du trou au "Kärcher".



9. Les joints peuvent être refaits. Le bouchon posé initialement qui peut être enlevé lors de ces derniers travaux doit être solide pour ne pas disparaître pendant le nettoyage.



10. Le pont est remis à neuf. Quelques gîtes ont été conservés, ils assurent à long terme un abri sûr pour une colonie ou des individus isolés.



CONCLUSION

Ces différents aménagements ont déjà démontré leur réelle efficacité et leur faible coût d'installation. Ces gîtes doivent offrir de nouvelles zones colonisables par les chauves-souris mais le plus important reste de préserver en priorité les sites déjà occupés, principalement ceux utilisés pour la reproduction. C'est de ces noyaux de populations que pourra repartir une nouvelle colonisation vers les ponts nouvellement aménagés.

Pour tout renseignement, n'hésitez pas à contacter :

- La CDOA de la direction départementale de l'Équipement du Cher (48.55.46.19.)
- Le Muséum d'Histoire Naturelle de Bourges (48.65.37.34.) qui pourra vous mettre en contact avec le «Réseau Chiroptère». Un correspondant est désigné dans chaque région.

**D. BRAZILLIER, D. DUTEIL, F. ANISENSEL,
M. LEMAIRE, L. ARTHUR, C. SOUCHET** ■

Application des Eurocodes 1 et 2 au calcul des ponts types

Avant-Propos

L'Eurocode 1 Partie 3 «Charges sur les ponts dues au trafic» et l'Eurocode 2 Partie 2 «Ponts en béton» sont disponibles en version anglaise, depuis Septembre 1994 pour le premier texte et Septembre 1995 pour le second texte, en tant que normes provisoires. Complétées par les Parties 2.1 (Poids propre), 2.3 (Charges de neige) et 2.4 (Actions du vent) de l'Eurocode 1, ces normes fournissent pratiquement tous les éléments permettant de conduire les justifications d'ouvrages en béton armé ou précontraint dans le cadre de situations durables. Les actions en cours de construction et les règles de vérification structurale correspondantes ne sont pas encore définies, et la partie (2.5) de l'Eurocode 1 traitant des actions d'origine thermique est en cours d'élaboration.

Avant d'engager la rédaction des documents d'application nationale relatifs aux normes précédemment citées, il a paru utile de procéder à un certain nombre de tests permettant de bien identifier les problèmes techniques éventuels posés par leur mise en application. Les modèles de charges routières définis dans l'Eurocode 1 Partie 3 sont assez différents des modèles de l'actuel fascicule 61 Titre II du CPC, les combinaisons d'actions à considérer tant à l'état-limite ultime qu'à l'état-limite de service ne sont pas équivalentes à celles des règles BAEL ou BPEL, et l'Eurocode 2 Partie 2 formule certains concepts d'une façon originale, en particulier les concepts de ductilité et de sécurité vis-à-vis d'une rupture fragile. C'est pourquoi, il serait vain de se borner à comparer formellement des textes similaires uniquement par leur objet: seule une application complète d'un ensemble de normes complémentaires à des ouvrages réels peut donner une bonne idée de leur applicabilité.

Toutefois, il est clair que les charges routières de l'Eurocode 1 Partie 3 sont plus sévères que celles fournies par le fascicule 61 Titre II pour les ponts de portée moyenne et portant une chaussée à deux voies. Cette sévérité est prin-

cipalement due à l'intensité du modèle principal sur la voie la plus lourdement chargée dans le cas de tabliers à poutres. Mais il faut savoir que les systèmes A et B sont sous-dimensionnés pour les ponts situés sur les itinéraires parcourus par un fort trafic de poids lourds: les effets du système A (sans pondération) sur certains ouvrages du boulevard périphérique de Paris ont une période de retour d'un jour ! Et lorsque les travaux de l'Eurocode 1 Partie 3 ont débuté, une commission venait à peine d'être créée pour réviser le fascicule 61 Titre II.

L'article de MM. Le Khac et Sallami résume deux études particulières menées au SETRA, basées sur l'application des Eurocodes 1 et 2 à un pont-dalle et à un pont à nervures en béton précontraint. Le dimensionnement général des ponts-dalles ne devrait guère être modifié par rapport à la pratique actuelle si l'on prend la précaution d'adopter les distributions de température non linéaires dans les sections et si l'on adopte, pour la phase de construction, des règles de justification qui ne soient pas trop contraignantes. Par contre, la conception des tabliers à poutres (en particulier des bipoutres en ossature mixte) évoluera certainement pour atténuer les effets de l'excentrement des charges d'exploitation.

La conversion en normes définitives des principaux Eurocodes de projet va être engagée dans les mois prochains. Le SETRA se doit de se préparer et de préparer ses partenaires aux prochaines évolutions des codes de conception et de calcul des structures.

J.A. CALGARO ■

Jean-Armand
CALGARO

I.G.P.C. - SETRA - CTOA
Mission de la recherche et
de la réglementation
Tél. (1) 46.11.51.95.

■ Introduction

Dans la continuité de l'article de J.A.Calgaro dans le N°23, sous le titre "Les Eurocodes et la normalisation technique Européenne", où l'auteur expose entre autres les objectifs des Eurocodes, nous proposons quelques applications de calcul des ponts-routes selon les nouvelles normes européennes. En effet, le S.E.T.R.A. a entrepris une série d'applications de cette normalisation sur les ponts-routes. Ces études entrent dans le cadre de l'application des Eurocodes 1 et 2 dans leur version provisoire, dans le but d'en tester les règles avant une éventuelle mise en œuvre pour la construction d'ouvrages réels.

■ Objectifs des études

Les présentes études portent sur l'application, l'adaptation des calculs automatiques et l'influence des Eurocodes sur les ponts types. Deux types de ponts sont traités ; le premier est un pont dalle en béton précontraint (il s'agit d'un ouvrage situé sur la RN3 à la Réunion, déviation nord ouest de St-Pierre), le second est un pont à deux nervures également en béton précontraint. Dans les deux cas, la classe de chargement la plus élevée a été considérée (coefficients "a" de l'EC1.3 égaux à 1).

Dans la pratique des calculs de ponts dalles en béton précontraint par le SETRA, les sollicitations dues au gradient thermique ne sont pas prises en compte dans les combinaisons d'actions, par contre son effet est repris :

- par des aciers passifs longitudinaux, placés en fibre inférieure au niveau des appuis intermédiaires ;
- par des aciers passifs transversaux en fibre inférieure.

De ce fait, dans les calculs que nous menons, nous considérons les deux cas de combinaisons d'actions :

- le premier cas consiste à ne pas tenir compte des sollicitations dues au gradient thermique dans les combinaisons d'actions ;
- le deuxième cas consiste à appliquer rigoureusement les textes, et donc les sollicitations dues au gradient thermique sont prises en compte dans les combinaisons d'actions.

Cette distinction de prise en compte du gradient thermique nous donne une valeur quantitative de son effet, et implicitement une valeur comparative de l'effet des charges routières de l'Eurocode par rapport à celles du fascicule 61 Titre II français.

Dans ces études, nous nous basons sur la version provisoire d'Octobre 1995 de la partie 2 de l'Eurocode 2.

Presentation sommaire de l'EC1.3 ^[1]

Cette partie de l'Eurocode 1 définit les charges routières et les combinaisons d'actions applicables aux ponts-routes de portées inférieures à 200 m et de largeur inférieure à 42 m.

■ Découpage transversal de la chaussée

La chaussée est divisée en voies selon le tableau 1 :

Largeur de chaussée W (en m)	Nombre de voies (nv)	Largeur d'une voie (en m)	Largeur d'aire résiduelle (en m)
$W < 5,4$	1	3,0	$W - 3,0$
$5,4 \leq W < 6,0$	2	$W/2$	0
$W \geq 6,0$	$E(W/3)$	3,0	$W - 3 \cdot nv$

Tableau 1 : Découpage de la chaussée

■ Emplacement et numérotation des voies

Pour les besoins du calcul, il convient de localiser et de numérotter les voies conformément aux règles suivantes :

- L'emplacement d'une voie ne correspond pas forcément à sa numérotation ;
- La voie chargée qui produit l'effet le plus défavorable est désignée voie n° 1, la voie donnant le deuxième effet défavorable est désignée voie n° 2 et ainsi de suite ;
- Il y a lieu de choisir le nombre de voies chargées, leur emplacement sur la chaussée et leur numérotation de manière à ce que les effets des modèles de charges soient les plus défavorables.

