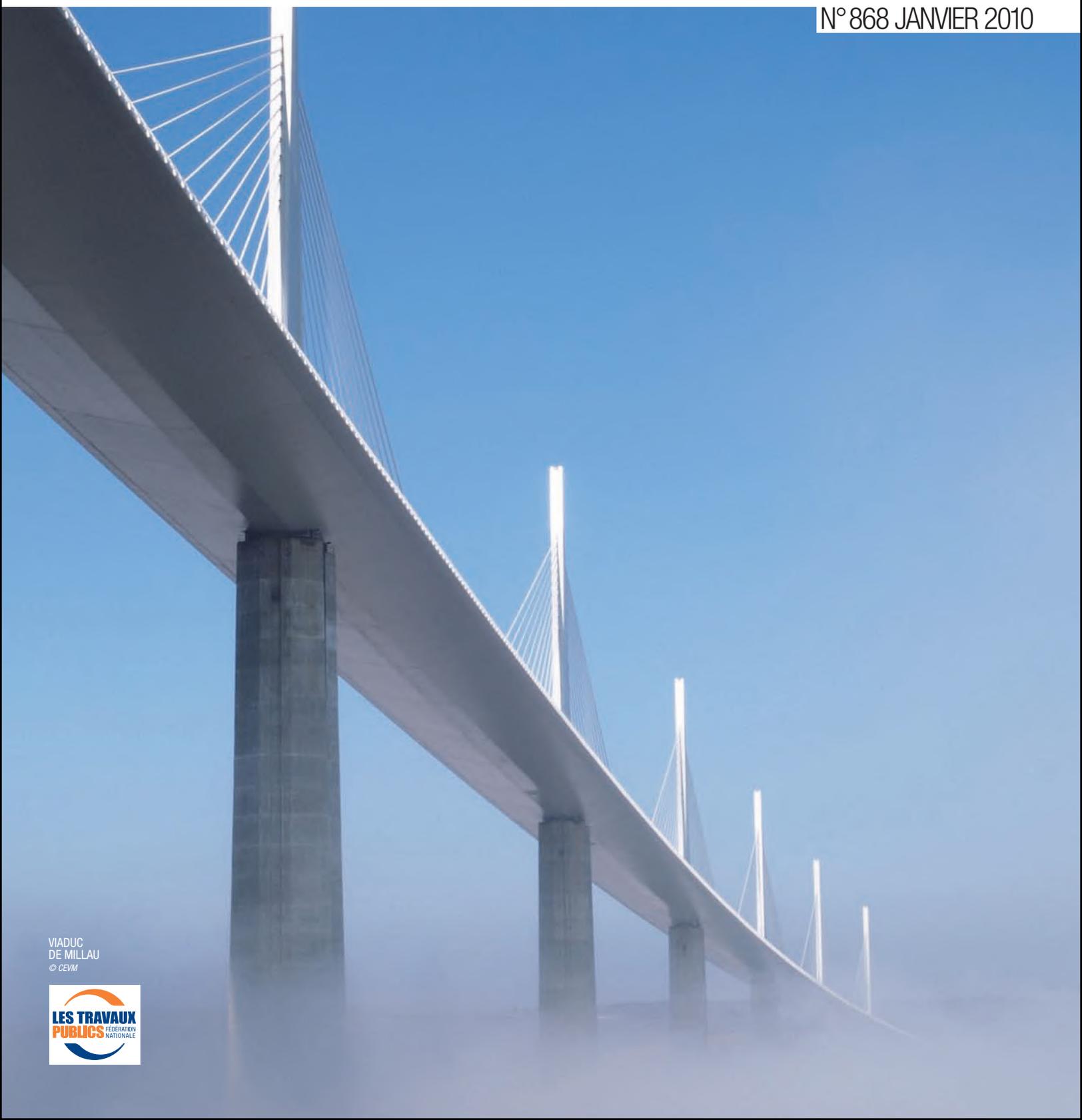


VIADUC DE MILLAU. LES CHOIX INITIAUX ET LE PROJET. LA CONCESSION. UNE AVENTURE TECHNIQUE ET HUMAINE EXTRAORDINAIRE POUR EIFFEL. LES ASPECTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION ET DES TRAVAUX. LES HAUBANS. LES ESSAIS DE CHARGEMENT STATIQUE ET DYNAMIQUE. UN CHANTIER INSCRIT DANS LE DEVELOPPEMENT DURABLE. LES BETONS. L'INSTRUMENTATION. LA GARE DE PEAGE. L'EXPLOITATION

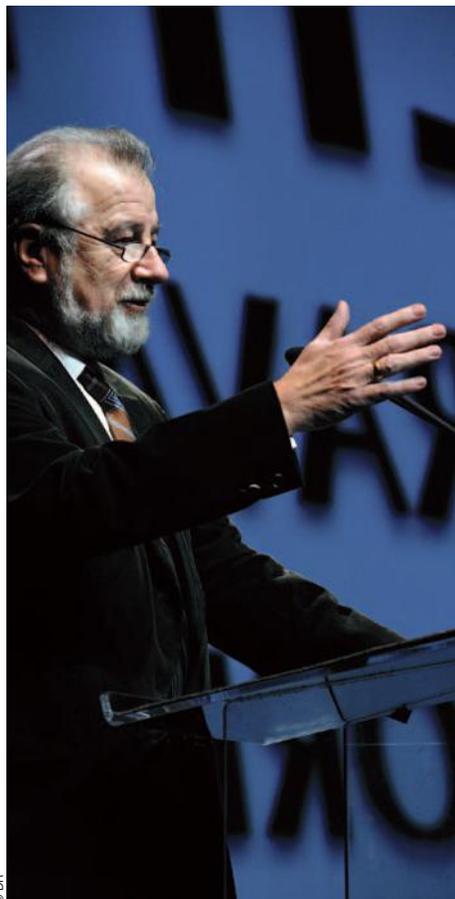
N° 868 JANVIER 2010



VIADUC
DE MILLAU
© CEVM

TRAVAUXREVUE TECHNIQUE DES ENTREPRISES
DE TRAVAUX PUBLICS

N° 868 JANVIER 2010

Directeur de la publication
Patrick Bernasconi**Directrice déléguée**
Rédactrice en chefMona Mottot
3, rue de Berri - 75008 Paris
Tél. : +33 (0)1 44 13 31 03
Email : mottotm@fnfp.fr**Comité de pilotage**Laurent Boutillon (Vinci Construction
Grands Projets), Jean-Bernard Detry
(Setec TPI), Philippe Jacquet (Bouygues),
Stéphane Monleau (Solétanche Bachy),
Bruno Radiguet (Bouygues), Claude
Servant (Eiffage TP), Philippe Vion
(Systra), Jean-Marc Tanis (Egis), Michel
Duviard (Egis), Florent Imberty (Razel),
Mona Mottot (FNTP)**Service Abonnement et Vente**
Com et ComService Abonnement TRAVAUX
Bât. Copernic - 20 av. Edouard Herriot
92350 Le Plessis-Robinson
Tél. : +33 (0)1 40 94 22 22
Fax : +33 (0)1 40 94 22 32
Email : revue-travaux@cometcom.frFrance (10 numéros) : 190 € TTC
International (10 numéros) : 240 €
Enseignants (10 numéros) : 75 €
Étudiants (10 numéros) : 50 €
Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)
Multi-abonnement : prix dégressifs
(nous consulter)**Publicité**Régie Publicité Industrielle
Xavier Bertrand - Norredine Bennai
9, bd Mendès France
77600 Bussy-Saint-Georges
Tél. : +33 (0)1 60 94 22 20
Email : bertrand@rpi.fr - bennai@rpi.frSite internet : www.revue-travaux.com**Réalisation et impression**Com'1 évidence
8, rue Jean Goujon - 75008 Paris
Tél. : +33 (0)1 40 74 64 34
Email : contact@com1evidence.com**Maquette****Idé Edition**La revue Travaux s'attache, pour l'information
de ses lecteurs, à permettre l'expression de
toutes les opinions scientifiques et techniques.
Mais les articles sont publiés sous la
responsabilité de leurs auteurs. L'éditeur se
réserve le droit de refuser toute insertion, jugée
contraire aux intérêts de la publication.Tous droits de reproduction, adaptation, totale
ou partielle, France et étranger, sous quelque
forme que ce soit, sont expressément réservés
(copyright by Travaux). Ouvrage protégé ;
photocopie interdite, même partielle
(loi du 11 mars 1957), qui constituerait
contrefaçon (code pénal, article 425).Editions Science et Industrie SAS
9, rue de Berri - 75008 Paris
Commission paritaire n°0111 T 80259
ISSN 0041-1906

© DR

BELLE RÉUSSITE !

Intervenants, petits ou grands, concepteurs ou réalisateurs, sous-traitants et fournisseurs, qui resteront à jamais associés à ce grand ouvrage. Les choix originels ont été décisifs : meilleur tracé, inscription parfaite dans le site, recours aux compétences des meilleurs spécialistes, études préalables approfondies, conception technique de très haut niveau et choix architectural de premier plan. La mise en concession, de son côté, a rendu le projet possible. Elle a permis un gain de temps et une réelle économie, tout en préservant la marge du constructeur.

Techniquement parlant, la préfabrication a limité le délai et l'exposition au site (39 mois au lieu de 52), la construction simultanée des piles et du tablier s'est avérée très satisfaisante, les techniques éprouvées – mais jamais utilisées à une telle échelle pour les piles – ont tenu toutes leurs promesses, comme la méthode originale et audacieuse utilisée pour le langage du tablier.

De même, les études parfaitement intégrées, le découpage du chantier en entités autonomes, la maîtrise affirmée de toutes les techniques et le contrôle qualité simple et performant, ont incontestablement joué un rôle déterminant. Mais les hommes sont évidemment la clé du dispositif.

Si Eiffage TP et Eiffage n'avaient pas été filiales du même groupe, et placées sous la même direction, si les hommes de l'étude n'étaient pas devenus ceux du chantier, si le groupe au plus haut niveau n'avait pas investi toute sa volonté dans cette opération, si les experts et l'autorité de contrôle n'avaient pas si bien joué leur rôle discret et vigilant... qu'en serait-il advenu ? Vraisemblablement pas la réussite dont nous sommes si fiers aujourd'hui.

JEAN GUÉNARDPRÉSIDENT D'EIFFAGE TRAVAUX PUBLICS,
DIRECTEUR GÉNÉRAL D'EIFFAGE TP ET PRÉSIDENT DE LA COMPAGNIE
EIFFAGE DU VIADUC DE MILLAU, PENDANT LA PÉRIODE DE CONSTRUCTION.

Telle est sans doute l'expression qui qualifie le mieux le viaduc de Millau aujourd'hui. Le 20 décembre 2008, après quatre années d'exploitation, le viaduc a fêté le passage de son dix-huit millionième véhicule, un chiffre qui dépasse les prévisions d'exploitation les plus optimistes établies avant son ouverture. Salué pour sa construction exemplaire – en deux millions d'heures de travail, aucun accident grave n'a été enregistré –, mis en service avec un mois d'avance sur un délai jugé par beaucoup irréaliste, et ce malgré 38 jours d'intempéries, le viaduc de Millau dont l'exploitation se révèle elle aussi un succès, est décidément en tout point une réussite. Cette réussite est bien sûr à l'origine de la réédition de ce numéro de la revue Travaux paru en 2005. Un numéro qui revient sur l'extraordinaire aventure humaine qu'a représentée ce chantier d'exception. Une réédition ouverte aussi à l'ensemble des

LISTE DES ANNONCEURS : MANITOWOC, 2^e DE COUVERTURE - SITES, P.70 - GREISCH, P.95 - SARENS, P.124 - SETEC TPI, P.132 - MAURER, P.136 - ALBERT-NACELLES, P.145 - SECOFAB - GROUPE SOTRALENTZ, 3^e DE COUVERTURE, EIFFAGE, 4^e DE COUVERTURE
CRÉDITS PHOTOS : DANIEL JAMME - MILLAU - PHOTOOTHÈQUE EIFFAGE ET FILIALES



© DR

Avec l'immense succès médiatique du viaduc de Millau, on a beaucoup parlé d'architecture, pas mal aussi de conception. J'espère que cet événement et l'impact qu'il a eu dans l'opinion contribueront à mieux mettre en lumière le rôle de l'ingénieur dans la conception des ouvrages d'art et plus généralement des grandes structures, car on a un peu trop tendance, depuis une quinzaine d'années, à n'y voir que la main de l'architecte.

Si les grands ponts français sont à juste titre considérés comme parmi les plus beaux, sinon les plus beaux du monde, et moins sensibles que dans d'autres pays à la mode récente de l'absurdité structurelle, c'est parce que tout en associant systématiquement des architectes à leur conception, ils restent des œuvres d'ingénieurs, obéissant à une logique cartésienne basée sur l'équilibre et la fluidité des efforts.

Les facilités offertes par le développement spectaculaire des moyens informatiques ne doivent en effet pas nous faire oublier que nous jouons dans ces ouvrages avec des forces considérables et que c'est en définitive l'ingénieur, et lui seul, qui porte la responsabilité de la sécurité structurelle.

Une responsabilité qu'il ne peut assumer que s'il a le dernier mot sur le fonctionnement mécanique de l'ouvrage et sur son dimensionnement.

La grande presse a moins parlé de la performance de l'entreprise, et fort peu de l'organisation mise en place dans

le cadre de la concession. Le groupe Eiffage a réellement pris la mesure de l'opération en se scindant en deux entités, le concessionnaire d'une part – la Compagnie Eiffage du viaduc de Millau – avec le rôle de maître d'ouvrage, et le constructeur d'autre part, Eiffage Travaux Publics et Eiffel Construction Métallique.

Cette division, un peu théorique au début des travaux, s'est réellement affirmée au fil du temps pour prendre une forme très proche de ce qu'on connaît dans les marchés publics classiques.

Le concessionnaire a choisi de prendre un maître d'œuvre indépendant, la Setec assistée de la SNCF pour le contrôle de la fabrication de la charpente métallique, ce qui a été particulièrement apprécié par le jury, et il a constitué un comité technique rassemblant à ses côtés des représentants du maître d'œuvre et du constructeur, mais aussi plusieurs experts extérieurs ; un comité technique opérationnel au sein duquel le groupe Eiffage était minoritaire.

Le constructeur a fait appel de son côté à des bureaux d'études – Greisch pour les parties métalliques de l'ouvrage, Arcadis, Thalès E et C, SERF et le bureau d'études d'Eiffage TP pour les parties en béton – et à des sous-traitants spécialisés : Péri pour les coffrages, Freyssinet pour les haubans, Maurer pour les joints de chaussée et des appareils d'appui capables de travailler à des contraintes très élevées, et Enerpac pour le remarquable système de poussage imaginé par Marc Buonomo.

C'est donc une énorme machine qui a été mise en place, mais qui a fonctionné avec la plus grande efficacité grâce à la rigueur de son organisation. Ce qui a permis d'achever la construction de l'ouvrage dans un délai record de 38 mois, malgré quelques moments difficiles et quelques incidents de chantier rapidement maîtrisés.

Mais on a peu parlé de deux décisions majeures sans lesquelles ce succès n'aurait pas été possible.

La première, d'ordre pratique mais d'une importance vitale en termes de délais, a été la préparation des accès au chantier par les services de

l'État. Georges Gillet et son équipe ont construit une piste « privée » de dix kilomètres de longueur pour desservir le chantier d'un pont de 2,5 kilomètres, ce qui en dit long sur le relief du site, avec deux ouvrages d'art pour franchir la RD 992 sur le Plateau de France, et le Tarn, la voie ferrée et une autre route départementale au fond de la vallée. Tous les mouvements liés aux travaux ont pu ainsi s'effectuer sans aucune interférence avec la circulation locale, et les convois d'Eiffel en particulier ont pu acheminer les éléments de charpente sans passer par la ville de Millau.

Mais la seconde décision est bien plus importante sur le fond. Lorsque l'État a décidé de concéder le viaduc de Millau, faute de crédits, il a aussi décidé, après de longues discussions entre le ministère des Finances et le ministère de l'Équipement, d'imposer la conception de l'ouvrage, d'imposer le respect de l'un de deux projets qui avaient été établis, l'un en acier et l'autre en béton précontraint.

Cela m'amène à une réflexion majeure sur les concours et les appels d'offres de conception-construction.

Les concours de conception-construction permettent à l'évidence une parfaite intégration des méthodes de construction à la conception des ouvrages.

Il est clair, par exemple, qu'à la suite d'un concours de cette nature, nous n'aurions pas eu à suer sang et eau pour résoudre les difficiles problèmes de l'installation des appareils d'appui de poussage en tête de piles qui n'avaient pas été conçus dans ce but.

Mais il est tout aussi certain que c'est un autre ouvrage qui aurait été construit, plus simple, moins cher mais certainement moins élégant, moins bien adapté au site de Millau que l'ouvrage que j'ai conçu en 1990 et dont le projet a été développé d'abord au Setra, puis avec Arcadis (à l'époque EEG Simecsol), Thalès E et C (Sogelerg) et SERF, sans oublier bien sûr le talent de l'architecte, Lord Foster et son équipe.

Comment faire pour que les concours de conception-construction, qui se sont multipliés depuis quelques années pour la création de nouvelles liaisons



autoroutières ou ferroviaires et qui continueront à se multiplier, ne conduisent pas à privilégier des structures économiques mais banales, faciles à construire et sans risque. Les contraintes de la compétition et le



souci du financement de ces projets vont bien souvent écarter les solutions originales et limiter les ambitions architecturales.

Ce serait une erreur de considérer que ce problème n'est qu'une lubie d'un

concepteur : l'image de la construction française repose sur l'excellence de ses projets ; il faut que notre système trouve les moyens politiques et administratifs de perpétuer notre tradition d'élégance et d'efficacité.

J'espère que les concours de conception-construction organisés pour l'autoroute Anancy-Genève et pour le pont mobile de Bordeaux seront, malgré cette difficulté, de nouvelles occasions de construire des ouvrages de qualité

qui font la force et le rayonnement de notre industrie. ■

MICHEL VIRLOGEUX
INGÉNIEUR CONSULTANT
EXPERT CEVM



LE VIADUC DE MILLAU DES PROCÉDURES NOVATRICES POUR UN OUVRAGE EXCEPTIONNEL

AUTEURS : JEAN-FRANÇOIS COSTE, INGÉNIEUR GÉNÉRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES HONORAIRE - PATRICK VIEU, SOUS-DIRECTEUR DES AUTOROUTES ET DES OUVRAGES CONCÉDÉS, DIRECTION DES ROUTES - PASCAL LECHANTEUR, ADJOINT AU SOUS-DIRECTEUR, DIRECTION DES ROUTES

LES LECTEURS DE NOTRE REVUE CONNAISSENT BIEN LA TRÈS BELLE RÉALISATION QUE CONSTITUE LE VIADUC DE MILLAU, PRÉSENTÉ NOTAMMENT DANS SES NUMÉROS DE DÉCEMBRE 1990, AVRIL 2002, FÉVRIER ET DÉCEMBRE 2003 ET MAI 2004. OUVRAGE EXCEPTIONNEL SUR LE PLAN TECHNIQUE, LE VIADUC DE MILLAU A ÉGALEMENT ÉTÉ L'OCCASION DE NOMBREUSES INNOVATIONS EN MATIÈRE DE PROCÉDURES, QUE CE SOIT AU STADE DU CHOIX DU TRACÉ ET DE LA CONCEPTION DE L'OUVRAGE, À CELUI DU CAHIER DES CHARGES DE LA CONCESSION, À CELUI ENFIN DU MONTAGE DE LA CONCESSION ET DE LA NÉGOCIATION ENTRE LE CONCESSIONNAIRE PRESENTI ET L'ADMINISTRATION.



LES CHOIX INITIAUX ET LE PROJET

Le viaduc de Millau représente le principal maillon manquant de l'autoroute A75 qui relie Clermont-Ferrand à Béziers. Cet axe majeur du plan routier du Massif Central lancé en 1975 par Valéry Giscard d'Estaing, a fait l'objet d'engagements spécifiques de l'État pour aménager une autoroute hors péage inscrite en tant que liaison assurant la continuité du réseau autoroutier (LACRA) aux schémas directeurs des routes nationales (SDRN) de 1988 et 1992. Il répond à un triple objectif :

- Promouvoir les régions traversées sur les plans économique et touristique ;
- Être un grand axe à l'échelle nationale ;
- Offrir un axe international pour aller du nord-ouest de l'Europe vers l'Espagne et la Méditerranée.

Le long d'un parcours de 340 km, l'autoroute A75 traverse sur près de 250 km un relief montagneux à une altitude moyenne de 700 m et culmine à 1 121 m au col des Issartets. Elle doit franchir les vallées par de nombreux ouvrages dont plusieurs sont des ouvra-

1- L'autoroute A75 et situation de quelques ouvrages remarquables.

1- The A75 motorway and location of several remarkable structures.

ges remarquables par leur conception et leur esthétique. Ces ouvrages ont été le fruit d'une collaboration fructueuse entre ingénieurs et architectes (figures 1 à 7).

Une structure spécifique, l'Arrondissement interdépartemental des ouvrages

d'art (AIOA), a été mise en place en 1989 sous la conduite de George Gillet, pour monter localement les projets de ponts et tunnels et assurer la maîtrise d'œuvre de leur construction, avec l'appui du réseau technique et sous le contrôle du Setra.

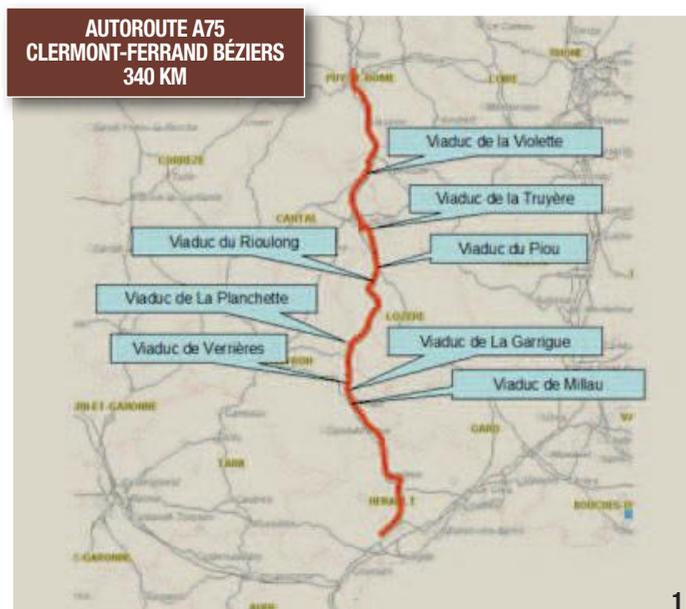
Mais c'est certainement le franchissement du Tarn à proximité de la ville de Millau qui représente le défi le plus important tant sur le plan technique qu'institutionnel.

Nous présentons ci-après les cheminements et les procédures qui ont conduit successivement :

- Au choix du tracé du contournement de Millau ;
- À l'adoption d'un ouvrage unique franchissant la vallée du Tarn ;
- À l'élaboration du projet retenu avant sa mise en concession.

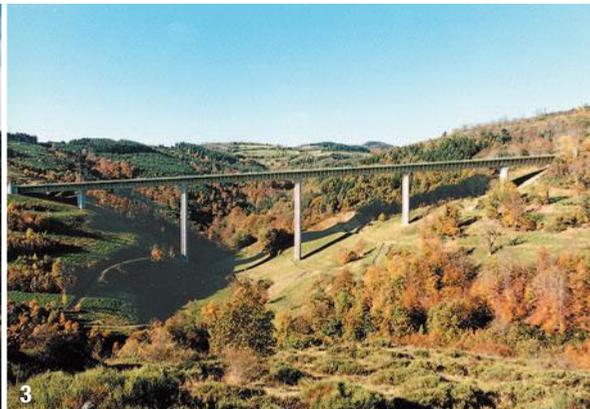
LA RECHERCHE D'UN TRACÉ POUR LE CONTOURNEMENT DE MILLAU, UN CHOIX CONCERTÉ AVEC LES ÉLUS LOCAUX (1988-1990)

Le relief des Causses, barré par la vallée profonde du Tarn, constitue un obstacle ▷

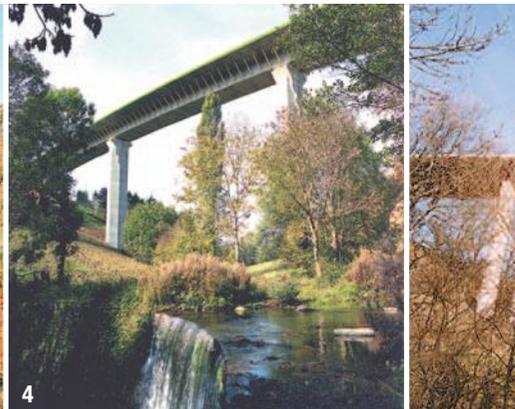




2



3



4

dont le franchissement par une autoroute s'est avéré particulièrement difficile (figure 8). Dès 1988, ingénieurs et géologues ont recherché un passage qui satisfasse à la fois des conditions de faisabilité et une bonne desserte de Millau.

Quatre options de passages furent examinées au cours des années 1988-1989 (figure 9) :

1. Une option « Grand Est » prévoyait un franchissement des vallées du Tarn et de la Dourbie par deux grands ponts suspendus de 800 à 1 000 m de portée. Cette option avait deux inconvénients majeurs, la traversée de sites exceptionnels et une mauvaise desserte de la ville de Millau. L'association « Sauvons la vallée de la Dourbie de l'A75 » s'est opposée au tracé qui n'a pas reçu non plus le soutien des élus ;

2. Une seconde option « proche de la RN9 » consistait à passer depuis le nord à la limite Est de Millau, puis après avoir franchi le Tarn à remonter au sud sur le plateau du Larzac. Cette option permettait une bonne desserte de Millau mais présentait de nombreuses contraintes techniques et des pentes trop fortes, pénalisantes pour le trafic lourd. En outre, cette solution avait un fort impact sur le milieu urbain. Elle a dû être abandonnée ;

3. Une option « Grand Ouest » empruntait la vallée du Cernon et contournait la partie nord-ouest du Causse. Plus longue que les solutions précédentes d'environ 12 km, elle passait à hauteur des villages pittoresques de Peyres et de Saint-Georges-de-Luzençon avec pas moins de quatre viaducs. Ce tracé a très vite reçu l'opposition des villages concernés ; de plus il rallongeait le trajet sans desservir commodément Millau ;

4. Une option « médiane » à l'ouest de Millau partait du nord depuis le village de Saint-Germain, traversait le Tarn pour rejoindre le plateau de France puis

remontait en direction du plateau du Larzac. Cette solution a bénéficié d'une approbation des autorités locales qui s'étaient faites à l'idée d'un contournement de Millau permettant une liaison facile avec leur ville tout en la préservant des nuisances de la circulation.

