

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'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes



N° 29
Mars 1998

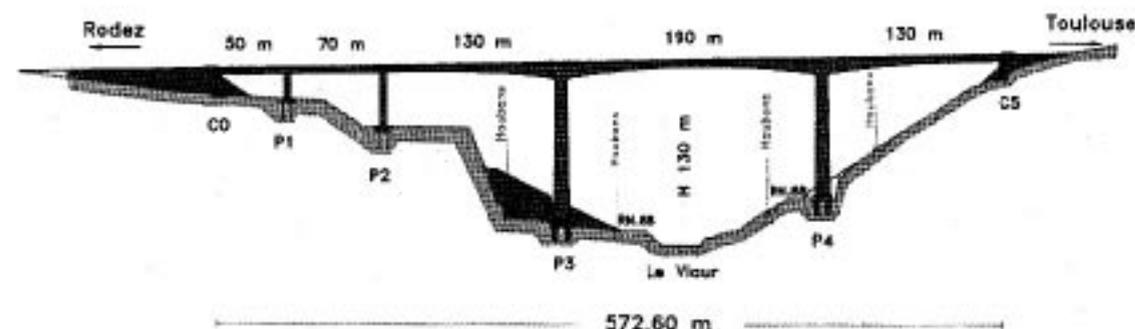
Le viaduc du Viaur des grands fléaux sous haute surveillance

1 - Du rêve à la réalité

Grande liaison d'aménagement du territoire, la RN 88 qui relie TOULOUSE à LYON permet de désenclaver une partie du sud du massif central et en particulier le département de l'Aveyron avec une connexion à l'A75 en cours de réalisation dans ce même département. Cet itinéraire doit s'effectuer dans une région caractérisée par de nombreuses vallées profondes, dont celle du Viaur. Lors des études préliminaires de tracés, l'option de franchir la vallée de plateau à plateau a été retenue, poussée en avant par le SETRA qui a étudié avec la D.D.E. de l'Aveyron et des bureaux d'études privés associés quelques options techniques envisageables.



Ponts en arcs métalliques ou en béton, ponts à haubans, ponts à piles en Y, ponts à voussoirs, autant de solutions techniques qui ont été recherchées pour franchir une brèche de 600 m de long à 130 m de haut. A l'issue des comparaisons techniques et financières de ces différentes solutions, un viaduc à voussoirs précontraints construit par encorbellement a été retenu. La réalisation de cet ouvrage projetait la mise en œuvre de cette technique au delà du domaine d'application classique en portant la plus grande travée à des valeurs proches de 200 m. Finalement un ouvrage de 570 m de longueur totale, à cinq travées (50-70-130-190-130) et à 4 voies a été retenu, ce choix provenant des contraintes topographiques et géologiques du site.



2 - La dévolution des travaux

L'équipe de conception (le S.E.T.R.A et la D.D.E. de l'Aveyron) a associé au projet, l'architecte Philippe Fraieu afin d'intégrer au mieux l'ouvrage retenu dans le site et de mettre en valeur l'harmonie de ses lignes de structure, et le bureau d'étude Europe Études Gecti de Toulouse à qui a été confié l'étude de certaines parties de l'ouvrage. C'est donc sur un projet bien défini techniquement et esthétiquement abouti, que l'ouvrage devait être mis en consultation. Le montant prévisionnel était finalisé à 125 MF soit environ 12 000 F TTC par m² de surface utile de tablier. Le financement de l'ouvrage était réparti à parts égales dans le cadre d'un contrat entre l'État,

ministère de l'Équipement, et la Région Midi Pyrénées. La procédure d'appel d'offre a été lancée en 1994 sans variante large ; seules étaient autorisées certaines variantes techniques relatives aux découpages des voussoirs, aux levées de pile, au recours à des solutions de poussage, et à l'utilisation de certains types de peaux coffrantes. Le règlement de l'appel d'offre interdisait toute offre dont le délai d'exécution était inférieur à 32 mois.

Le jugement de l'appel d'offre s'est effectué selon des critères classiques du code des marchés publics (valeur technique, prix et délais).

L'analyse de la valeur technique des prestations a été basée sur l'examen technique et financier d'un

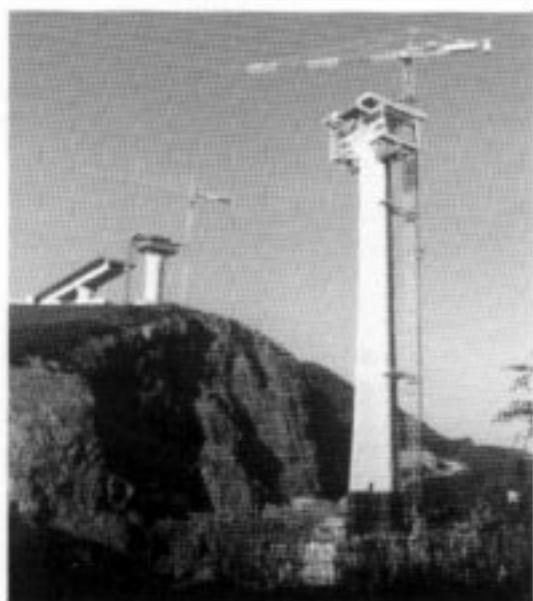
dossier à remettre à l'appui de l'offre par chaque candidat, répondant à une dizaine de questions techniques, précisées dans le règlement de l'appel d'offre et portant sur des points techniques peu courants (mode de construction des grandes piles, des grands VSP, bétonnage des grands voussoirs, options sur le nombre d'équipages mobiles...).

Par exemple, le surcoût d'un deuxième équipage mobile a été jugé par la maîtrise d'œuvre largement compensé par le fait de sortir du chemin critique la construction des fléaux de 70 m des travées d'accès nord.

Après l'analyse des dossiers, l'offre du groupement d'entreprises SPIE BATIGNOLLES - DODIN SUD - SOGEA était retenue pour la mise au point du marché, marché validé par la Commission Spécialisée des Marchés Publics.

Le marché a été notifié en février 1995 pour un démarrage des travaux en juillet 1995, le cahier des charges imposant une période de préparation de 5 mois dans un délai d'exécution de 34 mois, hors intempéries.

3 - La construction de l'ouvrage

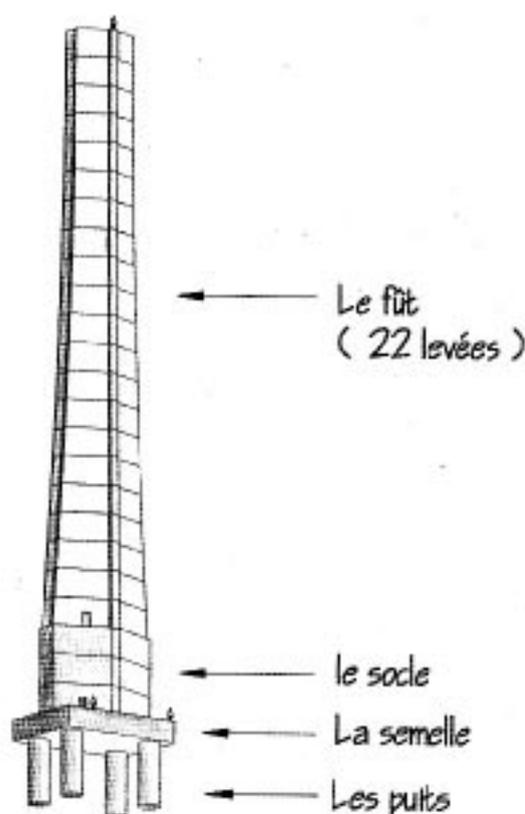


La pile n° 3

Les points intéressants de la construction sont essentiellement l'exécution des grandes piles, des grands fléaux, et une organisation précise pour assurer un bon suivi des nivellements de ces fléaux très souples. Quelques options relatives aux conditions d'accès en hauteur et aux intempéries seront signalées.

■ Construction des grandes piles

Les deux grandes piles P3 et P4 hautes de 103 m et de 87 m encadrent la brèche. Leur forme intègre l'évolution de 2 courbes paraboliques ce qui per-



La pile P3

mettait de faire varier harmonieusement les sections, de la base au voussoir sur pile. Elles sont fondées sur 4 puits de 10 m de profondeur et 3 m de diamètre, excavés à l'explosif dans un rocher dur et ancrés dans une semelle de 880 m³ bétonnée en deux phases. Le cycle moyen a été de 4 jours pour la vingtaine de levées de 4 m.

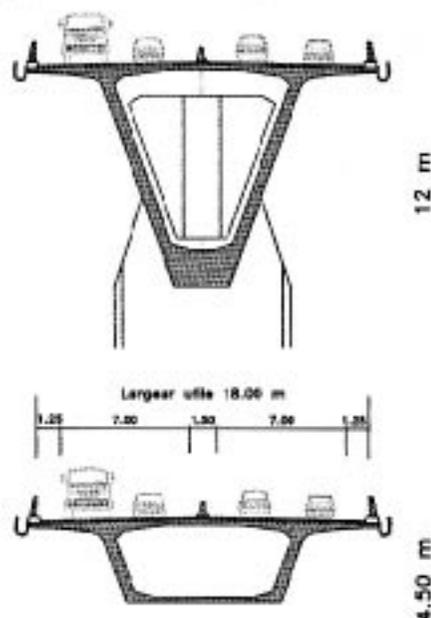
Compte tenu de l'importance des efforts à reprendre pour stabiliser l'ensemble pile-fléau sous les effets du vent⁽¹⁾ et malgré la présence des haubans, le taux de ferrailage des piles a atteint 235 kg d'armatures par mètre cube de béton. Les grandes sections du bas des piles nécessitaient la mise en œuvre de 115 m³ de béton sur un grand périmètre. La rhéologie du béton, dont la stabilité initiale a été imposée contractuellement à 2 heures minimum, permettait de revenir sur les couches de béton précédentes dans de bonnes conditions, ceci favorisant en outre l'aspect des parements. Le recours à des cages préfabriquées par 2 levées a été retenu dans le but d'économiser les recouvrements. Cette disposition ne doit pas systématiquement être recherchée car :

— la hauteur de la cage dépassant le niveau de bétonnage et leur inclinaison due à la forme de la pile ont rendu l'utilisation des bennes à

manchettes impossible pour des raisons de non verticalité et de sécheresse ;

- *l'utilisation de bennes de 3 m³ à vidange latérale a donc été nécessaire. Mais l'inclinaison des voiles, associée à de forts taux de ferrailage et à une levée de 4 m, a abouti à l'obligation d'adapter la formule de béton et à préciser de nouvelles procédures de vibration pour éviter les nids de cailloux, préjudiciables pour les parements.*

■ **La réalisation du tablier**



Le tablier à 4 voies d'une longueur totale de 573 m, d'une largeur totale de 19 m pour 18 m utile a été réalisé sur la base d'un mono-caisson avec des âmes d'épaisseur constante de 60 cm, l'épaisseur des hourdis variant de 25 à 30 cm. La cinématique de construction a été la suivante :

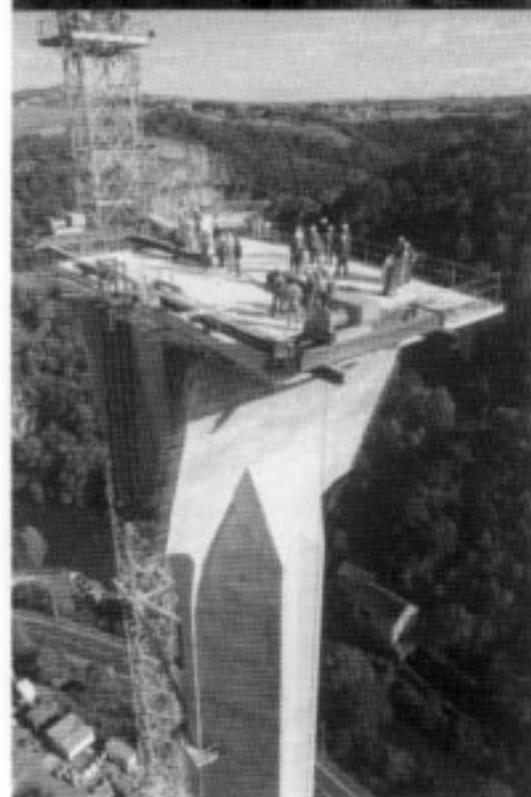
- *2 fléaux de 70 m (P1 et P2) de hauteur constante égale à 4,50 m (11 paires de voussoirs de 2,76 m par fléau). En phase définitive, ces fléaux reposent sur des appareils d'appuis. Leur construction classique, selon un cycle de 4 jours par voussoir, a fait appel à un équipage mobile renouvelé, permettant de sortir du chemin critique la construction de ces fléaux.*
- *2 grands fléaux de 190 m (P3 et P4) à hauteur variable de 12 m à 4,50 m (32 paires de voussoirs de 2,76 m par fléau). Ils sont ancrés sur les grandes piles par l'intermédiaire d'un voussoir sur pile de 12 m de haut, dont la forme particulière souligne l'encastrement de l'ensemble pile fléau.*