■ Modèles de chargement

L'EC1.3 définit quatre modèles de chargement vertical. Le premier est destiné aux deux vérifications générales et locales, le deuxième est destiné uniquement à des vérifications locales et les deux derniers modèles ne sont employés que dans des cas particuliers (charge par une foule et véhicules spéciaux). Nous traitons en détail les modèles de chargement 1 et 2 utilisés dans la pratique courante lors d'un dimensionnement d'ouvrage. L'EC1.3 définit aussi les forces horizontales dues au freinage ou à l'accélération des véhicules ou dues à la courbure en plan de la voie portée ; mais ces efforts ne sont pas considérés dans les présentes études.

■ Modèle principal de chargement (modèle 1).

Ce modèle de chargement consiste en deux systèmes partiels:

- des charges concentrées à double essieu, désignées par TS ("Tandem System" en anglais);
- des charges uniformément réparties désignées par UDL ("Uniformly Distributed Load" en anglais).

Il y a lieu d'appliquer ces charges sur les parties défavorables de la surface d'influence longitudinalement et transversalement, selon le tableau 2:

Emplacement	TS	UDL
	kN	kN/m ²
voie n°1	2 x 300	9.0
voie n°2	2 x 200	2.5
voie n°3	2 x 100	2.5
autres voies	0	2.5
aires résiduelles	0	2.5

Tableau 2: Système principal de chargement

■ Modèle à essieu unique (modèle 2).

Ce modèle consiste en une charge d'essieu unique de 400kN, qu'il convient d'appliquer en un point quelconque de la chaussée. Cependant, le cas échéant, il est possible de ne prendre en compte qu'une roue de 200kN.

■ Groupes de charges

La simultanéité des systèmes de charges est prise en compte par l'intermédiaire de groupes de charges dont les principaux sont définis dans le tableau 3:

	Chaussée	Trottoir
groupe de chargement	Système principal	Charge répartie
gr1	valeurs caractéristiques	valeur réduite (2.5kN/m ²)
gr4	-	valeur caractéristique

Tableau 3: Groupes de charges

Il convient de considérer séparément chacun de ces groupes comme définissant une action caractéristique pour une combinaison avec des charges autres que celles du trafic.

1. équivalentes aux combinaisons rares du B.P.E.L.91
 2. Valeur moyenne de la résistance à la traction du béton.

■ Les actions thermiques

L'Eurocode 1 partie 2.5 ⁽³⁾ est en cours de rédaction. Ce texte prévoit actuellement la prise en compte d'un gradient thermique linéaire positif et d'un gradient thermique linéaire négatif selon le tableau 4:

Type de tablier	Gradient positif	Gradient négatif
Dalles rectangulaires	+15°	-8°
Tabliers à poutres	+15°	-8°

Tableau 4: Actions thermiques

■ Combinaisons d'actions

■ Etats-limites ultimes autres que ceux de fatigue.

Combinaisons fondamentales

$$\sum_{j=1}^n \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \left[\begin{matrix} 1,35gr1 \\ 1,5T_k + TS + 0,54UDL \end{matrix} \right]$$

■ Etats-limites de service.

Combinaisons non-fréquentes¹

$$\sum_{j=1}^n G_{kj} + P_k + \left[\begin{matrix} 0,8gr1 + 0,6T_k \\ 0,8T_k + 0,75TS + 0,4UDL \end{matrix} \right]$$

Combinaisons fréquentes

$$\sum_{j=1}^n G_{kj} + P_k + \left[\begin{matrix} 0,75TS + 0,4UDL + 0,5T_k \\ 0,6T_k \end{matrix} \right]$$

Combinaisons quasi-permanentes

$$\sum_{j=1}^n G_{kj} + P_k + 0,5T_k$$

Présentation sommaire de l'EC2.2 ⁽³⁾

■ Principes de justification des structures en flexion à l'E.L.S.

Comme pour le B.P.E.L.91, les calculs à l'E.L.S.de l'EC2 sont faits en considérant:

- soit une section non fissurée: dans ce cas le comportement des matériaux est élastique;
- soit une section fissurée lorsque la contrainte de traction sous combinaison appropriée, dépasse f_{ctm} .² Dans ce cas on néglige la résistance du béton à la traction.

■ Classification des critères de vérification.

En vue d'assurer la performance requise pour les ouvrages, cinq catégories de vérification sont proposées selon le tableau 5 :

Catégorie	Combinaisons d'actions pour la vérification de la		"Correspondance" BPEL/BAEL
	Décompression	Largeur de fissure	
A	non-fréquente	-	Classe I du BPEL
B	fréquente	non-fréquente	Classe II du BPEL
C	quasi-permanente	fréquente	Classe III du BPEL
D	-	fréquente	Béton très partiellement précontraint
E	-	quasi-permanente	Béton armé

Tableau 5: Classification des critères de vérification

En réalité, la correspondance **BPEL/BAEL** n'est pas rigoureuse car les règles ne sont pas identiques.

■ Limitations des contraintes.

Il convient de limiter la contrainte de compression du béton à la mise en tension à $0,6f_c(t)^1$, la contrainte de traction dans les armatures ordinaires à $0,8f_{yk}^2$ et la tension dans les câbles de précontrainte immédiatement après mise en tension à $0,75f_{pk}^2$ et compte tenu de toutes les pertes de précontrainte à $0,65f_{pk}$.

Pour les ouvrages à vérifier selon les catégories A, B et C, aucune contrainte de traction n'est admise dans le béton sous les combinaisons d'actions correspondantes dans toute la section.

■ Valeurs caractéristiques de la force de précontrainte.

Pour les calculs en service, les valeurs caractéristiques de la force de précontrainte sont définies par une fourchette de $\pm 10\%$ autour la valeur moyenne (pertes déduites).

■ Section minimale d'aciers.

Cette section minimale d'aciers passifs est destinée à reprendre une partie de la résultante des contraintes de traction développées dans le béton. Le pourcentage de ferrailage minimal est calculé, séparément pour les âmes

et pour les membrures, à partir de la relation suivante :

$$\rho_s + \xi_1 \rho_p = \frac{0,8K_c \cdot K \cdot f_{ctm}}{\sigma_s}$$

- A_{ct} : aire de la zone de béton tendu immédiatement avant fissuration de la section transversale ;
- ρ_s : rapport de l'aire d'aciers passifs à l'aire de la zone tendue de la partie considérée de la section : $\rho_s = A_s/A_{ct}$;
- ρ_p : rapport de l'aire d'aciers de précontrainte à moins de 30 cm de l'armature passive dans la zone tendue, à l'aire de la zone tendue de la partie considérée de la section : $\rho_p = A_p/A_{ct}$;
- σ_s : contrainte de l'acier du ferrailage minimal ;
- ξ_1 : coefficient ajusté d'adhérence tenant compte des différents diamètres des aciers de précontrainte et des aciers de béton armé ; il peut se calculer comme suit :

$$\xi_1 = \sqrt{\frac{\phi_s}{\xi \phi_p}}$$

- ϕ_s : le plus grand diamètre de l'armature passive ;
- ϕ_p : le diamètre équivalent de l'acier de précontrainte : $\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$
- ξ : coefficient d'adhérence de l'acier de précontrainte et de l'acier à haute adhérence pour béton armé. Pour les torons à 7 fils, mis en tension par post-tension, ce coefficient est égal à 0,5 ;
- K : coefficient tenant compte de l'effet de la formation de fissures secondaires provoquant une réduction des contraintes sous déformation imposée ;
- K_c : coefficient tenant compte de la nature de la distribution des contraintes dans la section immédiatement avant fissuration, ainsi que du bras de levier dans l'état fissuré.

■ Maîtrise de la fissuration.