Ce tracé rencontrait cependant de sérieuses difficultés géologiques, notamment au droit du Tarn. La faisabilité technique de ce dernier tracé a été confirmée grâce à l'intervention de deux experts, Marc Panet, géotechnicien et Marcel Rat, géologue (LCPC).

C'est ce tracé « médian » qui a été finalement retenu dans son principe par décision ministérielle du 28 juin 1989. Cette décision a demandé cependant d'approfondir les études du tracé, le profil en long et le type d'ouvrage à retenir.

LE CHOIX DE L'OUVRAGE, UNE SÉLECTION DIFFICILE ET RÉFLÉCHIE (1991-1996)

Deux familles de solutions techniques ont été longuement analysées par le CETE Méditerranée, soit en descendant dans la vallée – solution basse –, soit en restant au-dessus de la vallée – solution haute (figure 10).

La solution basse consistait à descendre dans la vallée, franchir le Tarn par un ouvrage de 600 m de portée puis à rejoindre le plateau du Larzac par un viaduc long de 2 330 m prolongé par un tunnel.

Finalement, il est apparu préférable de franchir la brèche sur près de 2 500 m directement par un ouvrage unique surplombant le Tarn d'environ 270 m (solution haute), plutôt que d'arpenter la vallée par une succession d'ouvrages. Cette solution a été jugée la plus directe pour limiter les impacts sur l'environnement et l'urbanisme. Elle ménageait en même temps un accès suffisamment rapide vers la ville de Millau par l'échangeur de Saint-Germain. Elle a reçu un accueil favorable des élus locaux.

2- Le viaduc sur la Truyère (Cantal), près du pont de chemin de fer de Garabit.

Conception : Europe Etudes Gecti (EEG) et le Centre d'études technique de l'Équipement (CETE) Rhône Alpes.

Architecte : Alain Spielmann. Maître d'œuvre : AIOA.

Construction : Grands Travaux de Marseille (GTM) et Dumez.

3 & 4- Les viaducs du Piou et du Rioulong (Lozère).

Conception : bureaux d'études Secoa, Sofresid et SEE.

Architecte : Philippe Fraleu. Maître d'œuvre : AIOA. Construction : Quillery.

5- Le viaduc de la Planchette (Lozère).

Conception : AIOA et Setra. Architecte : Pierre Million. Maître d'œuvre : AIOA. Construction : Baudin Chateaufort et Léon Ballot.

2- The viaduct over the Truyère (Cantal), near the Garabit railway bridge.

Design : Europe Etudes Gecti (EEG) and Centre d'études technique de l'Équipement (CETE) Rhône Alpes.

Architect : Alain Spielmann. Project manager : AIOA. Construction : contractors Grands Travaux de Marseille (GTM) and Dumez.

3 & 4- The Piou and Rioulong viaducts (Lozère).

Design : engineering offices Secoa, Sofresid and SEE. Architect : Philippe Fraleu. Project manager : AIOA. Construction : contractor Quillery.

5- The Planchette viaduct (Lozère).

Design : AIOA and Setra. Architect : Pierre Million. Project manager : AIOA. Construction : contractors Baudin Chateaufort and Léon Ballot.

Jean Berthier, alors directeur des Routes, a été convaincu par Michel Virlogeux de la pertinence de la solution et la décision ministérielle du 29 octobre 1991 a retenu cette « solution haute ». Cependant Paul Quilès alors ministre de l'Équipement, a souhaité des études complémentaires.

Au cours de l'année 1992, l'équipe du Setra, pilotée par Michel Virlogeux, a donc poursuivi ses investigations en étudiant sept types d'ouvrages sélectionnés après avoir passé en revue huit familles de solutions incluant les variantes béton ou métal. Ces études préliminaires ont permis de valider la faisabilité d'un ouvrage franchissant la vallée à lui seul. Elles ont conduit à la décision ministérielle du 12 juillet 1993. Cette décision a approuvé l'avant-projet sommaire du contournement de Millau et le franchissement de la vallée par un ouvrage unique de 2 460 m de long surplombant le Tarn à environ 270 m. À cette fin, elle a retenu quatre grands types d'ouvrage pour des études préliminaires :

→ Une grande travée au-dessus du Tarn de 280 m avec un tablier en béton précontraint de hauteur variable et des travées d'accès de hauteur constante de 150 m de portée ;

→ La même solution mais avec un tablier métallique ;

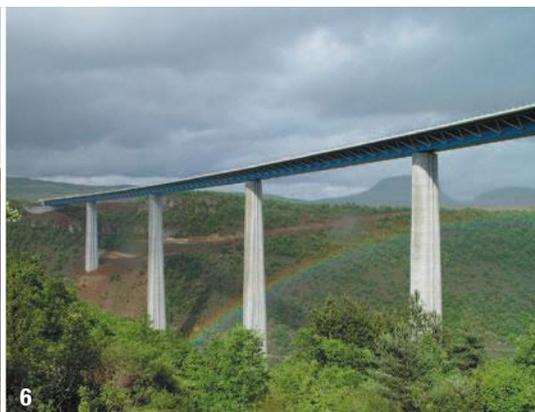
→ Des travées haubanées de 320 m de portée, comportant un tablier en béton de hauteur constante ;

→ Une grande travée haubanée de 400 m de portée et des travées d'accès de 170 m de portée avec tablier métallique de hauteur constante.

Compte tenu des enjeux techniques, architecturaux et financiers, Christian Leyrit, alors directeur des Routes, a souhaité élargir le champ d'investigation des solutions envisagées pour le viaduc. Une procédure de marché de définition a donc été engagée mi-1993, avec huit bureaux d'étude sélectionnés



5



6



7

parmi 17 candidatures et séparément avec sept architectes choisis parmi 38 candidats (cf. encadré « Études préliminaires »). L'objectif était de dégager un large éventail de solutions techniques à partir des études du Setra. Plus précisément, il leur était demandé de :

- Donner un avis sur les études préliminaires ;
- Proposer de nouvelles solutions ;
- Définir des méthodes de travail pour les études ;
- Présenter des mesures d'aménagement du site.

Cette procédure a rapporté une riche moisson de propositions tant sur le plan technique qu'architectural (figures 11 à 16).

Parallèlement, le directeur des routes a mis en place une mission d'évaluation composée de dix experts internationaux représentant un large spectre de compétences non seulement techniques mais aussi architecturales et paysagères (cf. encadré « Les experts »). Dans son rapport de septembre 1993, la mission a conclu à la faisabilité de la solution haute au-dessus de la vallée, solution bien adaptée au franchissement du Tarn. Mais elle a estimé indispensable de ne pas s'en tenir a priori au principe de l'ouvrage à travées multahaubanées conçu par Michel Virlogeux.

Elle a proposé d'élargir le choix de l'ouvrage en mettant en concurrence des équipes indépendantes de l'administration chargées d'étudier chacune l'une des cinq familles de solutions suivantes sur la base d'un cahier des charges (figures 17) :

1. Viaduc multahaubané (béton ou métal) ;
2. Viaduc de hauteur variable (béton ou mixte) ;
3. Viaduc à tablier métallique comportant une ou plusieurs travées sous bandées ;
4. Viaduc comportant un arc en béton de 600 m de portée avec viaduc d'accès ;

6- Le viaduc de Verrière (Aveyron).

Conception : Setra.
Architecte : André Mascarelli.
Maître d'œuvre : AIOA.
Construction : Spie Batignolles, Dodin, Razel et Buyck.

7- Le viaduc de la Garrigue (Aveyron).

Conception : CETE Méditerranée. Architecte : Alain Spielmann.
Maître d'œuvre : AIOA.
Construction : DV Construction et Richard Ducros.

8- Site du franchissement de la vallée du Tarn à Millau.

6- The Verrière viaduct (Aveyron).

Design : Setra.
Architect : André Mascarelli.
Project manager : AIOA.
Construction : contractors Spie Batignolles, Dodin, Razel and Buyck.

7- The Garrigue viaduct (Aveyron).

Design : CETE Méditerranée. Architect : Alain Spielmann.
Project manager : AIOA.
Construction : contractors DV Construction and Richard Ducros.

8- Site of the Tarn Valley crossing at Millau.

5. Viaduc de hauteur constante à tablier métallique.

Ces familles reflétaient deux types contrastés de franchissement : un ouvrage soit suspendu au-dessus de la vallée, soit émergeant du fond de la vallée.

Entre temps, l'impact d'un tel ouvrage avait suscité des réactions jusqu'au plus haut niveau. La proposition des experts allait dans le sens de ne pas laisser l'administration décider seule de l'ouvrage à construire et de s'assurer qu'il respectait le paysage et son environnement.

Par décision du 4 novembre 1994, le directeur des routes a adopté les propositions de la Mission et a constitué cinq groupements en mariant bureaux d'études et cabinets d'architectes (cf. encadré « Les cinq groupements en compétition »). C'est seulement en octobre 1995 que les marchés de définition correspondants ont été notifiés aux groupements, par suite des délais inhérents aux discussions pour constituer des groupements fonctionnels et mettre au point les marchés sur le plan administratif. Entre temps, la déclaration d'utilité publique du contournement de Millau

avait été prononcée le 10 janvier 1995. Les prestations des marchés d'étude se sont déroulées sans intervention du maître d'ouvrage et du conducteur d'opération de façon à garantir l'indépendance et la cohérence des projets. Les groupements ont remis leurs études le 23 avril 1996 (figure 18).

La personne responsable du marché au niveau local représentée par le directeur départemental de l'Équipement (DDE), a constitué un Comité technique composé de quatre groupes de travail spécialisés. Ce comité a établi un rapport de synthèse sans se prononcer sur un classement des solutions, en présentant ses conclusions sur :

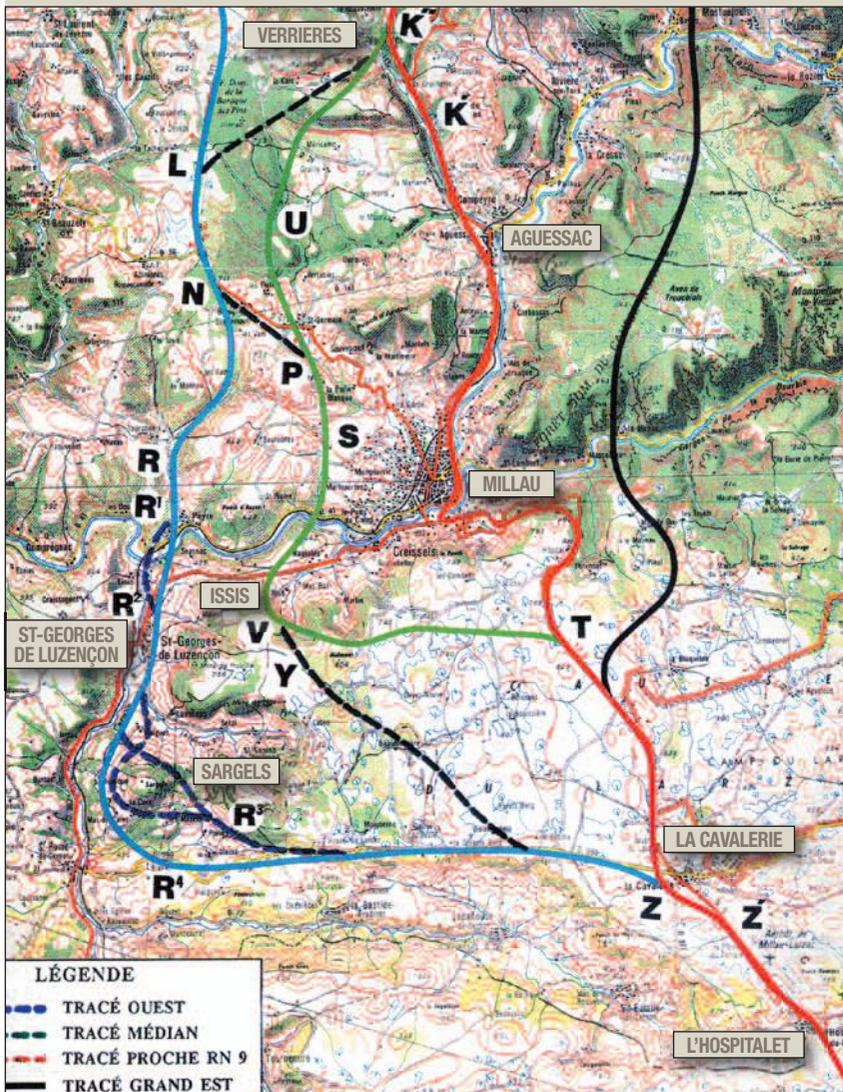
- La constructibilité des projets en faisant ressortir les avantages et inconvénients présentés par chacun d'entre eux ;
 - La nécessité de compléter les études avant d'élaborer un dossier d'exécution ;
 - La nécessité d'homogénéiser les estimations faites par chaque groupement.
- Cette homogénéisation a été faite, sans modifier les quantités des estimations, par une société spécialisée qui était déjà intervenue au niveau des études préliminaires. ▶



8

LES QUATRE OPTIONS DE FRANCHISSEMENT

9



9- Les quatre options de franchissement de la vallée du Tarn.

10- Tracé des solutions haute et basse.

9- The four options for crossing the Tarn Valley.

10- Layout of the high and low solutions.

Conformément au Code des marchés publics, le maître d'ouvrage a constitué une commission composée de représentants de l'État, d'élus, d'architectes, d'ingénieurs et présidée par Christian Leyrit, directeur des Routes. Cette commission qui a fonctionné comme un jury, s'est réunie le 12 juillet 1996. Elle a proposé à la majorité absolue, de retenir la solution du viaduc multi-haubané présenté par le groupement de bureaux d'études Sogelerg, Europe Etudes Gecti et SERF et le cabinet d'architectes Norman Foster & Partners (figure 19). Ce choix a été dicté par la qualité du projet tant du point de vue technique qu'architectural, le délai de réalisation, et un coût sensiblement inférieur à celui des autres projets présentés. Ce projet offrait aussi la possibilité de mettre en concurrence une solution à tablier en béton précontraint et une solution à tablier métallique, sachant que l'architecte du groupement marquait sa préférence pour une solution à tablier en béton précontraint. La proposition du jury a été entérinée par Bernard Pons, ministre de l'Équipement le 15 juillet 1996.

L'ÉLABORATION DU PROJET RETENU (1997-1998)

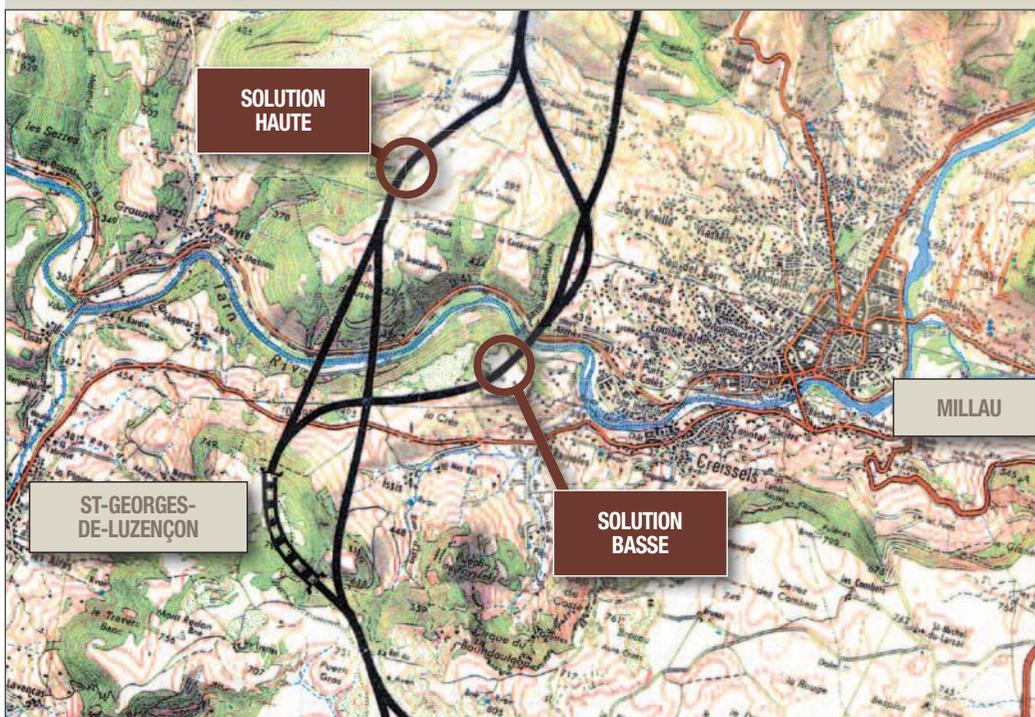
La mise au point du marché d'études avec le groupement retenu a demandé à nouveau une année puisque le marché a été notifié le 1^{er} juillet 1997.

Au cours des études faites par le groupement qui se sont déroulées jusqu'à mi-1998, la section triangulaire du tablier adoptée par l'architecte à la place de la section trapézoïdale initiale (figure 20) été remise en cause à la suite d'essais en soufflerie. Elle aurait pu conduire à une instabilité du tablier en béton sous certains effets du vent (figure 21). Il a fallu faire appel à deux des experts de la mission, le professeur Alan Davenport et le professeur René Walther pour finalement décider de revenir au principe d'une section trapézoïdale du tablier. Toutefois cet épisode a permis d'améliorer la forme de la base du caisson par rapport au dessin initial grâce à un dialogue constructif avec Lord Foster (figure 22).

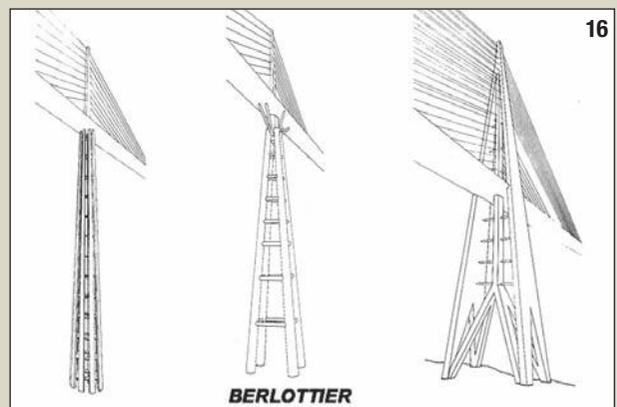
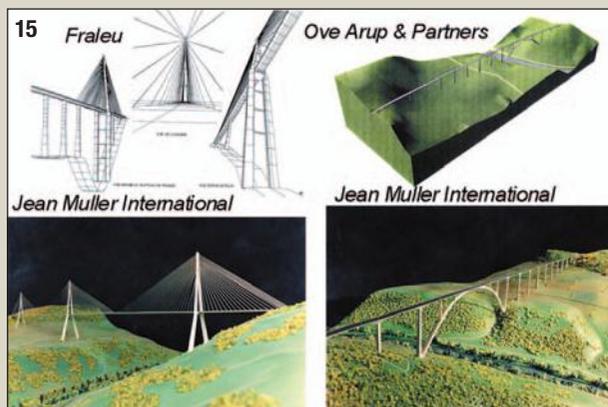
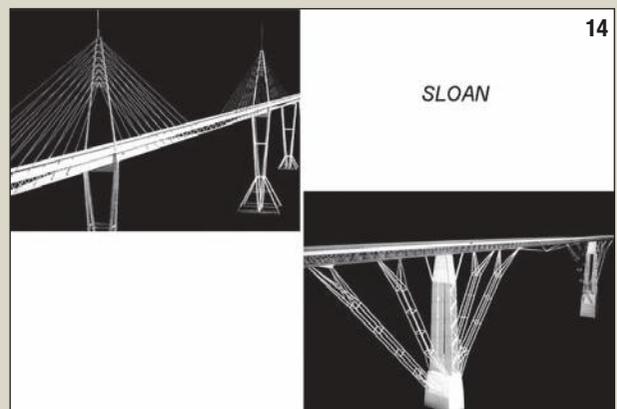
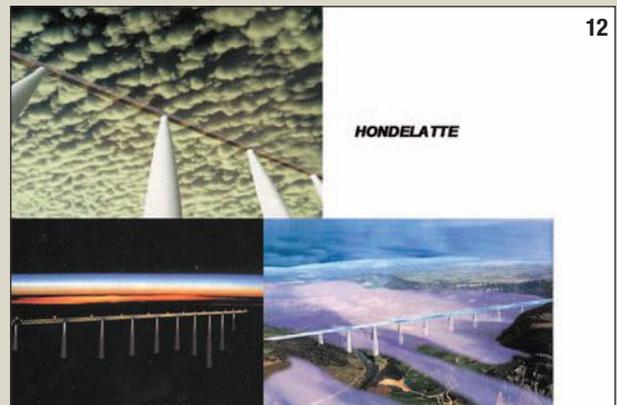
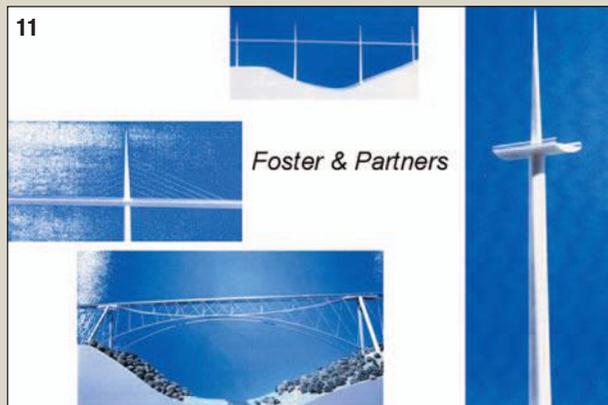
En même temps le dessin des piles a fait l'objet de minutieuses mises au point à l'aide de maquettes de la part de l'architecte et de discussions avec le concepteur. L'apport de Foster a consisté à doubler le fût des piles sur les 90 m supérieurs et à prolonger leur dessin par celui des pylônes au travers du tablier. Ce doublement répond également à une exigence

TRACÉ DES SOLUTIONS

10



SOLUTIONS PROPOSÉES



fonctionnelle car il donne la souplesse nécessaire aux piles pour absorber les déformations imposées par le tablier. Le dessin final a été adopté fin 1997, au cours d'une réunion présidée par Christian Leyrit (figure 23).

Par ailleurs, sous l'impulsion du paysagiste Bernard Lassus, un soin particulier a été porté à l'insertion de l'ouvrage dans le paysage : traitement des culées et modelé du terrain pour recevoir l'ouvrage à ses extrémités, maintien de la végétation au bas des piles, adoption d'un rayon en plan de 20 000 m pour une meilleure perception de l'ouvrage par les automobilistes à son approche.

Cependant, le 20 mai 1998, alors que le projet avait été mené jusque-là dans le contexte d'une réalisation du viaduc sous maîtrise d'ouvrage de l'État, Jean-Claude Gayssot, ministre de l'Équipement annonçait à la presse sa décision de concéder le viaduc de Millau.

Cette décision n'a pas remis en cause les études techniques du groupement qui se sont poursuivies jusqu'à fin août 1998 et ont été vérifiées par le Setra fin 1998.

Par contre, la procédure de déclaration d'utilité publique (DUP) a dû être reprise par une nouvelle enquête consécutive à la mise en concession du viaduc.

**11 à 16-
Solutions
proposées
par bureaux
d'études et
architectes.**

**11 to 16-
Solutions
proposed by
engineering
offices and
architects.**

Cette enquête a abouti à un nouveau décret de DUP le 23 novembre 1999.

Il a fallu également mettre au point le cahier des charges de la concession tant sur le plan juridique que technique, avant de lancer la consultation au niveau européen. Cette nouvelle phase de la procédure fait l'objet de la présentation suivante par Patrick Vieux et Pascal Lechanteur.

En conclusion, le succès de la procédure adoptée pour l'élaboration du projet du viaduc de Millau résulte de la conjonction (figure 24) :

→ De décideurs éclairés et prêts à adapter les procédures au cas particulier ▷

d'un ouvrage exceptionnel ;
 → De concepteurs motivés et experts de haut niveau ;
 → De spécialistes et calculateurs compétents ;
 → D'une ingénierie publique forte et d'une ingénierie privée de qualité ;
 → D'architectes intégrés dans une équipe de conception et ouverts au dialogue ;
 → D'un conducteur des études exigeant et passionné.

En même temps, tous les intervenants se sont montrés déterminés à mener à bien un projet difficile qui a pu mûrir et se bonifier tout au long de plus de 10 années d'études et procédures diverses, souvent innovatrices.

LA CONCESSION DU VIADUC DE MILLAU

Une nouvelle approche du partenariat concédant-concessionnaire dans le domaine autoroutier.

Au cours de la décennie 1990 le secteur autoroutier a connu cinq évolutions majeures :

1. L'introduction d'une obligation de publicité et de mise en concurrence. Pendant plus de 30 ans, l'attribution des concessions autoroutières a reposé sur une procédure de gré à gré.

L'État concédant confiait aux sociétés d'autoroutes la construction et l'exploitation des sections nouvelles moyennant un allongement, en tant que de besoin, de la durée de leur contrat de concession : les recettes tirées de l'exploitation des autoroutes les plus anciennes servaient ainsi à financer la construction des nouvelles sections (procédé de l'« adossement »).

L'attribution des concessions échappait à toute mise en concurrence¹. Au début des années 1990, la directive « Travaux » et ses textes de transposition² ont introduit une obligation de publicité pour toute nouvelle mise en concession³ : désormais, tout opérateur intéressé peut présenter sa candidature.

L'État concédant a donc été conduit à mettre en place une procédure de plus en plus formalisée de sélection des candidatures et des offres, respectueuse des grands principes du droit communautaire : non-discrimination, égalité entre les candidats, transparence des procédures de sélection.

2. La fin des subventions croisées, condition à une concurrence égale et ouverte.

Le système de l'adossement était incompatible avec les nouvelles règles du jeu : en donnant une « prime » aux opérateurs gestionnaires d'un réseau,

il faisait obstacle au libre jeu d'une concurrence loyale et égalitaire entre les candidats. Saisi de cette question par le gouvernement, le Conseil d'État a confirmé cette analyse dans un avis du 16 septembre 1999⁴.

Désormais, toute section ou ouvrage autoroutier dont les recettes prévisionnelles sont insuffisantes pour lui permettre d'atteindre l'équilibre peut se voir octroyer des concours publics dans le cadre de la procédure d'attribution de la concession.

3. La banalisation du régime des concessionnaires publics.

Ces évolutions ont ouvert le secteur autoroutier à la concurrence européenne et permis l'entrée de nouveaux opérateurs : la concession du viaduc de Millau à une filiale du groupe Eiffage en est la parfaite illustration.

Pour mettre les sociétés publiques d'autoroutes à égalité avec leurs concurrents privés dans la compétition européenne, le gouvernement a souhaité banaliser leur régime juridique et comptable, en supprimant la garantie de reprise de passif qui figurait dans leurs cahiers des charges, en allongeant la durée de leurs concessions et en supprimant le régime dérogatoire dit des « charges différées ».