L'importance de ce voussoir sur pile, la hauteur des premiers voussoirs, la longueur des fléaux ont nécessité pour l'entreprise une réflexion très impor-

tante sur les choix techniques et matériels, dont voici quelques éléments :



Le fléau P3 (photo G. Forquet - Setra)



Sections transversales

Voussoir encastré sur la pile 3

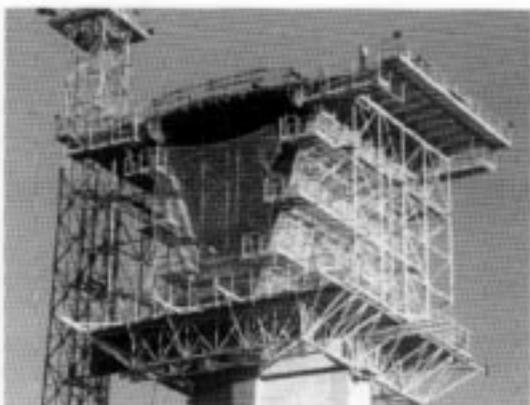
- *Sur une plate-forme de 28 tonnes de charpente posée en tête de pile, les coffrages métalliques du voussoir sur pile ont été mis en place par l'assemblage de quatre panneaux coffrants représentant 56 tonnes de char-*

Ouvrages marquants

Equipage mobile au démarrage du fléau P3 (remarque les protections mises en place)

Coffrage du VSP 3

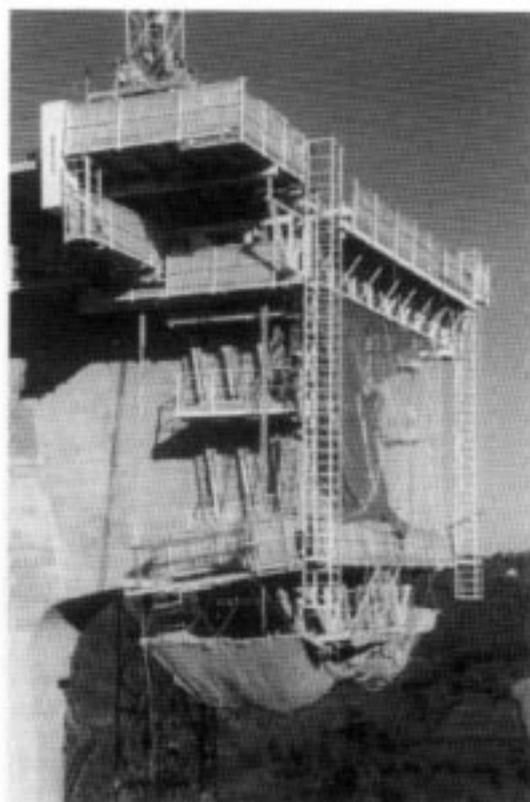
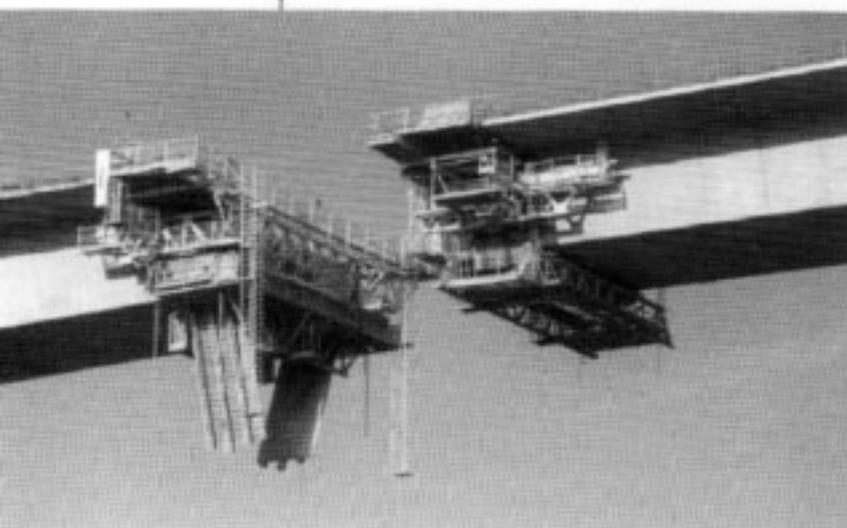
penne. Le voussoir sur pile a été bétonné en trois phases. La charge de béton de la première phase était reportée sur la plate-forme et transférée à la pile par les 4 consoles d'appui Artéon équipées chacune d'un boulon de 64 mm (radiographié), spécialement fabriquées pour les besoins du chantier. Le complément de charge des autres phases était mécaniquement, par un système de déverinage de points d'appui, transféré directement sur le béton durci de la première phase, les boulons des consoles d'appui ne permettant pas de reprendre l'ensemble du poids du VSP.



- Un équipage mobile neuf de 45 tonnes de charpente, capable de reprendre 235 tonnes en porte à faux, a été conçu pour s'adapter à des voussoirs dont la hauteur variait de 12 à 4,5 m. Il a permis de réaliser des voussoirs avec un cycle moyen de 5 jours. Les taux de ferrallages passifs de ces grands fléaux atteignent à 160 kg/m³ de béton.
- Au delà de la portée des grues principales (grues de type K5/50c avec 20 tonnes au crochet à 23,50 m), une grue mobile de 20 tonnes permettait les manutentions sur le fléau. Le béton, acheminé par la grue à tour

Le fléau P3 haubané provisoirement

Equipage mobile à l'extrémité du fléau 3



depuis le sol dans une trémie tampon sur le tablex, était pompé en extrémité de voussoir.

- A partir de 40 m de longueur de fléaux, des baubans provisoires 19T15 étaient mis en œuvre. Ces baubans, tendus à 30 % de leur capacité, permettaient de solliciter 550 t d'effort vertical destinés à stabiliser provisoirement la structure avant clavage. Ces baubans ont été supprimés après clavage.



- Construction d'une travée d'extrémité côté C0 coulée sur cintre en 3 phases.
- Construction d'une travée d'extrémité côté C5 partiellement coulée sur cintre et complétée par la construction de 6 voussoirs en surencorbellement.
- Réalisation de 4 clavages de raccordement des fléaux.

■ La précontrainte

La précontrainte de construction des fléaux utilise des unités 19T15 super, au tracé simple, c'est à dire maintenu pour l'essentiel dans la zone des goussets des hourdis supérieurs. Les coefficients de rendement des câbles, mesurés sur site, ont indiqué des valeurs d'environ 15 à 20 % supérieures aux valeurs théoriques calculées avec les coefficients $f = 0.2$ et $\phi = 0.003$. Pour les premiers câbles courts, ces valeurs théoriques engendraient des dépassements d'allongement théoriques à la pression P_0 , perturbant les habitudes de chantier par rapport à l'application des règles habituelles. Une procédure particulière imposée par la maîtrise d'œuvre, exploitant les informations en temps réel des allongements mesurés au fur et à mesure des paliers de pression, permettait d'indiquer l'allongement maximal à ne pas dépasser dans le domaine élastique, déduit par ordinateur ou graphiquement. Ceci recoupait en fait des avis précisés ultérieurement: dans un article paru dans le numéro 25 du Bulletin Ouvrages d'Art¹². Par la suite, les directives pression allongement ont été revues avec des coefficients $f = 0.15$ et $\phi = 0.002$, valeurs plus proches de la réalité de l'ouvrage.

Les goussets des hourdis supérieurs des caissons étaient encombrés par les 66 gaines de précontrainte. Un espace supplémentaire aurait été bienvenu pour favoriser le bétonnage des âmes par le dessus du hourdis. Ceci devrait être pris en compte dès la conception pour d'autres ouvrages de cette dimension.

La précontrainte extérieure était constituée d'unités 27T15 dont le tracé restait classique pour ce genre d'ouvrage. Les gaines PEHD sont de la gamme PE 80, n'utilisant pas de produits régénérés. Il serait intéressant à ce sujet de préciser à nouveau les critères de choix de ces matériaux, indiqués aux maîtres d'œuvre par les documents relatifs à la précontrainte extérieure, qui ne sont plus d'actualité et peuvent entraîner des choix peu appropriés. Il semble donc actuellement plutôt prudent de se rapprocher du SETRA pour élaborer ses cahiers des charges.

Les coulis d'injection ont fait l'objet d'une procédure d'essai au tube, adaptée au contexte de l'ouvrage pour des câbles de 190 m de long. Malgré les résultats probants de ces essais, des anomalies portant sur la stabilité de la rhéologie des coulis sont apparues sans que les essais au tube n'aient pu déceler le problème. Aucune explication officielle n'a pu être trouvée. Les remplissages des gaines apparaissaient cependant bons. Les formulations de coulis ont néanmoins été revues en utilisant un nouveau coulis à base de STRESS CEM qui



Les goussets du hourdis supérieur (photo G. Forquet - Setra)

a donné satisfaction. En attendant l'évolution réglementaire sur l'utilisation des coulis, pour de prochains chantiers de ce type, nous pensons imposer des valeurs d'exsudation plus faibles que celles autorisées à ce jour (de 0 à 0,5 %) et mesurées sur des éprouvettes plus grandes.

Enfin, le hourdis était précontraint transversalement par torons gainés graissés. Les ancrages de type bitrons étaient positionnés tous les 50 cm.

■ Les bétons

Le béton de type B40 utilisait une formule à base de matériaux locaux essentiellement calcaires. Le recours à des bétons de type B60 n'a pas été retenu compte tenu qu'une réduction des sections ne favorisait pas le comportement de la structure sous les effets du vent. Après quelques ajustements, la composition des bétons retenue était la suivante :

- ciment CPJ CEM2 / A 42.5 en provenance du site de LEXOS, reconnu pour sa clarté
- adjuvants CHIRYSO utilisant un super fluidifiant T.H.P et un retardateur CERITARD
- squelette composé de granulats calcaires 14/20, 8/14, 0/3 en provenance de carrières locales, avec un ajout de sables de rivière pour la formule du tablier
- un rapport E/c de 0,35 à 0,38

Les résistances obtenues varient de 16 à 20 MPa à 16 heures, et de 50 à 60 MPa à 28 jours.

■ Les grands fléaux sous surveillance

Il est rare d'associer des piles très hautes (supérieures à 80 m) à de très grands fléaux (supérieurs à 150 m). L'ensemble constitue dans sa phase provisoire, avant clavage, une structure très souple et réagissant de façon très sensible aux efforts, mais



Le fléau P3 dans les brumes du matin

Les principaux intervenants

● **Maître d'ouvrage**
ETAT ministère des Transports

● **Maître d'Œuvre**
Direction Départementale de l'Équipement de l'Aveyron - Bureau des ouvrages d'art

● **Projet de base**
S.E.T.R.A.

● **Architecte**
M. Philippe FRALEU

● **Titulaire du marché**

Groupement
d'entreprises : SPIE
BATIGNOLLES TP (mandataire) - DODIN SUD - SOGEA

Les études

● **Les études d'exécution**
SPIE BATIGNOLLES TP
SERF

● **Les contrôles d'études**
SETRA (piles)
EUROPE ETUDES GECTI (tablier)

aussi aux conditions météorologiques (vent et ensoleillement). Ceci avait été constaté et mesuré par la maîtrise d'œuvre lors de la construction du viaduc de Bourran à RODEZ, ouvrage du même type avec des piles de 50 m de haut et des fléaux de 100 m : les mouvements en extrémité de fléaux atteignaient 5 cm sous les effets de l'ensoleillement et du vent.

La bonne gestion des déformations de la structure pendant les phases de construction était essentielle compte tenu des fortes amplitudes prévisibles liées à la hauteur de la pile et à la longueur du fléau associé : ces amplitudes pouvaient atteindre jusqu'à 20 cm sans les haubans, et 10 cm avec les haubans ! En outre le rattrapage en niveau d'un voussoir mal bétonné est toujours délicat, la "marche" ainsi produite interférant avec les superstructures et parfois même avec l'esthétique de l'ouvrage. Vu les incidences des déformations prévisibles, il importait donc de comprendre et de suivre parfaitement les déformations des grandes piles.