Dans le cas où, sous la combinaison d'actions adéquate de calcul, les contraintes de traction dépassent la valeur f_{ctm} , la largeur des fissures est maîtrisée par la limitation des contraintes de traction et du diamètre des aciers ainsi que de l'espacement de ces derniers, conformément aux indications des tableaux 4.120 et 4.121 de l'EC2.2 [3].

1. résistance à la compression à t jours.

2. limite élastique conventionnelle des aciers passifs ($\epsilon = 2\%$).

3. résistance caractéristique à la traction de l'acier de précontrainte. ($\approx f_{prk}$ du BPEL.91)

■ **Principes de justification des structures à l'ELU.**

■ **ELU de flexion.**

Les justifications vis-à-vis des ELU de résistance reposent sur le même principe de calcul que celui adopté par le B.P.E.L.91. Trois diagrammes contraintes-déformations du béton sont proposés: parabole-rectangle, bilinéaire et rectangle simplifié. Les deux types d'aciers ont des diagrammes contraintes-déformations bilinéaires à écrouissage linéaire, mais pour les calculs de sections, on peut utiliser des diagrammes contraintes-déformations avec une branche de plasticité horizontale.

■ **Rupture fragile et hyper-résistance.**

Cette condition a pour but d'éviter toute rupture brutale à l'apparition de la première fissure. Dans le cas des ponts, on peut craindre une fragilisation de certaines sections par disparition locale de la précontrainte (par corrosion par exemple). Les zones exposées à ce risque sont celles faiblement sollicitées. Pour éviter ce risque, il faut prévoir une section d'armatures au moins égale à:

$$A_{s,min} = \frac{M_{s,ep}}{f_{yk} \cdot Z_s}$$

- $M_{s,ep}$ moment de fissuration calculé en tenant compte d'une contrainte de traction égale à $f_{ctk0,05}$ ¹ au droit des fibres extrêmes tendues de la section et en ne tenant compte d'aucune action de précontrainte;
- Z_s bras de levier de la section à l'état-limite ultime par rapport à l'armature.

Cette section d'armatures est à répartir dans les zones où la contrainte dans le béton est négative sous l'effet des combinaisons d'actions non-fréquentes et en négligeant l'effet isostatique de la précontrainte.

■ **Principes de vérification à l'effort tranchant**

La vérification à l'effort tranchant est faite uniquement à l'ELU. Elle est fondée sur les trois valeurs de calcul de l'effort tranchant résistant suivantes:

- V_{rd1} : Effort tranchant résistant de calcul de l'élément sans armatures d'effort tranchant;
- V_{rd2} : Effort tranchant de calcul maximal pouvant être supporté sans provoquer l'écrasement des bielles de béton armé;
- V_{rd3} : Effort tranchant de calcul pouvant être supporté par un élément avec armatures d'effort tranchant.

L'effort tranchant de calcul V_{rd} ne doit en aucun cas dépasser V_{rd3} ni V_{rd2} .

V_{rd1} est déterminé par la formule suivante:

$$V_{rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}] b_w \cdot d$$

- τ_{Rd} valeur de calcul de la résistance conventionnelle au cisaillement = $(0,25 f_{ctk0,05}) / \gamma_c$;
- ρ_1 rapport $A_{s1} / (b_w \cdot d)$ ne dépassant pas la valeur 0,02;
- A_{s1} aire de l'armature prolongée d'une longueur supérieure à $d + 1,6 \cdot l_{b,net}$ au-delà de la section considérée. $l_{b,net}$ est définie dans l'EC2.1;
- b_w largeur minimale de la section dans la hauteur utile et $d = 0,9h$ est la hauteur utile;
- σ_{cp} = N_{sd} / A_c ;
- N_{sd} effort normal dans la section, sous l'action des charges ou de la précontrainte.

Dans le cas où des armatures d'effort tranchant sont nécessaires, deux méthodes de détermination de la section d'acier sont proposées:

■ **La méthode standard.**

Dans ce cas, l'inclinaison des bielles de béton est prise égale à $\pi/4$.

$$V_{rd3} = V_{rd1} + V_{wd}$$

$$V_{rd2} = \frac{1}{2} V \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d(1 + \cot\alpha)$$

- V_{wd} contribution des armatures transversales:
- $V_{wd} = \frac{A_{tw}}{S} \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} (1 + \cot\alpha) \sin\alpha$
- α angle des armatures transversales avec la fibre moyenne
- A_{tw} section d'un cours d'armatures transversales
- S espacement des armatures.

■ **La méthode des bielles d'inclinaison variable.**

Dans ce cas, on optimise l'inclinaison des bielles. $22^\circ < \theta < 68^\circ$

$$V_{rd2} = \frac{V \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot Z(\cot\theta + \cot\alpha)}{(\cot\theta)^2 + 1}$$

$$V_{rd3} = \frac{A_{tw}}{S} \cdot Z \cdot f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$$

- θ angle des bielles de béton avec la fibre moyenne.

¹ valeur inférieure de la résistance caractéristique à la traction (fractile 5%).

APPLICATION AUX PONTS TYPES

1 - Pont dalle en béton précontraint

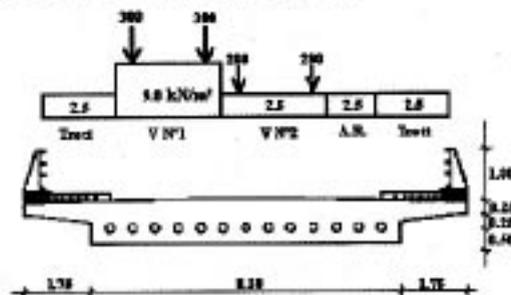
Le premier ouvrage type que nous étudions est un pont dalle en béton précontraint. Nous avons choisi ce type d'ouvrage car il représente l'ouvrage le plus construit actuellement.

■ Caractéristiques de l'ouvrage

Il s'agit d'un pont symétrique, composé de deux travées de 20 m de portée. La section transversale de l'ouvrage est classique pour ce type de pont. Il s'agit d'une section symétrique, portant une chaussée à deux voies de circulation, deux trottoirs de 1,5 m de part et d'autre de la chaussée, et deux barrières latérales de type BN4. Le biais géométrique est de 80 grades. Le béton est de classe C35/45, ($f_{ck} = 35$ Mpa) ; les câbles de précontrainte sont du type 12T15s ($f_{pk} = 1770$ Mpa) et les aciers sont du type S500 ($f_{yk} = 500$ Mpa).

■ Chargement appliqué

Compte tenu de la répartition du coefficient de Guyon-Massonet, le chargement causant l'effet le plus défavorable est donné en plaçant la voie n°1 contre le bord d'un trottoir.



■ Hypothèses de calcul

Pour les deux calculs d'ouvrage, nous adoptons les deux hypothèses suivantes:

- Les pertes de précontrainte calculées par le B.P.E.L.91 sont pratiquement les mêmes que celles calculées selon l'EC2. Les formules de calcul ne sont pas rigoureusement identiques, mais conduisent à des résultats très voisins. Les valeurs caractéristiques de la précontrainte sont celles données par l'EC2.1, soit $P_{min} = 0,9 \cdot (P_f \Delta P)$ et $P_{max} = 1,1 \cdot (P_f \Delta P)$.
- l'EC2 ne fait pas la distinction entre les caractéristiques brutes, nettes et homogénéisées de la section. De ce fait, les contraintes normales dans le béton sont déterminées dans tous les cas à partir des caractéristiques brutes de la section.

$$\sigma = \sigma_p + \sigma_Q$$

- σ contrainte normale totale.
- σ_p contrainte due à l'effet de la force de précontrainte (directement fournie par le PSIDPEL).
- σ_Q contrainte due au moment extérieur ($= M \cdot y / I$).

■ Vérification de l'ouvrage selon l'EC2 sans tenir compte du gradient thermique

Un premier calcul automatique de l'ouvrage, selon la classe II du B.P.E.L.91, conduit à 13 câbles de précontrainte 12T15s. Pour la vérification de l'ouvrage selon l'EC2, nous conservons le même nombre de câbles ainsi que le tracé du câble moyen et nous déterminons les aciers passifs nécessaires.