Les statuts des sociétés autoroutières publiques ont également été adaptés.

4. L'implication croissante de nouveaux acteurs.

La réforme du régime d'attribution et de financement des concessions autoroutières a conduit de fait à l'apparition de nouveaux acteurs dans le paysage autoroutier : collectivités locales intéressées au financement des nouvelles opérations, prêteurs et investisseurs, usagers enfin, appelés à prendre une plus grande place dans l'évaluation de la qualité du service rendu.

5. Un rôle nouveau pour l'autorité publique.

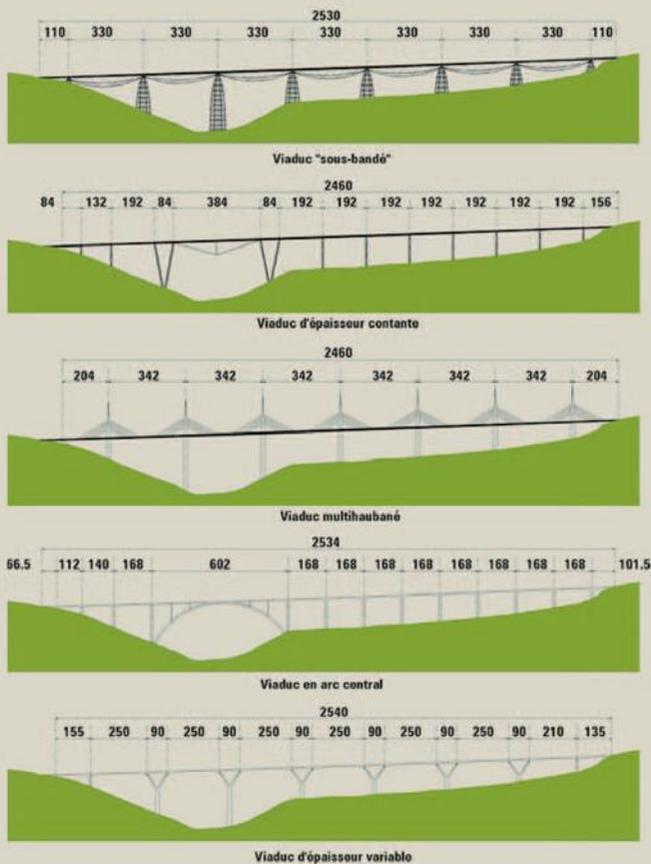
Enfin, l'État demeure bien entendu le gardien de la prise en compte des intérêts publics.

Il lui revient notamment de veiller à la bonne exécution du service public et à la stabilité du cadre juridique et réglementaire qui est un élément essentiel pour des partenariats de long ou de très long terme.

C'est dans ce contexte qu'a été lancée la concession du viaduc de Millau.

Initialement, la construction de l'ouvrage avait été prévue hors péage, comme le reste de l'autoroute A75 entre Clermont-Ferrand et Béziers. Mais l'insuffisance des moyens budgétaires risquant de retarder pour longtemps sa réalisation,

LES CINQ FAMILLES DE SOLUTIONS MISES EN COMPÉTITION



A75 GRAND VIADUC DE MILLAU LES 5 FAMILLES DE SOLUTION ET LES ÉQUIPES D'ÉTUDES

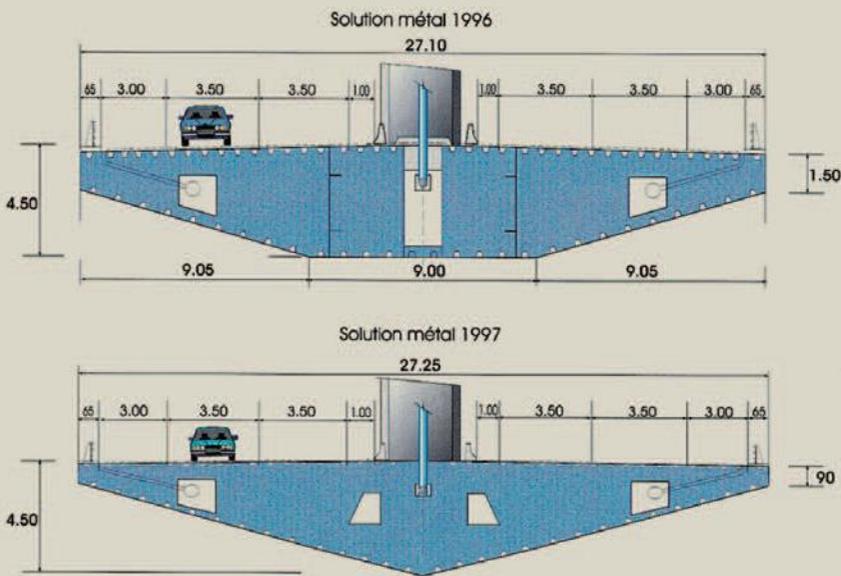
<p>Sous-bané Bureaux d'études: SETEC TPI Architecte: SÜLER</p>	<p>Multiaubané (ou une seule travée haubanée sur le Tam) Bureaux d'études: SOGELERG - EEG - SERF Architecte: FÖSTER</p>
<p>Epaisseur constante (possibilité de structure différente sur le Tam) Bureaux d'études: SEEE-SOFRESID Architecte: SLOAN</p>	<p>Arc central Bureaux d'études: JMI Architecte: SPIELMANN</p>
<p>Epaisseur variable Bureaux d'études: SECOA Architecte: BERLOTTIER</p>	<p>Conducteur des études Arrondissement interdépartemental des Ouvrages d'Art assisté de la Division des Grands Ouvrages du SETRA</p>



19

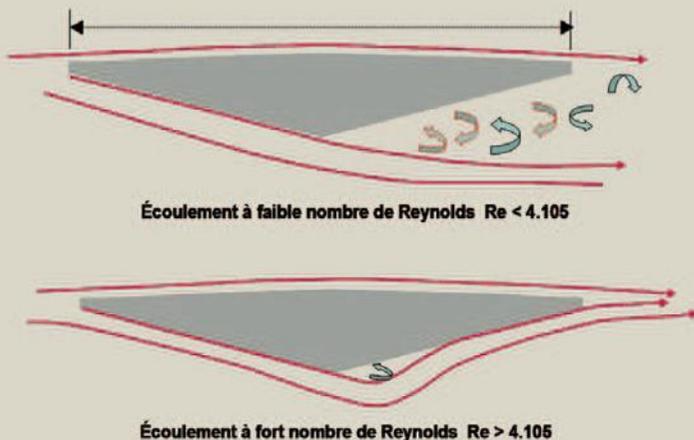
SECTION TRAPÉZOÏDALE INITIALE ET SECTION TRIANGULAIRE ENVISAGÉE

20



ÉCOULEMENT AÉRODYNAMIQUE AUTOUR D'UNE SECTION TRIANGULAIRE

21



17- Les cinq familles de solutions mises en compétition.

18- Les projets présentés par les cinq groupements d'études.

19- Image de synthèse du projet retenu.

20- Section trapézoïdale initiale et section triangulaire envisagée.

21- Écoulement aérodynamique autour d'une section triangulaire.

17- The five competing families of solutions.

18- The projects presented by the five engineering consortia.

19- Composite image of the project selected.

20- Initial trapezoidal section and planned triangular section.

21- Aerodynamic flow around a triangular section.

le ministre de l'Équipement a décidé, en mai 1998, sa mise en concession. Celle-ci a nécessité une nouvelle déclaration d'utilité publique, intervenue par décret du 23 novembre 1999⁵, et la révision du schéma directeur routier national (SDRN), conformément à la loi du 30 décembre 1982 d'orientation des transports intérieurs (Loti).

Le viaduc de Millau est un ouvrage d'art exceptionnel. Long de 2 460 m, il compte huit travées haubanées et sept piles dont la plus haute atteint 245 m. Il culminera à 270 m au-dessus du Tarn. Son tablier métallique, large de 27,70 m accueillera 2 x 2 voies, une bande d'arrêt d'urgence de 3 m, un dispositif de retenue latéral et des écrans anti-vent. Ce parti technique et architectural est celui du bureau Norman Foster & partners et du groupement Sodeteg - EEG - SERF. Le péage sera perçu par une barrière de péage, située à six kilomètres au nord de l'ouvrage, qui comprendra 18 voies. La section comprise entre l'ouvrage et la barrière de péage ne fait pas partie de la concession.

UNE PROCÉDURE D'ATTRIBUTION EN TROIS PHASES

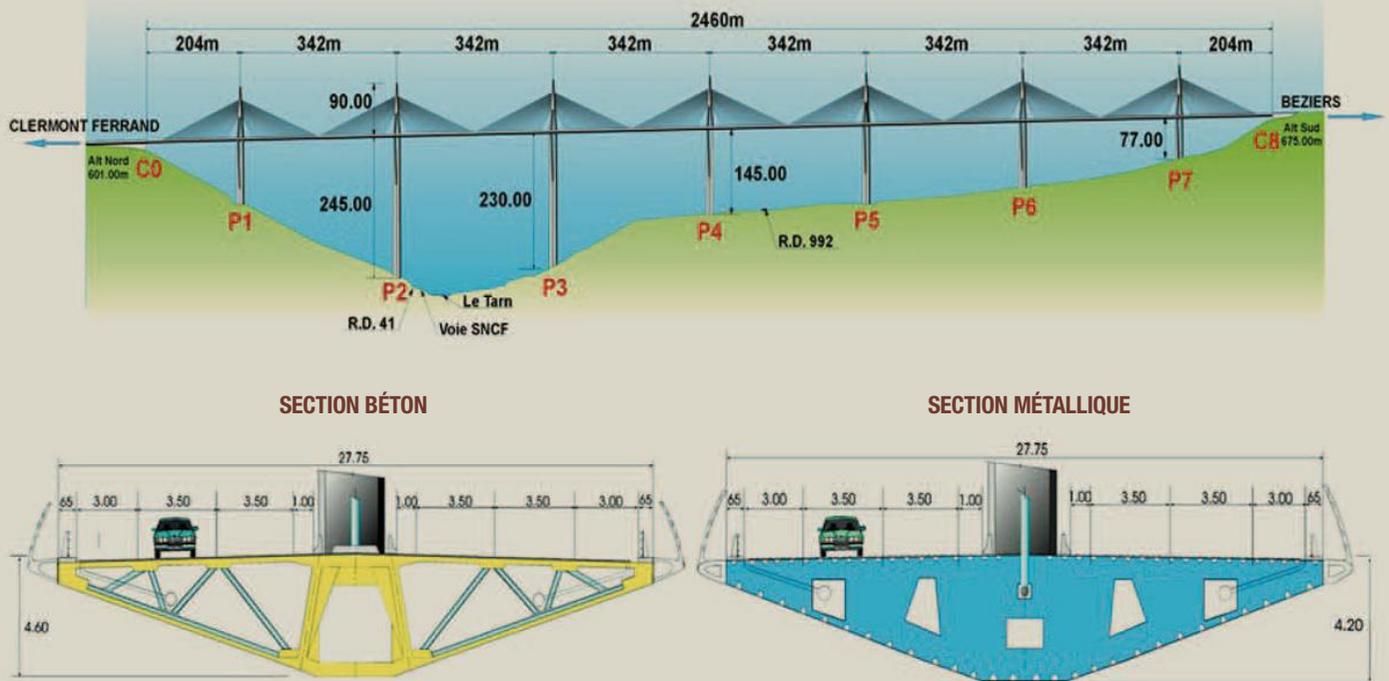
1^{re} phase :

Le lancement de la consultation et la sélection des candidats admis à présenter une offre

La mise en concession du viaduc de Millau a été initiée par la publication d'un avis en décembre 1999 dans plusieurs publications, dont le Journal officiel des communautés européennes. Les entreprises intéressées pouvaient retirer un dossier de renseignements sur l'opération et consulter divers documents techniques : dossier d'enquête préalable à la déclaration d'utilité publique, rapport de la commission d'enquête, synthèse du projet d'ouvrage d'art. Selon le règlement de la consultation, les candidats devaient remettre une offre de base et pouvaient proposer une ou plusieurs variantes, toutes devant respecter les exigences fonctionnelles, architecturales et techniques du projet.

Les critères de jugement des offres se répartissaient en critères techniques et en critères financiers. Les critères techniques portaient sur la qualité technique de l'offre, les délais de réalisation, le schéma directeur qualité, les dispositifs de contrôle de la qualité des études, des matériaux et de la construction, l'organisation prévue pour la construction de l'ouvrage (notamment la répartition des rôles entre maîtrise d'ouvrage, maîtrise

VUE LONGITUDINALE DU VIADUC ET SECTIONS TRAPÉZOÏDALES ADOPTÉES



d'œuvre et entreprises), les modalités d'exploitation et le niveau de service et de sécurité ainsi que les dispositions prévues pour la maintenance, l'entretien et le suivi métrologique. Les critères financiers portaient sur la structure de financement du projet : part de fonds propres apportés, engagement des partenaires financiers, disponibilités pour répondre aux besoins de financement de la construction et aux éventuels dépassements de coûts et de délais, garanties sur la poursuite de l'exploitation en cas de dépassement des coûts prévisionnels ou de recettes insuffisantes, taux de rentabilité attendu, durée de la concession, politique tarifaire et niveau des tarifs de péage proposés. Enfin, étaient pris en compte les engagements éventuellement demandés par le concessionnaire au concédant.

Au 24 janvier 2000, date limite de remise des candidatures, quatre candidats s'étaient déclarés : un groupement Dragados (Espagne), Skanska (Suède) et Bec, un groupement Société du Viaduc de Millau (SVM), Autoroutes du Sud de la France (ASF), Egis, Bouygues Travaux publics, Groupe GTM, SGE, CDC projets, Tofinso et Autostrade SpA (Italie), un groupement Générale Routière, Via GTI, Cintra, Necso, Acciona et

Ferrovial Agroman (Espagne), enfin la société Eiffage qui agissait en son nom et pour son compte et pour le compte de ses filiales Eiffage Construction et Eiffage. Le nombre et la diversité des entreprises intéressées attestaient du caractère ouvert et concurrentiel de la consultation.

La première phase de la procédure consistait à arrêter la liste des candidats admis à présenter une offre. L'examen de leurs garanties professionnelles et financières et de leur aptitude à assurer la continuité du service public et l'égalité des usagers devant le service public a été confié à une commission consultative, composée de représentants du ministère de l'Équipement et du ministère des Finances. La commission pouvait se faire assister d'experts extérieurs, appartenant ou non à l'administration : ingénieurs intéressés au projet, avocats et conseil financier.

Dans le cadre de cet examen, la commission a vérifié l'aptitude de chaque candidat à assurer les différentes parties de la mission déléguée, à la lumière de leurs références, de leurs expériences et de leurs moyens.

La sous-direction des autoroutes et ouvrages concédés coordonnait les travaux et assurait le secrétariat de la

commission. Après avis de la commission, le ministre de l'Équipement, au nom de l'État concédant, a arrêté la liste des candidats admis à présenter une offre. Par lettre du 9 juin 2000, il a invité les quatre candidats à présenter leur offre pour le 21 novembre 2000 à 12 h 00 au plus tard.

2^e phase :

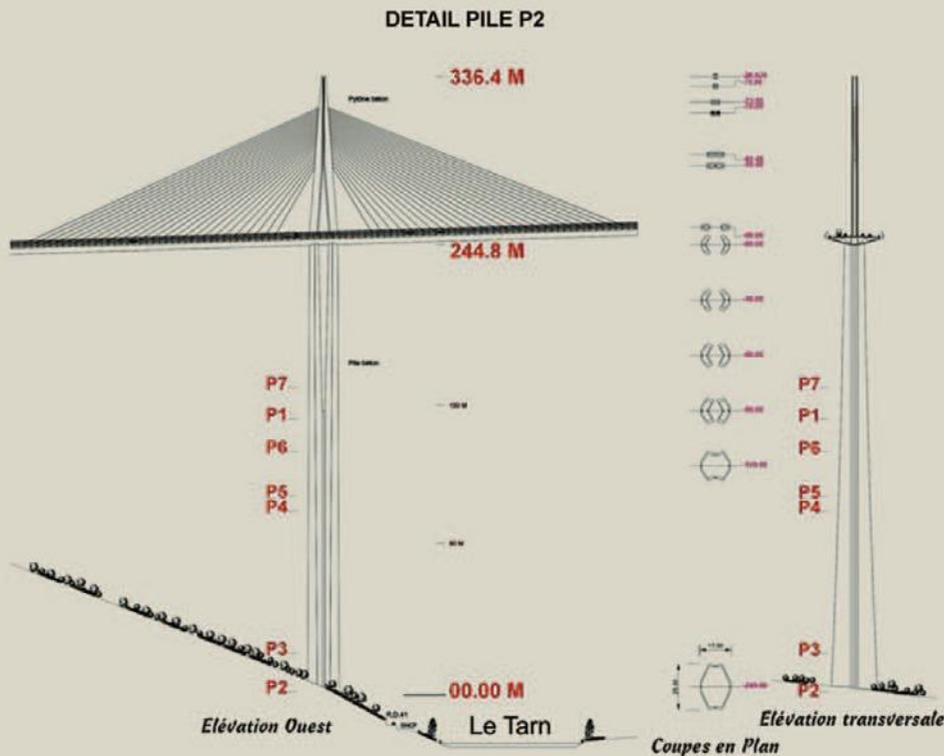
Élaboration et jugement des offres

Chaque candidat admis à présenter une offre s'est vu remettre un « dossier de consultation » qui comprenait un « règlement de la consultation », véritable règle du jeu de la compétition, les études techniques relatives au viaduc, les dossiers des enquêtes publiques de 1993 et 1998, le rapport de la commission d'enquête et les dossiers des engagements de l'État. Était joint à ces documents un projet de contrat de concession que les candidats étaient invités à amender et à compléter dans le cadre de la préparation de leur offre. Les propositions de modification et de complément devaient être clairement explicitées et justifiées⁶. La remise d'un contrat de concession standard, qui constituait une première dans ce type de procédure, devait permettre au concédant de mieux apprécier le transfert éventuel de risques et la

nature des engagements qui pouvait lui être demandée par les candidats. L'analyse des propositions rédactionnelles des candidats devait favoriser la comparabilité des offres et faciliter la conclusion d'un contrat de concession. Pendant un certain délai, les candidats pouvaient adresser des questions écrites sur la consultation au concédant, celui-ci s'engageant à faire connaître ses réponses à tous les candidats. Au total, une centaine de questions ont été traitées.

Au 21 novembre 2000, trois des quatre candidats avaient remis une offre, le groupement Dragados, Skanska et Bec ayant fait part de sa décision de se retirer de la compétition. La même commission consultative qui s'était prononcée pour avis sur les candidatures a procédé à une analyse approfondie des offres aux plans technique, financier et juridique, au regard des règles et des critères établis par le règlement de la consultation. À cette fin, elle s'est constituée en groupes de travail – un groupe technique/exploitation, un groupe financier et un groupe juridique. Elle était assistée du cabinet d'avocats Clifford Chance pour l'analyse juridique et du cabinet Price Waterhouse Coopers pour l'analyse financière. Comme prévu

FÛT DE PILE ET PYLÔNE



22- Vue longitudinale du viaduc et sections trapézoïdales adoptées.

23- Fût de pile et pylône.

22- Longitudinal view of the viaduct and trapezoidal sections adopted.

23- Pier shaft and tower.

dans le règlement de la consultation, la commission a demandé aux trois candidats des éclaircissements et des précisions sur les volets technique et financier de leur offre. Elle a par ailleurs procédé à l'audition de chaque candidat en février 2001.

La commission a rendu son avis le 26 février 2001. Le lendemain, le ministre annonçait sa décision d'engager les négociations avec la société Eiffage, désigné « concessionnaire pressenti », c'est-à-dire candidat auteur de la

meilleure offre, sans que pour autant les autres candidats soient éliminés, le concédant se réservant la possibilité d'ouvrir des négociations avec eux.

3^e phase : Négociation et mise au point du contrat de concession

La négociation et la mise au point du contrat de concession du viaduc de Millau ont été particulièrement rapides puisque la phase de négociation proprement dite a duré moins d'un mois. La remise aux candidats d'un contrat de concession-type a incontestablement facilité l'analyse des offres et permis de gagner beaucoup de temps.

Les négociations ont également été facilitées par la qualité technique de l'offre d'Eiffage et par une conception du partage des risques qui rejoignait celle de l'État en se référant essentiellement aux principes dégagés par la jurisprudence administrative.

Les négociations avec Eiffage ont abouti le 30 mai 2001 à la signature par cette entreprise du projet de contrat de concession. Le décret, en date du 8 octobre 2001, approuvant le contrat de concession a été publié au Journal officiel du 10 octobre 2001, date d'entrée en vigueur du contrat de concession.

ÉTUDES PRÉLIMINAIRES : LISTE DES BUREAUX D'ÉTUDES ET ARCHITECTES CONSULTÉS

8 BUREAUX D'ÉTUDES :

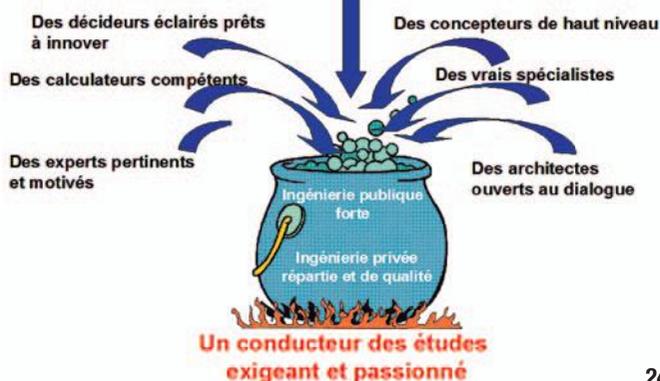
- Europe Etudes Gecti (EEG)
- Jean Muller International (JMI)
- Ove Arup and Partners
- Secoa
- Setec TPI
- Sofresid
- Sogelerg
- SEEE

7 ARCHITECTES :

- Jean-Vincent Berlottier
- Jacques Hondelatte
- Norman Foster & Partners -
Chapelet Defol Mousseigne
- Philippe Fraleu
- Denis Sloan
- Francis Soler
- Alain Spielmann

La recette de Millau

Une échelle de temps à la dimension de l'ouvrage



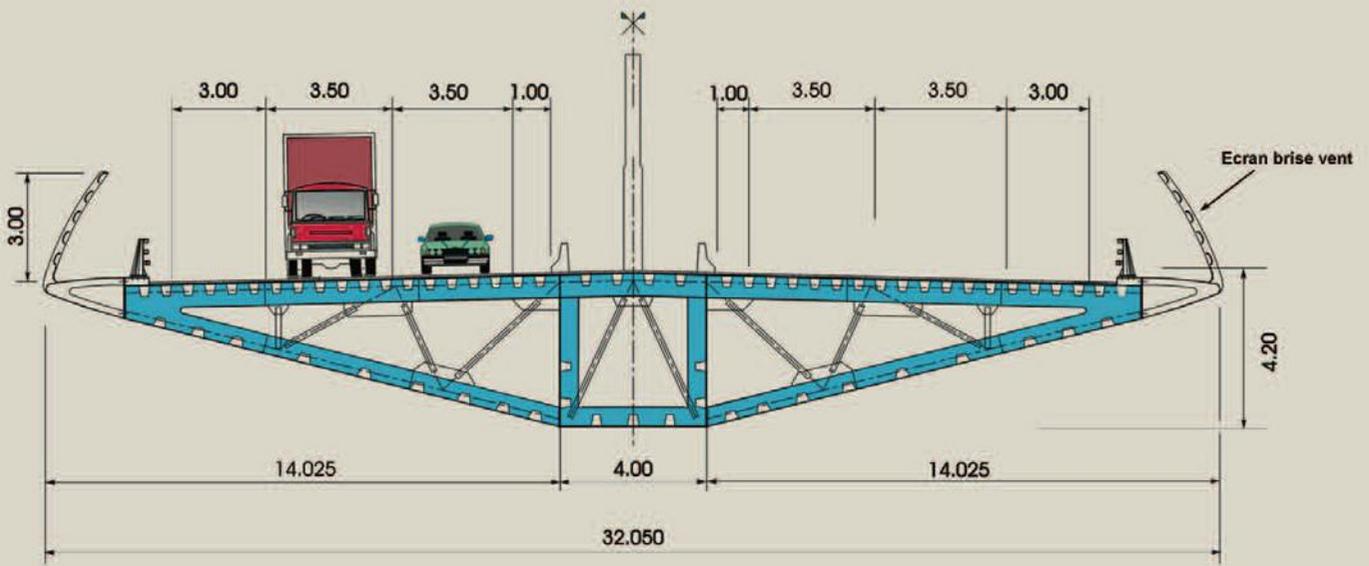
24

LA CONCESSION DU VIADUC DE MILLAU, MODÈLE DU CONTRAT DE CONCESSION DE « NOUVELLE GÉNÉRATION »

La fidélité à l'esprit des concessions : réflexions sur le principe des « risques et périls »

Le principe des « risques et périls », principe traditionnel du droit français des concessions, traduit le fait que le service public objet du contrat est délégué au concessionnaire et que celui-ci « fait son affaire » de l'exécution de la mission qui lui est confiée sous sa pleine et entière responsabilité.

Ainsi, l'article 2 de la convention de concession du viaduc de Millau dispose que la CEVM s'engage à financer, concevoir, exploiter et entretenir l'ouvrage concédé, à ses frais, risques et périls, dans les conditions fixées par le cahier des charges annexé à la concession. L'article 22 du cahier des charges de la concession précise de même que le concessionnaire assure à ses risques et périls le financement de la conception, de la construction, de l'exploitation et de l'entretien de l'ouvrage. Certains préfèrent parler de « risques et profits » et regardent le principe des risques et périls comme une notion désuète, reposant sur une



conception caricaturale du partage des risques, qui ne serait plus adaptée à la notion moderne de partenariat. Il nous semble pourtant que cette notion, bien comprise, conserve toute son actualité. Elle ne signifie pas que le concessionnaire serait, seul, exposé à l'ensemble des risques d'un projet et ce dans n'importe quelle circonstance. D'une part il y a longtemps que la jurisprudence a aménagé des régimes particuliers venant atténuer ce que pourrait avoir d'excessivement rigoureux un principe de responsabilité absolue et exclusive du concessionnaire. C'est le cas des régimes de l'« imprévision », du « fait du prince » ou de la « force majeure » inspirés très généralement par le souci de garantir au mieux la continuité du service public et que l'on retrouve dans le contrat du viaduc de Millau. D'autre part le concédant supporte une part de responsabilité et de risque, dans la mesure où il est directement intéressé à l'exécution du projet. Corollaire du principe des risques et périls – et autre caractéristique de la concession – le concessionnaire dispose sinon d'une totale liberté, du moins d'une très large autonomie de gestion et d'action.