Ces déformations sont dues essentiellement à quatre phénomènes, qui se cumulent algébriquement :

■ **1 - Le tassement de la pile** : Le chargement progressif des 11 000 tonnes du fléau allait provoquer un tassement, pendant le temps de la construction de la pile, estimé à 25 mm. Ce tassement a été introduit progressivement dans les références de nivellement.

■ **2 - Le gradient thermique de la pile** : Compte tenu de l'orientation de l'ouvrage, l'ensoleillement intéressait exclusivement les faces sud des piles, déplaçant ainsi leur tête d'environ 20 mm et entraînant une rotation du fléau associé. Il a été constaté que l'ouvrage réagissait très vite aux phénomènes d'ensoleillement, variations effectives entre le matin et le soir.

■ **3 - Le gradient thermique du tablier** : Pour un écart de température de 6 °C entre le hourdis supérieur et le hourdis inférieur, la baisse de niveau à l'extrémité des grands fléaux atteignait 33 mm.

■ **4 - Les charges dissymétriques** : Plusieurs facteurs influençaient les mouvements de la pile et du fléau, essentiellement :

- l'utilisation de la grue mobile de 20 tonnes se déplaçant sur le fléau,
- les bétonnages différenciés des raidisseurs et entretoises,
- les charges de chantier (bobines de câbles, stockages divers),
- les dilatations et retraites des haubans provisoires en cas de longueurs différentes (pile P4).

Le SETRA a fourni à la maîtrise d'œuvre des courbes précisant les variations prévisibles de niveau sur les différents voussoirs en fonction de la position variable d'une charge de 20 tonnes. Un essai de chargement a été effectué, validant parfaitement les prévisions de déformations calculées. Ainsi en fonction de la position des charges sur le tablier et de leur intensité, il était donc possible de connaître les déformations théoriques associées.

Sur le chantier, après bétonnage et mise en tension de chaque voussoir, des opérations de nivellement étaient effectuées pour connaître la position du fléau par rapport à la courbe théorique de construction et en déduire les corrections et les réglages à apporter aux voussoirs suivants.

Mais les difficultés tenaient au fait que ces opérations de nivellement mesuraient l'état instantané du fléau, influencé algébriquement par les quatre paramètres, évoqués ci dessus, qui variaient sans cesse. Il fallait alors corriger les niveaux calculés par des compensations, ramenant ces niveaux à des valeurs fictives différentes, correspondant à l'état idéal du fléau au repos, seule référence possible pour la construction et le raccordement des différents fléaux entre eux.

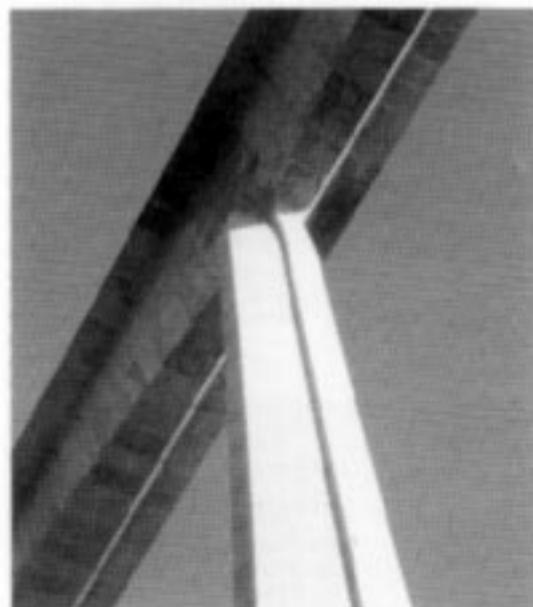
L'entreprise a basé son principe de suivi des fléaux sur un système nécessitant des mesures de distance par rapport à des parties d'ouvrage déjà construites, pour juger des mouvements des têtes de pile à chaque opération de nivellement.

La maîtrise d'œuvre a fait installer sur chaque grande pile un fil à plomb, véritable pendule constitué d'un câble monoton de 104 m de haut accroché au niveau du voussoir sur pile, lesté par une masse de béton munie d'une pige réglable. Une mire positionnée sous cette pige et réglée, l'ouvrage étant au repos, permettait ensuite de constater les mouvements de la tête de pile, représentatifs des déformations dues au gradient ther-

mique de la pile et aux charges dissymétriques du fléau. Les courbes de variations de niveau du SETRA permettaient parallèlement de confirmer les observations du pendule et de connaître en outre la déformation propre du fléau. Des sondes de température installées au niveau des hourdis supérieurs et inférieurs précisaient le gradient thermique réel du moment et par interpolation les déformations associées du fléau.

Une procédure de contrôle extérieur aboutissait, grâce à l'analyse croisée de tous ces éléments, à la définition des compensations à apporter pour le contrôle des réglages des niveaux des équipages mobiles des voussoirs suivants. La méthode établie a permis de suivre sans manipulations topographiques compliquées l'évolution de la construction du fléau, et d'encadrer toute dérive de construction.

■ Les parements



L'approche esthétique de l'ouvrage, basée sur l'élégance des piles et l'orientation nord-sud de l'ouvrage, permettait d'utiliser l'éclairage naturel du soleil pour créer des jeux d'ombres et de lumières sur les parements de ces grandes piles d'autant que les bétons produits localement ont la particularité d'être relativement clairs. Le cahier des charges fixait un certain nombre de contraintes au niveau des peaux coffrantes, des précautions de chantier, des calepinages, des bétons, reprenant d'ailleurs globalement les principes signalés dans le numéro 10 du Bulletin Ouvrages d'Art⁽¹⁴⁾. Ces préoccupations ont été reprises à leur compte par le groupement d'entreprises au travers de ses procédures d'exécution. Les parties d'ouvrages délicates, telles que les voussoirs sur pile restant longtemps coffrés, ont fait l'objet d'un ponçage ultérieur des parements. La qualité finale est à la hauteur des

espérances compte tenu des contraintes liées à un ouvrage coulé en place.

■ La sécurité des travaux en grande hauteur

L'organisation du chantier était suivie par un Collège Inter-entreprise de Santé et Sécurité et de Coordination des Travaux, au travers duquel l'organisation technique et sécuritaire des travaux était expliquée. Des exercices de secours et d'évacuation de chantier ont été effectués pour tester les capacités opérationnelles des intervenants au travail en grande hauteur, et à l'utilisation des nacelles de chantier spécifiquement conçues.

Compte tenu de la nature spécifique des travaux en grande hauteur, une attention particulière a été apportée par la maîtrise d'œuvre aux différentes étapes du chantier. Tout d'abord au niveau du cahier des charges un certain nombre de dispositions ont été précisées notamment :

- l'usage d'ascenseurs de chantier pour les piles de plus de 40 m de hauteur, desservant les tabliers, mais également chaque levée de grande pile. Bien qu'onéreux, ce choix de la maîtrise d'œuvre a été dicté par son expérience propre, sur la base d'une relation empirique entre la hauteur d'accès et le temps d'utilisation,
- les principes de protection sous les équipages mobiles devant franchir par deux fois la RN 88 ont été également précisés. Des solutions de tunnels de protection ont été abandonnées, car au vu de la hauteur des travaux, leur longueur devenait hors de proportions avec l'environnement de la RN 88. La taille exceptionnelle des voussoirs rendait délicate leur protection par enveloppe, pour des raisons de résistance au vent. L'utilisation combinée d'un filet de protection inférieur associé à un géotextile a été retenue. Aucune chute d'objet ou de matériaux n'a été relevée sur la RN 88. Par contre les eaux de lavage restent difficiles à contenir avec la conception actuelle des équipages mobiles.

Sur le chantier, les problèmes d'accès et de circulation dans et sur les outils coffrants ont été intégrés très en amont par l'ensemble des procédures de l'entreprise. Ces procédures recevaient un visa de la maîtrise d'œuvre qui, en plus de l'analyse qualitative et dimensionnelle classique, se prononçait sur le plan de la sécurité. L'observation de situations à risques peu ou mal résolues au niveau des procédures, se concrétisait par des informations formalisées entre la maîtrise d'œuvre et l'entreprise, débouchant sur des adaptations des procédures ou

Les principaux participants

- Terrassements LAMIC
- Tirants S.A.T.S.
- Armatures passives PRESIDER FRANCE TOULOUSE ARMATURES
- Précontrainte intérieure SPIE BATHIGNOLLES TP
- Précontrainte extérieure CIPEC
- Bétons SIMAT

Les jeux d'ombres et de lumière

Les quantités principales

- Bétons 21 000 m³
- Aciers passifs 3 900 tonnes
- Coffrages 45 000 m²
- Précontrainte 650 tonnes
- Effectifs moyens sur site 61 personnes



Vue d'ensemble

des consignes rapides, grâce à la proximité des intervenants.

La maîtrise d'œuvre considérait que le seuil habituel de référence de 72 km/h (arrêt des grues) apparaissait trop élevé pour la sécurité des hommes. La quantification précise du seuil d'arrêt des travaux restait néanmoins délicate. Ainsi après une période d'observation de quelques mois, et d'analyse des risques en site réel, l'entreprise et la maîtrise d'œuvre tombaient d'accord pour baisser ce seuil à un niveau de 55 km/h pour un vent turbulent. En fait sur 42 jours d'intempéries effectives constatées, le vent est à l'origine de 90 % de ces intempéries.

4 - Les enseignements tirés

À l'issue de la construction, on peut tirer quelques enseignements sur plusieurs points :

- Pour les études au vent, il aurait été intéressant d'évaluer le comportement de la structure pour des situations réelles afin de comparer les valeurs mesurées aux valeurs calculées. Une instrumentation de l'ouvrage très délicate (et laquelle ?) aurait peut-être permis d'obtenir quelques éléments de réponse. Cependant la complexité des opérations à mettre en œuvre et les précisions demandées aux mesures (vitesses, directions, turbulences et variations du vent dans les trois dimensions) relevaient de la recherche pure. Plus simplement pour un mode non apprécié et avant baubanage, des mesures de mouvement du fléau sous des vents de 190 km/h ont été vérifiées inférieures à 5 mm pour une période d'environ 14 secondes.

- Pour les fondations, les semelles ont été initialement conçues comme superficielles avec quatre puits dessous. Ces puits étaient appelés à travailler en traction pour résister au basculement de l'ensemble pile-fléau sous tempêtes extrêmes. À l'exécution l'épaisseur des semelles des grandes piles a été profondément modifiée (de 2,50 à 4 m), car elle a été calculée pour transmettre les efforts verticaux et les moments sur ces quatre puits selon la règle de répartition des bielles, en ignorant la portance de ce rocher compact. Le cahier des charges a manqué de précision à ce niveau.
- Les haubans ont initialement été conçus pour résister aux effets du vent en construction. Avec du recul, leur justification peut être assurée rien que par leur utilité dans l'atténuation des mouvements de la structure, ce qui a contribué à bien maîtriser la géométrie.

En conclusion, la conjugaison de la grande hauteur et de la taille exceptionnelle des fléaux a fait apparaître des problèmes techniques particuliers. Leur résolution montre que la limite de portée de ces fléaux peut, sous réserve d'un bon dimensionnement et d'un bon suivi de réalisation, être portée bien au-delà. Sur un autre registre, l'insertion de l'ouvrage dans ce site exceptionnel s'est faite sur le plan qualitatif et esthétique, mais aussi sur le plan humain par une large communication avec les habitants de la région. Un point d'information expliquant tous les aspects et les enchaînements du chantier a vu une affluence jamais démentie. En outre, des visites techniques guidées ont accueilli près de 5 000 personnes sur le chantier. Tout ceci a contribué très efficacement à l'acceptation et à l'insertion de l'ouvrage dans le paysage local.