■ E.L.S.

Selon la classification de l'EC2.2, l'ouvrage est de catégorie C, puisque sous la combinaison d'actions quasi-permanentes, aucune traction n'est apparue en fibres extrêmes, alors que sous combinaison fréquente, des tractions apparaissent sur appuis en fibres extrêmes.

■ E.L.U.

Les moments fléchissants résistants à l'E.L.U. sont supérieurs aux moments ultimes. Il reste à vérifier la condition de rupture fragile et d'hyper-résistance et à déterminer les aciers passifs.

■ Section d'aciers passifs.

Le tableau 6 résume les différentes sections d'acier nécessaires à la structure en flexion.

	Critère de vérification	Fibre inférieure	Fibre supérieure
E.L.S.	Maîtrise de la fissuration	$\phi = 16$ mm , $\sigma_s = 226$ MPa	$\phi = 16$ mm , $\sigma_s = 226$ MPa
	Taux de travail maximal	1,43 cm ³ /ml	2,67 cm ³ /ml
	Acier minimal de traction	néant ¹	néant
E.L.U.	Rupture fragile	8,89 cm ³ /ml	7,40 cm ³ /ml
Construction	Aciers de construction	néant	13,5 cm ³ /ml

Tableau 6 : Section d'aciers passifs selon l'EC2.2

1. Seules les armatures de précontrainte suffisent

Figure 1 :
Chargement appliqué selon l'EC1.3

■ Dimensionnement de l'ouvrage selon l'EC2 sans tenir compte du gradient thermique

Nous choisissons la catégorie B de l'EC2.2 qui est la plus proche de la classe II du B.P.E.L.91. Le nombre de câbles de précontrainte nécessaires pour satisfaire le critère de non-décompression sous combinaison fréquente est égal à 14.

Le tableau 7 compare les quantités résultant de l'application des Eurocodes et des règles B.P.E.L.91.

		Eurocode catégorie B	B.P.E.L.91 classe II
E.L.S.	Précontrainte	14 câbles 12T15s	13 câbles 12T15s
	Aciers de flexion	0.9 cm ² /ml	4.9 cm ² /ml
E.L.U.	Aciers de flexion	8.9 cm ² /ml	4.9 cm ² /ml
	Armatures d'effort tranchant	4.93 cm ² /ml.ml	2.2 cm ² /ml.ml
Construction	Aciers de flexion	13.5 cm ² /ml	
	Armatures d'effort tranchant	7.3 cm ² /ml.ml	

Tableau 7: Comparaison des aciers entre l'EC2 et le BPEL/BAEL

■ Prise en compte du gradient thermique.

Le deuxième calcul que nous avons effectué sur le même pont prend en compte l'effet du gradient thermique sur la structure. En tenant compte du gradient thermique linéaire de 12° (B.P.E.L.91), le calcul automatique selon la classe II donne un nombre de câbles de précontrainte égal à 15. Un dimensionnement selon la catégorie B de l'EC2.2, en tenant compte du gradient thermique linéaire de l'Eurocode (+15° et -8°), donne 18 câbles.

2 - Pont à deux nervures

Le deuxième ouvrage type est un pont à deux nervures. Le pont est constitué de trois travées symétriques, de portées 25, 40 et 25 m. La section transversale, de 16 m de largeur, comporte trois voies de 3.5 m, une B.A.U. de 2 m et deux trottoirs de 1.0 m (cf figure 2).

Le béton est de classe C35/45 ($f_{ck} = 35$ MPa), l'acier passif est du type S500 ($f_{yk} = 500$ MPa)

et les câbles de précontrainte sont des 19T15s ($f_{pk} = 1770$ Mpa).

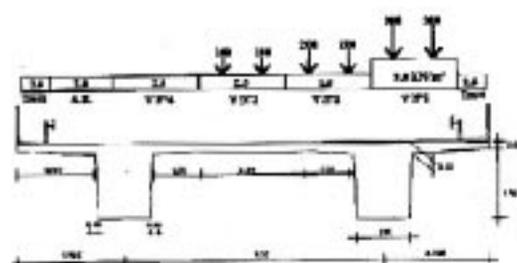


Figure 2: Chargement appliqué selon l'EC1.3

Compte tenu de la répartition transversale du coefficient d'excentrement des charges, le chargement causant l'effet le plus défavorable est obtenu en plaçant la voie n°1 contre le bord d'un trottoir.

■ Vérification des contraintes dans le béton.

Un calcul automatique de l'ouvrage selon la classe II du B.P.E.L.91, sans tenir compte du gradient thermique (12°), donne 14 câbles de précontrainte 19T15s. Avec ce nombre de câbles et en gardant le même tracé, la vérification des contraintes normales dans le béton conduit à classer le pont en catégorie D de l'EC2.2. En effet, même sous la combinaison quasi-permanente, des contraintes de traction apparaissent en fibres extrêmes.

Un deuxième calcul du même pont est effectué selon la même classe de vérification, mais cette fois en tenant compte du gradient thermique du B.P.E.L.91 (12°) ; il donne 14 câbles de précontrainte 19T15s.

La force de précontrainte selon le B.P.E.L.91 est déterminée par la condition de non traction du béton dans la zone d'enrobage sous combinaison fréquente. Le nombre de câbles de précontrainte, en tenant compte du gradient thermique, ne change pas par rapport au cas où on ne tient pas compte du même effet, car les moments fléchissants déterminant la force de précontrainte ne change pas d'un cas à l'autre. La force minimale de précontrainte est déterminée par la formule suivante ⁹⁰.

$$P \approx \frac{M_{Max}^{travee2} - 0,5 \times (M_{min}^{appui2} + M_{min}^{appui3})}{(v' + c - d') + (v + c' - d)}$$

En effet, sous combinaison fréquente du B.P.E.L.91, les charges routières ne sont pas cumulées avec l'effet du gradient thermique. Le moment minimal sur appui et le moment maximal en travée restent inchangés dans les deux cas.

$$\sum_{j=1}^n G_{ij} + P_k + \begin{cases} \Psi Q_k \\ 0,5 T_k \end{cases}$$

■ Dimensionnement de la précontrainte selon l'EC2

Lors du dimensionnement du premier ouvrage (pont dalle), nous avons facilement dimensionné la force de précontrainte nécessaire. Nous avons juste eu besoin d'augmenter la force et de modifier les excentricités, en travée et sur appui, du câble moyen. Dans le cas présent, nous avons déterminé la précontrainte (force et tracé) par la méthode du câble concordant (méthode utilisée par le programme MCP.EL). La catégorie de vérification selon l'Eurocode est la catégorie B, pour les mêmes raisons que précédemment.

■ Avec prise en compte du gradient thermique de l'Eurocode.

On détermine l'enveloppe du moment fléchissant sous la combinaison fréquente. On utilise la méthode de détermination du câble concordant pour déterminer la précontrainte. Le nombre de câbles de précontrainte 19T15s nécessaires est égal à 24. L'augmentation de la force de précontrainte par rapport aux conditions du B.P.E.L.91, classe II, est de 70% (composée de 30% résultant de l'effet des charges et de 40% de l'effet du gradient thermique).

CONCLUSIONS ET SUITES DES ÉTUDES

Les conclusions de ces études sont les suivantes:

- Les aciers passifs longitudinaux et transversaux sont souvent déterminés par les dispositions constructives de l'EC2.1. Les sections d'armatures issues de ces dispositions constructives sont largement supérieures à celles déterminées par le calcul aux états-limites. La condition de rupture fragile et d'hyper-résistance est celle qui détermine la section calculée d'aciers passifs.
- Dans la version actuelle de l'EC2.2, on risque de ne pas avoir, dans quelques sections, une section minimale d'aciers passifs à l'état-limite de service¹.
- La force de précontrainte déterminée selon la catégorie B de l'EC2.2 est supérieure à celle déterminée selon le B.P.E.L.91 en classe II. Cette augmentation est due à la fois au modèle de charges de l'Eurocode 1 et à la définition de la combinaison fréquente d'actions selon les deux règlements. En effet, le coefficient partiel de combinaison aux E.L.S. ψ_2 est égal à 0.5 selon l'EC1.3, alors qu'il est égal à 0

■ Sans prise en compte du gradient thermique de l'Eurocode.