Il est en particulier investi, pour l'acquisition des terrains et l'exécution des travaux dépendant de la concession, de tous les droits que les lois et règlements confèrent à l'État en matière de travaux publics⁷.

Le principe des « risques et périls » a pour effet de faire supporter au concessionnaire les conséquences indemnitaires de l'« existence » de l'ouvrage

(article 13). La protection contre le bruit, la pollution environnementale ou visuelle, les effets qui ont leur source ou leur cause directe ou indirecte dans l'ouvrage relèvent de la responsabilité du concessionnaire. Le principe des « risques et périls » a également une portée financière. Il n'existe nulle garantie d'équilibre financier de la concession. Si la référence à un équilibre financier est utile pour la négociation et la mise au point du contrat de concession, l'État ne peut en aucun cas conférer à son concessionnaire une garantie explicite ou implicite d'équilibre ou de rentabilité. Il en va de même pour ce qui concerne les ratios financiers (ratios d'endettement) ou les agrégats comptables du concessionnaire. Certains contrats de concession prévoient encore que le programme de travaux peut être différé ou aménagé au cas où le concessionnaire ne disposerait pas des financements nécessaires ou si le financement de ces travaux portait son endettement à un niveau tel que l'équilibre financier de la concession s'en trouverait compromis. Une telle formule revient indirectement à transférer la responsabilité du financement sur l'État puisque c'est lui qui pâtira du retard dans l'engagement et la réalisation des travaux qui sert alors de « variable d'ajustement ». Or il s'agit là d'un risque que l'État ne maîtrise pas, puisqu'il n'a de prise ni sur la politique d'investissement et de financement du concessionnaire, ni sur le niveau de son endettement ou de son résultat, ni sur la politique de distribution du résultat. Un tel lien entre investissements et

ratios financiers pouvait s'expliquer à une époque où la puissance publique intervenait activement dans le financement des autoroutes, sous la forme de subvention, d'avances ou de garanties. Ces pratiques étant désormais révolues, ce lien n'a plus de raison d'être⁸.

On a coutume de définir la règle de partage des risques attachés à la concession par une formule devenue classique : « le risque doit être supporté par le partenaire qui est le plus apte à le maîtriser ». Derrière la simplicité apparente de la formule, se cachent de redoutables difficultés d'application.

Il est clair en effet que l'intérêt objectif de chaque partie est généralement de prendre à sa charge le minimum de risque, ce qui suppose implicitement mais nécessairement d'en transférer un maximum sur l'autre partie ou sur

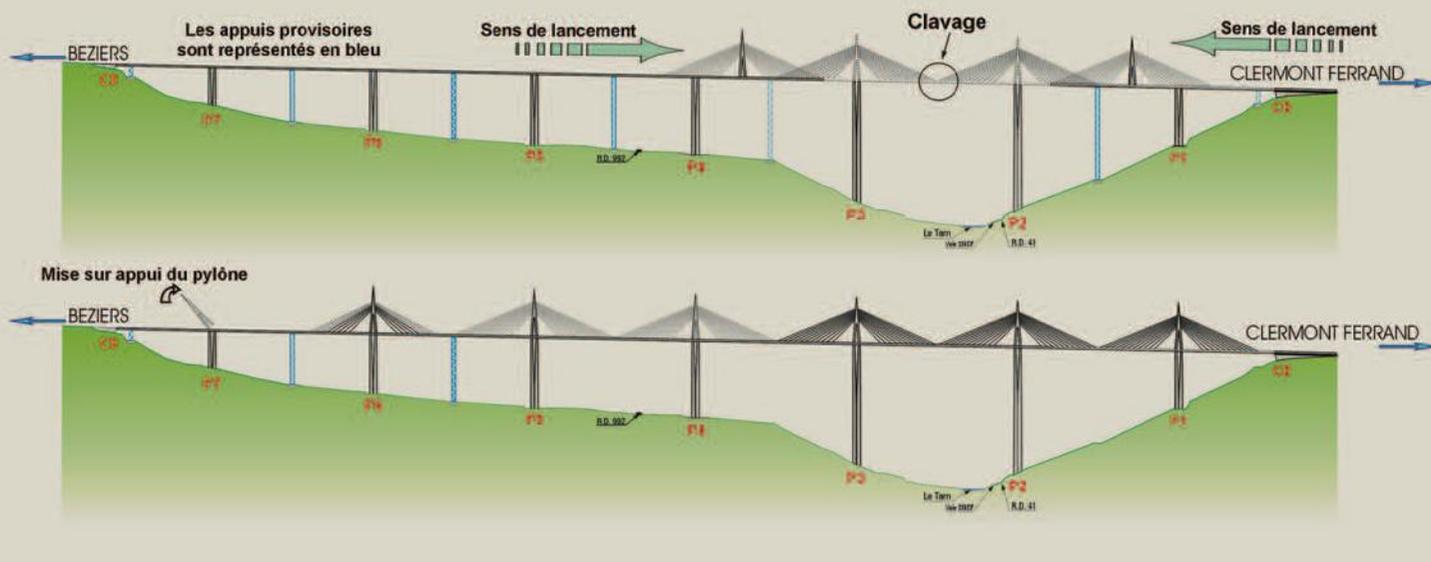
des tiers (prêteurs, assureurs, constructeurs, voire usagers, etc.). L'État concédant attache bien entendu une grande importance à cette idée de partage des risques. Il n'y a pas de formule définitive en la matière et la ligne de partage est susceptible de se déplacer en fonction du cadre juridique et réglementaire, de la pratique ou de la jurisprudence, de la stabilité économique du pays, de la nature du projet, du montage financier, mais aussi de l'arbitrage entre risques et coûts. C'est le grand intérêt d'un cahier des charges types que de permettre d'appréhender plus aisément les risques que le candidat entend transférer sur l'État (cf. supra).

Enfin, l'approche en termes de « risques et profits » suppose de rémunérer correctement le risque pris.

La rémunération doit être « raisonnable »,



PRINCIPE DE LANCEMENT DU TABLIER



c'est-à-dire proportionnelle au risque. Elle dépend des caractéristiques propres du projet, de la réalité des risques assumés au regard des dispositions contractuelles et de la matrice des risques. Il n'existe pas de vérité absolue en ce domaine, et la référence aux pratiques du marché ne dispense pas d'une analyse des termes du contrat et de la conception sous-jacente du partage des risques.

Quelques données financières sur le contrat de concession du viaduc de Millau

La construction du viaduc de Millau représente un investissement de 320 M€, entièrement pris en charge par le secteur privé, l'État ayant d'emblée exclu d'apporter quelque financement que ce soit. Le plan de financement proposé par Eiffage, actionnaire unique de la société concessionnaire créée pour le projet du viaduc de Millau, distingue deux phases. Pour la période comprenant la phase de conception-construction et les cinq premières années d'exploitation (2005-2009), Eiffage garantit de façon inconditionnelle et irrévocable les engagements de la société concessionnaire (CEVM) qui est financée par des capitaux propres intégralement apportés par Eiffage pour un montant de 35 M€ et, pour le solde, par des avances en compte courant garanties par Eiffage. La société concessionnaire prévoit de refinancer, à partir de la sixième année d'exploitation – voire plus tôt si l'opportunité se présente – une partie de son endettement vis-à-vis d'Eiffage par

un financement de projet « senior » de type obligataire, plafonné de façon à satisfaire un ratio de couverture de 1,5 par rapport au cash flow prévisionnel à un taux du marché fixé au moment du refinancement.

Le reliquat du compte courant sera alors transformé en dette subordonnée des actionnaires. Ce montage repose donc sur la combinaison originale d'un financement en corportate, le « sponsor » du projet (Eiffage), qui détient 99,99 % du capital de la CEVM, garantissant la totalité du financement sur ses fonds propres, et d'un financement de projet classique par refinancement d'une partie de la dette.

La concession est destinée à prendre fin le 31 décembre 2079, soit une durée d'environ 78,5 ans. Cette durée a parfois été jugée excessivement longue. On a ainsi pu lire ou entendre qu'il était impossible aux contractants de prévoir tous les aléas inhérents à l'exécution de la concession sur une durée aussi longue ou que celle-ci risquait de conférer au concessionnaire une « rente de situation » par la perspective d'une « surrentabilité ». S'agissant de la prévisibilité des événements affectant la concession, il ne s'agit évidemment pas de « tout prévoir » sur 78 ans, pas plus, d'ailleurs, que sur 35 ou 40 ans. Il est dans la nature des contrats de concession, signés pour de très longues durées, de devoir faire face à des événements imprévus et imprévisibles au moment de leur signature.

Si les événements eux-mêmes ne sont pas prévisibles, la constitution d'un

« LA CONSTRUCTION DU VIADUC DE MILLAU REPRÉSENTE UN INVESTISSEMENT DE 320 M€, ENTIÈREMENT PRIS EN CHARGE PAR LE SECTEUR PRIVÉ »

« état d'imprévision » dans la vie d'un contrat de concession passé est, sinon certaine, du moins fort probable.

La négociation a pour vocation d'« intégrer l'incertitude » dans la vie du contrat en prévoyant les mécanismes de correction, d'adaptation ou de régulation nécessaires ainsi que les conditions et limites de leur mise en œuvre au regard du principe de risques et périls et de la jurisprudence.

Le traitement des risques – leur appréciation, le partage de leur prise en charge, les conditions et les modalités de leur indemnisation – ne peut, dans le cas des concessions, être défini unilatéralement par le concédant via les documents de la consultation ou par le candidat dans son offre.

Chacun a ses impératifs, et c'est l'objet de la « libre négociation » que de faire converger les points de vue en ajustant le contrat aux exigences et contraintes des uns et des autres. Il convient de « laisser vivre » la négociation qui constitue un élément de flexibilité indispensable à ce type de contrat, sans l'enfermer dans des cadres trop stricts.

Quant au risque de sur-rentabilité, les parties ont mis en œuvre un dispositif de fin anticipée de la concession.

L'article 36 du cahier des charges prévoit que le concédant peut demander qu'il soit mis un terme à la concession sans aucune indemnité, moyennant un préavis de 24 mois, dès lors que le chiffre d'affaires réel cumulé, actualisé à 8 %, dépasse 375 M€.

Cette clause ne peut cependant jouer avant le 31 décembre 2044. ▶

LES EXPERTS MISSION D'ÉVALUATION DU VIADUC DE MILLAU

- **Jean-François Coste**, président, ministre de l'Équipement (France)
- **David P. Billington**, professeur, spécialiste de l'esthétique des ouvrages, université de Princeton (USA)
- **Jorg Slaich**, professeur, expert ouvrages d'art (Allemagne)
- **René Walther**, professeur, expert ouvrages d'art, Ecole Polytechnique de Lausanne (Suisse)
- **Alan Davenport**, professeur, expert pour la stabilité aérodynamique des ouvrages, Université d'Ontario (Canada)
- **François Baguelin**, ingénieur, géotechnicien (France)
- **Jean-Claude Foucriat**, ingénieur, expert constructions métalliques (France)
- **Roger Lacroix**, ingénieur expert ouvrages d'art, consultant de la Société Freyssinet (France)
- **Bernard Lassus**, paysagiste (France)
- **Jean Pera**, ingénieur général des ponts et chaussées, ministère de l'Équipement (France)

LES CINQ GROUPEMENTS D'ÉTUDES ET ARCHITECTES MIS EN COMPÉTITION

BUREAUX D'ÉTUDES - ARCHITECTES

- **Setec TPI - Francis Soler**
- **Jean Muller International - Alain Spielmann**
- **SEEE & Sofresid - Denis Sloan**
- **Sogelerg & EEG & Serf - Norman Foster**
- **Secoa - Jean-Vincent Bertottier**

Il s'agit là d'un exemple de contrat à « durée endogène », variable dans le temps en fonction des résultats de la concession. Ce mécanisme permet d'accorder une durée initiale de concession plus longue sans risque de rente indue. Une durée de concession très longue présente, pour un concessionnaire, deux types d'avantages que l'État aurait tort de négliger.

D'une part elle accroît la visibilité des partenaires financiers – prêteurs et investisseurs – sur la concession et conforte leur appréciation quant à la sécurité du projet. Nous avons vu que le montage financier de la concession du viaduc de Millau prévoit, au bout de quelques années, un refinancement de la concession, et donc l'appel à des investisseurs extérieurs. La durée de la concession sera, pour ces partenaires, un facteur de sécurité quant à la capacité du concessionnaire à faire face à ses échéances d'emprunt et permettra d'envisager la possibilité d'un refinancement de longue durée. D'autre part, une durée de concession longue permet au concessionnaire d'étaler dans le temps les charges d'amortissement (amortissements de « caducité » qui sont traités comme des charges financières) et, toutes choses égales par ailleurs, accroît ses chances de distribuer plus tôt du résultat, ce qui a un impact sur la rentabilité du projet. Les actionnaires sont donc intéressés à la longue durée.

Une politique tarifaire originale

Les tarifs de péage prévoient une minoration des tarifs appliqués aux véhicules de classe 1 (VL) et de classe 2 de 10 F TTC (francs constants, valeur 2000) en dehors des mois de juillet et août. En valeur de novembre 2000, les tarifs de péage applicables aux véhicules de classe 1 à la mise en service seront de 6,10 € (40 FF) l'été, et de 4,57 € (30 FF) pour la période hors été. Le tarif applicable aux véhicules de la classe 4 (PL) à la date de mise en service est 19,06 € (125 FF). La modulation saisonnière des tarifs de péage sera une première en France.

Elle se justifie essentiellement par les écarts prévisibles quant à la demande : d'une part les flux de trafic seront plus élevés en juillet et août du fait des grandes migrations estivales qui verront dans cet axe un itinéraire alternatif à la vallée du Rhône, d'autre part la « clientèle » qui sera amenée à emprunter l'ouvrage durant les deux mois d'été sera très différente des usagers plus réguliers qui circuleront sur le viaduc de Millau le reste de l'année.

Des engagements équilibrés entre les parties

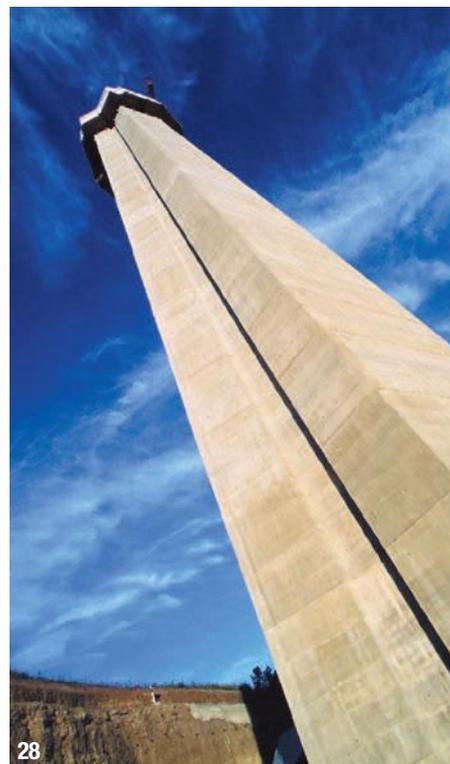
Sans prétendre détailler ici les engagements de la CEVM, on se bornera à en rappeler quatre :

1. Fournir le bon service au bon moment. Cela implique de respecter les délais de mise en service du viaduc (39 mois suivant la parution au Journal officiel du décret d'approbation de la concession), de garantir la disponibilité de l'ouvrage, par exemple en adaptant le nombre de voies en service à la barrière de péage pour ajuster les capacités d'écoulement en fonction du trafic ou en disposant des moyens d'entretien adaptés aux conditions climatiques, d'éviter de perturber la circulation ou de s'efforcer de la rétablir au plus vite en cas d'accident, de bouchon, de travaux, etc. Cela implique également de maintenir l'ouvrage en bon état de service par des visites et des contrôles réguliers (article 14).

2. Participer à l'exploitation touristique du viaduc et contribuer à sa bonne insertion environnementale. Compte tenu de son caractère d'ouvrage exceptionnel, le viaduc de Millau a vocation à devenir un centre d'attrait touristique pour Millau et le département de l'Aveyron. C'est pourquoi le contrat de concession (article 30) prévoit une participation financière du concessionnaire à hauteur de 3 M€ en vue de favoriser, en partenariat avec les collectivités territoriales, l'« exploitation touristique » du viaduc de Millau. Parallèlement, le concessionnaire est appelé à participer avec les collectivités locales à la politique du « 1 % Paysage » qui vise à financer des opérations d'insertion de cet ouvrage exceptionnel dans son environnement (article 13).

3. Veiller à l'information du concédant. Une concession ne peut correctement fonctionner que si le concédant dispose de l'information nécessaire. Or les délégations de service public se caractérisent par un phénomène d'asymétrie : les délégataires disposent souvent d'une information plus complète, plus fiable et plus actuelle que celles auxquelles a accès le concédant, ce qui met le contrôleur en position de faiblesse par rapport au contrôlé.

C'est pourquoi le suivi et le contrôle de l'exécution des travaux du viaduc de Millau sont assurés par une « Autorité chargée du contrôle » – en fait la mission du contrôle des autoroutes – qui représente le concédant dans les relations avec CEVM (article 5). Cette Autorité est dotée de prérogatives à la fois étendues et concrètement définies



(articles 5, 7, 9). Elle dispose de locaux sur le site de façon à pouvoir suivre l'avancement des travaux sur le terrain, elle organise des réunions mensuelles de coordination avec le concessionnaire, elle a accès à tous les documents relatifs à l'exécution de l'ouvrage et dispose d'un accès permanent à celui-ci. Le contrat de concession fait en outre obligation à CEVM de communiquer au concédant les comptes et le plan de financement de la concession, un rapport annuel sur la qualité du service, un compte rendu annuel d'exécution de la concession ou encore la liste des marchés passés (article 35). Rarement un contrat de concession d'ouvrage aura accordé autant d'attention au contrôle de la concession « sur pièce et sur place ».

4. Jouer jusqu'à la fin de la concession le jeu du partenariat. Le contrat de concession est un tout. C'est du reste un atout majeur de la concession que de permettre de confier à un même opérateur à la fois la construction, l'exploitation et l'entretien d'un ouvrage dans le cadre d'un contrat unique.

Le concédant est en effet d'autant plus assuré de disposer d'un ouvrage de qualité qu'il sait que le constructeur sera comptable de son entretien et de son exploitation. C'est tout l'enjeu des dispositions sur l'évolution du capital introduites en annexe du contrat qui ont pour objet de garantir un minimum de pérennité et de stabilité de



29



30

l'actionnariat de la société concessionnaire. Ainsi Eiffage a-t-il l'obligation de conserver 99,99 % du capital jusqu'au 31 décembre de la quatrième année suivant celle de la mise en service.

Le groupe peut ensuite céder librement ses parts jusqu'à 50,1 %, seuil en deçà duquel il ne peut descendre qu'avec l'autorisation écrite du concédant.

À son tour, le concédant doit respecter un certain nombre d'engagements. Il en va ainsi, par exemple, de la remise des terrains et ouvrages au concessionnaire (article 3 de la convention de concession, article 6 du cahier des charges). De même, le concédant doit jouer de bonne foi le jeu de la concertation prévue (articles 32, 34) et accorder les compensations éventuellement nécessaires qui résultent de l'application du contrat, par exemple en cas de rachat de la concession (article 38). Si l'État peut avoir des obligations de faire, s'impose également à lui une obligation d'abstention dans certains cas.

Il ne doit pas gêner la construction, le financement ou l'exploitation du projet, par exemple en perturbant ou en entravant le transport des matériaux ou des pièces de construction, en gênant la réalisation des travaux, même pour des motifs tenant au contrôle de leur avancement, il ne doit pas s'opposer à la fixation et à la perception des péages et, même si le préfet peut décider ou

autoriser, dans certains cas, des restrictions, voire l'interdiction de la circulation (article 15), ces mesures doivent être prises dans l'intérêt des usagers de la route et demeurer proportionnées à l'objectif poursuivi.

La flexibilité et l'adaptabilité d'un contrat de concession de longue durée imposent la mise en place d'un certain nombre de mécanismes correcteurs ou régulateurs. Le contrat du viaduc de Millau contient plusieurs dispositifs permettant de stabiliser l'équilibre de la concession ou de le rétablir en cas de bouleversement. L'article 32 prévoit le principe de discussions en cas de modification substantielle ou de création d'impôts, de taxes ou de redevances spécifiques aux sociétés concessionnaires d'autoroutes pour examiner si ces changements ont un impact significatif sur la concession et, dans l'affirmative, arrêter les mesures à prendre. L'article 34 prévoit une procédure de conciliation en cas de survenance d'un événement relevant de l'« imprévision », du « fait du prince » ou de la « force majeure ».

Si ces mécanismes sont utiles et même nécessaires à la continuité du service public dans un contrat moderne de longue durée, ils ne confèrent au concessionnaire aucune garantie d'équilibre financier. En effet, aucune de ces clauses n'est d'application automa-

tique, même si elles supposent, pour fonctionner correctement, un dialogue régulier entre les partenaires.

En l'espace de quelques années, la direction des routes s'est efforcée de renouveler son approche de la relation de partenariat entre le concédant et ses concessionnaires, en cherchant à concilier au mieux les grands principes des concessions, auxquels elle reste très attachée, avec les nouvelles approches du partenariat public-privé (PPP), les techniques modernes de financement, les visions renouvelées sur le partage des risques ou encore l'évolution des attentes des usagers sur la qualité du service.

Par sa durée, par la solidarité de fait entre les partenaires et par la relation de confiance qui unit le concédant à son concessionnaire, un contrat de concession s'apparente à un contrat de mariage : ce contrat n'a de chance de fonctionner correctement que s'il repose sur les trois « piliers de la sagesse » que sont la loyauté, la confiance et la bonne foi. Enfin, il n'est pas inutile de rappeler que le contrat de concession a pour objet la délégation d'un service public et que le service public reste au service du public.

Le contrat de concession du viaduc de Millau (CEVM) constitue, à plusieurs de ces titres, le modèle des contrats de « nouvelle génération ». □

1- L'État avait réalisé, au début des années 1970, une mise en concurrence en même temps qu'il autorisait, pour la première fois, des concessionnaires privés à se porter candidats. Quatre sociétés, dont Cofiroute, se sont alors vues attribuer des sections avant que la crise n'oblige trois d'entre elles à déposer le bilan, deux étant reprises par des sociétés publiques existantes, la troisième, AREA, étant nationalisée.

2- Directive n° 89/440/CEE du 18 juillet 1989, entrée en vigueur le 22 juillet 1990 refondue par la directive n° 93/37/CEE du Conseil du 14 juin 1993 portant coordination des procédures de passation des marchés publics de travaux. Loi n° 91-3 du 3 janvier 1991 et le décret n° 92-311 du 31 mars 1992 portant application de la loi 91-3 et transposition de la directive en ce qui concerne l'État. Loi du 29 janvier 1993 modifiée relative à la prévention de la corruption et à la transparence de la vie économique et des procédures publiques, dite loi Sapin, notamment son article 38 et son article 40.

3- Dispositions applicables pour la conception, la réalisation et l'exploitation de tous travaux ou ouvrages d'un montant supérieur à 5 M€.

4- En outre, l'article 40 de la loi Sapin, encadre les conditions d'allongement de durée des concessions.

5- La déclaration d'utilité publique de 1995 avait été prise sur la base d'un dossier d'enquête ne prévoyant pas la possibilité de percevoir un péage. Le nouveau décret a été publié au Journal officiel du 25 novembre 1999.

6- Elles ne pouvaient cependant avoir pour objet ou pour effet de remettre en cause les principes essentiels et les principales clauses du projet de cahier des charges.

7- Il reste, en même temps, soumis aux obligations qui découlent, pour l'administration, de ces lois et règlements.

8- Au contraire, les nouveaux contrats stipulent que le concédant peut prononcer, par décret en Conseil d'État, la déchéance du concessionnaire, si celui-ci n'a pas à sa disposition, ou n'aura pas à sa disposition en temps utile, les fonds nécessaires pour faire face aux différents coûts de l'opération.

Cet article est déjà paru dans le n° 808 de Travaux en mai 2004.

VUE GÉNÉRALE DU VIADUC



31

LE VIADUC DE MILLAU

AUTEUR : MARC LEGRAND, DIRECTEUR GÉNÉRAL, COMPAGNIE EIFFAGE DU VIADUC DE MILLAU (CEVM)

HISTORIQUE

Le viaduc de Millau ne devait pas être une concession autoroutière. Il s'agit, en effet, du franchissement de la vallée du Tam, à hauteur de Millau, par l'autoroute A75 destinée à relier Clermont-Ferrand à Béziers et donc à offrir un nouvel itinéraire autoroutier joignant le Nord-Ouest de l'Europe au littoral méditerranéen et à l'Espagne. Dans le cadre de la politique d'aménagement du territoire et de désenclavement du Massif Central, le gouvernement avait décidé de le faire construire sous maîtrise d'ouvrage de l'État pour en assurer la gratuité à l'utilisateur. C'est donc aux ingénieurs de l'Équipement, et tout particulièrement à Michel Virlogeux, qu'on doit l'origine de la conception du viaduc de Millau et c'est Christian Leyrit, directeur des routes, qui organise le concours ayant conduit à retenir Norman Foster comme architecte du viaduc.

Alors que les études se poursuivent, les services de l'État examinent le financement d'un tel ouvrage, financé d'autant plus difficile que, contrairement à une section courante d'autoroute, on ne peut le découper en tranches fonctionnelles. Pour en permettre l'engagement des travaux, malgré les contraintes budgétaires, le gouvernement décide en 1998 de le concéder. La direction des routes lance alors une consultation et, après appel à candidatures, retient quatre groupements candidats. Ceux-ci reçoivent le dossier le 21 juin 2000 et disposent de 5 mois pour répondre. Le 1^{er} mars 2001, le ministre de l'Équipement, sur proposition d'une commission présidée par le vice-président du Conseil général des Ponts et Chaussées, retient l'offre d'Eiffage et les négociations s'ouvrent pour la mise au point de la convention de concession.

Celle-ci est approuvée, par décret paru au Journal Officiel du 10 octobre 2001.

CONTENU DE LA CONCESSION

Le concessionnaire reprend l'ensemble des études techniques ; il assure, en effet, la responsabilité de l'ouvrage. Il détermine les méthodes d'exécution, à partir desquelles il fixe le délai prévisionnel de construction et le coût de l'ouvrage. Ces méthodes sont largement exposées dans les articles qui suivent et leur originalité tient largement au choix d'un tablier métallique mis en place par lançage. J. Huillard, président d'Eiffage, explique ci-après ce qu'a représenté pour Eiffage le projet de Millau.

Il importe de noter que leur choix a été orienté par la volonté de répondre à la préoccupation des pouvoirs publics d'un délai le plus court possible pour une mise en service au plus tôt du viaduc et du contournement de Millau.