R. GACHITEGUY - G. VIOSSANGES ■

Références

- ⁽¹⁾ E. Bouchon, J. Lefèvre - Pont de Tanus, les études des effets du vent - Bulletin Ouvrages d'Art n° 19 novembre 1994
- ⁽²⁾ M. Harran, G. Le Mestre - Mise en œuvre de la précontrainte, la quête de P0 ! - Bulletin Ouvrages d'Art n° 25 novembre 1996
- ⁽³⁾ H. Mathieu - Editorial - Bulletin Ouvrages d'Art n° 10 juillet 1991
- ⁽⁴⁾ R. Gachiteguy, G. Viossanges - Le viaduc de Rodez, Etude des facteurs de la qualité des parements d'un pont à voussoirs coulés en place - Bulletin Ouvrages d'Art n° 10 juillet 1991

GACHITEGUY

Roland

I.T.P.E. - DDE de l'Aveyron
Bureau Ouvrages d'Art.
Tél. : 05 65 72 01 00

VIOSSANGES

Gérard

C.S.P.T.P.E. - DDE de l'Aveyron
Bureau Ouvrages d'Art.
Tél. : 05 65 72 01 00

Autoroute A104 - Élargissement du viaduc sur la Marne

La mise à 2 x 3 voies de l'autoroute A104 entre l'autoroute A4 et la RD 404 nécessite l'élargissement du viaduc de franchissement de la Marne situé sur la commune de Pomponne en Seine et Marne. Cet ouvrage de 505 m de long a été construit entre mars 1976 et mars 1978 par l'entreprise Bouygues. Il permet à l'autoroute A104 de franchir la Marne, les voies ferroviaires de desserte de la Centrale EDF de Vaires sur Marne, les voies SNCF de la ligne Paris-Strasbourg et la RN34. Ce viaduc supporte un trafic sans cesse croissant, atteignant 80 000 véhicules/jour sur certains tronçons, dont 15 % de poids lourds.

Caractéristiques de l'ouvrage existant

Transversalement, l'ouvrage est constitué de deux tabliers séparés par un vide central de 8 m de large. Chaque tablier supporte un sens de circulation de l'autoroute A104. Longitudinalement, les tabliers se composent, du Sud vers le Nord :

- d'un viaduc d'accès de type PSIDP de 90 m à quatre travées,
- d'un ouvrage principal de type VIPP de 305 m à huit travées,
- d'un viaduc d'accès de type PSIDP de 105 m à cinq travées.

Les viaducs d'accès sont constitués de dalles précontraintes longitudinalement de 92 cm d'épaisseur, de 13,50 m de largeur pour les tabliers Sud, de 9,50 m de largeur pour le tablier Nord-Est et de largeur variable de 13,50 m à 18,00 m pour le tablier Nord-Ouest. Les dalles sont munies d'encorbellements de 2,50 m de large.

Les tabliers de l'ouvrage principal, d'une largeur de 13,50 m, comprennent 5 poutres précontraintes de 2,40 m de hauteur. Les poutres, solidarées par un hourdis de 18 cm d'épaisseur, sont entretoisées sur appui.

Les tabliers sont équipés de corniches en béton fixées à la structure au droit des plots supports de BN4.



Caractéristiques de l'ouvrage à construire

L'élargissement de l'ouvrage nécessite la réalisation d'une nouvelle structure entre les tabliers existants. La difficulté de ce projet est de juxtaposer deux ouvrages précontraints d'âges très différents et de maîtriser les déformations différées du nouveau tablier. Plusieurs solutions ont été imaginées au stade de l'avant-projet.

■ **Solution 1 :** réaliser un ouvrage indépendant de 8 m de large et réaliser une sorte de joint longitudinal entre les structures existantes et la nouvelle. Cette solution permettait de s'affranchir des problèmes engendrés par les déformations différées, mais elle n'était malheureusement pas satisfaisante. En effet, la zone de raccordement présentait l'inconvénient de se trouver sous une partie circulée de l'ouvrage et la pérennité du système de

Vue aérienne

joint n'était pas assurée, de même que la continuité du profil en travers.

■ **Solution 2** : réaliser un ouvrage indépendant de 6 m de large environ. La continuité transversale est assurée par l'intermédiaire de prédalles reposant sur des cornières métalliques fixées en rive des deux structures. Cette solution fut abandonnée car elle laissait planer des doutes sérieux quant à la pérennité et à l'entretien ultérieur du système.

■ **Solution 3** : réaliser une nouvelle structure dans le vide central et la liaisonner à la structure existante. Afin de minimiser les efforts dans les tabliers existants, cette solution impose une parfaite maîtrise des déformations des ouvrages à construire, tant pour les PSIDP que pour les VIPP. Ces déformations sont de deux types : raccourcissement longitudinal et flèche verticale. Il convient donc de limiter les déformations différées gênées après clavage, et donc les déformations instantanées. Cette solution fut finalement retenue, mais elle impose des prescriptions très particulières. Pour limiter les déformations verticales, le tracé des câbles de précontrainte n'a pas été déterminé pour respecter strictement les contraintes admissibles, mais pour essayer d'obtenir autant que possible des diagrammes de contraintes rectangulaires sous poids propre. Un tracé plus plat que d'ordinaire a donc été recherché, permettant ainsi de réduire les flèches instantanées et différées.

Une période d'attente d'un an environ avant le clavage des parties nouvelles et des anciennes permet de minimiser les déformations différées après clavage. En effet, les lois d'évolution des déformations du BPEL prévoient au bout d'une année, un fluage résiduel de 50 % du fluage total et un retrait résiduel de 50 % du retrait total. Le modèle CEB-FIP prévoit, quant à lui, un fluage résiduel de 30 % du fluage total et un retrait résiduel de 60 % du retrait total. C'est cette dernière loi qui a été choisie pour les calculs.

Afin d'appréhender au mieux les déformations, chaque type d'ouvrage a été modélisé avec le logiciel à barres ST1 du SETRA en option spatiale. ST1 permet l'étude de l'évolution de la structure dans les différentes phases de construction et le calcul des déformations différées dans le béton.

On simule donc la construction des ouvrages anciens et leur mise en précontrainte, leur vieillissement pendant une période de 20 ans, la construction des nouveaux ouvrages avec leur précontrainte, leur vieillissement durant une année et enfin le clavage et l'évolution des efforts et des déformations jusqu'au temps infini.

Une fois le clavage effectué, le raccourcissement résiduel des nouveaux PSIDP est gêné par les anciens. Cela se traduit par des efforts de traction dans le nouveau tablier, équilibrés par une compression dans les anciens tabliers. Ces efforts de traction, combinés à l'effort normal de précontrainte mise en place, conduisent à une diminution de l'effort normal au centre de l'ouvrage au temps infini. Le même phénomène se produit dans les VIPP, mais dans une moindre mesure.

Ainsi, la précontrainte mise en œuvre est à double titre plus importante : à la fois pour limiter les flèches puisque les excentres étant plus faibles, la précontrainte est moins efficace, et à la fois pour prendre en compte les effets du raccourcissement résiduel gêné de la nouvelle structure.

Les études d'exécution ont montré que cette diminution de précontrainte à mi-longueur de l'ouvrage était beaucoup plus importante pour le PSIDP Sud que pour le PSIDP Nord. L'option de calculer le PSIDP Sud en classe III au sens du BPEL a alors été prise afin de réduire le nombre de câbles de précontrainte à mettre en place. Le calcul de cet ouvrage en classe II aurait nécessité de mettre en place 18 câbles 19T15 S, nombre incompatible avec la géométrie de l'ouvrage, et ceci malgré l'utilisation d'ancrages "compacts" à redans. Un calcul en classe III a conduit à 7 câbles 12T15 S et 7 câbles 19T15 S.

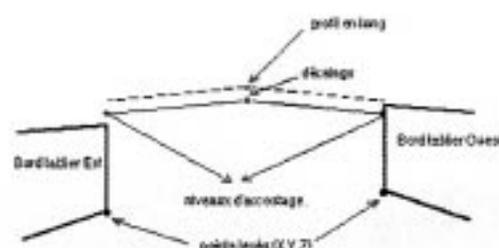
On peut noter que certaines parties de l'annexe IV du BPEL ne sont pas adaptées pour les calculs de diffusion de précontrainte de ces ancrages spéciaux.

Ainsi, le principe d'élargissement du viaduc sur la Marne s'établit de la façon suivante :

Pour les PSIDP, une nouvelle dalle précontrainte est réalisée et liaisonnée aux rives intérieures des tabliers existants. Pour les VIPP, l'élargissement consiste à rajouter une poutre avec son hourdis associé à chaque tablier. A terme, les ouvrages

"converties" par ajout des 0,359 m de différence existant à cet endroit entre les deux réseaux. D'autre part, un relevé topographique des viaducs en place a été effectué dès le démarrage des études d'exécution pour garantir la précision de nivellement et d'implantation de la nouvelle structure au milieu des anciennes : un levé dans les trois dimensions des bords intérieurs des ouvrages existants a été réalisé.

Le référentiel de travail du géomètre et le référentiel utilisé pour la construction des ouvrages étant différents, des écarts sont apparus entre les axes théoriques donnés par les plans d'exécution et le résultat du levé. Une harmonisation des données a conduit à redéfinir un nouvel axe en plan et un nouveau profil en long "lissé" pour l'ouvrage à construire. Ces nouveaux axes



ont servi de base pour le positionnement du nouvel ouvrage, tant en altimétrie qu'en implantation. Les altitudes d'accostage ont été adaptées au cas par cas au droit des axes des appuis pour maintenir des différences d'altitude entre ouvrage existant et nouvel ouvrage inférieures à 2 cm. Le bétonnage du vide de 80 cm laissé pendant la phase de vieillissement des ouvrages permet ensuite de corriger les éventuelles grosses imperfections du profil en travers. Les légères irrégularités de dévers seront ensuite "gommées" par la couche de roulement.

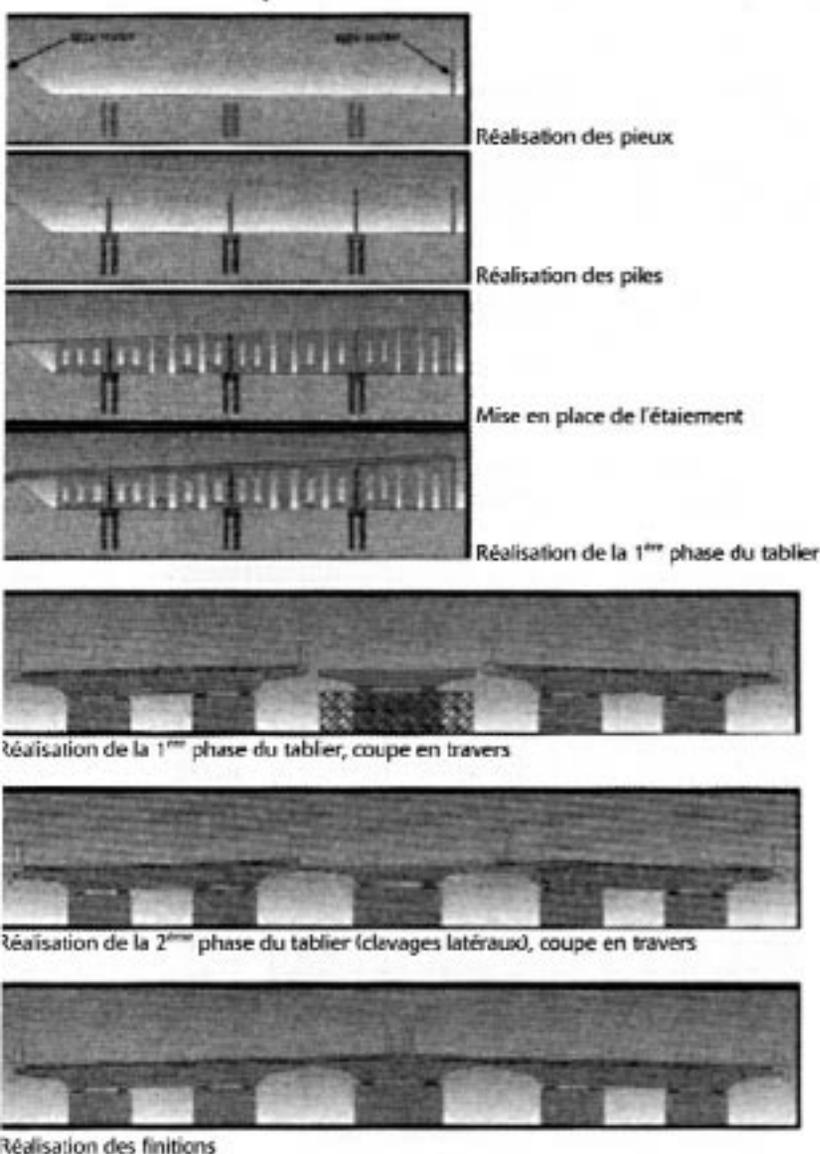
Mode de construction des ouvrages

Après appel d'offre restreint, les travaux ont été confiés à l'entreprise GTM Construction.