On néglige dans ce cas l'effet du gradient thermique de l'Eurocode sur la structure. Par la même méthode, on détermine la force de précontrainte nécessaire pour que l'ouvrage soit vérifié selon la catégorie B de l'EC2.2. Le nombre de câbles 19T15s nécessaires est alors 18, ce qui représente une augmentation de 30% par rapport aux exigences du B.P.E.L.91.

■ Synthèse des résultats des calculs

		EC2.2 catégorie B	B.P.E.L.91 classe II
Pont dalle	Sans VT	14 câbles 12T15s	13 câbles 12T15s
	Avec VT	18 câbles 12T15s	15 câbles 12T15s
Pont à nervures	Sans VT	18 câbles 19T15s	14 câbles 19T15s
	Avec VT	24 câbles 19T15s	14 câbles 19T15s

Tableau 8: Comparaison de la force de précontrainte entre EC2 et B.P.E.L.91

selon le B.P.E.L.91. D'où une différence appréciable des effets sur la structure sous la combinaison fréquente, expliquant l'augmentation de 40% de la force de précontrainte dans le cas du pont à 2 nervures.

- Il est vrai qu'au vu de ces deux calculs d'ouvrage, le modèle principal de l'Eurocode est plus défavorable que celui du fascicule 61 Titre II, du fait de l'intensité des charges sur la voie n° 1, en particulier dans le cas des ponts à poutres.

Les deux premiers modèles de chargement de l'EC1.3, sont obtenus par une **calibration mathématique optimisée**⁽⁵⁾ en fonction de plusieurs trafics types européens.

L'effort du S.E.T.R.A. dans l'application des Eurocodes au stade des ENV continue. Après le pont de Gennevilliers, le pont de Vierzon et la déviation de St-Pierre, nous étudions actuellement le pont sur le Rhin d'Althenheim-Eschau qui bientôt apportera d'autres résultats et sans doute beaucoup d'ambitions à la découverte des Eurocodes.

V. LE KHAC M. SALLAMI ■

1. Dans la version de juillet 95 de l'EC2.2, une section minimale d'acier surfacique (3,35 cm²/ml) était nécessaire à l'E.L.S.

■ **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] Eurocode 1 version française (traduction): Bases de calcul et actions sur les structures
Partie 3: Charges sur les ponts dues au trafic. Comité Européen de Normalisation. Réf ENV 1991-3: 1994.
- [2] Eurocode 1 version provisoire: Basis of design and actions on structures
Partie 2.5: Thermal actions. Comité Européen de Normalisation. Réf ENV 1991-2-5: 1996.
- [3] Eurocode 2 version originale: Design of concrete structures
Partie 2: concrete bridges. Comité Européen de Normalisation. Réf ENV 1992-2: 1995.
- [4] Notes de béton précontraint. Cours de béton précontraint à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
R. Chaussin, 1987.
- [5] Calibration des modèles de charges routières.
Document préparé par Michel PRAT.
SETRA-CTOA. Novembre 1994.
- Eurocodes 2 partie 1, version DAN français.
Calcul des structures en béton; règles générales et règles pour les bâtiments.
Association Française de Normalisation. Réf ENV 1992-1-1: 1992.
- Ponts-dalles, guide de conception. Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art. Réf F8926 Juillet 1989.
- Pont-dalles précontraint d'inertie constante. Programme de calcul PSIDPEL, notice d'utilisation du programme. Note de calcul, guide d'utilisation. Version mise à jour conformément au BAEL91 et BPEL91. SETRA - CTOA Décembre 1992.
- Pont-dalles précontraint d'inertie variable, ponts dalles à nervures ou élégs. Programme de calcul MCPPEL, notice d'utilisation du programme. Note de calcul commentée. Version mise à jour conformément au BAEL91 et BPEL91. SETRA-CTOA. Décembre 1992.

Vu LE KHAC

Ingenieur - SETRA - CTOA

Division de

la Méthodologie et

des Logiciels

Tél. (1) 46.11.3245

Mahmoud

SALLAMI

Ingenieur stagiaire

SETRA - CTOA

Division de

la Méthodologie et

des Logiciels

Problèmes de déformation de torsion des bipoutres mixtes biais

Introduction

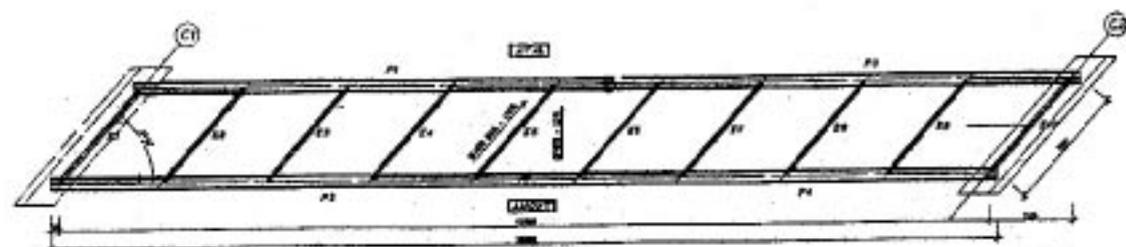
L'objet du présent article est de mettre en évidence les problèmes spécifiques de déformation de torsion en phase de construction des ouvrages de type bipoutres mixtes biais. Il expose les principaux résultats d'une expertise conduite suite à des anomalies constatées sur un ouvrage récemment construit (achèvement des travaux fin 1995), et essaye d'en tirer des

enseignements pour tous les ouvrages dont le biais est important.

Description de l'ouvrage

L'ouvrage est un bipoutre mixte isostatique de 57 m de portée, biais à 55 degrés. Les poutres en P.R.S. sont de hauteur constante égale à 2,25 m. Elles sont reliées en section courante par des entretoises biaisées en IPE 600, tous les 6,40 m.

Vue en plan de l'ossature métallique



Sur culée, des pièces de pont biaisées en P.R.S. de 1,20 m de hauteur, permettent de loger les zones de vérinage de l'ouvrage. L'entraxe transversal des poutres est égal à 6 m pour une largeur totale de dalle de 11,50 m. (voir figure page suivante)

Mode de construction de l'ouvrage

Mise en place de l'ossature métallique

Les poutres sont assemblées en deux tronçons longitudinaux à l'aide d'une palée provisoire située à mi-portée de l'ouvrage. Après pose du premier tronçon de chacune des deux poutres, l'entretoisement biais est soudé à l'avancement depuis la culée C1 située en rive gauche. Les poutres principales du deuxième tronçon sont ensuite mises en oeuvre et assemblées au premier tronçon. L'entretoisement du deuxième tronçon est alors réalisé toujours à l'avancement dans le même sens pour se terminer par l'assemblage de la pièce de pont de la culée C2.

Bétonnage de la dalle du tablier

La dalle est réalisée à l'aide d'un équipage mobile en cinq plots droits, complétés par les

deux tronçons trapézoïdaux d'about. L'équipage, d'un poids total de 22 t repose sur six appuis ponctuels (trois par poutre), répartis sur l'extrados des membrures supérieures des poutres principales. Ces appuis sont disposés transversalement dans l'axe des âmes des poutres.

Le phasage de bétonnage est le suivant :

- bétonnage des cinq plots droits à l'avancement depuis la culée C1 vers la culée C2.
- réalisation du plot d'extrémité de la culée C2.
- achèvement par le plot d'about de la culée C1.

Aucun contreventement n'est mis en oeuvre en phase provisoire.

Les calculs d'exécution de l'ouvrage ont été effectués sans prendre en compte le biais, pour la vérification de l'ouvrage en phase de construction de la dalle.

Anomalie constatée

Lors de la visite de réception de l'ouvrage, une anomalie est constatée sur les appareils d'appuis en caoutchouc fretté. Ces appareils d'appuis, surdimensionnés pour assurer leur résistance au séisme, ne pouvaient pas sur toute leur surface, les pourcentages de surfaces décollées atteignant près de 30%.