Il propose une politique tarifaire à partir de laquelle il estime les trafics et donc les recettes prévisionnelles ; Eiffage s'est appuyé sur Setec pour procéder aux prévisions de trafic. Il recherche le meilleur service à offrir à l'utilisateur, fixe en conséquence l'organisation de l'exploitation et en évalue le coût ainsi que les dépenses prévisionnelles de maintenance. Sur la base des éléments précédents, il recherche les modes de financement les plus appropriés et détermine la rentabilité de l'investissement. Il convient de s'arrêter sur quelques aspects significatifs des éléments de la proposition d'Eiffage.

UNE CONCESSION AUX RISQUES ET PÉRILS, SANS SUBVENTION NI GARANTIE DES POUVOIRS PUBLICS

Les tarifs ont été recherchés pour maximiser l'utilisation du viaduc, sous



la contrainte de ne pas demander de subvention l'État. C'est ainsi que, à côté du tarif, aujourd'hui de 6,50 €, applicable en juillet-août (le viaduc de Millau est d'abord destiné à faire « sauter le bouchon de Millau », c'est-à-dire un bouchon estival qui peut atteindre 4 heures) a été institué un tarif réduit de 4,90 € pratiqué les dix autres mois.

Ce tarif vise à encourager le passage sur le viaduc alors même que les contraintes de circulation sont moindres.

Ni l'État, ni les collectivités locales n'apportent de concours, qu'il s'agisse de subvention ou de garanties d'emprunt ou de trafic. Ainsi, le viaduc de Millau ne coûte rien au contribuable qui n'est en rien exposé aux aléas techniques ni aux risques de trafic.

Eiffage a décidé de financer la construction du viaduc sur ses fonds propres.

Le groupe, qui dégage une marge brute d'autofinancement annuelle approchant les 300 M€, en a la capacité, puisqu'il s'agit d'investir en moyenne 130 M€ sur 3 ans.

Ainsi, l'entreprise qui est la mieux placée pour apprécier les risques de construction les assume intégralement ; le coût du financement en est optimisé,

ce qui contribue à obtenir des tarifs particulièrement étudiés. Compte tenu de l'intérêt du projet en tant qu'infrastructure européenne, la BEI lui a d'ores et déjà accordé un concours.

Eiffage pourra souhaiter ultérieurement trouver d'autres utilisations à ses capacités financières et recourir alors à un financement bancaire. Mais alors, il n'y aura plus de risque de construction et l'observation des recettes réelles permettra de valider les hypothèses ayant fondé la rentabilité de la concession ; les risques afférents à l'emprunt seront donc réduits et le coût du financement bien moindre qu'en cas de prêt sollicité ab-initiaux.

UNE MAÎTRISE DE LA QUALITÉ ET UNE MAÎTRISE D'ŒUVRE INDÉPENDANTE

L'organisation est très simple : la Compagnie Eiffage du viaduc de Millau, filiale à 100 % d'Eiffage, est le titulaire de la concession et le maître d'ouvrage du viaduc.

Elle passe un contrat de construction à un groupement momentané d'entreprises, constitué de deux filiales du groupe, Eiffage TP et Eiffel.

Celles-ci sous-traitent, chaque fois que possible, les activités qu'elles ne font pas directement à d'autres filiales du groupe (Forclum, Appia...) ou à des entreprises maîtrisant parfaitement l'assurance qualité (Freyssinet pour les haubans).

Les principaux acteurs sont donc certifiés ISO 9001.

La maîtrise d'œuvre, extérieure au groupe Eiffage, est exercée par un groupement conduit par la Setec auquel participe la division ingénierie de la SNCF.

Il s'agit d'une maîtrise d'œuvre de plein exercice, qui valide les notes de calcul, après avoir recours à un logiciel différent de celui des bureaux d'études d'exécution, vise les plans d'exécution et en contrôle la conformité de la réalisation aux plans. Un système de points d'arrêt constitue l'une des clés du dispositif.

Un groupe d'experts de haut niveau assiste par ailleurs le maître d'ouvrage pour arrêter les grands choix techniques. Il faut enfin citer naturellement le suivi attentif de l'opération par l'administration agissant en tant que représentant du concédant. De nombreuses réunions

thématiques sont tenues pour examiner les orientations prises par le concessionnaire dans le cadre d'un contrôle a posteriori.

Ces réunions prennent une dimension particulière dès lors qu'il s'agit du parti architectural de l'ouvrage ou de la remise en état des terrains et des aménagements paysagers, sujets pour lesquels le concessionnaire doit recueillir l'approbation explicite de son concédant.

Et c'est à l'issue d'un processus rigoureux d'analyses et d'inspections que le président de la mission de contrôle des autoroutes concédées à donner à la préfète de l'Aveyron le feu vert à la mise en service du viaduc de Millau.

Le 14 décembre 2004, trois ans jour pour jour après la pose de la première pierre, le viaduc de Millau est inauguré par le président de la République.

Les mécanismes de la concession évoqués ci-dessus, le contrat élaboré avec la direction des routes ont parfaitement rempli leur rôle : le viaduc est mis en service en avance dans le respect des coûts et sans aucun accident grave en plus de deux millions d'heures de travail sur le chantier. □



LE VIADUC DE MILLAU, UNE AVENTURE TECHNIQUE ET HUMAINE EXTRAORDINAIRE POUR EIFFEL

AUTEUR : JACQUES HUILLARD, PRÉSIDENT EIFFEL



Réaliser en à peine plus de 3 ans un ouvrage d'une telle technicité, le faire dans une démarche de qualité totale en respectant des objectifs de sécurité très exigeants, le faire dans le respect

du budget tout cela n'est possible que dans le cadre d'une organisation méticuleuse avec des hommes ayant une motivation exceptionnelle. C'est cette alchimie qui a permis ce succès. Le métier de constructeur métallique

est à la fois celui d'industriel et celui d'entrepreneur. On parle beaucoup dans l'industrie ces dernières années de « supply chain » et pour un projet de ce type, la logistique articulant les phases d'ingénierie – achats, fabrica-

tion, transport, montage sur site – est extrêmement importante.

Dans ce métier du métal, par rapport à celui du béton où l'essentiel est sur site, une partie importante de l'activité se déroule en usine.

En usine, où il a fallu s'équiper de nouvelles machines permettant d'améliorer les rendements et la qualité (robot, découpe au plasma). Sur chantier, où il a fallu créer en fait deux usines (une au nord, une au sud) pour effectuer l'assemblage et le soudage.

Pour Eiffel, un pari audacieux, car – outre la technicité – il fallait être capable d'organiser un projet qui représentait pendant 3 ans, le 1/3 de l'activité annuelle de l'entreprise.

Donc, la nécessité d'y associer de nombreuses personnes et de nombreux moyens de l'entreprise, sans mettre en péril le déroulement d'une cinquantaine d'autres projets plus modestes et dans des métiers parfois très différents qui sont son lot habituel.

En ingénierie, de nombreux challenges à relever vis-à-vis du maître d'œuvre, de la société concessionnaire, du concédant et de leurs experts.

Au total, cela représente un siècle de calculs d'ingénieur, les plus complexes étant pour les phases de chantiers : lançage (25 000 calculs), relevage de pylônes, télescopage de palées.

C'est un chantier européen : l'ingénierie est belge, les tôles viennent d'Allemagne (Dilling), les câbles des haubans d'Espagne, les vérins des États-Unis...

Quinze nations auront œuvré sur la construction avec en particulier des soudeurs venus de toute l'Europe.

Outre les travaux sous-traités (peinture, haubans, équipements de tabliers...) l'ouvrage aura représenté pour Eiffel 700 000 heures en usine et plus de 900 000 sur chantier.

C'est grâce à un travail totalement intégré entre la société concessionnaire (CEVM), le génie civil et le métal, l'Ingénierie, que l'exploit a pu se réaliser. □

LES ASPECTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION ET DES TRAVAUX

AUTEURS : JEAN-PIERRE MARTIN, DIRECTEUR DE PROJET, EIFFAGE TP -
MARC BUONOMO, DIRECTEUR DE PROJET, EIFFEL -
CLAUDE SERVANT, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE, EIFFAGE TP

L'OUVRAGE FAIT L'OBJET D'UNE CONCESSION DE FINANCEMENT, CONCEPTION, CONSTRUCTION, EXPLOITATION ET ENTRETIEN CONFIEE PAR L'ÉTAT À LA COMPAGNIE EIFFAGE DU VIADUC DE MILLAU PAR DÉCRET PARU AU JOURNAL OFFICIEL LE 10 OCTOBRE 2001. LA DURÉE DE LA CONCESSION EST DE 75 ANS. TOUTEFOIS, LE CONTRAT DE CONCESSION EXIGE UNE « DURÉE D'UTILISATION DE PROJET » DU VIADUC DE CENT VINGT ANS. LES TRAVAUX DU VIADUC SONT RÉALISÉS PAR LE GROUPEMENT D'ENTREPRISES EIFFAGE TP - EIFFEL CONSTRUCTION MÉTALLIQUE ; EIFFAGE TP ÉTANT LE MANDATAIRE DU GROUPEMENT REPRÉSENTÉ PAR SON DIRECTEUR DU PROJET. LE TABLEAU DE LA FIGURE 2 RÉSUME L'ORGANISATION GÉNÉRALE DU PROJET MISE EN ŒUVRE PAR LE CONCESSIONNAIRE EIFFAGE.



1 - Vue générale du viaduc.

1 - General view of the viaduct.

LES ASPECTS PRINCIPAUX DE LA CONCEPTION

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Le viaduc de Millau, ouvrage d'art le plus important de l'autoroute A75, permet à ce dernier de franchir la vallée du Tarn entre le Causse Rouge au nord et le Causse du Larzac au sud à 5 km à l'ouest de la ville de Millau (photo 1).

La largeur de la brèche, qui laisse la vallée du Tarn à 270 m en contrebas de l'autoroute, est de 3 000 m environ entre rebords de ces deux Causses. Le viaduc de Millau est un ouvrage exceptionnel multiaubané d'une lon-

gueur de 2 460 m, légèrement courbe suivant un cercle en plan de 20 000 m de rayon à concavité tournée vers l'est, et en rampe constante de 3,025 % du nord vers le sud (figure 3).

Le profil en travers de l'autoroute est du type 2 x 2 voies de circulation encadrées chacune par une bande d'arrêt d'urgence de 3 m et une bande dérasée de gauche de 1 m.

L'ouvrage est également équipé de barrières lourdes BN4-16 et d'écrans de protection des usagers contre le vent latéral. La largeur du terre-plein central (4,45 m) a été conditionnée par l'encombrement des dispositifs

du haubannage à nappe axiale.

Le profil en travers qui résulte de ces contraintes conduit à une largeur totale de tablier de 27,75 m se décomposant en (figure 4) :

- BAU : 3,00 m ;
- Chaussée nord-sud : 7,00 m ;
- BDG : 1,00 m ;
- TPC : 4,45 m ;
- BDG : 1,00 m ;
- Chaussée sud-nord : 7,00 m ;
- BAU : 3,00 m.

L'ouvrage est un ouvrage continu constitué de huit travées haubanées : deux travées de rive de 204 m de portée et six travées courantes de 342 m

de portée chacune. Les piles ont des hauteurs variables en fonction de la topographie du site et du profil en long de l'ouvrage :

- P1 : 94,50 m ;
- P2 : 244,96 m ;
- P3 : 221,05 m ;
- P4 : 144,21 m ;
- P5 : 136,42 m ;
- P6 : 111,94 m ;
- P7 : 77,56 m.

De telles caractéristiques confèrent à cet ouvrage le record du monde de longueur des ponts à haubans à travées multiples ainsi que celui de hauteur de piles.



LE SITE ET LES CONTRAINTES

Depuis le Causse Rouge au nord vers le Causse du Larzac au sud, le viaduc de Millau franchit successivement les reliefs suivants :

- Le versant sud du Puech d'Ausset, en pente régulière de 40 % représentant une dénivellée de 240 m environ sur une longueur de 600 m ;
- Le fond de la vallée du Tarn sur une longueur de 200 m environ dans laquelle le lit mineur du Tarn occupe 60 m (suivant le biais) ;
- Un versant rive gauche du Tarn surcreusé par un petit thalweg serpentant sous le viaduc et qui présente une

dénivellée de 125 m sur une longueur de 280 m environ ;

- Le plateau de France sur une longueur de 1 000 m environ suivant une pente moyenne qui varie de 7 % au nord au voisinage du rebord de la vallée du Tarn à 17 % (30 % suivant la ligne de plus grande pente) au sud à l'approche du versant du Causse du Larzac ;
- Le versant du Caussonus franchi très en biais sur une longueur de 400 m, dont la pente suivant la ligne la plus grande peut atteindre presque 1/1 à l'approche de la culée et qui comporte certains passages très abrupts.

L'ouvrage franchit en outre les voies de communication suivantes :

- La RD 992 reliant Millau à Saint-Affrique ;
- La RD 41 reliant Millau au village de Peyre dans le fond de la vallée du Tarn ;
- La voie ferrée électrifiée Clermont-Ferrand/Béziers elle-même accolée à la RD 41.

La forte complexité de ce site, qui rend difficile l'accès aux zones de forte pente, a conduit à limiter le nombre des piles et à les implanter soit en tête soit en pied de versant.

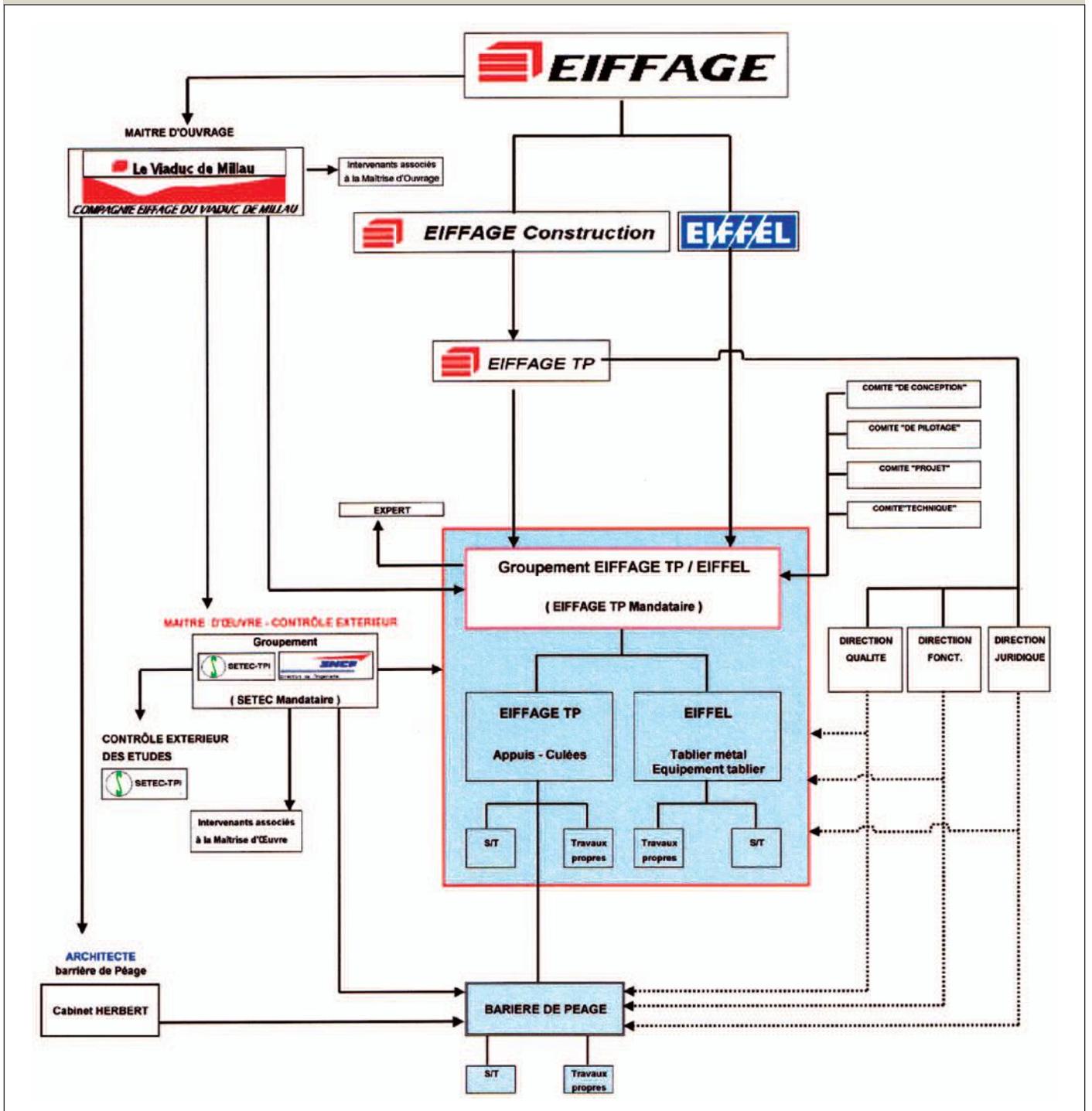
L'ensemble du site est constitué de

formations secondaires composées de calcaires, de marno-calcaires et de marnes qui sont recouvertes par des éboulis et des colluvions récents sur des épaisseurs variables jusqu'à 10 m.

Du point de vue géologique, les fondations reposent sur deux grands types de roches (figure 5) :

- Des calcaires pour les culées C0 et C8 ainsi que pour les piles P1, P2, P3 et P4 ;
- Des marnes pour les autres piles P5, P6 et P7.

Sur le plan géotechnique, les principales difficultés ont été rencontrées dans ▷



les calcaires qui présentaient, en plus des karsts et des remplissages d'argile, une grande fracturation tandis que les marnes, en dehors de la partie superficielle altérée, se sont révélées très peu fissurées, homogènes et compactes. La couverture de colluvions et de marnes altérées au-dessus des marnes compactes s'est révélée en limite de stabilité et propre à déclencher des glissements qui se sont produits l'un à proximité immédiate de la plate-forme

de P7 et l'autre sur le talus amont de la plate-forme de la palée provisoire π5. De même, les épaisseurs des éboulis dans la pente au-dessus du substratum rocheux de la pile P3 étaient beaucoup plus importantes à l'ouest du thalweg (6 à 8 m au lieu des 4 m prévus). Elles ont nécessité de remplacer un talus par une grande paroi clouée et de modifier la fondation et son comportement vis-à-vis des efforts horizontaux.

LES EXIGENCES DU RÈGLEMENT DE LA CONSULTATION

Le règlement de la consultation imposait le respect des prescriptions suivantes pour l'ouvrage :

- En matière architecturale :
 - Le type d'ouvrage : viaduc multi-haubané,
 - L'implantation des appuis (piles et culées),
 - La continuité du tablier,
 - La géométrie extérieure des piles

et des pylônes (formes et dimensions),

- La géométrie extérieure du tablier (formes et dimensions transversales),
- Les dispositions du mémoire architectural ;
- En matière de données géométriques et fonctionnelles :
 - Le tracé en plan,
 - Le profil en long,
 - Le profil en travers de la chaussée sur l'ouvrage ;

et les efforts transmis dans les travées adjacentes sont sensiblement diminués (figure 6).

Le dimensionnement du tablier, aussi bien vis-à-vis de sa résistance que vis-à-vis de sa déformabilité, est donc lié à la raideur des piles et des pylônes :

→ Avec des piles et pylônes souples il faut concevoir un tablier rigide donc épais ;

→ Avec des piles et pylônes rigides, il est possible d'avoir un tablier d'inertie réduite donc moins épais.

Dans le cas du viaduc de Millau, compte tenu de l'importance des effets dus au vent, la seconde solution qui permet de réduire l'épaisseur du tablier a été retenue.

Toutefois, l'encastrement du tablier sur des piles de grande raideur pose un problème vis-à-vis des variations de la température (et également des variations dues au fluage et au retrait dans le cas d'un tablier en béton).

Les déplacements longitudinaux maximum qui peuvent atteindre 0,60 m à chaque extrémité de l'ouvrage génèrent par déformation imposée dans les piles de rive très raides, des efforts incompatibles avec leur capacité de résistance.

La solution retenue pour assurer à la fois un encastrement du tablier en rotation et une souplesse horizontale compatible avec les dilations thermiques du tablier a ainsi consisté à doubler les têtes de piles en deux fûts indépendants sur 90 m. Les dimensions des piles doivent cependant rester assez importantes afin d'éviter le risque d'une instabilité par flambement. Il a donc été disposé une ligne d'appareils d'appui fixes rotulés en tête de chacun des deux fûts afin d'assouplir le système.

Ainsi :

→ Le dédoublement des appuis pile/tablier dans le sens longitudinal assure l'encastrement en flexion ;

→ Le dédoublement de la pile en deux fûts indépendants associé à leur inertie

réduite diminue les effets développés par la dilatation thermique du tablier.

Pour des raisons d'homogénéité architecturale, la géométrie des fûts dédoublés des piles de rive a été reconduite sur toutes les piles.

De même, il a été adopté pour les pylônes qui sont en acier, une forme en Y renversé orientée longitudinalement et située dans le prolongement des fûts

dédoublés des piles. Cette disposition confère ainsi aux pylônes une raideur importante correspondant à l'effet recherché (figure 7).

Les piles et les pylônes participent ainsi à la résistance en flexion longitudinale.

LE TABLIER

Le tablier est constitué d'un caisson trapézoïdal profilé en acier de 4,20 m

de hauteur maximale à l'axe. Le plateau supérieur orthotrope est constitué de tôles de 12 à 14 mm d'épaisseur en partie courante. Vis-à-vis de la résistance à la fatigue, une épaisseur de 14 mm est maintenue sur toute la longueur de l'ouvrage sous les voies de roulement. Ces épaisseurs sont augmentées au voisinage des pylônes (figure 8).

6- Déformée du tablier sous un chargement vertical.

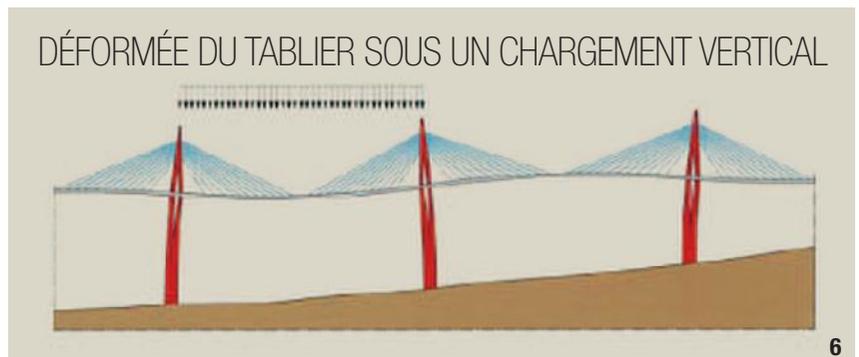
7- Coffrage de la pile et du pylône P2.

8- Section transversale du tablier.

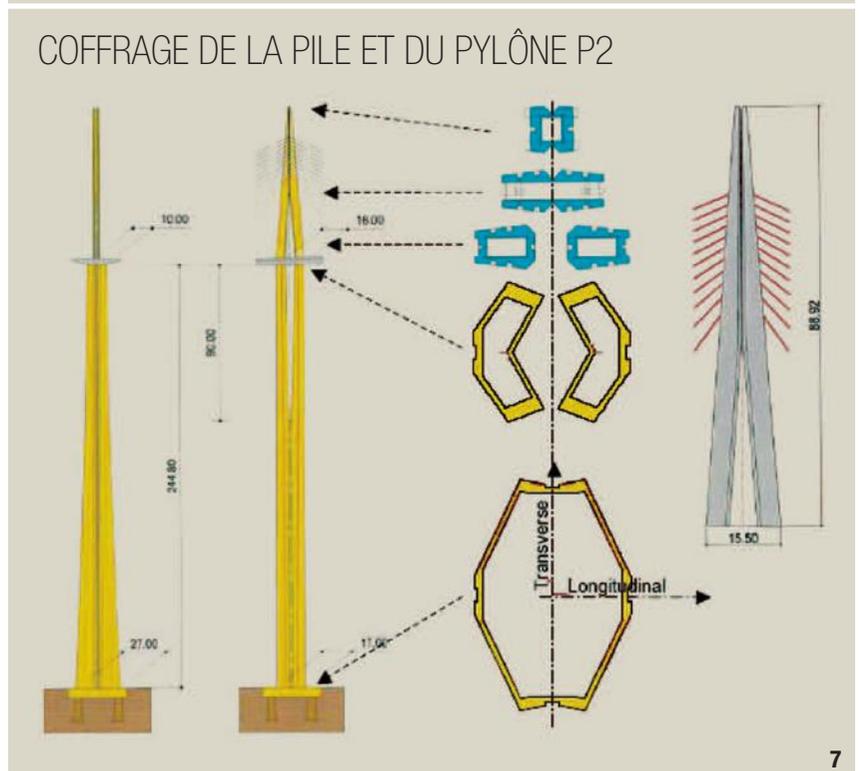
6- Deformation of the deck under vertical loading.

7- Formwork for the P2 pier and tower.

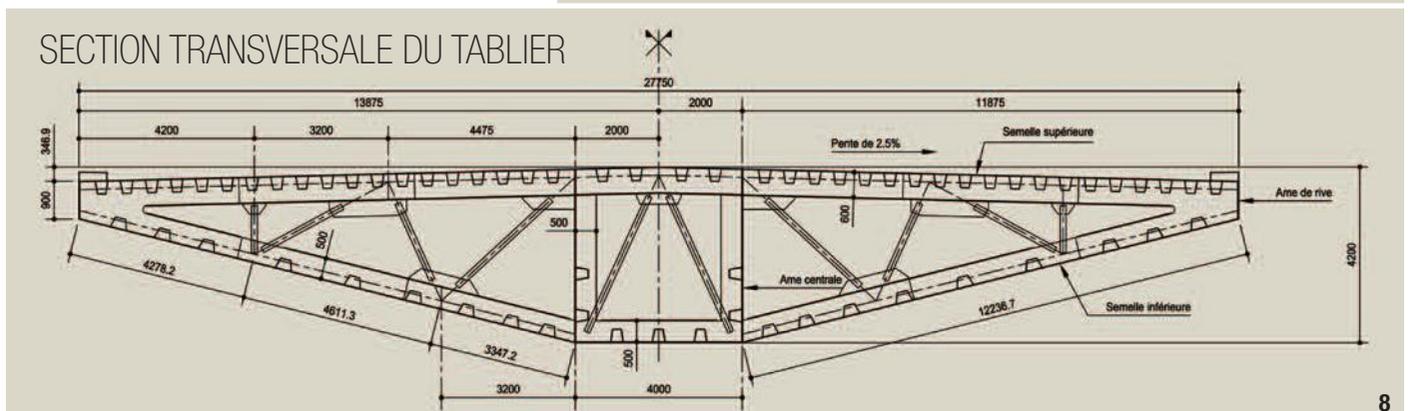
8- Cross section of the deck.