Les premiers travaux effectués ont pour objet la dépose des corniches en béton fixées sur les rives intérieures des deux tabliers existants. En parallèle, les fondations profondes sont réalisées au nord puis au sud. Les piles de l'ouvrage d'accès nord sont alors coulées. Celles du sud sont exécutées ultérieurement puisque l'espace disponible entre les deux viaducs d'accès est utilisé pour préfabriquer les nouvelles poutres du VIPP.

Simultanément, il est procédé au remplacement de l'ensemble des appareils d'appuis des tabliers existants (245 appareils d'appuis horizontaux et 60 appareils d'appuis verticaux). Ces opérations entrent dans le cadre de l'entretien pour les PSIDP. En revanche, pour les VIPP, ces prestations sont nécessaires pour permettre son élargissement. Il était en effet indispensable, pour assurer la stabilité des appuis existants après élargissement, de libérer les efforts horizontaux générés par les tabliers existants (retrait, fluage, ...). Le phasage de

Cinématique de construction des ponts-dalles.





PSIDP Nord première phase coulé

Cinématique de construction de l'ouvrage (VIPP)

cette opération s'est établie de la façon suivante, appui par appui :

- *vérinage du tablier de 5 mm environ*
- *remplacement des appareils d'appui après réparation éventuelle des bossages*
- *dévérinage du tablier*

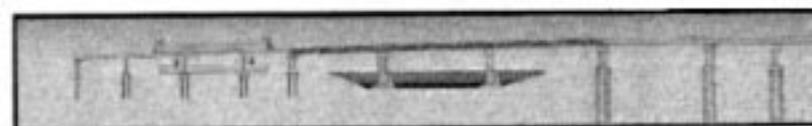
Ces opérations ont été exécutées sous circulation. Elles étaient gérées par la méthode de régulation des déplacements par ordinateur. Des dispositions constructives spécifiques à chaque appui ont été imaginées par l'entreprise pour traiter chaque appui (vérins plats de dimensions variables, vérins sur palées provisoires pour les PSIDP, précompression des entretoises pour les VIPP, ...).

L'ouvrage d'accès nord est ensuite réalisé en deux phases longitudinalement compte tenu de la présence de la RN34. Une dalle de 6,40 m de large est coulée sur étalement. La précontrainte est filante d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Toutefois, compte tenu du phasage, les câbles nécessaires pour la première phase sont rendus filants via l'utilisation de coupleurs dans la section de reprise. L'ouvrage va ainsi vieillir pendant un an avant d'être clavé aux ouvrages existants. Les aciers nécessaires au clavage des PSIDP entre eux sont scellés après percements des encorbellements des dalles existantes. Pendant la phase de vieillissement, les plots supports de BN4 sont déposés par sciage. Le clavage est ensuite réalisé. Le viaduc d'accès sud est réalisé de la même façon mais sa construction ne

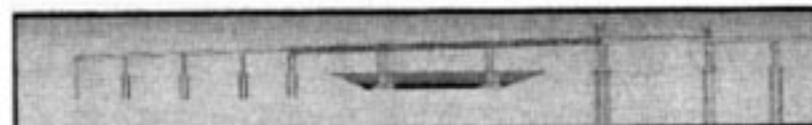
début qu'une fois l'ensemble des poutres préfabriquées terminé.



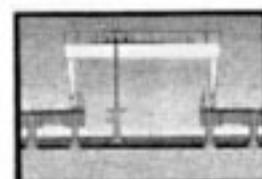
Préfabrication des poutres dans l'aire prévue à cet effet sous le viaduc sud



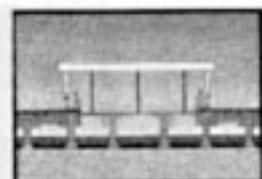
Levage des poutres par les 2 portiques



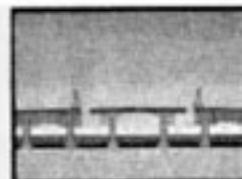
Transport des poutres par les portiques roulants



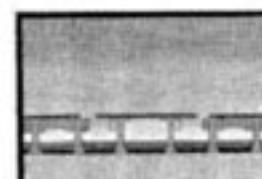
Mise en place des poutres sur leurs appuis respectifs



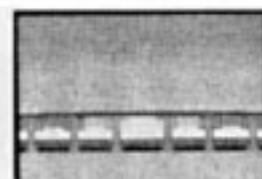
Mise en place des coffrages nécessaires à la réalisation de la dalle



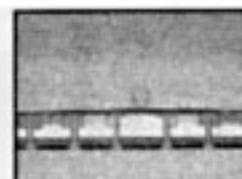
Réalisation de la dalle



Réalisation des entretoises et préparation des rives



Réalisation des diaphragmes latéraux (liens entre la nouvelle structure et les anciennes)



Mise en place des équipements de sécurité

Les nouvelles poutres du VIPP sont préfabriquées entre les tabliers du viaduc d'accès Sud. Trois types de poutres sont réalisés : 8 poutres de 46 m, 6 poutres de 28,70 m et 2 poutres de 39,95 m. Une fois la résistance nécessaire du béton atteinte, une partie de la première famille des câbles de précontrainte est mise en tension sur l'aire de préfabrication pour permettre la manutention. La poutre est ensuite déplacée vers l'aire de stockage située sur le terre plein central au Sud du viaduc d'accès Sud à l'aide d'un double portique de manutention métallique à fabriqué spécialement pour ce chantier. Ce portique évolue sur deux rails prenant appuis sur chaque rive des anciens tabliers. Le complément câbles de la première famille est mis en tension sur l'aire de stockage pour permettre aux poutres de recevoir le coffrage et le ferrailage du hourdis.

Au fur et à mesure des préfabrifications, (la cadence de production est de une poutre par semaine pour les grandes poutres et de 2 poutres par semaine pour les petites), les poutres sont mises en place sur leurs appuis définitifs et contreventées pour éviter tout risque de déversement. La première phase du hourdis est coulé à l'aide d'un équipage mobile circulant sur les mêmes rails que le portique. Les câbles de la deuxième famille de précontrainte sont mis en tension.

Le béton utilisé pour la construction de la première phase des nouveaux ouvrages est un B45. Les PSIDP sont précontraints à l'aide de torons T15 de classe 1860 MPa (12T15 S et 19T15 S). La précontrainte des VIPP est composée de deux types de câbles : des 7T15 S arrêtés aux abouts de poutres constituent la première famille de câbles, et des 4T15 S arrêtés en travée forment la deuxième famille. Les câbles des poutres VIPP sont de classe 1770 MPa. Les tabliers sont calculés en classe II au sens du BPEL à l'exception du PSIDP Sud.

Pendant la phase de vieillissement, les plots supports de BN4 sont déposés par sciage et les rives intérieures hourdis des VIPP existants sont hydrodémolies afin de mettre à nu les aciers de béton armé. La reconstitution du ferrailage transversal au droit de la zone de clavage est assurée par recouvrement. Le vide de 80 cm, la zone



hydrodémolie et les entretoises sont alors coulés.

Le bétonnage des clavages latéraux nécessite d'interdire la circulation sur l'Autoroute A104 au droit du viaduc. Afin de gêner le moins longtemps possible les usagers, il convient de rétablir la circulation rapidement ce qui suppose l'utilisation d'un béton montant vite en résistance (15 MPa en 12 heures avec une température extérieure de 5°C). Ces contraintes conduisent à utiliser un béton de clavage constitué de ciment alumineux fondu.

Les ouvrages sont ensuite étanchés puis recouverts par un tapis d'enrobés. Les 2 x 3 voies de l'autoroute A 104 sont ainsi réalisées pour ce tronçon.

Conclusions

Plusieurs enseignements peuvent sans doute être tirés de cet élargissement d'ouvrages.



La difficulté de ce chantier est de se raccorder à des ouvrages existants et d'âges très différents, et de claver entre elles ces structures précontraintes.

De grandes précautions sont à prendre sur le plan topographique. Les plans d'exécution sont bien sûr théoriques et ne peuvent suffire. Un levé pointu est absolument nécessaire pour saisir la géométrie complète de l'existant, tant en altimétrie qu'en implantation.

Ce type d'opération nécessite de réaliser des études de projet d'un niveau presque équivalent à celui des études d'exécution.



Les dossiers de consultation des entreprises correspondants doivent alors être très directifs concernant le phasage des travaux, les dispositions retenues pour l'exploitation sous chantier durant les travaux. Ils doivent également prévoir des périodes de préparation de chantier suffisamment longues.

L'emploi d'un Béton Hautes Performances n'avait pas été imaginé au stade du projet. Cette option est apparue en cours d'études d'exécution, suite aux difficultés rencontrées pour disposer la précontrainte dans le PSIDP Sud. Elle n'a malheureusement pas pu être mise en œuvre, essentiellement pour des raisons de délais d'études des bétons incompatibles avec le planning du chantier. A posteriori, on peut penser que l'utilisation d'un BHP aurait permis de réduire la durée de la période de vieillissement et la quantité de précontrainte à mettre en place dans le nouveau tablier. En effet, outre l'amélioration de la résistance que procure un BHP, l'intensité des déformations différées totales (retrait + fluage) est plus faible et leur évolution dans le temps plus rapide que pour un béton traditionnel. Il n'empêche qu'il aurait été difficile de trouver dans le voisinage du viaduc un fournisseur de béton possédant à la fois

PSIDP Nord : aciers du clavage

Poutres VIPP posées, phase d'attente

Utilisation du portique de pose des poutres VIPP

PSIDP Nord : scellement des aciers du clavage

Vue générale

une centrale principale et une centrale de secours pouvant fabriquer du BHP.

Enfin, le coût des travaux s'élève à environ 35 MF auquel il faut rajouter environ 10 MF pour l'exploitation sous chantier, ce qui revient à 11 250 Francs/m² de tablier, sachant que seules les piles intermédiaires des ouvrages d'accès ont été réalisées.

**V. JAKUBOWSKI - G. BERNARD -
I. JOASSARD - P. PAILLUSSEAU ■**

Principales quantités

		Appuis	Tablier
PSIDP Sud	Béton	230 m ³	560 m ³
	Aciers pour béton armé	14 000 kg	40 000 kg
	Aciers pour précontrainte		24 000 kg
VIPP	Béton		1250 m ³
	Aciers pour béton armé		180 000 kg
	Aciers pour précontrainte		34 000 kg
PSIDP Nord	Béton	270 m ³	650 m ³
	Aciers pour béton armé	15 000 kg	43 000 kg
	Aciers pour précontrainte		27 000 kg



BERNARD Gilbert

Ingénieur géomètre
D.R.E.I.F. Groupe Ouvrages
d'Art
Tél : 01 49 57 56 81

JAKUBOWSKI

Valérie
I.T.P.E.
D.R.E.I.F. Groupe Ouvrages
d'Art
Tél : 01 49 57 56 90

JOASSARD Irénée

I.T.P.E. D.D.F.
de Seine et Marne
E.T.O.A.
Tél : 01 60 56 73 19

PAILLUSSEAU

Pierre
I.E.T.P.2.
D.R.E.I.F. Groupe
Ouvrages d'Art
Tél : 01 49 57 56 55

Ponts à haubans

une courbe universelle pour le calcul de l'amortissement des haubans

Dans les grands ouvrages haubanés, les longs haubans peuvent s'avérer très sensibles à des mises en vibration dues au vent, au trafic,... Pour atténuer ces effets indésirables, des amortisseurs externes de type visqueux sont souvent installés en pieds des haubans.

Dans le dimensionnement d'un amortisseur visqueux, l'estimation du gain d'amortissement pour chaque mode de vibration du câble est généralement obtenue au travers d'une analyse très lourde en calculs bien que la configuration "hauban/amortisseur" puisse paraître simple. Afin d'éviter ces calculs, le LCPC a mis au point une courbe universelle, valable pour tout câble, liant les coefficients d'amortissement de chaque mode aux caractéristiques du câble et de l'amortisseur. L'article ci-après présente de façon synthétique les modalités d'application de cette courbe dont les développements ont été publiés dans la Revue Française de Génie Civil^[1].