Les craintes initiales, que l'on pensait, en première approche, liées au bétonnage à l'avancement en plots droits sur cet ouvrage biais, concernaient l'état de contraintes emprisonnées dans l'ossature métallique, principalement au niveau des soudures.

Un modèle spatial de l'ossature, permettant de reproduire les différentes phases de bétonnage de la dalle a été élaboré à l'aide du programme ST1.

Les hypothèses de bases permettant d'élaborer ce modèle ont été les suivantes :

- tous les profilés métalliques (longitudinaux et transversaux) sont modélisés de façon à prendre en compte les raideurs en flexion dans les deux directions, mais également les raideurs en torsion, en incluant les phénomènes de torsion gênée apportés par les flexions différentielles des membrures des profilés.
- la discrétisation permet de reproduire le phasage de bétonnage, afin d'obtenir les contraintes dans les entretoises au niveau des assemblages raidisseurs verticaux/entretoises, ainsi que les contraintes dans tous les raidisseurs verticaux des poutres.
- le modèle permet de calculer les contraintes dans tous les profilés, en incluant la part de contrainte normale liée à la torsion gênée.

Première approche : Reproduction du phasage de bétonnage - calculs au premier ordre

Les premiers calculs, conduits au premier ordre, ont fourni les résultats suivants :

- en fin de bétonnage de la dalle, les poutres sont vrillées en torsion et l'allure de la déformée est comparable au relevé géométrique. Par contre, les valeurs obtenues par le calcul (différence de déplacement en plan transversal entre la semelle supérieure et la semelle inférieure des poutres aux abouts), de l'ordre de 22 mm, restent bien inférieures aux valeurs réelles (47 mm sur la culée C2 et 25 mm sur la culée C1).
- le calcul permet de retrouver la déformation en plan globale de la structure vers l'amont. Ce phénomène est lié à la cinématique de construction de la dalle. Le déversement initial des poutres vers l'amont lors de la réalisation des premiers plots en rive gauche est atténué par la suite lors du bétonnage des

parties situées en rive droite. Par contre, les semelles supérieures des poutres "partent" plus vers l'amont mais elles ne peuvent pas revenir à leur position initiale, la dalle étant participante dans les phases de retour

- le calcul ne permet pas de retrouver le bombement des âmes. Les montants d'entretoises restent quasiment rectilignes.

Soucieux d'appréhender au mieux les divers facteurs qui ont pu influencer le résultat final, toute une série d'hypothèses a été testée afin d'essayer d'obtenir une déformée proche de la réalité :

- calcul avec un module instantané ou différé du béton de la dalle dans les parties ayant fait prise à chaque phase,
- articulation ou encastrement transversal de la dalle sur les poutres principales,
- doublement du poids de l'équipage de bétonnage.

Tous ces résultats n'ont quasiment pas d'influence sur le résultat final de la déformée aux abouts ($\Delta u = 22$ mm).

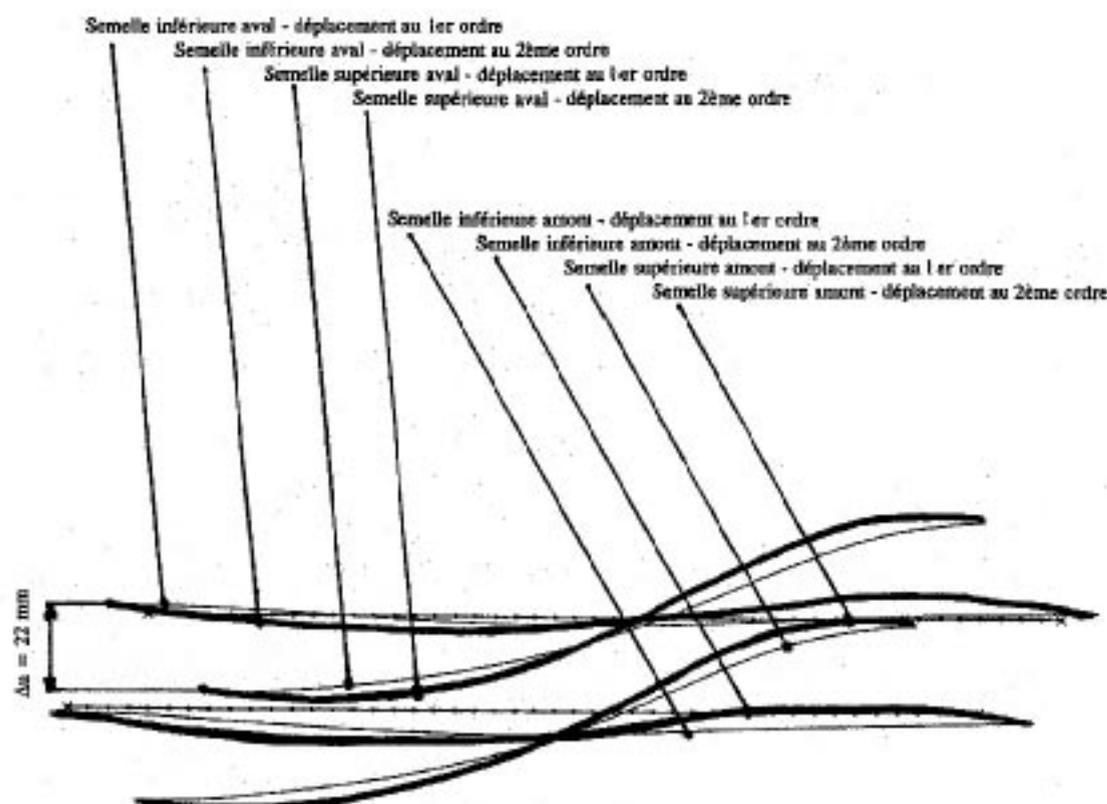
Deuxième approche - Reproduction du phasage de bétonnage - calculs au second ordre

Suite aux résultats des premiers calculs, nous avons pensé que les phénomènes du second ordre de déversement des poutres (poussée au vide dans les membrures supérieures) avaient pu jouer un rôle important dans la déformée en torsion finale des poutres.

Tous les calculs ont été repris en intégrant les effets du second ordre dans chaque phase de la construction.

Le calcul est un peu délicat, sachant qu'à chaque phase de la construction, le schéma statique de la structure change, et qu'il convient de prendre en compte l'interaction entre les déplacements engendrés par les chargements de la phase considérée, et les efforts internes liés à l'ensemble des chargements appliqués, y compris ceux appliqués dans les phases antérieures à la phase considérée, donc dans des schémas statiques différents.

Ces calculs ont été conduits en arrêtant les itérations à chaque phase, lorsque l'incrément de déplacement lié aux effets du second ordre était en tout point inférieur au millimètre (pour des déplacements au premier ordre d'environ 100 mm).



Déformée en plan des semelles des poutres principales en fin de bétonnage de la dalle. Calculs au premier et deuxième ordre à l'aide du programme STL.

Ce calcul a fourni les résultats suivants :

- à chaque phase de la construction, la convergence est relativement rapide (maximum 3 à 4 pas d'itération),
- on constate en section courante de l'ossature une augmentation des déplacements en plan des membrures de l'ordre de 7 à 8 %,
- par contre, la déformation finale de torsion sur les culées est pratiquement inchangée (22 mm).

A ce stade d'investigation, et compte tenu des résultats obtenus, il apparaît clairement les résultats suivants :

- la déformation en torsion des poutres aux abouts est liée d'une part à la rotation de la pièce de pont d'about autour de l'axe d'appui biais, d'autre part à la déformabilité éventuelle de cette pièce de pont dans son plan.

Cette dernière étant très rigide, sa déformabilité est négligeable.

La rotation de torsion des poutres sur culée est ainsi directement proportionnelle à la rotation en flexion principale des poutres, qui entraîne une rotation des montants d'appui autour de l'axe d'appui sur culée.

- la raideur de l'entretoise d'about vis-à-vis des moments d'axe vertical étant également grande, la rotation des montants d'appui de chacune des poutres est identique. On obtient

ainsi un basculement global de la pièce de pont d'about autour de l'axe d'appui. Ce phénomène atténue les effets de torsions différentielles entre les poutres qu'aurait pu produire le bétonnage en plot droit.