6



7



8

Le raidissage longitudinal du platelage supérieur orthotrope est assuré par des augets de 7 mm d'épaisseur traversant les diaphragmes suivant un entraxe courant de 600 mm.

Les semelles inclinées du fond des caissons latéraux sont constituées d'une tôle d'épaisseur 12 mm en partie courante de la travée et de 14 à 16 mm en voisinage des pylônes.

Le raidissage est réalisé avec des augets d'épaisseur 6 mm suivant un entraxe variable.

Le fond de caisson est constitué de tôles d'épaisseur variant entre 25 et 80 mm.

Le raidissage comporte trois augets de 14 ou 16 mm d'épaisseur.

Deux âmes verticales espacées de 4 m et constituées d'une tôle de 20 mm à

40 mm d'épaisseur règnent sur toute la longueur de l'ouvrage de façon à reprendre les charges localisées des appuis provisoires pendant le lancement du tablier.

Ces âmes sont raidies en partie inférieure par deux augets longitudinaux.

Le raidissage transversal du tablier est assuré par des diaphragmes en treillis espacés de 4,17 m en zone courante.

LES PILES, LES PYLÔNES ET LES HAUBANS

Les dimensions en plan des piles sont variables sur toute la hauteur afin de suivre l'importance des moments de flexion les sollicitant.

Toutes les piles reposent sur un système de fondation semi-profonde constitué par une semelle rectangulaire évidée dans sa partie centrale surmontant quatre puits marocains ancrés dans le substratum rocheux.

Dans le sens longitudinal de l'ouvrage, la dimension en plan est sensiblement constante (variable de 16 à 17 m).

Dans le sens transversal, la largeur des piles varie de 10 m en tête à 27 m au pied de la pile la plus haute. De même, dans la partie dédoublée des fûts, la largeur de ces fûts parallèlement à l'axe de l'ouvrage varie de 5 m en tête à 8,60 m à la base.

Le tablier repose sur toutes les piles par l'intermédiaire d'appareils d'appui sphériques formant une liaison de type rotule.

Afin d'éviter tout soulèvement aux états limites de service, les appareils d'appui sont cloués sur les piles à l'aide de câbles de précontrainte.

Afin de réduire les densités d'armatures passives en tête et retarder la fissuration, les fûts dédoublés des piles sont précontraints sur toute leur hauteur à l'aide de huit câbles 19T15S.

La liaison pylône-tablier est un encastrement réalisé par une entretoise métallique dans le tablier au droit de chaque jambe de pylône :

→ Longitudinalement, la continuité entre les tôles d'âmes du caisson central et les tôles des parois des jambes de pylône est assurée ;

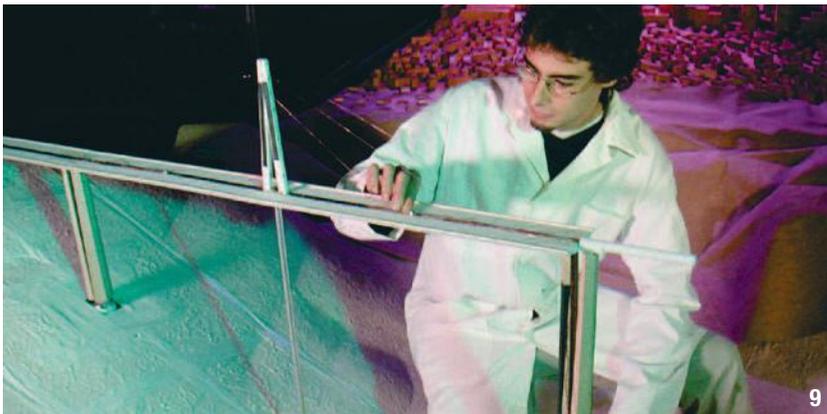
→ Transversalement, le raidissage est réalisé au moyen d'un portique qui coiffe les appareils d'appui disposés sur chaque fût de pile.

La hauteur totale des pylônes est de 87 m. Les jambes du « Y » ont une hauteur de 38 m et elles sont constituées par deux caissons métalliques raidis dont la dimension transversale est de 3,50 m et la dimension longitudinale de 4,75 m.

Chaque jambe de pylône est surmontée par un mât de hauteur 49 m dans lequel sont ancrés les haubans.

La dimension transversale du mât est identique à celle des jambes de pylônes et la dimension longitudinale est variable de 9,70 m à sa base à 2,40 m à son sommet.

Chaque travée est supportée par l'intermédiaire de haubans ancrés de part et d'autre des pylônes.



9

9- Essai en soufflerie de la phase de construction pylône sur $\pi 2$.
10- Puits marocains de la pile P2.



10

9- Wind tunnel testing of the tower construction phase on $\pi 2$.
10- «Moroccan well» shafts for pier P2.

Les onze paires de haubans qui supportent chaque travée sont disposées suivant une nappe axiale en semi-éventail.

Elles sont ancrées dans l'axe du terre-plein central suivant la courbure de l'ouvrage et avec un intervalle régulier de 12,51 m.

Les haubans sont constitués de torons T 15 Super galvanisés, gainés et cirés de la classe 1 860 MPa.

Chaque hauban est protégé par une gaine générale aérodynamique de couleur blanche en PEHD non injectée.

Celle-ci constitue une barrière anti-UV et elle comporte à sa surface des spirales discontinues afin d'éviter les vibrations dues à l'effet combiné de la pluie et du vent.

Le nombre de torons constituant chaque hauban est variable entre 45 T 15, près des pylônes, et 91 T 15 vers le milieu de chaque travée.

Les ancrages des haubans sont du type réglable au niveau du tablier et du type fixe dans le pylône.

LES ÉTUDES AU VENT

L'ouvrage étant situé à une très grande hauteur au-dessus de la vallée, les efforts générés par les effets du vent sont dimensionnants pour l'ouvrage.

Menés de manière complète en s'appuyant sur les dernières connaissances en la matière, les études et les essais réalisés dans la soufflerie du CSTB à Nantes ont porté sur :

- La reconnaissance des caractéristiques du vent dans le site ;
- La détermination du modèle de vent ;
- Le comportement aérodynamique des différentes parties de l'ouvrage soumises au vent : les piles, le tablier, les pylônes et les palées provisoires ;
- La détermination des admittances aérodynamiques en flexion et en traînée à partir d'un essai aéroélastique de la maquette de l'ouvrage en cours de construction (photo 9) ;
- La détermination de l'admittance en torsion du tablier à partir d'un essai sur maquette sectionnelle ;
- L'évaluation des coefficients de sécurité résultants des calculs aux états limites en construction et en service ;
- Les essais d'efficacité et de comportement acoustique des écrans brise-vent en PMMA.

Les effets du vent moyen (par calcul statique) et de la turbulence (par analyse spectrale) ont été calculés pour différentes configurations en phase d'exploitation et en phase de construction en considérant les trois zones de vent répertoriées A, B et C aussi bien

pour les vents transversaux à 90° que pour les vents obliques à 45°.

Contrairement à ce que l'on pouvait imaginer, les effets des vents obliques se sont révélés être déterminants pour le dimensionnement de l'ouvrage.

LE CHOIX DES MATÉRIAUX

Le tablier et les pylônes sont entièrement métalliques et réalisés avec des aciers de nuance S355 et S460.

Les piles sont réalisées en béton B60. Ce béton est plus un béton à haute performance en matière de durabilité qu'un béton à haute résistance mécanique nécessaire à leur intégrité.

Les principaux objectifs retenus pour la définition des bétons étaient :

- La protection contre l'alcali-réaction (niveau C) ;
- La protection contre les réactions sulfatiques internes différées ;
- La tenue au gel (selon règles GRA 2002) ;
- La durabilité vis-à-vis de la protection des armatures.

Les autres parties en béton de l'ouvrage : puits marocains, culées et semelles de fondation sont réalisées en B35.

LES ASPECTS PRINCIPAUX DE LA CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE

L'ORGANISATION DU CHANTIER

L'organisation du chantier génie civil comprend :

→ Un directeur de travaux qui s'appuie sur trois conducteurs de travaux principaux :

- Un conducteur de travaux en charge des installations de chantier et des travaux de fondations des palées, puits et semelles,
 - Un conducteur de travaux en charge des culées C0, C8 et de la pile P1,
 - Un conducteur de travaux en charge des piles hautes P2 à P6 ;
- Une direction technique sur site ;
- Un service administratif ;
- Un service gestion-ordonnancement ;
- Un service matériel ;
- Un service informatique ;

→ Une direction qualité ;

→ Un service sécurité.

L'organisation du chantier charpente métallique comprend :

- Un directeur de projet métal ;
- Un responsable de la fabrication en usine (usines de Lauterbourg, Fos-sur-Mer, Maizières et Frouard) ;
- Un directeur du montage et lancement qui s'appuie sur un conducteur de travaux principal ;
- Une équipe de six ingénieurs chargés de suivre la fabrication des différents sous-traitants ;
- Un service qualité ;
- Un service sécurité ;
- Un service gestion financière ;
- Un service achats et transports installé à Colombes au siège d'Eiffel.

LES INSTALLATIONS DE CHANTIER

Situées sur quatre aires d'une surface globale d'environ 8 ha, les installations de chantier résultent des considérations suivantes :



11- Bétonnage de la semelle de la pile P2.

12- Construction des piles.

11



11- Concreting the footing of pier P2.

12- Construction of the piers.

12

→ Possibilités de desserte du chantier à partir de la piste principale livrée par le concédant dont la longueur est d'environ 8,5 km entre les culées nord et sud ;

→ Intégration dans le site et environnement ;

→ Possibilités de desserte en énergie et fluides ;

→ Répartition au mieux des différents sites afin de limiter les circulations tant internes qu'externes.

Les accès retenus ont été les suivants :

→ Au nord, depuis la piste en provenance de Saint-Germain où est installée la barrière de péage ;

→ Au centre à partir de la RD 992 reliant Millau à Albi ;

→ Au sud, depuis la plate-forme autoroutière menant à La Cavalerie via le barreau de liaison.

Afin de limiter la circulation sur la RD 992, les accès nord et sud sont plus particulièrement destinés aux livraisons lourdes (convois exceptionnels).

L'ensemble de ces accès a permis de

desservir les sites où sont situées les installations de chantier qui comprennent principalement du sud au nord :

→ L'aire des Cazalous réservée aux bureaux de chantier de l'entreprise dont les services administratifs, le bureau d'études technique, les locaux des sous-traitants ;

→ L'aire des cantonnements et parkings sur le site de Champ Long 1 d'une surface approximative de 2 ha ;

→ L'aire dite de Champ Long 2 d'une surface approximative de 3 ha sur laquelle sont installées les deux centrales à béton (capacité nominale de chaque centrale 80 m³/h) ainsi que l'atelier de pré-assemblage des armatures passives, les ateliers et magasins du service matériel ;

→ L'aire du site de Brocujouls sur une surface approximative de 2 ha où sont installés les bureaux de l'autorité de contrôle du concédant (AIOA) et les bureaux de la maîtrise d'œuvre Setec/SNCF.

À ces implantations principales, il faut

ajouter les aires d'installation en pied de chacun des appuis d'environ 3 500 m² moyennes chacune.

En outre, à proximité de l'aire du site de Cazalous, sont installés le bâtiment d'accueil du public et ses parkings pour visiteurs dont le nombre était supérieur à 500 000 à la fin de l'année 2004. Pour les besoins du chantier, il a été construit, sous l'autorité du concédant :

→ Un pont pour le franchissement du Tarn entre les piles P2 et P3 ;

→ Un ouvrage du type VMD au-dessus de la RD 992 à proximité du site des Cazalous.

La réalisation en acier du tablier et des pylônes ainsi que la préfabrication en usine des éléments du tablier (plate-lages de 4,2 m x 23 m) ont permis de réduire de façon significative l'importance des entreprises au sol.

Le volume des travaux effectué sur le site de Millau a ainsi été limité à la construction des piles et des culées, à l'assemblage des éléments préfabri-

qués du tablier et des pylônes et à la mise en place du tablier par lançage.

LA CONSTRUCTION DES APPUIS

La construction des piles

Fondations

Le dossier géotechnique de l'appel d'offres de concession reposait sur plusieurs campagnes de reconnaissances : campagnes de l'avant-projet sommaire de 1995, campagnes de l'avant-projet détaillé de 1996/1997 et puits d'essai réalisés en 1997 au voisinage de la pile P6 dans les marnes. Au nord, entre la pile P1 et la pile P4, le sous-sol est constitué de calcaire de bonne qualité, alors qu'au sud, il est constitué de marnes compactes.

Avant d'entreprendre les travaux de terrassement, qui ont représenté un volume total de 350 000 m³ environ, et qui se sont déroulés d'octobre 2001 à mars 2002 à l'aide de matériels classiques : pelles hydrauliques Liebherr 954 et tombereaux articulés Volvo A30, Eiffage TP a réalisé une campagne de reconnaissances géotechniques complémentaires au droit de chaque appui.

Chaque campagne consistait principalement en des sondages destructifs descendus de 10 m environ au-dessous du niveau de l'appui et dans certains cas, la réalisation d'un carottage permettait de vérifier certaines hypothèses de calcul.

À la suite de ces campagnes de reconnaissances, certaines adaptations et modifications ont dû être mises en œuvre. Elles ont principalement consisté :

→ Au passage d'une fondation superficielle à une fondation semi-profonde pour la culée C0 ;

→ À l'approfondissement du niveau de fondation des puits marocains des piles P3 et P4 pour s'affranchir d'une zone de très faibles caractéristiques mécaniques ;

→ À l'élargissement des deux puits marocains côté ouest de la pile P4 pour diminuer les tassements différentiels et augmenter leur portance ;

→ Au remplacement par du béton des zones de faibles caractéristiques mécaniques comme une faille ou un karst rempli d'argile (cas de la pile P4 et de la culée C8).

Les semelles des piles reposent chacune sur quatre puits marocains dont les diamètres varient entre 4,50 et 5 m et la longueur variable entre 9 et 17 m. Les puits ont été excavés à l'aide de pelles hydrauliques de type ▷



13

13- Réalisation des fûts dédoublés de la pile P2.

14- Pile P2. Élévation.

13- Construction of the double shafts of pier P2.

14- Pier P2. Elevation view.



14

Liebherr 942 équipées de brise-roche par passes successives de 1,50 m avec confortement successif en béton projeté (photo 10).

Les puits des appuis P4 à P7 sont élargis en partie basse (« pattes d'éléphant »).

Semelles

Après mise en place sur toute la hauteur de la semelle des coffrages périphériques constitués d'éléments standards Péri qui sont maintenus en pied à l'aide de tige d'ancrages, le bétonnage est réalisé en une seule phase à la pompe (photo 11).

Les semelles dont l'épaisseur varie entre 3 et 5 m représentent des bétonnages variant de 1 100 à 2 100 m³ dont la durée peut atteindre jusqu'à 30 heures.

Les semelles sont réalisées en béton de la classe B35 0/14.

Malgré les volumes de béton importants à mettre en œuvre, jusqu'à 2 100 m³ pour la semelle de la pile P5, l'exothermie a été limitée grâce au choix d'un ciment à faible dégagement de température initiale et à la réduction du dosage en ciment.

L'utilisation de fumée de silice (30 kg/m³) a permis de réduire le dosage en ciment à 300 kg/m³ de CPA-CEM 1 52.5 PM ES – CP 2 et de limiter la variation de température à 35 °C ce qui conduit, avec un béton à 25 °C, à une température maximale de 60 °C qui est le niveau requis pour éviter le risque de réaction sulfatique dans un milieu où il peut y avoir circulation d'eau.

Par ailleurs, les coffrages sont maintenus suffisamment longtemps (parfois jusqu'à plus d'une semaine) après bétonnage pour éviter les chocs thermiques et prévenir les risques de fissuration du béton.

Fûts des piles

Les fûts des piles, fût unique inférieur et fûts dédoublés en partie supérieure, sont réalisés en béton haute performance B60 fabriqué par deux centrales Liebherr d'une capacité nominale de 80 m³/h.

Les trente premiers mètres des piles sont bétonnés à la pompe (uniquement les premières levées présentant des épaisseurs des voiles supérieures à 60 cm).

Au-delà, le bétonnage des levées de pile est réalisé à la benne à l'aide de chacune des grues à tour Potain K5-50C de 65 m de flèche et d'une capacité de 20 t au maximum.

Toutes les grues (une par pile) sont équipées d'un ascenseur (monte-grutier), d'une salle de repos, d'une cuisine et de sanitaires. Chaque pile est traitée

comme un chantier à part entière ce qui fait que la totalité du chantier de piles est en fait constitué de sept chantiers indépendants les uns des autres.

Sur chaque pile, un chef de chantier dirige une équipe de 12 personnes qui se relaient, le chantier tournant à deux postes de 7 heures (photo 12).

Compte tenu de la grande hauteur des piles, toutes les équipes ayant travaillé sur le chantier ont été formées sur un élément de voile « école » afin de les familiariser avec la manipulation des coffrages et le travail en altitude.

Les coffrages sont du type auto-grimpant pour la partie extérieure et du type semi-grimpant pour l'intérieur.

La hauteur de chaque levée de bétonnage est de 4 m.

La géométrie des piles varie d'une phase de bétonnage à l'autre suivant une succession de surfaces gauches et d'angles évoluant de façon quasi-imperceptible ce qui nécessite une adaptation constante du coffrage.

Cette géométrie complexe des piles creuses a nécessité une technique de coffrage particulièrement pointue élaborée par Eiffage TP en collaboration avec l'entreprise spécialisée Péri.

Tous les coffrages extérieurs progressent vers le haut d'une phase à l'autre, hydrauliquement et sans grue, à l'aide de consoles auto-grimpantes ACS (Automatic Climbing System) élaborées par Péri.

Le coffrage métallique spécial utilisé a permis d'obtenir un nombre d'utilisations élevé et une haute qualité d'exécution pour les parements en béton.

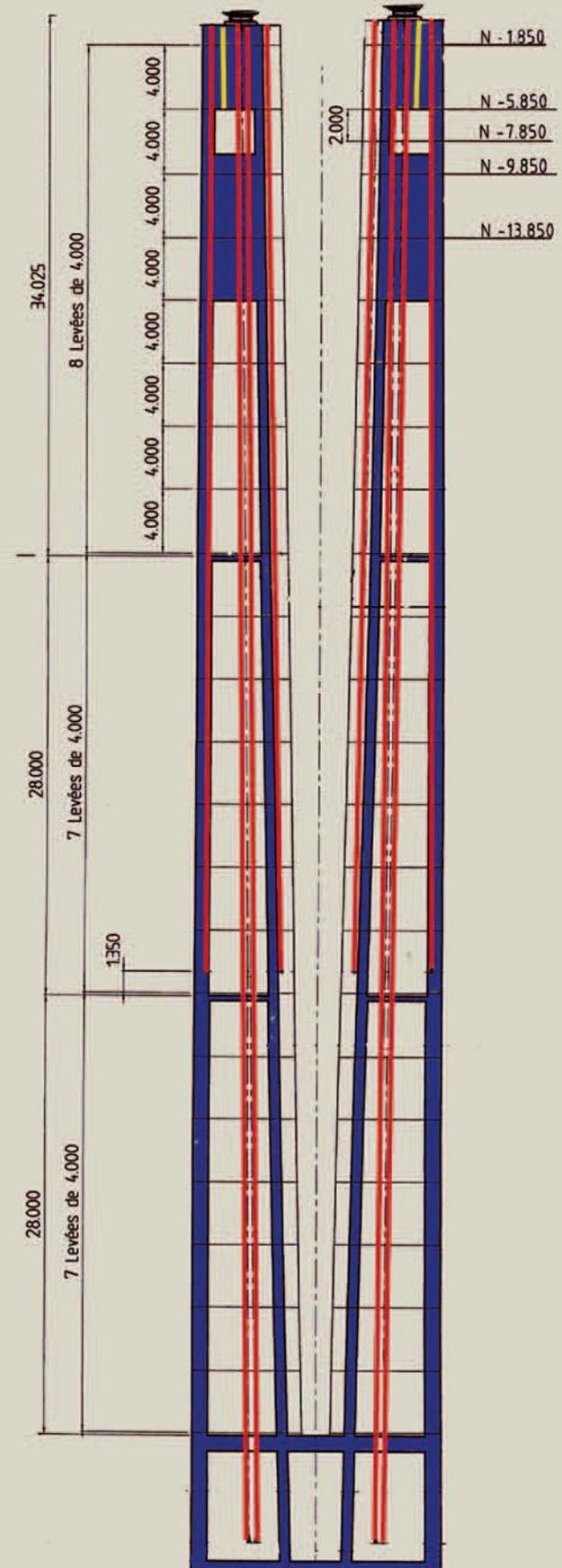
L'opération de hissage, qui s'effectue sans l'aide d'aucune grue, s'achève au bout de 25 minutes seulement pour la hauteur de chaque levée de 4 m.

Dix consoles grimpantes complètes sont utilisées pour la partie à fût unique et quatorze pour la partie à fût dédoublé des piles. Aux consoles constituées d'unités auto-grimpantes Péri ACS-R avec plates-formes de travail télescopiques, sont fixés les éléments métalliques de coffrage via des chariots roulants courants.

Tous les coffrages intérieurs ont été conçus sous forme de systèmes classiques hissés à la grue, la présence de planchers intermédiaires espacés tous les 30 m environ interdisant une application économique de la technique du coffrage auto-grimpant pour le coffrage intérieur.

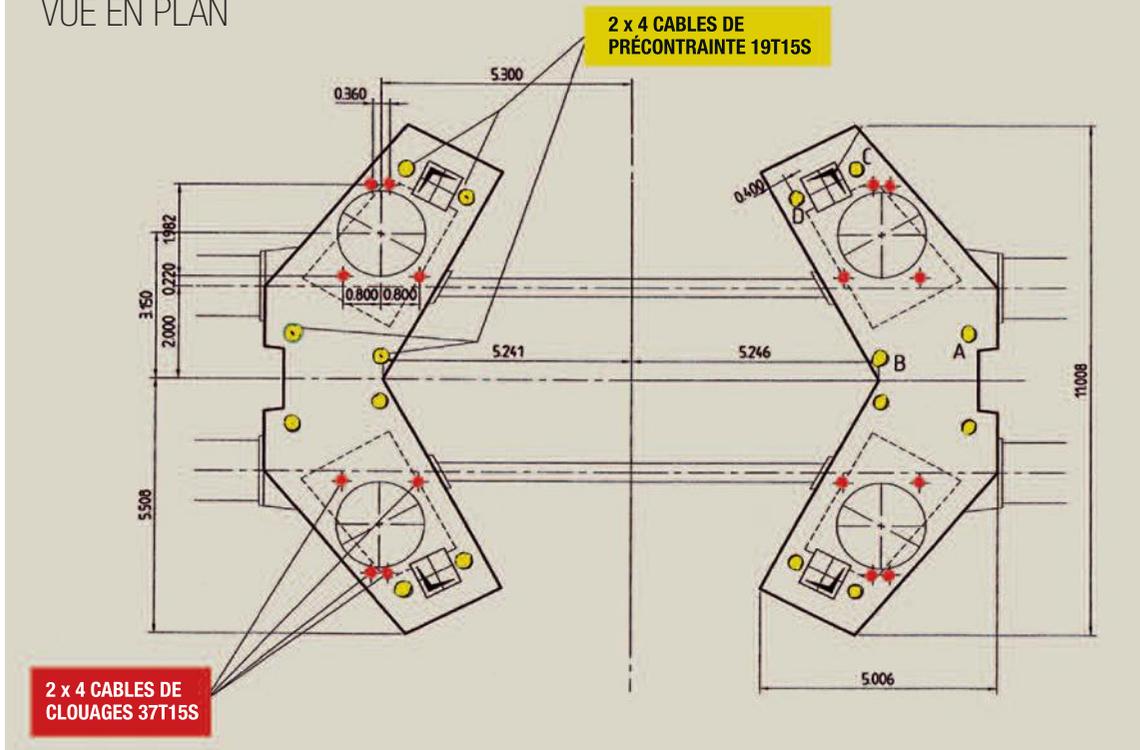
Les consoles grimpantes hissées à la grue ont été adaptées à la taille des éléments de coffrage, comme dans le cas d'un échafaudage modulaire et les

PRINCIPE DE PRÉCONTRAINTE DES PILES : ÉLÉVATION



PRINCIPE DE PRÉCONTRAÎNTE DES PILES :
VUE EN PLAN

16



- 15- Principe de précontrainte des piles : élévation.
- 16- Principe de précontrainte des piles : vue en plan.
- 17- Accostage du tablier nord sur la palée provisoire $\pi 2$.



17

- 15- Pier prestressing technique : elevation view.
- 16- Pier prestressing technique : plan view.
- 17- Docking the northern deck on temporary bent $\pi 2$.

éléments d'échafaudage et de coffrage ont été adaptés selon la réduction des dimensions de la section.

Pour la partie à fût unique, des consoles grimpanes de type SKSF 240 ont été utilisées et pour la partie à fûts dédoublés, ce sont des éléments de construc-

tion spéciaux qui furent employés. Sept outils coffrants au total ont été installés sur le chantier :

- Trois jeux de coffrage et consoles grimpanes pour la partie à fût unique des piles ;
- Trois jeux de coffrage et consoles

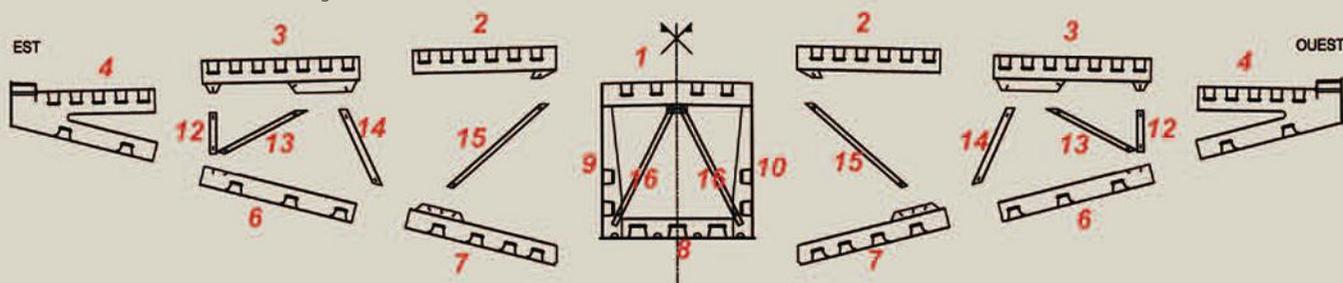
grimpanes ainsi qu'un jeu de coffrage et consoles grimpanes extérieures pour la partie à fût dédoublé des piles ;

- Un jeu de coffrage intérieur avec des consoles grimpanes pour la zone de transition située entre le fût unique et les fûts dédoublés des piles.