Présentation du problème

Pour obtenir une bonne précision sur le calcul des coefficients d'amortissement, il est nécessaire de

recourir à des modèles numériques avec un nombre important de degrés de liberté, ceci de façon répétée si l'optimisation de l'amortissement ou de la position de l'amortisseur est recherchée^[2]. Pour contourner ces difficultés, de nombreux auteurs^[3] ont recherché expérimentalement et numériquement des courbes permettant - analytiquement ou graphiquement - de déterminer le lieu et/ou le dimensionnement d'un amortisseur externe, puis d'estimer le gain d'amortissement sur chaque mode. Ces études sont cependant d'application très limitées. En effet, elles ne s'appliquent qu'à des câbles horizontaux pour lesquels le paramètre d'Irvine λ^2 est nul ou très faible. Ce paramètre caractérise un double rapport entre le poids du câble et sa tension d'une part et entre la rigidité axiale et la tension d'autre part :

$$\lambda^2 = \left(\frac{\rho g L \cos \theta}{H} \right)^2 \frac{EA}{H}$$

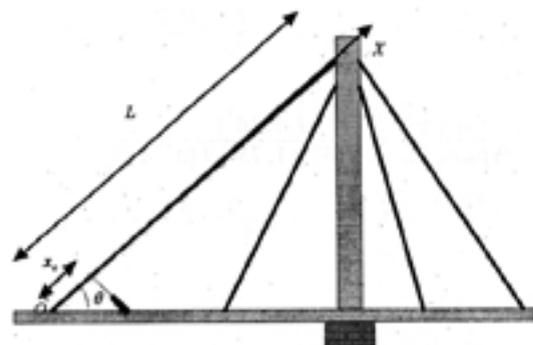
ρ étant la masse linéique du câble, g l'intensité de pesanteur, L la longueur de la corde reliant les deux extrémités du câble, H la tension suivant l'axe OX , A la section du câble, E le module de rigidité du câble, θ l'angle d'inclinaison du câble. Pour



Exemple d'amortisseur en pied de hauban

Réglementation, calculs

mémoire, un hauban long du pont de Normandie admet un paramètre λ^2 voisin de 1,77.

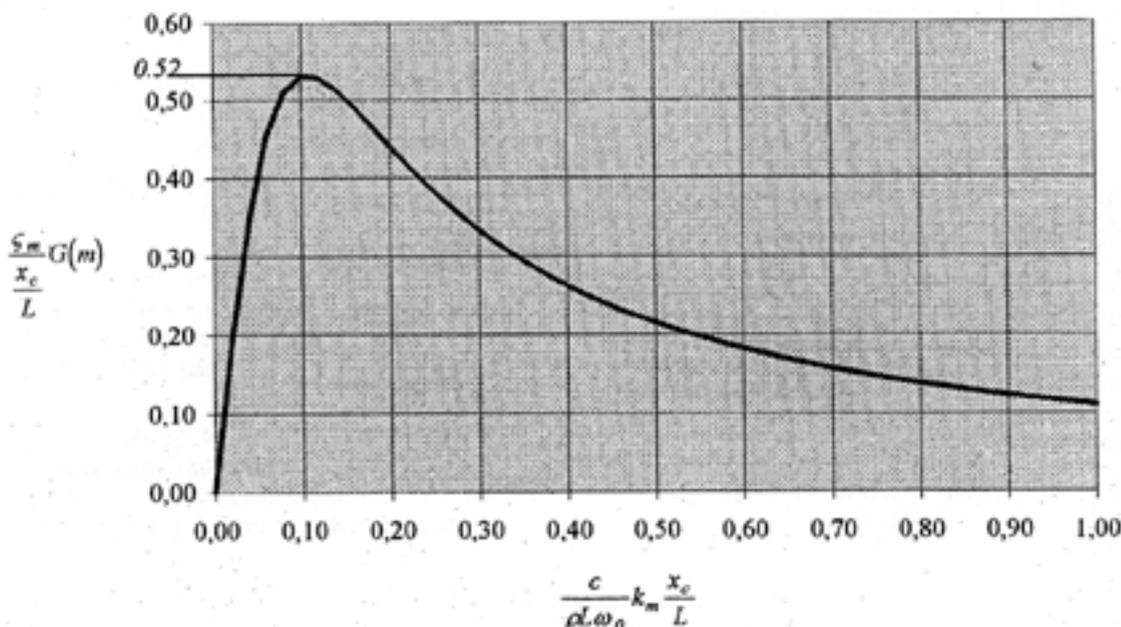


Dans l'étude de l'amortissement d'un système « hauban-amortisseur », les questions posées à l'ingénieur sont les suivantes :

1. le calcul des coefficients d'amortissement de chaque mode connaissant les caractéristiques d'amortissement d'un amortisseur (valeur de l'amortissement et point d'action),
2. la détermination de caractéristiques optimales d'un amortisseur (valeur de l'amortissement et point d'action) conduisant à maximiser le coefficient d'amortissement d'un mode particulier

Pour répondre à ces questions, le LCPC⁽¹⁾ a mis en évidence l'existence d'une courbe dite *universelle* valable pour tout câble admettant des paramètres d'Irvine inférieurs à $4\pi^2$ et pour des amortisseurs positionnés jusqu'à $0,1L$. Cette courbe qui généralise les récents travaux de Pacheco, Fujito et Sulekh, relie les coefficients d'amortissement ζ_m de chaque mode (en ordonnée) aux caractéristiques du câble et de l'amortisseur (en abscisse).

Courbe universelle



Les expressions en abscisse et en ordonnée introduisent deux séries de paramètres :

■ des paramètres physiques :

- Section A du hauban,
- Module d'Young E ,
- Tension H ,
- Longueur de corde L ,
- Distance à l'origine x_c le point d'attache de l'amortisseur,
- Coefficient d'amortissement de l'amortisseur c ,
- Pulsation naturelle $\omega_0 = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{H}{\rho}}$

■ des paramètres numériques (voir Annexe) :

- $k_m = \frac{\omega_m}{\omega_0}$ rapport entre la pulsation d'ordre m et la pulsation naturelle,
- $\gamma_m = \frac{1}{L} \int_0^L \phi_m(x)^2 dx$ avec ϕ_m déformée propre du mode m de vibration du câble,

$$G(m) = (2\gamma_m) / \left(\frac{\sin\left(\frac{\pi k_m}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\pi k_m}{2}\right) - 1} \right)^2 \quad \text{pour } m \text{ impair}$$

$$G(m) = 1 \quad \text{pour } m \text{ pair}$$

Ainsi, connaissant ces divers paramètres, il est alors aisé de déduire par lecture des valeurs en abscisse et en ordonnée les coefficients d'amortissement ζ_m des divers modes de vibrations d'un hauban.

Application 1 : détermination d'un amortisseur optimal

Pour un point d'attache fixé x_c de l'amortisseur, il est possible d'optimiser l'amortissement d'un mode m en choisissant un amortissement optimal $\zeta_{opt,m}$ correspondant au pic de la courbe universelle. Le coefficient d'amortissement du mode m se déduit alors directement :

$$\zeta_{opt,m} = 0,52 \frac{x_c}{L} \frac{1}{G(m)}$$

Le pic de la courbe correspond à l'abscisse de 0,10. La valeur de l'amortissement optimal $\zeta_{opt,m}$ est donc :

$$\zeta_{opt,m} = 0,10 \frac{\rho L \omega_0}{k_m} \frac{x_c}{L}$$

Application 2 : détermination de coefficients d'amortissement

Considérons maintenant un hauban que l'on souhaite équiper d'un amortisseur visqueux. En retenant pour position x_c la valeur de 6,0 m, il est possible de déterminer la valeur de l'amortissement c optimisant le coefficient d'amortissement du premier mode, c'est-à-dire :

$$c_{opt1} = 0,10 \frac{133 \times 1,75 \times 440}{6} = 7,5 \cdot 10^5 \text{ Nm}^{-1} \text{ s}$$

ce qui, par lecture sur la courbe universelle, conduit à :

$$\zeta_1 \frac{G(1)}{\frac{x_c}{L}} = 0,52 \Rightarrow \zeta_1 = \frac{6}{440} \times 0,52 = 0,58 \%$$

$$k_2 \left(\frac{c_{opt1}}{\rho L \omega_0} \right) \frac{x_c}{L} = 2 \frac{7,5(10^5)}{133 \times 1,75 \times 440} \times \frac{6}{440} = 0,187$$

$$\zeta_2 \frac{G(2)}{\frac{x_c}{L}} = 0,45 \Rightarrow \zeta_2 = \frac{6}{440} \times 0,45 = 0,61 \%$$

	Hauban		Hauban
ρ	133 kg.m ⁻¹	k_2	2
λ^2	1,77	γ_1	0,495
L	440 m	γ_2	0,5
ω_0	1,75 rad.s ⁻¹	$G(1)$	1,22
k_1	1,068	$G(2)$	1

La courbe universelle proposée permet ainsi de tirer très rapidement les caractéristiques d'amortissement de chacun des modes, et faciliter le prédimensionnement d'amortisseur.

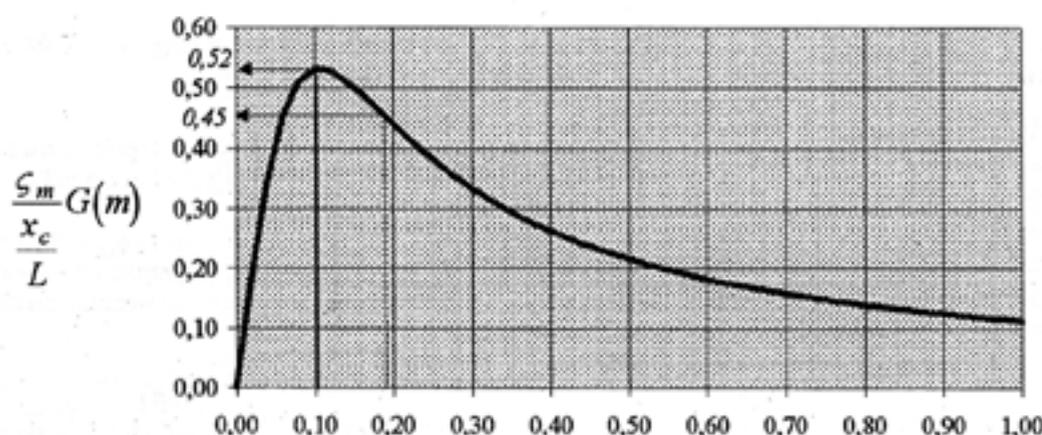
C. CREMONA ■

Références

- ^[1] C. Crémona, Courbe universelle pour le dimensionnement d'amortisseurs en pied de hauban, *Revue Française de génie Civil*, N.1 - 1997
- ^[2] M. Pacheco, Y. Fujino, A. Sulekh, Estimation curve for modal damping in stay cables with viscous damper, *Journal of structural Engineering*, Vol. 119, N.6 - 1993

CREMONA
Christian

ITPE, LGPC,
Service Durabilité des Ouvrages
Tel : 01 40 43 53 44



$$\frac{c}{\rho L \omega_0} k_m \frac{x_c}{L}$$

Lecture des abscisses et ordonnées sur la courbe universelle

Annexe

$k_m = \frac{\omega_m}{\omega_0}$ est solution de l'équation :

$$\tan(\pi k_m) = (\pi k_m) - \frac{4}{\lambda^2} (\pi k_m)^3 \quad \text{pour } m \text{ impair}$$

$$k_m = m \quad \text{pour } m \text{ pair}$$

et γ_m s'obtient par intégration de $\gamma_m = \frac{1}{L} \int_0^L \phi_m(x)^2 dx$ avec ϕ_m déformée propre du mode m de vibration du câble :

$$\gamma_m = \left(\frac{\cos\left(\frac{\pi k_m}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\pi k_m}{2}\right) - 1} \right)^2 \int_0^L \left[1 - \cos(\pi k_m u) - \tan\left(\frac{\pi k_m}{2}\right) \sin(\pi k_m u) \right]^2 du \quad \text{pour } m \text{ impair}$$

$$\gamma_m = 0,5 \quad \text{pour } m \text{ pair}$$

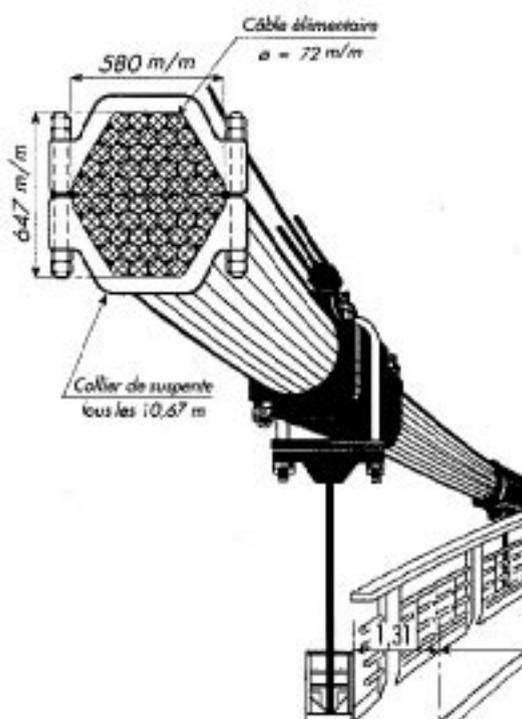
Le tableau ci-dessous donne les valeurs de k_m , γ_m et $G(m)$ pour quelques paramètres d'Irvine.