Compte tenu du comportement de la structure, il est clair que le bétonnage en plots biais, ou le bétonnage en une seule phase (sans étaieage), aurait conduit au même résultat vis-à-vis de la rotation en torsion aux abouts ($\Delta u = 22 \text{ mm}$).

Troisième approche - Influence du cas de charge de déformation imposée

Dans cette approche, on a reproduit le phasage global de construction, en bloquant transversalement tous les noeuds de l'ossature métallique. A l'état final obtenu, on ajoute un cas de charge de déplacement transversal de tous les noeuds bloqués, les déplacements imposés correspondant à la différence entre la géométrie théorique de l'ouvrage et la géométrie issue du relevé du géomètre.

Pour prendre en compte des dispersions éventuelles sur les mesures, le calcul est conduit soit avec les valeurs directement issues du relevé géométrique, soit avec des valeurs de

déplacements correspondant à un lissage des mesures.

Dans tous les cas, les résultats de ce calcul sont complètement aberrants. On obtient des efforts très importants dans l'ensemble de l'ossature, avec notamment des efforts normaux dans les entretoises très importants, des flexions très fortes des raidisseurs d'entretoisement, et des valeurs de contrainte qui dépassent couramment les 1000 MPa.

Ces résultats nous amènent à penser que les déformations transversales des poutres, et notamment la courbure des âmes sont plus liées à des déformations de retrait de soudure qu'à des déformations postérieures liées au bétonnage de la dalle.

Quatrième approche - Influence d'éventuels phénomènes de plastification en cours de construction

La seule explication qui restait à ce stade d'étude, pour essayer d'expliquer la différence entre les déformations mesurées et celles calculées, était une plastification éventuelle de l'ossature lors de phases de bétonnage ; cette plastification aurait pu être produite à l'origine par l'encastrement partiel en torsion de la membrure inférieure des poutres principales sur culées, l'ouvrage en cours de bétonnage étant en appui sur des cales métalliques rigides.

Le calcul du processus de construction a alors été reconduit, en excentrant les appuis sur culée, par rapport à la fibre neutre des montants, de la valeur de la demi largeur des plaques d'appui (et ceci dans toutes les phases).

A chaque phase de la construction, les contraintes dans tous les profilés (calculées en prenant en compte les phénomènes de torsion gênée) ont été testées, et comparées à la limite élastique.

Ce calcul ne révèle aucune plastification ; les contraintes dans tous les profilés transversaux restent toujours inférieures en tout point à 200 MPa.

Conclusion de l'approche par le calcul

L'ensemble des calculs amène aux conclusions suivantes :

— *L'effet de bombement des âmes vers l'extérieur de l'ouvrage est lié pour l'essentiel au retrait des soudures des raidisseurs longitudinaux. Ces défauts de planéité sont de l'ordre de 5 à 10 mm. Ces valeurs de déformation sont tout à fait dans l'ordre de grandeur de ce que l'on constate pour ce type de phénomène. Elles restent d'ailleurs dans les tolérances de la norme P22-810 :*

$$F_a < \frac{h_{\text{âme}}}{200} = 10 \text{ mm}$$

De plus, si l'on observe les panneaux d'about de l'extérieur de l'ouvrage, les jeux d'ombre liés à la déformation de l'âme permettent de repérer la position des raidisseurs longitudinaux.

- *L'incurvation globale de l'ouvrage vers l'amont se retrouve par le calcul. Elle est liée à la cinématique de construction, comme explicité précédemment. Elle aurait pu être évitée en adoptant un phasage de bétonnage plus classique et symétrique, commençant par le milieu de l'ouvrage.*
- *les déplacements transversaux des semelles mesurés sur la culée rive droite de 47 et 40 mm s'expliqueraient par un défaut initial de verticalité des montants de 25 mm.*

Les soudures des pièces transversales sur chantier ayant été réalisées à l'avancement depuis la culée rive gauche vers la culée rive droite, le cumul des tolérances dimensionnelles des pièces transversales peut tout à fait expliquer un vrillage des poutres de 25 mm côté rive droite, sans que ce problème ait engendré d'efforts significatifs dans les poutres.

Ce défaut n'aurait pas été mis en évidence lors de la réception de l'ossature métallique, parce qu'il n'est pas perceptible a priori, si on n'est pas au courant du phénomène.

En l'absence de doute, la mesure de la verticalité n'est en général pas effectuée. Les contrôles (qu'ils soient faits au titre du contrôle interne par l'entreprise, ou au titre du contrôle extérieur par le maître d'oeuvre) portent principalement sur la réception des soudures, et sur la réception de la géométrie en vertical (respect de la contreflèche).

- *Pour ce qui est du problème de la non conformité géométrique en fin de construction, les calculs montrent qu'en l'absence de tout défaut de verticalité des poutres à la fin de la réalisation de l'ossature métallique, le bétonnage de la dalle entraîne obligatoirement une rotation en torsion aux abouts et un*

défaut de verticalité de 22 mm qui est hors tolérances par rapport aux prescriptions de la norme P 22-810 :

$$VA < \frac{h_{poutre}}{200} = 11 \text{ mm}$$

La seule façon d'éviter ce problème aurait été de compenser cette déformation au préalable tout comme l'on compense la flèche verticale des poutres lors du bétonnage de la dalle.

Il est clair qu'une compensation en vrillage des poutres est une disposition qui n'est jamais réalisée à l'usage.

Par contre, certaines dispositions ont parfois été adoptées par des constructeurs :

■ a) vrillage des poutres sur chantier après leur réalisation.

Vu leur grande souplesse en torsion, cette disposition n'est pas forcément mauvaise, sous réserve de vérifier que le vrillage n'entraîne pas d'efforts importants, ce qui en général doit être le cas.

Cette disposition nécessite par contre un usage spécial des pièces transversales qui doivent être adaptées dans leur géométrie à la compensation en torsion des poutres (le vrillage peut alors être réalisé par simple placage des assemblages transversaux).

■ b) articulation de l'entretoisement d'about en phase de construction de la dalle.

Cette solution nécessite des dispositions spéciales en phase provisoire, permettant la libre rotation en flexion principale des poutres.

On constate par le calcul, qu'avec un tel schéma, les poutres ne tournent effectivement plus en torsion aux abouts.

Enseignements à tirer de cette affaire

■ Eviter des biais importants

La première conclusion que l'on peut tirer de cette étude est bien sûr d'éviter dans la mesure du possible de concevoir des bipoutres mixtes avec des biais importants (cette remarque est d'ailleurs valable pour tous les types de structure).

Ce constat qui relève plus du bon sens que d'un résultat de calcul, est également confirmé par une approche financière :

Le léger surcoût engendré par une sur longueur de structure est souvent compensé par

les simplifications d'exécution liées à la suppression d'assemblages complexes, et à une simplification des études.

Dans le cas de notre ouvrage, le surcoût qui aurait résulté d'un allongement de la structure a largement été dépassé par toutes les sujétions d'investigations qu'il a fallu conduire pour permettre la réception de l'ouvrage ; cette constatation étant valable autant pour le maître d'ouvrage que pour l'entreprise.

■ Quelques indications permettant d'avoir une idée si le biais prévu risque de poser des problèmes de rotation de torsion

Les investigations conduites sur notre ouvrage permettent de réaliser une approche simplifiée très rustique, mais qui fournit une idée des problèmes de torsion que peut causer le biais d'un ouvrage quelconque.

Si θ_y est la rotation en flexion principale sur appui des poutres lors des diverses phases de la construction, la rotation en torsion θ_x dans le cas d'un ouvrage de biais α est :

$$\theta_x = \theta_y \times \cot(\alpha) \quad [1]$$

Dans le cas d'un ouvrage isostatique de portée l , le bétonnage de la dalle, que l'on suppose se traduire par une charge uniforme sur l'ossature, entraîne une flèche maximale en milieu de travée et une rotation sur appui que l'on note respectivement f et θ_y .