Un contrôle altimétrique par GPS assurait une précision de l'ordre de 5 mm en X et en Y.

En partie basse des piles, la durée de bétonnage réalisée à la benne de 3 m³ est comprise entre 6 et 7 heures en moyenne. ▷

DÉCOUPAGE EN TRONÇONS DE LA SECTION TRANSVERSALE DU TABLIER



La quantité de béton la plus importante mise en œuvre dans une levée a été de 322 m³ pour la levée 62 de la pile P2 la plus haute. La durée de bétonnage a été de 12 heures.

En partie haute des piles, la cadence de bétonnage est de 15 à 25 m³/h (photo 13).

Le cycle de rotation de chaque levée de bétonnage de 4 m a été de 3 jours pour les fûts uniques et de 3 à 4 jours pour les fûts dédoublés.

Les cages d'armatures étaient préfabriquées au sol, hissées à la grue et complétées in situ.

Les études thermiques, mesures en place et simulation CESAR à l'aide du module T_{EXO}, ont montré que l'exothermie maximale des piles en béton B60 conduit à une élévation de température inférieure à 55 °C à cœur qui, cumulée dans le pire des cas avec un béton à 25 °C (valeur maximale autorisée), conduit au respect de la valeur de base de 80 °C.

Afin de garantir un âge équivalent sensiblement constant au moment du décoffrage, la maturométrie a été retenue comme outil décisionnel.

Têtes de piles

Les piles du viaduc de Millau ayant été dessinées lors du POA (projet d'ouvrage d'art) pour une méthode de construction différente de celle adoptée par Eiffage, la conception du ferrailage et la reprise des efforts sollicitant le chevêtre métallique en tête de pile sont extrêmement complexes.

En outre, le chevêtre qui régnait à l'origine sur les derniers mètres de hauteur de chaque fût dédoublé et qui avait pour objet de boucher le creux intérieur des fûts de pile, ayant été supprimé afin que la section courante des fûts dédoublés des piles soit prolongée jusqu'à leur niveau supérieur juste sous le tablier, l'installation des équipements nécessaires au lancement du tablier s'est révélée particulièrement délicate (photo 14).

Les fûts dédoublés des piles sont pleins dans leur partie supérieure faisant office de chevêtre, à l'exception de la levée 3 où une chambre de visite sert à l'installation des câbles de clouage du tablier sur la pile.

Le chevêtre supérieur de chaque fût dédoublé des piles règne ainsi sur les cinq dernières levées de bétonnage soit jusqu'au niveau - 17,85 m.

Des dalles préfabriquées de 200 mm d'épaisseur assurent la fermeture des fûts en leur partie supérieure et servent de coffrage perdu pour les chevêtres. Chaque levée de bétonnage est coulée en une seule fois.

Deux trous d'homme par fût dédoublé (un côté ouest et un autre côté est) de dimensions en plan 0,80 x 0,80 m donnent accès à la partie inférieure des piles.

En phase de construction, un ascenseur permet l'accès du personnel en haut des piles.

Le béton des fûts et chevêtres est un béton haute performance B60 G 0/14 dosé à 420 kg³ de ciment CPA - CEM I 52.5 PMES CP2.

Pendant le lancement, le tablier s'appuie sur les têtes de pile par l'intermédiaire d'appareils de lancement qui sont eux-mêmes portés par des chevêtres métalliques provisoires installés de part et d'autre des fûts dédoublés.

Chaque chevêtre provisoire est ainsi constitué de deux poutres horizontales et longitudinales reliées par un platelage et portées par une béquille triangulaire qui prend appui sur une réservation en creux dans la rainure architecturale située sur l'axe du fût de pile. Les deux chevêtres sont brêlés contre les fûts de pile à l'aide de trois câbles 27T15 Super situés dans chacune des deux poutres horizontales ; une paire de butons situés chacun dans le prolongement des deux poutres horizontales de chaque chevêtre assure alors la transmission des efforts entre les deux fûts.

En partie basse, un buton axial situé au niveau - 11,43 m assure la transmission des efforts entre les deux fûts dédoublés.

La béquille inclinée triangulaire vient s'appuyer dans un second chevêtre situé sous la chambre de visite, elle-même située sous le chevêtre supérieur qui sert à l'installation des câbles de précontrainte 37T15 Super pour le clouage du tablier sur piles (quatre câbles par appareils d'appui).

Afin d'assurer la diffusion de la réaction d'appui sous la platine supportant les appareils d'appui sphériques des piles et éviter tout risque de fissuration en tête de pile en situation d'exploitation, il a été disposé une plaque épaisse en acier de 30 mm d'épaisseur sur la partie de la façade extérieure qui subit la « poussée » de l'appareil d'appui.

Cette plaque qui règne sur la hauteur de la dernière levée de chaque pile, soit 1,25 m, est ancrée dans la masse du béton de la pile par des aciers horizontaux liés à la plaque par des tiges Nelson filettées soudées sur la plaque et par des coupleurs vissés sur ces tiges.

Précontrainte des piles

Les fûts dédoublés des piles d'extrémité P1 et P7 qui sont surtout sensibles aux effets des variations de température et ceux des piles hautes P2 à P6, surtout sensibles aux actions du vent turbulent, sont précontraints sur toute leur hauteur afin de réduire les efforts de traction extrêmes et donc de retarder et de limiter leur fissuration dans les conditions des états limites de service (figure 15).

La précontrainte dans les piles qui n'était pas prévue dans le projet de base du concédant a également une influence favorable sur la durabilité de l'ouvrage et donc la durée de vie contractuelle exigée de 120 ans.

Chaque fût dédoublé des piles est ainsi précontraint à l'aide de huit câbles 19T15 Super du procédé Dywidag (figure 16).

18- Découpage en tronçons de la section transversale du tablier.

19- Fabrication du tablier dans l'usine de Lauterbourg.

20- Transport des caissons centraux.

21- Aire d'assemblage du tablier côté sud.

18- Breakdown of the cross section of the deck into sections.

19- Deck manufacture in the Lauterbourg factory.

20- Transporting the central box girders.

21- Southern end deck assembly area.



19



20



21

La précontrainte des piles P2 à P6 est identique et sur les huit câbles 19T15 Super :

- Quatre sont ancrés dans des bossages en saillie juste au-dessus du palier situé à - 60 m ;
- Quatre autres sont ancrés dans des bossages en saillie entre les deux paliers de la jonction des jambes à - 90 m, juste au-dessus du palier inférieur.

La précontrainte des fûts dédoublés de la pile P1 règne sur toute leur hauteur, les huit câbles 19T15 Super étant ancrés en partie basse dans des bossages coulés en seconde phase.

Le cas de la pile P7 qui n'est haute que de 77,85 m est un cas particulier, les huit câbles 19T15 Super qui règnent sur toute la hauteur des fûts sont ancrés en partie basse dans les parties verticales de la semelle.

Les gaines sont des tubes lisses en acier de diamètre 101,6 mm intérieur, l'étanchéité entre éléments de gaine étant assurée par des manchons thermorétractables.

L'enfilage des torons depuis la partie basse du câble n'étant pas réalisable, seul l'enfilage par le haut et toron par toron était possible. Pour l'enfilage, des précautions ont été prises au droit des ancrages inférieurs et supérieurs pour assurer le maintien des câbles dans leur gaine avant la mise en tension. Cette dernière se fait par l'ancrage actif sur le chevron de la pile (ancrage passif en partie basse).

Une pompe d'injection capable d'injecter les 100 m de câble depuis l'ancrage bas était installée sur le palier de séparation des deux fûts dédoublés (- 100 m environ).

Des événements ont été positionnés au niveau des deux paliers intermédiaires des fûts dédoublés afin de mieux contrôler la montée du coulis et servir éventuellement de point d'injection en cas de problème.

Appareils d'appui

Étant donné l'importance des efforts (90 MN aux ELS et 115 MN aux ELU) et des rotations à transmettre et compte tenu du faible espace disponible en tête de pile, les appareils d'appui (quatre au total par pile soit deux par fût dédoublé) sont très compacts et du type fixe à calottes sphériques présentant une surface de glissement en alliage de bronze appelé DUB. En effet, compte tenu des dimensions de ces appareils d'appui, il n'était pas possible de faire reprendre le glissement par du téflon, matériau le plus classique et le plus utilisé à ce jour. Pour ces raisons, l'en-

treprise Maurer a proposé l'utilisation du DUB, matériau de glissement pour lequel les caractéristiques principales sont les suivantes :

- Coefficient de frottement : 0,13 à une température de -35 °C ;
- Pression admissible à l'ELS : 140 N/mm² ou MPa ;
- Pression admissible à l'ELU : 182 N/mm² ou MPa.

La construction des culées

Les culées, qui sont du type culées creuses, ont une largeur de 13 m et elles sont donc plus étroites que le tablier. Elles sont munies d'encorbellements latéraux qui prolongent la forme du tablier jusqu'à son entrée dans le terrain naturel.

Côté nord, l'existence d'un réseau important de fractures verticales a été constatée sur la zone d'appui avant de la culée C0. L'existence d'une zone décomprimée à environ 7 m sous l'arase théorique du terrassement, décelée par les sondages complémentaires, a imposé une solution de confortement pour la reprise des efforts de lançage du tablier qui étaient dimensionnants pour la culée. Cette solution de confortement a consisté à réaliser un puits marocain de 4,5 m de diamètre d'une profondeur de 12 m sous le radier. Ce puits reprend l'intégralité des efforts provisoires pendant le lançage. Les fractures verticales ont été dégagées et remplies gravitairement par du béton afin d'assurer le contact entre les divers blocs de calcaire sans pour autant modifier l'hydrogéologie du site. Cette culée, la plus proche de la barrière de péage du viaduc, renferme les locaux techniques nécessaires à l'exploitation du viaduc.

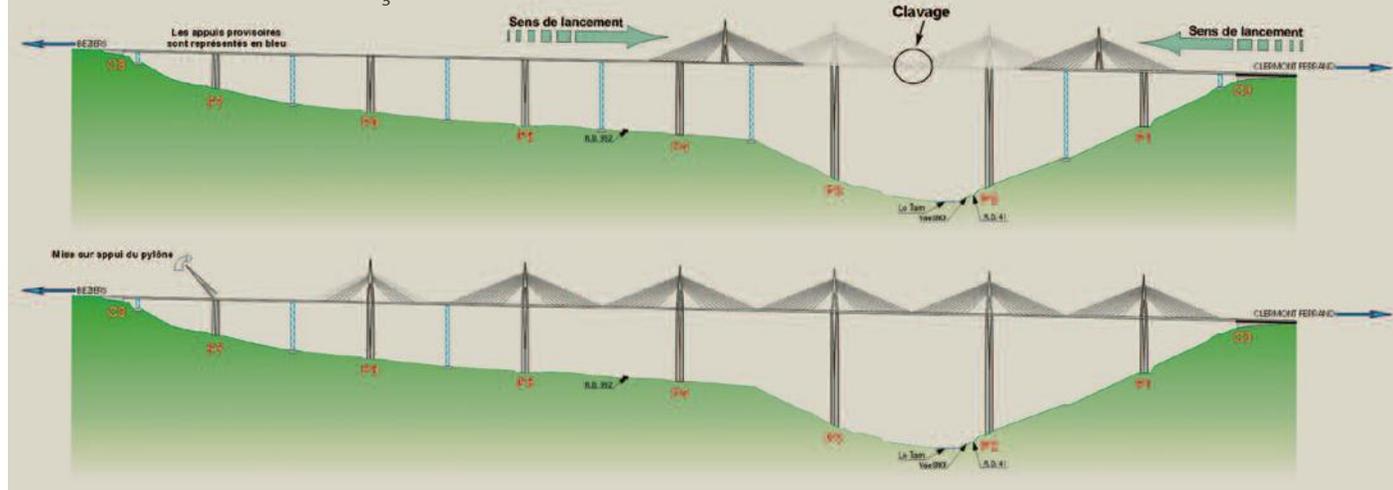
Côté sud, la culée C8 est fondée sur un radier général pour s'affranchir des risques d'éventuels tassements différentiels qui pourraient être engendrés par la relative karstification du massif rocheux.

À l'ouverture des fouilles, en partie arrière de la culée, un karst de très grande dimension a été mis à jour. Ce karst a été purgé sur une hauteur proche de 6 m puis remblayé par du béton coulé pleine fouille (150 m³ environ ont été mis en œuvre).

En partie avant de la culée, aucun karst n'a, par contre, été repéré. Les deux culées C0 et C8 ont été bétonnées en plusieurs phases successives du fait de leur grande hauteur et de leur grande longueur.

Le béton mis en œuvre est un béton B 35G 0/14 dosé à 385 kg/m³ minimum de ciment CPA CEM I 52.5 PMES CP2. ▷

CINÉMATIQUE DE LANÇAGE



Les culées étant les seules structures porteuses exposées aux projections de sels de déverglaçage, il a été prévu pour les parties concernées un béton « G + S » conforme aux règles dites « GRA », avec entraîneur d'air, apte à répondre à ce type d'agression.

Le tablier repose sur les massifs d'appui de chacune des culées par l'intermédiaire d'appuis glissants d'une capacité de 9 MN à l'ELS et de 11 MN à l'ELU. Le matériau de glissement utilisé est le matériau MSM de chez Maurer.

Les palées provisoires

La réalisation du tablier par lancement nécessite d'installer sept appuis provisoires intermédiaires constitués de palées métalliques en treillis (en forme de K) présentant une section carrée de 12 x 12 m dont les membrures et les diagonales sont constituées de tubes métalliques Ø 1 016 mm en acier S460 et de longueur 12 m (photo 17).

Deux de ces palées provisoires sont mises en place dans chacune des travées de rive à l'aide d'une grue car leur hauteur ne dépasse pas 30 m (palée $\pi 1$: 25,80 m ; palée $\pi 7$: 21 m).

Pour la mise en place des cinq autres palées provisoires dont la hauteur varie entre 92 m et 173 m (palée $\pi 2$: 172,4 m ; palée $\pi 3$: 145,7 m ; palée $\pi 4$: 143,4 m ; palée $\pi 5$: 123,6 m ; palée $\pi 6$: 92 m) un système de levage télescopique a été conçu par Eiffel. L'exécution de la partie hydraulique de ces palées a été confiée à la société Enerpac. Dès qu'une palée provisoire est construite, le système de levage télescopique, appelé également cage de télescopage, qui comprend tout l'équipement hydraulique, piloté par ordinateur, est démonté puis déplacé et remonté à l'emplacement de la palée suivante.

La cage de télescopage se compose d'une structure métallique de 36 m de hauteur capable de reprendre les efforts dus au vent jusqu'à une vitesse de 180 km/h. Sur cette structure, il y a quatre crémaillères qui permettent le levage de la palée.

Le télescopage peut avoir lieu jusqu'à une hauteur de 140 m pour une vitesse de vent de 72 km/h.

Les vérins ont une course de 1 000 mm utile et les crémaillères sont munies de crans tous les 1 000 mm. Chaque vérin hydraulique de levage opère de façon indépendante car il possède sa propre commande avec la possibilité de verrouillage immédiat. Il y a une régulation et une synchronisation électroniques de la course des vérins.

Le principe de fonctionnement est le suivant :

→ Les supports des vérins sont verrouillés dans les crémaillères à l'aide de cales, l'élément de la palée provisoire étant libre ;

→ Les vérins sont alors mis sous pression et les tiges des vérins poussent l'élément de la palée vers le haut qui est ainsi levé à la hauteur du cran de crémaillère suivant.

Le système de synchronisation permet d'assurer un plan à 3 mm près et de contrôler les efforts dans chacun des vérins.

L'ensemble commande centrale (tableau de commande, câblage, écran) est protégé contre les intempéries, les perturbations électromagnétiques et les impacts qui pourraient survenir lors de l'installation ou pendant l'opération.

La capacité totale de la poussée est de 2 400 t. En situation accidentelle, deux vérins sont suffisants pour le télescopage de la palée.

Chaque palée provisoire est équipée en tête d'un chevêtre métallique recevant les appuis de lancement appelés translatteurs et les plates-formes de travail.

Le poids total des palées provisoires mises en œuvre est de 5 000 t y compris les chevêtres métalliques en tête. Les palées provisoires $\pi 4$, $\pi 5$ et $\pi 6$ situées au droit du Plateau de France sont fondées chacune sur quatre puits marocains de 4,50 m de diamètre élargis à 5,50 m en partie inférieure (« patte d'éléphant » d'épaisseur 1 m) et de longueur comprise entre 4,50 et 11 m.

Les autres palées provisoires, $\pi 1$ à $\pi 3$ au nord et $\pi 7$ au sud, sont fondées superficiellement sur des semelles de dimensions 10 x 14 m pour les palées $\pi 1$ et $\pi 7$; 18 x 21 m pour la palée $\pi 2$ et 18 x 19 m pour la palée $\pi 3$.

LA CONSTRUCTION DU TABLIER ET DES PYLÔNES

La fabrication du tablier en usine

La section transversale du tablier proposée par Eiffel, tient compte des possibilités de fabrication en usine, de transport et de montage sur site (figure 18).

La section courante du tablier est constituée :

→ D'un caisson central de largeur 4 m et de hauteur 4,20 m ;

→ De panneaux intermédiaires raidis (platelages supérieurs et inférieurs) de 3,75 à 4,20 m ;

→ De deux caissons latéraux de 3,84 m ;

→ De bracs en UPN constituant un diaphragme transversal.

Le principe de construction du tablier est le suivant :

→ Fabrication à l'usine Eiffel de Lau-

terbourg des éléments du caisson central 1, 8, 9 et 10 ; des éléments de platelage 2, 3, 6 et 7 et des caissons latéraux 4 (photo 19) ;

→ Transport de l'usine de Lauterbourg :

- Des éléments de platelage 2, 3, 6 et 7 et des caissons latéraux 4 sur le site de Millau,

- Des éléments de caissons centraux 1, 8, 9 et 10 à l'usine Eiffel de Fos-sur-Mer ;

→ Montage des caissons centraux à Fos-sur-Mer à partir des éléments préfabriqués à Lauterbourg ;

→ Transport des caissons centraux de Fos-sur-Mer sur le site de Millau.

Au total, 2 078 éléments de platelage ont été réalisés dans l'usine de Lauterbourg et 173 caissons centraux ont été reconstitués dans l'usine de Fos-sur-Mer.

Afin de permettre à l'usine de Lauterbourg de produire pour début 2004 la totalité des éléments de platelage métallique formant le tablier du viaduc de Millau, l'entreprise Eiffel a investi dans des équipements de très haute technologie :

→ Une machine d'oxycoupage à plasma qui permet de porter très rapidement la température du mélange flamme et oxygène à 28 000 degrés grâce à l'injection du plasma dans ce mélange. Le chalumeau ainsi constitué, véritable « couteau à métal » peut ainsi découper avec une précision extrême jusqu'à 1,80 m d'acier à la minute ;

→ Un robot de soudage à deux têtes comme en possèdent en France les grands chantiers navals ;

→ Une remorque autoélévatrice d'une capacité de 160 t ;

→ Des tachéomètres laser automati-

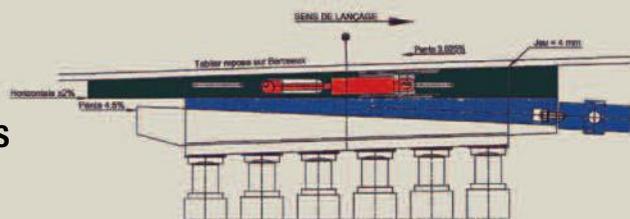


23

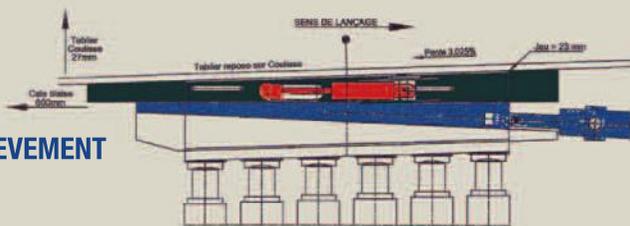
PRINCIPE DE TRANSLATION DU TABLIER

24

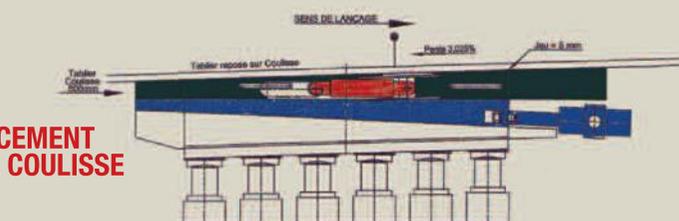
REPOS



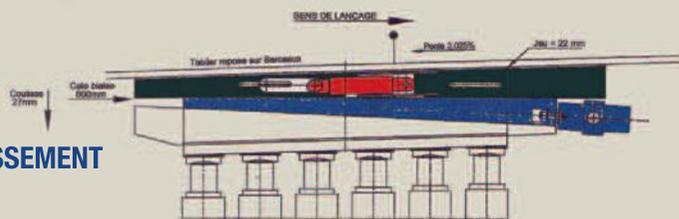
SOULEVEMENT



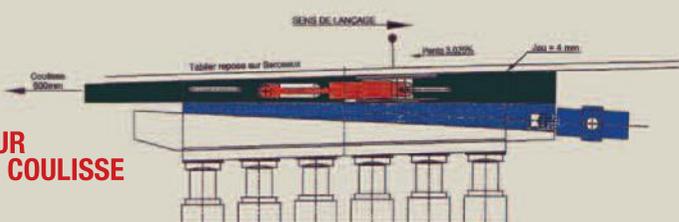
AVANCEMENT DE LA COULISSE



ABAISSMENT



RETOUR DE LA COULISSE



22- Cinématique de lancement.

23- Translateurs sur appuis provisoires.

24- Principe de translation du tablier.

22- Kinematics of launching.

23- Side shifters on temporary supports.

24- Schematic of deck translational movements.

ques pour contrôler les dimensions des platelages.

La méthode de fabrication des platelages est la suivante :

→ Découpe au format et marquage de la tôle sur banc d'oxycoupage automatique à commande numérique programmable à distance depuis le bureau de préparation (tôle coupée avec une surlongueur de 25 mm). Afin de tenir compte du retrait transversal dû au soudage des raidisseurs longitudinaux, il a été ajouté un millimètre par auget à la largeur des tôles.

Le marquage à froid est réalisé au pointeau pneumatique sur le banc d'oxycoupage avant l'opération de coupe.

Il donne ainsi un report des dimensions extérieures de la tôle et les positions des augets et il permet de vérifier l'évolution de la forme et des dimensions de la tôle ;

→ Positionnement des augets sur les marquages pratiqués sur la tôle lors de l'oxycoupage avec l'aide d'un « peigne gabarit » qui accompagne l'opérateur dans son opération de pointage ;

→ Soudage en long des augets sur le platelage grâce à l'utilisation de deux portiques de soudage automatiques deux têtes double fil sous flux pulvérulent. Afin de compenser les déformations dues au soudage, le platelage est bridé sur un coffrage hydraulique ad hoc ;

→ Pose des raidisseurs en T sur le platelage ;

→ Soudage des raidisseurs sur le platelage à l'aide du procédé semi-automatique sous flux gazeux avec le dévidoir suspendu au bout d'une potence articulée sur un chariot motorisé. Cette soudure est exécutée grâce à deux têtes du robot de soudage ;

→ Contrôle des soudures (visuel, radioscopie, ultrasons, magnétoscopie ou ressuage) avec établissement de procès-verbaux et contrôle dimensionnel à l'aide d'un théodolite à distance mètre laser (précision de la mesure $\pm 0,5$ mm) ;

→ Contrôle dimensionnel à l'aide du tachéomètre ;

→ Mise en peinture dans un tunnel.

Les éléments du viaduc sont livrés sur leur site d'assemblage par convois routiers exceptionnels.

Pour ce qui concerne les caissons centraux, les « pièces détachées », deux pans latéraux, un fond, un toit de caisson et les ancrages inférieurs des haubans, arrivent à l'usine Eiffel de Fos-sur-Mer en provenance de celles de Lauterbourg et de Maizières-lès-Metz. Stockées sur une aire, elles sont ▷

ensuite montées sur deux « mannequins » fabriqués spécifiquement pour l'occasion. Sur le premier, on assemble les éléments, sur le second on soude l'ensemble.

À ce stade, un contrôle interne et externe complet des soudures est fait en interne avec établissement de procès-verbaux et un contrôle dimensionnel est effectué comme pour les platelages.

Une fois le caisson central réalisé dans l'usine de Fos-sur-Mer (caisson assemblé, soudé et peint), celui-ci est transporté sur le site de Millau par éléments de 15 à 22 m de longueur et d'un poids maximal de 90 t (au rythme de trois caissons par semaine) (photo 20).

Les parties latérales du tablier, qui sont constituées de quatre panneaux et d'un caisson de rive, sont transportées par convois exceptionnels (1 500 environ) sur le site de Millau depuis l'usine de Lauterbourg par élément de 20 à 24 m de longueur d'un poids maximal de 40 t.

La solution tablier métal et pylône métallique a permis d'économiser 5 000 rotations de camions qui auraient été nécessaires pour une solution cent pour cent béton.

La liaison tablier-pylône a été conçue et fabriquée dans l'usine d'Eiffel à Lauterbourg, calculée et dessinée par le bureau d'études Greisch à l'aide d'un calcul aux éléments finis de 100 000 équations. Cette liaison permet d'assurer l'encastrement du pylône sur le tablier avec une conception originale pour faire transiter les efforts du pylône trapézoïdal au fond de caisson qui est rectangulaire.

Les aciers pré-grenaillés d'usine proviennent de chez Dilling (filiale d'Arcelor implantée en Sarre).