λ^2	0,00	1,00	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	20,00	$4\pi^2$
k_1	1,00	1,04	1,08	1,15	1,22	1,28	1,35	1,61	2,00
γ_1	0,50	0,50	0,49	0,49	0,48	0,48	0,47	0,44	0,38
$G(1)$	1,00	1,13	1,26	1,58	1,94	2,38	3,00	8,80	$4,7 \cdot 10^{11}$
k_2	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
γ_2	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
$G(2)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
k_3	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,01	3,02	3,04	3,09
γ_3	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,52	0,54	0,60	0,76
$G(3)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,06	1,10
k_4	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
γ_4	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
$G(4)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
k_5	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,01	5,02
γ_5	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,49	0,48
$G(5)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01

Surveillance acoustique du pont de Tancarville

Introduction

La rupture brutale d'un toron du pont suspendu de Tancarville, au début du mois de juillet 1995, a posé le problème de connaître l'état réel du câble porteur constitué d'un faisceau de 60 torons de 72 mm de diamètre comportant chacun 169 fils \varnothing 4,7 mm. Ce faisceau de forme hexagonale en partie courante s'épanouit au niveau de l'ancrage après passage sur la selle d'infléchissement, chaque toron étant ancré individuellement.



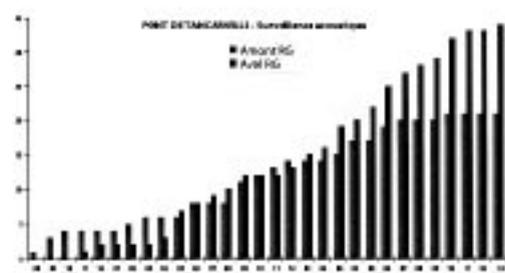
La rupture s'est produite à l'entrée de la selle d'infléchissement sur un toron de la périphérie du faisceau et a donc été visible immédiatement. Or, seuls 24 torons sur les 60 du faisceau sont situés à la périphérie. Quel était l'état de 36 torons restant au niveau de la selle d'infléchissement ? Il n'existe pas de moyen de contrôle non destructif permettant de répondre.

L'examen du toron rompu par l'analyse de la rupture de chaque fil constitutif a permis, dans une certaine mesure, de reconstituer l'évolution des dégradations dans le temps : la rupture finale a



Vue générale (Photo G. Forquet).

concerné 43 fils, 67 fils se sont rompus dans les 6 à 12 mois précédents et 59 ruptures étaient anciennes. Leur cause principale est la corrosion fissurante sous contrainte. Il y a donc eu une accélération très nette du nombre de ruptures de fils dans les mois précédant la rupture finale.



Suivi des ruptures de fils

La surveillance acoustique qui permet de détecter en temps réel les ruptures de fils d'un câble a alors été mise en œuvre dans les délais les plus courts possibles pour aider à assurer la sécurité d'utilisation de l'ouvrage.

I - Principe de la surveillance acoustique et matériel

L'énergie libérée lors de la rupture brutale d'un fil génère dans le câble des ondes élastiques transitoires qui se propagent à plusieurs dizaines de mètres et peuvent être détectées par des capteurs appropriés. Une série de capteurs répartis le long du câble et pilotés par une armoire de gestion sont placés en veille permanente.

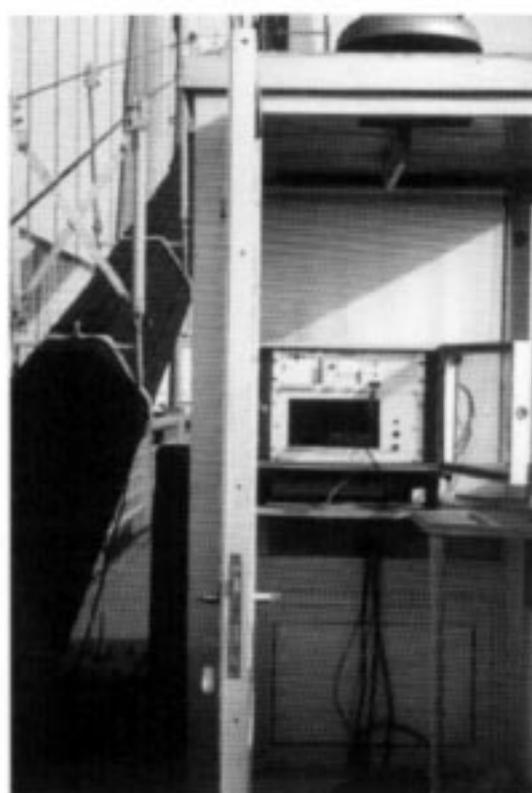
Section d'un câble porteur

Chaque capteur détecte le passage de l'onde engendrée par la rupture au moyen d'un accéléromètre qui délivre un signal sur lequel les mesures suivantes sont effectuées⁽¹⁾ :

- Amplitude crête de la première alternance,
- Amplitude maximum,
- Temps de passage qui permet de calculer la vitesse de propagation de l'onde et de localiser son origine.

L'armoire de gestion, outre l'enregistrement des valeurs données par les capteurs, assure le suivi du bon fonctionnement des capteurs, et une analyse

Armoire de gestion des capteurs implantée rive gauche



Répartition des capteurs dans les chambres d'ancrage Rive Gauche

rapide des résultats. Elle est reliée au réseau téléphonique par un modem et peut être consultée de n'importe où au moyen d'un micro-ordinateur.

Enfin, elle émet automatiquement un message d'alerte lorsque les caractéristiques des signaux émis par les capteurs peuvent correspondre à une rupture de fil. Une analyse plus complète doit être effectuée en différé pour confirmer l'alerte.

II - Application au Pont de Tancarville

La rupture d'un toron s'est produite au niveau de la selle d'infléchissement de la chambre d'ancrage rive gauche amont. Cette zone a été équipée en priorité dans les huit jours qui ont suivi la rupture. La rive gauche aval a ensuite été surveillée fin septembre 1995.

La surveillance de tout l'ouvrage aurait nécessité un trop grand nombre de capteurs ; le Comité Technique a donc choisi d'équiper les points critiques suivants en attendant le remplacement des câbles porteurs :

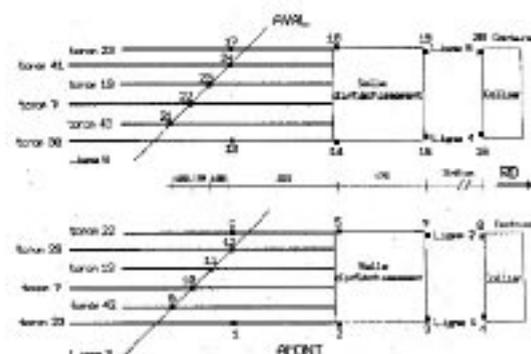
- les deux selles d'infléchissement dans les chambres d'ancrage rive droite amont et aval.
- les quatre selles d'infléchissement en tête de pylônes.
- le noeud central amont et aval.

Le matériel nécessaire, soit 90 capteurs et 4 armoires de gestion, a été réalisé par la Société

QUASAR CONCEPT et installé sur l'ouvrage en mars 1996 conjointement avec le LCPC.

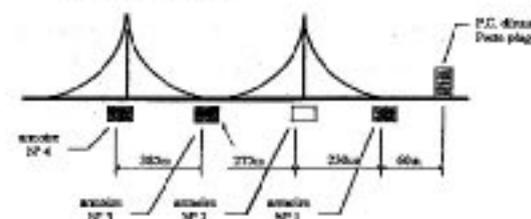
■ II - 1 - Installation d'urgence en rive gauche après accident

Réalisée avec le matériel disponible au LCPC, l'installation comporte une armoire de gestion pilotant 24 capteurs à raison de 12 en Amont et 12 en Aval répartis sur 5 torons en chambre d'ancrage, sur la selle d'infléchissement et sur le premier collier de suspente.



L'armoire de gestion est implantée à proximité, sur le trottoir, et est reliée par modem à un micro-ordinateur situé au poste de péage qui reçoit les messages d'alerte en cas de rupture de fil. Elle peut également être consultée à distance depuis un autre micro-ordinateur situé au LCPC Nantes.

■ II - 2 - Installation complémentaire de mars 1996



Plus complexe que la précédente, elle comporte :

- Une armoire de gestion associée à 24 capteurs en rive droite disposés comme sur la rive gauche.
- Une armoire en pile rive droite, au niveau de la chaussée, gérant 16 capteurs, 8 sur la selle amont en tête de pile et 8 sur la selle aval.
- Une armoire en pile rive gauche avec également 16 capteurs.
- Une armoire au noeud central implantée sur le trottoir et gérant 24 capteurs, 12 en amont et 12 en aval répartis sur le noeud central et les deux colliers de suspente adjacents.

L'armoire en pile rive droite reliée directement aux trois autres est équipée d'un modem permettant la

Répartition des armoires de gestion des capteurs



liaison avec un micro-ordinateur situé au poste de péage et un autre au LCPC Nantes.

III - Exploitation et résultats

L'analyse des résultats est effectuée au LCPC de Nantes et un compte-rendu hebdomadaire est envoyé à la Subdivision de Normandie Tancarville du Havre et au Service Technique du Pont de Tancarville.

Les critères pour décider si un événement correspond ou non à une rupture de fil sont les suivants :

- *Au minimum 3 capteurs doivent avoir détecté le passage de l'onde.*



- *La vitesse de propagation de l'onde doit être conforme à la vitesse de propagation des ondes dans un câble soit 4,500 m/sec environ.*
- *L'amplitude du signal doit dépasser un seuil fixé à 2 g compte tenu du « bruit de fond » observé sur l'ouvrage.*

À partir d'octobre 1996, en raison des travaux de remplacement des câbles porteurs, la surveillance a dû être interrompue en semaine de 8 h 30 à 19 heures et, parfois, pendant toute la semaine. D'autre part, il y a eu des arrêts dus à des capteurs amarrés ou des câbles de liaison coupés lors des travaux. La surveillance a néanmoins pu être assurée dans des conditions valables.

A ce jour, pratiquement toutes les ruptures détectées sont situées au niveau des selles d'infléchissement dans les chambres d'ancrage rive gauche amont et aval. L'histogramme cumulé des ruptures mois par mois est représenté page 19.

Capteurs de surveillance acoustique sur le nœud central (milieu de la travée principale)

Câble porteur rive gauche amont et armoire de gestion des capteurs

Couches	Nbre fil. par couche	distance des fils (m)	section des fils (mm ²)	Ruptures finales				Ruptures semi-finales		
				non rompus	ruptures dualles	ruptures par cisaillement	ruptures par flexion	anciennes	récentes	%
8me	1	5,0	26		1					0%
7	6	4,7	104		4					0%
6	12	4,7	208		7				5	42%
5	18	4,7	312		8				10	56%
4	24	4,7	416		3				16	88%
3	30	4,7	520		1	8	5		16	53%
2	36	4,7	624						31	10%
1	42	4,7	728	4					7	90%
Total	169		2941	4	26	8	5	59	67	75%
%				2%	15%	5%	3%	35%	40%	

Rupture finale : 43 fil. <-> 25% soit 10000N

Examen des torons rompus en Juillet 1995

En chambre amont, l'évolution sur 2 ans est relativement régulière ce qui tendrait à montrer que la dégradation du câble porteur amont est encore dans une phase d'évolution lente, la rupture prématurée d'un toron en juillet étant due à sa position dans le faisceau (angle côté chaussée) où il subissait directement les projections d'eau liées à la circulation (le câble passe au niveau du trottoir à 1 m environ de la chaussée).

En chambre aval par contre, le rythme des ruptures est passé de une par mois en moyenne à 2 par mois depuis février 1997.