Dans le cas d'un ouvrage d'inertie constante, on a la relation :

$$\theta_y = \frac{16}{3} \times \frac{f}{l}$$

Ce calcul très rustique permet de prévoir une rotation en torsion aux extrémités de :

$$\theta_x = \cot(\alpha) \frac{16}{3} \times \frac{f}{l} \quad [2]$$

Dans le cas de l'ouvrage que nous avons étudié, la flèche engendrée par le bétonnage de la dalle est d'environ 200 mm, soit un rapport

$$\frac{f}{l} = \frac{0,2}{37} = \frac{1}{283} = 3,5 \times 10^{-3}$$

Le biais de l'ouvrage de 55 grades entraîne alors une rotation de torsion

$$\theta_x = \cot(55) \frac{16}{3} \times 3,5 \times 10^{-3} = 9,65 \times 10^{-3}$$

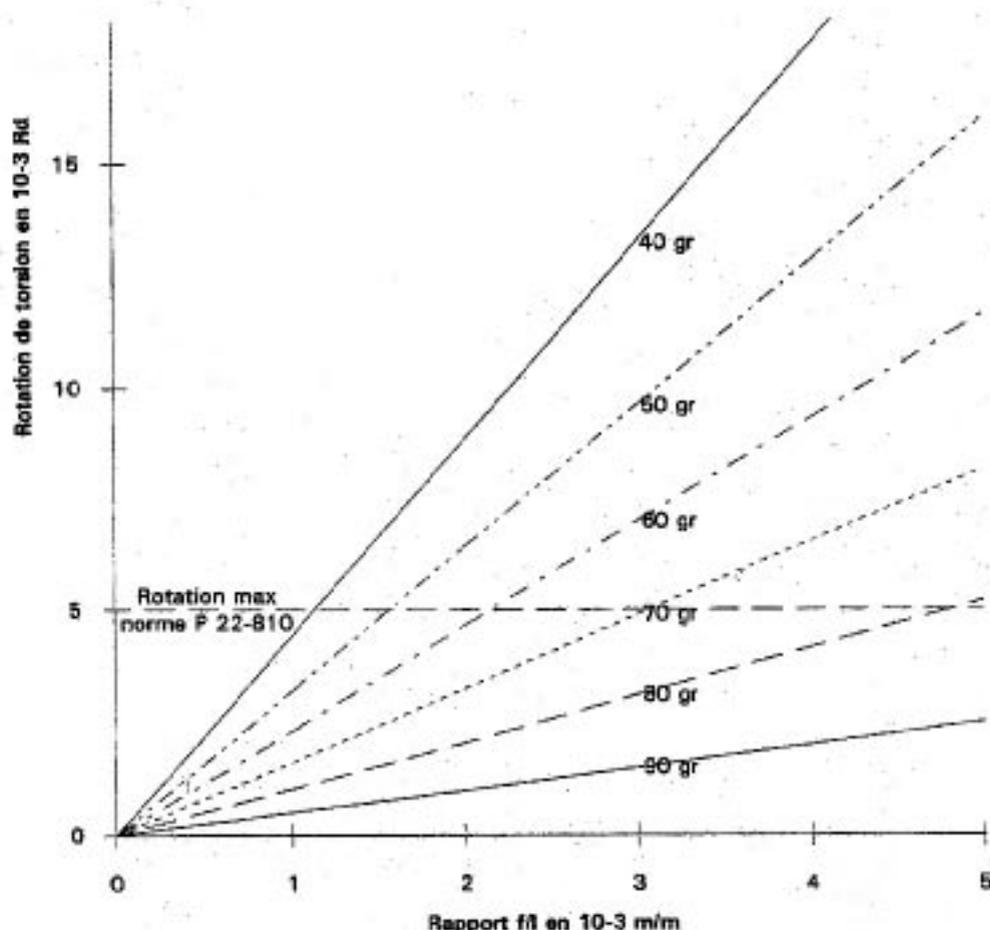
Sur la hauteur de la poutre de 2.25 m, cette rotation se traduit par une différence de déplacement horizontal transversal des nervures de :

$$\Delta_w = 2.25 \times 9,65 \times 10^{-3} = 22 \text{ mm}$$

On retrouve ainsi la valeur que notre calcul très sophistiqué nous avait fournie.

Si on utilise la relation [2] pour dresser une abaque, on s'aperçoit que la présence d'un biais dans un bipoutre isostatique risque d'engendrer des problèmes de déformations de torsion hors tolérances dès que la valeur du biais est inférieure à 70 grades.

Rotation de torsion d'un bipoutre mixte isostatique en fonction de la contreflèche de l'ossature, et de la valeur du biais



Cette approche mériterait d'être approfondie, notamment par l'examen de l'influence d'un contreventement en phase provisoire, mais elle donne toutefois une indication sur la nécessité de revoir un projet, ou d'approfondir les calculs dans le cas d'une structure sensible.

Dans le cas d'un ouvrage continu, la relation [1] permet, suite à un premier calcul plan par exemple, d'avoir une idée sur la nécessité d'approfondir la démarche de conception.

■ **Dispositions minimales si on ne peut pas éviter un biais important**

Si l'on ne peut pas éviter un biais important (en fait cela devrait toujours être possible) :

- Il est évidemment indispensable de prendre en compte le biais pour le calcul de l'ouvrage en service, mais également au cours des phases de construction de l'ouvrage ; que ce soit au niveau du projet, comme au niveau des études d'exécution.
- Si les calculs mettent en évidence des déformations de torsion inadmissibles par rapport aux tolérances de la norme P 22-810, deux attitudes sont envisageables :

■ **Première solution :**

On prévoit une compensation en village des poutres, ou un système d'articulation en phase provisoire des pièces de pont d'about sur les culées, comme explicité précédemment ;

■ Deuxième solution :

On admet d'être hors tolérances en fin de construction de la structure. Cette solution, jamais très souhaitable sur le plan du principe et de l'esthétique, ne peut être adoptée qu'aux conditions suivantes :

- *Vérifier que la non verticalité des âmes à la fin de la construction ne nuit pas au bon fonctionnement de la structure en service (prise en compte des effets du second ordre dans le calcul de l'ouvrage en service), Prévoir un usinage correct des platines d'appui, intégrant la déformation de torsion.*
- *Dans tous les cas, on prévoira un bétonnage en pianoage classique, le plus symétrique possible, et on apportera une attention particulière à la stabilité de l'ossature en phase de bétonnage, les déformations de torsion aggravant les risques d'instabilité au déversement.*

La mise en oeuvre d'un contreventement en phase provisoire nous semble, pour cela, plus que souhaitable.

- *Pour la réception de l'ossature métallique, et de l'ouvrage terminé, on n'oubliera pas de contrôler sur le chantier la verticalité des âmes en la comparant aux résultats des calculs.*

■ Entretoisement droit ou entretoisement biais

La mise en oeuvre d'entretroises biaisées tend à assouplir l'entretoisement.

Dans le cas de notre ouvrage, les rotations en torsion de chacune des poutres étaient égales

en tout point au quotient de la différence entre leur flèche verticale par leur entraxe transversal. Ce comportement traduit un fonctionnement très rigide de l'entretoisement. La mise en oeuvre d'entretroises droites n'aurait ainsi pas modifié le comportement de la structure.

L'entretoisement biais complique la géométrie des assemblages transversaux, mais facilite la réalisation des assemblages sur le site, dans le sens où lors de la mise en oeuvre d'une entretoise, les joints sont à la même cote, chacune des poutres étant soumise aux mêmes efforts.

La réalisation d'un entretoisement droit augmente la raideur des entretroises, et également les efforts qu'elles reprennent, surtout aux extrémités de l'ouvrage.

La géométrie des assemblages est plus simple en section courante, mais peut présenter quelques difficultés aux abouts.

Par contre les assemblages sur site sont un peu plus délicats à réaliser. Lors de la mise en place d'une entretoise, les flèches différentielles entre les poutres nécessitent le recours à un placage qui entraîne une rotation en torsion des poutres.

En conclusion, nous n'avons pas de préférences particulières pour l'une ou l'autre de ces conceptions qui, à notre avis, ne modifient pas les problèmes de déformations de torsion liées aux biais.

J. RESPLENDINO ■