En prenant un modèle exponentiel pour l'évolution des ruptures de fils, il serait théoriquement possible d'estimer la durée de vie restante du câble. Pour cela, il faut admettre que la période d'observation est suffisamment longue et connaître l'état du câble à un instant donné pour pouvoir caler le modèle. Ceci ne sera possible qu'après la dépose du câble et un examen complet comme il a été pratiqué pour le toron rompu en juillet 1995.

IV - Conclusion

La surveillance acoustique permet de connaître en temps réel, avec une fiabilité suffisante, le nombre de ruptures de fil se produisant dans un câble mais ne donne pas le nombre de ruptures existantes avant sa mise en œuvre. Le manque de recul sur l'utilisation de cette méthode de suivi d'un ouvrage ne permet pas encore d'avoir un modèle sûr pour estimer la durée de vie restante d'un câble. Néanmoins, elle apporte des renseignements intéressants pour assurer la sécurité des ouvrages d'art et

est installée sur le pont d'Aquitaine à Bordeaux et sur le Pont Neuf à Foix¹⁹ où elle constitue la base d'un système d'alerte permettant de fermer l'ouvrage à la circulation en cas de danger. Cette méthode peut être utilisée pour suivre l'évolution des ruptures de fils des câbles aussi bien sur un pont précontraint que sur un pont suspendu ou à haubans.

J. L. ROBERT - D. BRUHAT -
J.-P. GERVAIS ■

Bibliographie

- ^[1] J.-P. Goumelon - J.-L. Robert - « Méthodologie d'auscultation et de surveillance des câbles de ponts suspendus » - Bulletin de Liaison LPC n° 139 - Septembre Octobre 1985 - Réf 3017
- ^[2] J.-L. Robert et al. - « Surveillance acoustique des câbles - Approche théorique - Appareillage » - Bulletin de Liaison LPC n° 169 - Septembre Octobre 1985 - Réf 3474
- ^[3] M. Court - B. Grèzes - P. Losset - « Surveillance des ouvrages et des sites : Pont Neuf de Foix » - Bulletin Ouvrages d'Art n° 25 - Novembre 1996
- ^[4] J.-L. Robert - G. Le Bars - « Surveillance acoustique des câbles de Génie Civil : Méthodologie - Appareillage » - Congrès COFREND sur les essais non destructifs (Tome I - p. 21-26) - Nantes 22-26 septembre 1997.

ROBERT Jean Louis
Chef de Section - L.C.P.C. Nantes
Division M.A.C.O.A.
Tel : 02 40 84 59 51

BRUHAT Daniel
Technicien - L.C.P.C. Nantes
Division M.A.C.O.A.
Tel : 02 40 84 59 51

GERVAIS Jean Pierre
Technicien - L.C.P.C. Nantes
Division M.A.C.O.A.
Tel : 02 40 84 59 51

En chambre amont, l'évolution sur 2 ans est relativement régulière ce qui tendrait à montrer que la dégradation du câble porteur amont est encore dans une phase d'évolution lente, la rupture prématurée d'un toron en juillet étant due à sa position dans le faisceau (angle côté chaussée) où il subissait directement les projections d'eau liées à la circulation (le câble passe au niveau du trottoir à 1 m environ de la chaussée).

En chambre aval par contre, le rythme des ruptures est passé de une par mois en moyenne à 2 par mois depuis février 1997.

En prenant un modèle exponentiel pour l'évolution des ruptures de fils, il serait théoriquement possible d'estimer la durée de vie restante du câble. Pour cela, il faut admettre que la période d'observation est suffisamment longue et connaître l'état du câble à un instant donné pour pouvoir caler le modèle. Ceci ne sera possible qu'après la dépose du câble et un examen complet comme il a été pratiqué pour le toron rompu en juillet 1995.

IV - Conclusion

La surveillance acoustique permet de connaître en temps réel, avec une fiabilité suffisante, le nombre de ruptures de fil se produisant dans un câble mais ne donne pas le nombre de ruptures existantes avant sa mise en œuvre. Le manque de recul sur l'utilisation de cette méthode de suivi d'un ouvrage ne permet pas encore d'avoir un modèle sûr pour estimer la durée de vie restante d'un câble. Néanmoins, elle apporte des renseignements intéressants pour assurer la sécurité des ouvrages d'art et

est installée sur le pont d'Aquitaine à Bordeaux et sur le Pont Neuf à Foix¹⁹ où elle constitue la base d'un système d'alerte permettant de fermer l'ouvrage à la circulation en cas de danger. Cette méthode peut être utilisée pour suivre l'évolution des ruptures de fils des câbles aussi bien sur un pont précontraint que sur un pont suspendu ou à haubans.

J. L. ROBERT - D. BRUHAT -
J.-P. GERVAIS ■

Bibliographie

- ^[1] J.-P. Goumelon - J.-L. Robert - « Méthodologie d'auscultation et de surveillance des câbles de ponts suspendus » - Bulletin de Liaison LPC n° 139 - Septembre Octobre 1985 - Réf 3017
- ^[2] J.-L. Robert et al. - « Surveillance acoustique des câbles - Approche théorique - Appareillage » - Bulletin de Liaison LPC n° 169 - Septembre Octobre 1985 - Réf 3474
- ^[3] M. Court - B. Grèzes - P. Losset - « Surveillance des ouvrages et des sites : Pont Neuf de Foix » - Bulletin Ouvrages d'Art n° 25 - Novembre 1996
- ^[4] J.-L. Robert - G. Le Bars - « Surveillance acoustique des câbles de Génie Civil : Méthodologie - Appareillage » - Congrès COFREND sur les essais non destructifs (Tome I - p. 21-26) - Nantes 22-26 septembre 1997.

ROBERT Jean Louis
Chef de Section - L.C.P.C. Nantes
Division MACOA
Tel : 02 40 84 59 51

BRUHAT Daniel
Technicien - L.C.P.C. Nantes
Division MACOA
Tel : 02 40 84 59 51

GERVAIS Jean Pierre
Technicien - L.C.P.C. Nantes
Division MACOA
Tel : 02 40 84 59 51

RUBANS D'OR 97

4^e palmarès des paysages routiers

Les Rubans d'Or sont désormais une tradition : 1997 marque la quatrième édition de ce palmarès des paysages routiers et c'est le 13 novembre, dans la Salle Gabriel au Carrousel du Louvre, que Monsieur Jean Claude Gayssot a remis les trophées aux équipes lauréates.

Lancés en 1991 à l'initiative de la Direction des Routes, ce Palmarès est l'occasion de faire le point sur l'état paysager des aménagements routiers en France - réseau des routes nationales et des autoroutes - et de mobiliser tous les professionnels qui concourent à leur réalisation. Ils récompensent les équipes de con-



A14 - vue depuis la terrasse de St Germain en Laye (Photo SAPN / Claude ABRON).

ception et de maîtrise d'œuvre des directions départementales de l'Équipement et des sociétés d'autoroutes, ainsi que leurs partenaires, pour la qualité paysagère de leurs réalisations. Pour l'édition 1997, 85 dossiers ont été présentés par les directions départementales de l'Équipement et les sociétés d'autoroutes.

Sous la présidence de Monsieur Christian Leyrit, le jury, composé de personnalités éminentes reconnues dans leur discipline, a sélectionné vingt-quatre lauréats parmi les cinquante six ouvrages nommés qui lui avaient été présentés par le Comité d'experts.

LE PALMARÈS

Catégorie Grands Ouvrages d'Art

Or	Viaduc de Drancy - A86	DDE Seine-Saint-Denis
Or	Viaduc de Rogerville - A29	SAPN
Argent	Pont du Morbihan - RN 165	DDE Morbihan

Catégorie Petits Ouvrages d'Art

Argent	Ouvrages entre Le Havre et Yvetot - A29	SAPN
--------	---	------

Catégorie Routes Nationales

Or	RN 113 - Voie sur Berge à Agen	DDE Lot et Garonne
Argent	RN 106 - Col de Jalcreste à Florac	DDE Lozère
Bronze	RN 67 Déviation de Joinville	DDE Haute Marne

Catégorie Autoroutes Interurbaines

Prix spécial du Jury	A 14 - Orgeval / Carrières sur Seine	SAPN
Or	A 837 - Rochefort / Saintes	ASF
Argent	A 75 - Descente du Pas de l'Escalette	DDE Hérault
Bronze	A 20 - Contournement d'Uzerches	DDE Corrèze

Catégorie Autoroutes et Voies Rapides Urbaines

Bronze	RN 382 - Rode Nord du Havre	DDE Seine-Maritime
--------	-----------------------------	--------------------

Catégorie Aménagements routiers en agglomération

Or	Voie des Stades / RN 2089 à Périgueux	DDE Dordogne
----	---------------------------------------	--------------

Catégorie Aménagements particuliers

Prix spécial du Jury	A 14 - Orgeval / Carrières sur Seine	SAPN
Or	Gare de péage de Cabariot - A 837	ASF
Argent	A 64 - Carrefour de Langlade à Toulouse	ASF

Catégorie Aires sur Autoroutes

Or	Aire-Jardin de la Saintonge romane - A 10	ASF
Argent	Aire du Caylar - A 75	DDE Hérault
Argent	Aire des Pyrénées - A 64	ASF

Catégorie Aires sur Routes Nationales

Argent	Aire de Cantepie - RN 13	DDE Manche
--------	--------------------------	------------

Catégorie Ouvrages Antibruit

Prix spécial du Jury	A 14 - Orgeval / Carrières sur Seine	SAPN
Argent	Déviation de Sorgues RN 7	DDE Vaucluse
Bronze	Ecran du Moulin Basset - A1	DDE Seine-Saint-Denis

Réalisations à caractère écologique

Vert	Conservatoire du Vallon de Rogerville	SAPN
Vert	Couloir écologique en Maurienne	SFTRF
Vert	Aménagements piscicoles - A 75	DDE Lozère

Viaduc de Drancy
(photo SETRA-CTOW
G. Forquet)

**RUBAN D'OR
(Série Grand Ouvrage d'Art)**

■ **Viaduc de Drancy - A86**

Maîtrise d'Ouvrage : État - DDE de Seine-Saint-Denis

Maîtrise d'œuvre : DDE de Seine-Saint-Denis : Jean Guinard, Claude Laruelle, Jean-Claude Lasaygues, Frédéric Léchelon, Bertrand Méary, Daniel de Mattéis, Pascal Rossigny

Concepteurs : DDE (Jean-François Fontaine), SETRA (Thierry Kretz, Daniel Lecointre)

Architectes : Dominique Fressynet, Serge Lacroix

Entreprises : Campenon-Bernard SGE, Borie SAE, TPI Île de France SPIE CITRA Île de France : Michel Guichard



**RUBAN D'OR
(Série Grand Ouvrage d'Art)**

■ **Viaduc de Rogerville - A29**

Maîtrise d'Ouvrage : Société des autoroutes Paris-Normandie (SAPN)

Maîtrise d'œuvre : Scetauroute Normandie : Claude Hesson, Gérard Latroy, Denis Richard

Concepteurs : Jean Muller International (Michel Duviard, Jean Muller)

Architectes : Dominique Fressynet, Serge Lacroix

Entreprises : Bouygues TP : Armand Le Gallie, Philippe Jacquet



RUBAN D'ARGENT (Série Grand Ouvrage d'Art)

■ Pont du Morbihan - RN 165

Maîtrise d'Ouvrage : État - DDE du Morbihan

Maîtrise d'œuvre : DDE du Morbihan : Roger Castel, Jean-Paul Le Corfec, Michel Sérinet

Concepteurs : SETRA : Jean-François Fontaine, Gilles Lacoste, Michel Virlogoux

Architecte : Charles Lavigne

Bureaux d'études : SECOA, CETE de l'Ouest

Entreprises : Campenon-Bernard SGE, Baudin-Chateaufneuf, EMCC



La Roche Bernard, Pont du Morbihan (photo SETRA-CTOA/G. Forquet)

RUBAN D'ARGENT (Série Petits Ouvrages d'Art)

■ Ouvrages entre Le Havre et Yvetot - A29

Maîtrise d'Ouvrage : Société des autoroutes Paris-Normandie (SAPN)

Maîtrise d'œuvre : SAPN (Patrick Trannoy), Scetauroute Normandie (Claude Bessan, Gérard Latroy, Denis Richard, Pierre Thisse)

Architectes : Michel Penz, Wojciech Kleinrok

Entreprises : Quille, GTM, DG Construction, Demathieu & Bard



A29 - Passage de l'A29 sur l'A150 (photo : SAPN/Claude Abron)