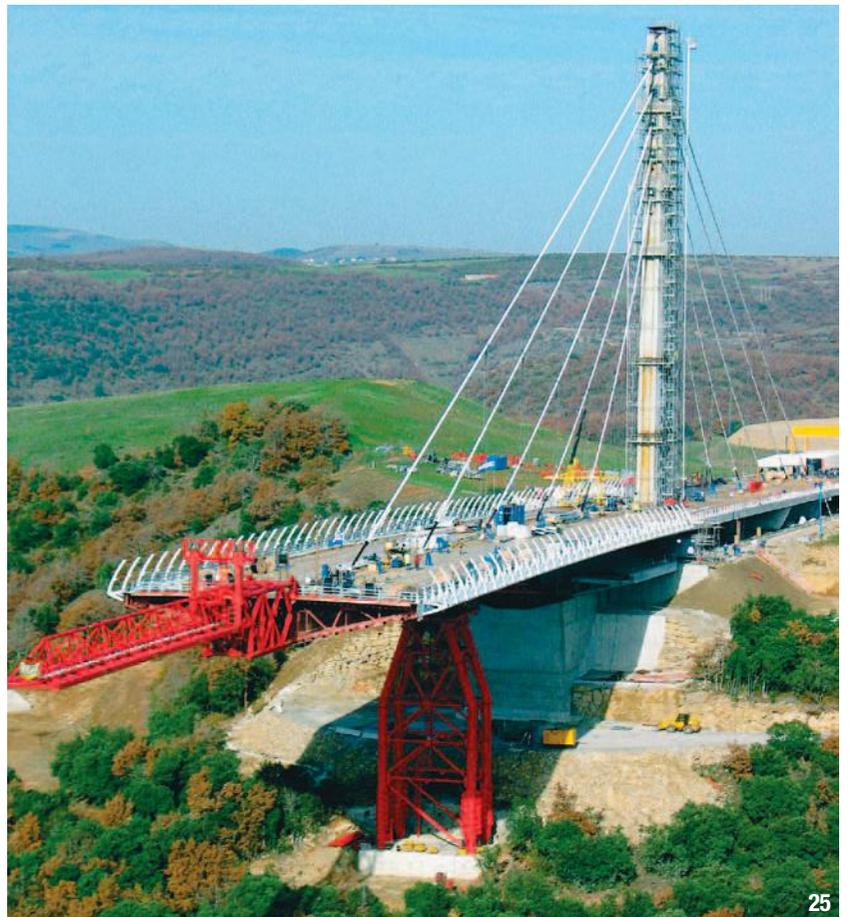
Ils sont acheminés par le Rhin à l'usine Eiffel de Lauterbourg et par rail ou par route dans les autres usines qui fabriquent le pylône.

25- Avant-bec et pylône de lancement côté sud.

26- Déformation du tablier au cours d'un lançage côté sud.

27- Position du tablier après les lançages L6 nord et L10 sud.

25- Launching nose and tower at south end.
26- Deformation of the deck during launching at the south end.
27- Position of the deck after L6 north and L10 south launching operations.



25



26



27

L'assemblage du tablier sur site

Deux ateliers forains d'assemblage sont installés sur les plates-formes situées en arrière de chacune des culées avec tout le matériel nécessaire (grues, portiques de manutention de 90 t, bancs de soudage, cabine de peinture) (photo 21).

Chacun des ateliers comporte trois zones de travail de 171 m avec pour chacune ses activités spécifiques :

→ Une première zone, la plus éloignée de la culée, sert au rabotage des caissons centraux ;

→ Une deuxième zone où sont réalisés l'assemblage des autres éléments du tablier et leur rabotage au caisson central ;

→ Une troisième zone où le tablier totalement assemblé est peint et où on réalise le montage des BN4-16, les corniches et les montants des écrans brise-vent avec leur grillage de protection.

Les travaux de soudage sur site nécessitent l'utilisation d'environ soixante-dix soudeurs par aire d'assemblage.

Les contrôles non destructifs des soudures sont réalisés aux ultrasons pour les soudures bout à bout et par magnétoscopie pour les cordons d'angle.

Les taux de contrôle sont fonction des taux de contraintes (suivant la norme NFP 22.473).

Les soudures à l'intérieur des caissons sont réalisées au fil fourré sous gaz.

Les soudures extérieures sont réalisées à la machine twin-arc sous flux poudreux. Marginalement, certaines soudures sont réalisées à l'Innershield.

L'assemblage complet d'un tronçon de tablier de 171 m de longueur nécessite l'utilisation d'environ 4,8 t de métal et un délai de quatre à cinq semaines.

La consommation globale du métal d'apport sur le chantier est estimée à 150 t.

Les contrôles non destructifs des soudures sont réalisés sur chantier par l'Institut de Soudure.

La mise en place du tablier par lançage

Le tablier métallique est mis en place par lançage sur ses appuis au fur et à

mesure de la construction de ses tronçons qui sont assemblés par phases successives au droit des plates-formes aménagées derrière les culées C0 et C8 (figure 22).

Le premier lançage s'est déroulé fin février 2003. Depuis cette date, onze autres lançages ont eu lieu du côté sud dont en particulier les deux premiers lançages avec le pylône P3 et ses haubans de lançage début juillet 2003 (L3S) et fin août 2003 (L4S).

Les mêmes opérations se sont déroulées du côté nord (C0) où six lançages au total ont eu lieu.

Chaque tête de pile et de palée provisoire est équipée d'un chevêtre métallique sur lequel est disposé le système de lancement (balancelles et translateurs). Chaque chevêtre comporte quatre balancelles (deux côté nord et deux côté sud) espacées transversalement de 4 m et longitudinalement de 21 m (piles P1 à P7) ou 20 m (palées $\pi 2$ à $\pi 6$). Les appuis d'extrémité (palées $\pi 1$ et $\pi 7$, culées C0 et C8) sont équipés seulement de deux balancelles.

Pendant les phases de lançage, les vérins des deux balancelles installés sur le même axe longitudinal (ouest ou est) sont reliés hydrauliquement pour permettre les variations de rotation longitudinale du tablier (effet boggie).

Chaque balancelle est munie d'un translateur, système composé d'un vérin horizontal dit de « levage » capable de développer une poussée de 250 t et de deux vérins horizontaux de 60 t qui se rétractent pour permettre le déplacement du tablier sur une distance de 600 mm (photo 23).

Chaque translateur repose sur un système de quatre ou six vérins simple effet à verrouillage par écrous.

Ce système de vérins permet d'équilibrer les charges sur les appuis ouest et est de chaque fût dédoublé des piles, de compenser les rotations du tablier en cours de lançage, de corriger ou de modifier l'altitude des translateurs.

Pour le passage du pylône de lançage, chaque translateur de chacun des deux appuis avant est supporté par un système de six vérins de 600 t chacun et de 500 mm de course. Sur les autres appuis situés à l'arrière, quatre vérins de 280 t et de 300 mm de course chacun sont installés après le passage du pylône.

Des valves rendent les différents groupes de vérins indépendants les uns des autres et contrôlent ainsi le niveau et la rotation du tablier, chaque système possédant une centrale de contrôle indépendante pour les patins et les vérins de levage.

Chaque translateur est constitué d'un berceau en U dans lequel se déplace une cale biaise de levage actionnée par le vérin de levage et une coulisse actionnée par les deux vérins horizontaux de lançage. Chaque cycle de lançage déplace le tablier de 600 mm et dure en moyenne quatre minutes.

Dans la dernière phase de lançage du tablier, la capacité de poussée était de 5 280 t côté sud (poids du tablier de 1 743 m de longueur d'environ 29 000 t) et de 2 400 t côté nord (poids du tablier de 717 m de longueur d'environ 12 300 t).

Le principe de translation du tablier est le suivant (figure 24) :

1. Dans sa position initiale au repos, le tablier est supporté par le berceau.

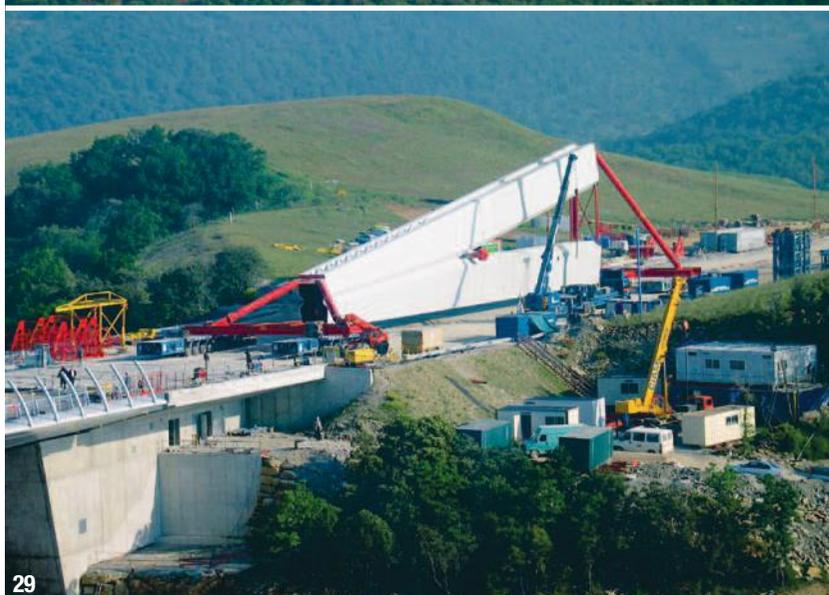
2. Le vérin de levage, en faisant coulisser la cale biaise, permet de soulever le tablier de son appui et de le faire reposer sur la coulisse.

3. Les rails qui portent le tablier coulisent vers l'avant grâce à l'extension des vérins horizontaux de lançage.



28- Clavage au-dessus du Tarn.

29- Transport du pylône P1 côté nord.



28- Keying above the Tarn.

29- Transport of tower P1 at the north end.

4. La translation de 600 mm effectuée, la cale biaise reprend sa position de départ, laissant le tablier reposer sur le berceau.

Tous les systèmes de translateurs sont commandés en même temps et des centrales hydrauliques avec débit contrôlé garantissent un déplacement identique de chaque translateur.

Les écarts de synchronisation au cours du mouvement sont limités à 1,5 mm pour les vérins d'un même équipement (pile ou palée) et à 30 mm pour les vérins de deux équipements quelconques (pile ou palée).

Les centrales hydrauliques installées permettent de réaliser une vitesse globale d'avancement de 10 m/h en moyenne, soit environ 16 cycles par heure.

Tout le système hydraulique pour le déplacement du tablier est commandé depuis le centre de contrôle situé au droit de la culée. Ce centre, qui reçoit toutes les données par l'intermédiaire d'un câble BUS, les traite automatiquement afin que le système suive les paramètres déterminés lors de la programmation du cycle.

Chaque système hydraulique individuel possède en outre un tableau de commande local qui lui permet d'effectuer les mouvements des patins de façon indépendante à partir de la pile.

Le déplacement du tablier peut s'effectuer suivant trois modes : manuel, semi-automatique et automatique.

En mode automatique, le cycle complet est effectué. En mode semi-automatique, chaque mouvement s'effectue pas à pas : levage, poussage, descente, rétraction des vérins.

Le mode manuel, employé pour la mise au point du système, est utilisé si nécessaire pour des corrections instantanées.

Pour franchir la distance de 171 m entre les appuis de lançage que constituent les piles et les palées provisoires, les 342 premiers mètres du tablier lancé côté nord et du tablier lancé côté sud sont équipés du pylône définitif sans son chapeau supérieur (P2 au nord et P3 au sud soit une hauteur totale de 70 m) et de six paires de haubans définitifs sur les onze que comporte chaque nappe de haubans.

L'extrémité avant du porte-à-faux est également munie d'un avant-bec pour faciliter l'accostage sur les différents appuis (photo 25).

En effet, au fur et à mesure que le pylône se rapproche de l'appui suivant, le tablier prend une flèche vers le bas de sorte que son niveau est inférieur à

celui de la pile qu'il va accoster.

L'avant-bec a donc pour objet de compenser cette différence.

Cet avant-bec d'un poids total de 80 t est constitué de deux parties principales réalisées en tubes et assemblées entre elles par une double rotule et un vérin de réglage :

→ La partie mobile d'environ 36 m permet l'accès du personnel et du petit matériel sur la palée ou sur la pile accostée environ 60 m avant la fin de chaque phase de lançage de 171 m ;

→ La partie fixe d'environ 13 m permet

d'assurer un appui centré sur les quatre balancelles de palées en phase d'arrêt. Cette partie fixée en bout du tablier permet également de rattraper pour quatre appuis (P1, $\pi 2$, $\pi 6$ et P7) une dénivellation d'accostage maximum de 2,34 m.

Le système de relevage de l'avant-bec qui permet de lever l'avant-bec au niveau du patin est constitué d'un groupe hydraulique de quatre vérins de 270 t. Un autre système hydraulique permet le pivotement de l'avant-bec.

Les phases initiales de lançage ont

nécessité de chaque côté un prélançage de 114 m sur plate-forme, afin d'amener l'axe des pylônes de lançage P2 et P3 au droit des appuis où ceux-ci seront mis en place. Une des originalités de la construction proposée par le bureau d'études Greisch a été de profiter de la souplesse du tablier pour réaliser un lançage à double courbure (photo 26). Sur les appuis P2 à P6 et sur les palées provisoires $\pi 2$ à $\pi 6$, le niveau du profil de lançage est le niveau définitif des appuis. Par contre, à l'arrière des culées C0 et C8, les appuis de

30- Pylône en cours de relevage sur P1.
31- Vue générale de l'ouvrage après relevage des pylônes.

30- Tower during raising on P1.
31- General view of the structure after raising the towers.



lançage se situent à 5,40 m au-dessus du niveau définitif de l'ouvrage pour les appuis N1 et S1 et à 4,80 m pour les autres. Le rattrapage des niveaux se fait par un tracé en long à double courbure, les appuis de glissement étant relevés de 4,40 m en C0 et en C8, de 3,50 m en π 1 et en π 7 et de 0,30 m en P1 et en P7. Les opérations de lancement ont lieu sous couverture météo pour une vitesse de vent maximale de 85 km/h en rafales. En phase d'arrêt pendant les périodes d'assemblage des éléments du tablier, l'ouvrage est capable de résis-

ter aux vents turbulents dont la vitesse est égale à 90 % de celle des vents de service soit 185 km/h environ en rafales (photo 27). Les phases d'arrêt correspondent systématiquement à une position telle qu'aussi bien l'extrémité du porte-à-faux que l'axe du pylône de lancement se trouvent à l'aplomb d'une pile ou d'une palée provisoire.

Les pylônes et les haubans de lancement

Les pylônes métalliques sont fabriqués dans l'usine Munch, filiale d'Eiffel à Frouard.

Les éléments de pylône réalisés en atelier selon le même principe que les éléments du tablier sont livrés sur chantier par convois routiers exceptionnels en éléments de longueur inférieure à 12 m. Le poids maximal d'un élément est de 75 t.

Chaque pylône de lancement étaient assemblés avant la phase de lancement L3. Le pylône P3 est monté à la verticale de l'appui de lancement S1 côté sud et le pylône P2 à la verticale de l'appui de lancement N1 côté nord. Les éléments de pylône pré-assem-

blés au sol sont posés sur le tablier à l'aide d'une grue treillis sur chenille de 850 t.

Chaque phase de pose correspond aux travaux de pose proprement-dit, au réglage des pièces et aux travaux de soudage.

Les contrôles suivants sont réalisés :

→ Contrôle géométrique des tronçons de pylône pré-assemblés ;

→ Contrôle des joints à souder des tronçons ;

→ Contrôle non-destructif des soudures ;

→ Contrôle géométrique du pylône monté.

La partie supérieure des pylônes P2 et P3 appelée « chapeau » (entre les niveaux 70,000 et 86,925 m) est mise en place après clavage des deux fléaux du tablier.

Une fois ces opérations réalisées, la mise en place des haubans de lancement et leur réglage suivant les instructions du bureau d'études peuvent commencer. Les haubans du type MTP (multi-torons parallèles) sont fournis et mis en œuvre par la société Freyssinet.

Chaque toron est protégé par une triple barrière : galvanisation + cire pétrolière + gainage PEHD (polyéthylène haute densité).

Les haubans utilisés en phase de lancement comportent un nombre de torons variable entre 45 (haubans N2 et S2) et 91 (haubans N11 et S11).

Afin de pouvoir réaliser les détensions nécessaires sur certains haubans pendant certaines phases de lancement, ceux-ci nécessitent des courses de réglage importantes allant jusqu'à 900 mm.

Les variations de tension dans l'ouvrage en cours de construction sont très importantes (1 040 MPa aux ELS et 1 355 MPa aux ELU).

Dans certaines phases de la construction, la tension peut atteindre 0,60 FRG aux ELS (1 116 MPa) et s'annuler dans d'autres.

Pour éviter les risques de vibration des haubans peu tendus, il a été disposé des aiguilles provisoires en chanvre de 40 mm de diamètre.

Les aiguilles sont tendues puis détendues au fur et à mesure de la progression du tablier, en fonction des besoins pour empêcher les haubans de vibrer. Les plus longs haubans mis en œuvre ont une longueur totale de 180 m et ils pèsent environ 25 t.

La fin de la construction du tablier et le relevage des pylônes

La jonction entre les deux parties situées en vis-à-vis s'est déroulée le 28 mai 2004.



32

32- Installation des haubans sur un pylône.

33- Mise en œuvre des enrobés sur le tablier.

32- Installing stay cables on a tower.

33- Laying bituminous mixes on the deck.



33

PRINCIPALES QUANTITÉS

TERRASSEMENT :

PLATES-FORMES : 350 000 m³

GÉNIE CIVIL :

PUITS MAROCAINS :

- Béton : 6 000 m³
- Aciers passifs : 1 200 t

SEMELLES :

- Béton : 13 000 m³
- Aciers passifs : 1 300 t

PILES :

- Béton : 53 000 m³
- Aciers passifs : 10 000 t
- Précontrainte : 200 t

CULÉES :

- Béton : 5 500 m³
- Aciers passifs : 550 t

PALÉES PROVISOIRES :

- Béton : 7 500 m³
- Aciers passifs : 400 t

CHARPENTE MÉTALLIQUE :

TABLIER :

- Aciers S 355 : 23 500 t
- Aciers S 460 : 12 500 t

PYLONES :

- Aciers S 355 : 3 200 t
- Aciers S 460 : 1 400 t

HAUBANS : 1 500 t

PALÉES ET CHEVÊTRE MÉTALLIQUES PROVISOIRES :

- Aciers S 355 : 3 200 t
- Aciers S 460 : 3 200 t

CAGE DE TÉLESCOPAGE : 400 t

Juste après le dernier lançage (photo 28), le clavage des deux parties en vis-à-vis du tablier a eu lieu sous couverture météo à 270 m au-dessus de la vallée du Tarn. Cette opération a consisté à souder les deux extrémités des tabliers nord et sud afin d'en assurer la continuité.

Les pylônes, à l'exception des pylônes P2 et P3 mis en place à la grue avant lançage, ont été assemblés à l'horizontale en arrière des culées puis transportés par des convois multi-essieux automoteurs (kamags) et relevés à leur emplacement définitif au moyen de deux tours en treillis métallique installées au droit de chaque pile (photos 29, 30 et 31).

Après que les haubans, onze par nappes, destinés à soutenir les travées aient été mis en place et tendus, le démontage des palées provisoires intermédiaires ainsi que des chevêtres métalliques provisoires situés en tête de chaque appui (piles et palées provisoires) a commencé (photo 32). L'étanchéité (par feuille préfabriquée) et la couche de roulement ont été mis en œuvre par Appia, branche routière d'Eiffage, en septembre 2004 (photo 33).

Les équipements électriques nécessaires à l'exploitation du viaduc ont été mis en œuvre par Forclum, branche électrique d'Eiffage au cours du second semestre 2004.

Les essais de chargement statiques (21 cas de chargements au total nécessitant l'utilisation de 32 camions de 30 t environ) et dynamiques consistant en deux « lâchers » de câble de 100 t chacun, se sont déroulés entre le 17 et le 25 novembre 2004.

L'INSTRUMENTATION ET LE SUVI DE L'OUVRAGE PENDANT LA CONSTRUCTION

Afin de valider les calculs et pouvoir connaître et juger du comportement réel de l'ouvrage pendant sa construction et en particulier pendant les opérations de lançage du tablier, il a été mis en place un programme d'instrumentation et de mesures infiniment plus lourd que celui mis en œuvre habituellement pour les ouvrages d'art exceptionnels haubanés et en particulier, que celui du pont de Normandie.

À notre connaissance, aucun ouvrage au monde n'a encore fait l'objet d'un suivi aussi complet pour lequel il a été mis en œuvre deux types de mesures :
→ Celles nécessaires au contrôle de la construction elle-même :

- Mesures de nivellement des semelles de fondation complétées par des mesures inclinométriques,
- Mesures topométriques classiques pour les piles (prismes) avec mesures inclinométriques en tête de chacun des fûts dédoublés,
- Mesures extensométriques pour évaluer le fluage du béton,
- Mesures de la température pour évaluer les gradients transversaux,
- Mesures de la vitesse du vent à l'aide d'anémomètres installés sur les grues ;

→ Celles permettant de vérifier que l'ouvrage se comporte conformément aux calculs en cours de lançage du tablier :

- Repérage de la position exacte du tablier à l'aide d'une balise GPS installée à l'avant du tablier,
- Mesures des déplacements des piles et palées provisoires à l'aide de prismes installés en tête. Ces mesures étaient complétées par des mesures télémétriques de précision pour les palées d'extrémité $\pi 1$ et $\pi 7$ les plus raides et par un dispositif laser à axe vertical sur le chevêtre des appuis et une cible installée sur la semelle de fondation ou la dalle de liaison à la base des fûts dédoublés selon le cas (un système d'arrêt automatique du lançage est déclenché dès que le spot laser sort de la cible prévue en cas de dépassement du seuil de déplacement fixé à l'avance par le bureau d'études),
- Mesures du déplacement de la culée à l'aide de capteurs,
- Mesures de nivellement topo sur le tablier, sous le pylône, au niveau de l'ancrage du plus long hauban et sur l'avant-bec,
- Mesures inclinométriques et suivi

des prismes en tête du pylône de lançage,

- Mesures dynamiques des effets du vent à l'aide d'un anémomètre 3D à l'avant du tablier et d'accéléromètres bidirectionnels installés en tête du pylône et sur le tablier (quatre au total),
- Mesures et contrôles de la tension dans six haubans de lançage à l'aide de cellules de mesures,
- Mesures de la température à l'intérieur du caisson (27 jauges au total),
- Mesures de la déplanation des âmes du caisson à l'aide de capteurs de déplacement (« patch-loading »).

LES ÉTUDES ET LES ESSAIS

L'ORGANISATION DES ÉTUDES D'EXÉCUTION ET DE LEUR CONTRÔLE

Préalablement au démarrage des études d'exécution, le groupe Eiffage avait confié au maître d'œuvre Setec une mission de validation de la solution métallique proposée lors de la remise des offres de concession.

La validation Setec établie sur la base des documents remis par Eiffage à l'autorité concédante a porté pour l'ouvrage en cours d'exploitation sur :

- Les hypothèses de calculs du tablier, des pylônes et haubans ;
- La flexion longitudinale et les efforts dans les haubans ;
- Les effets du vent ;
- Les effets de fatigue ;
- Les pylônes et la liaison pile-tablier-pylône.

Le groupement d'entreprises Eiffage TP - Eiffel Construction Métallique a mis en place, sous l'autorité du directeur de projet, un directeur technique chargé de veiller à la cohérence des choix techniques et à l'adéquation du déroulement des études techniques et des méthodes avec le bon avancement du chantier.

L'importance exceptionnelle de l'affaire a conduit à mettre en place un adjoint au directeur technique dont le rôle était tenu par le coordinateur études/travaux du lot génie civil (CET). La direction technique était renforcée par trois ingénieurs dont l'un s'occupait exclusivement de la gestion des documents d'études et les deux autres veillaient sur chantier au bon respect des dispositions d'armatures prévues sur les plans.

Cette équipe, ainsi que l'ingénieur responsable des méthodes et quatre projecteurs, a été regroupée dans les bureaux de chantier à Millau.

PRINCIPAUX INTERVENANTS

CONCÉDANT : État représenté par RCA et par AIOA

MAÎTRE D'OUVRAGE : Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau

MAÎTRE D'ŒUVRE : Groupement Setec - SNCF

ENTREPRISE LOT GÉNIE CIVIL : Eiffage TP (mandataire)

ENTREPRISE LOT MÉTAL : Eiffel Construction Métallique

BUREAUX D'ÉTUDES D'EXÉCUTION :

- Lot génie civil : STOA Eiffage TP et EEG-Simecsol (+ Thales - SERF)
- Lot métal : Greisch Ingénierie

ARCHITECTE : Cabinet de Lord Norman Foster

EXPERTS DU MAÎTRE D'OUVRAGE :

J.-C. Foucriat - J. Piccardi - F. Schlosser - M. Virlogeux

Les études d'exécution du lot génie civil ont été réalisées sous la direction et la coordination de la direction technique du chantier par un groupement de bureaux d'études, comprenant le bureau d'études STOA d'Eiffage TP et le bureau d'études d'Arcadis (EEG-Simecsol) et ses sous-traitants Thales et SERF.

La répartition des études d'exécution entre les bureaux d'études était la suivante :

→ Pour EEG-Simecsol : piles P2 à P6 et leurs fondations ;

→ Pour STOA Eiffage TP : culées C0 et C8 ; piles P1 et P7 ; fondations des palées provisoires.

Les études d'exécution et de montage du lot charpente métallique ont été réalisées par le bureau d'études Greisch Ingénierie de Liège (Belgique).

Elles portaient sur les parties suivantes de l'ouvrage :

→ Tablier, pylônes et haubans ;

→ Équipements et superstructures.

Les études de stabilité générale ainsi que les calculs au vent turbulent ont été réalisés par le bureau d'études Greisch à l'aide du logiciel FINELG de l'Université de Liège.

Les études d'exécution ont été contrôlées par le bureau de contrôle extérieur Setec TPI.

Les études d'exécution se sont traduites par l'établissement de plus de 500 notes de calculs et procédures et plus de 5 000 plans. Elles ont nécessité la mobilisation d'équipes dont l'effectif total a atteint en pointe jusqu'à soixante personnes dont environ vingt-cinq ingénieurs et trente-cinq projeteurs.

Elles ont duré, dans leur phase principale, environ vingt mois.

La conception et les justifications des dispositions proposées par le groupe Eiffage devaient être d'un niveau au

moins équivalent aux options présentées dans le dossier de projet du concédant (POA) avec les exigences suivantes :

→ Une « durée d'utilisation de projet » du viaduc de cent vingt ans.

La « durée d'utilisation du projet » s'entend comme étant la durée pendant laquelle le viaduc doit être utilisé comme prévu, en faisant l'objet de l'entretien et de la maintenance escomptés sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures ;

→ Le respect des règles de dimensionnement définies à l'annexe 4 du cahier des charges de la concession « Instructions applicables au projet et à sa réalisation ».

Des revues de conception et de coordination des études avec les bureaux d'études des lots 1 et 2 ainsi que des revues de projet avec le bureau de contrôle extérieur se sont déroulées à intervalles réguliers pour vérifier que le niveau de qualité requis était atteint en particulier en matière de « durée d'utilisation de projet » du viaduc.

L'exercice des contrôles a été effectué à plusieurs niveaux :

→ Les contrôles internes et externes réalisés dans le cadre de l'organisation de chaque bureau d'études, l'ensemble constituant son contrôle intérieur ;

→ Le contrôle extérieur de l'entreprise réalisé par le maître d'œuvre.

Les arbitrages sur les différents techniques qui peuvent naître entre la maîtrise d'œuvre et l'entreprise relèvent de la maîtrise d'ouvrage qui s'est entourée d'experts indépendants. Le concessionnaire a ainsi constitué auprès du maître d'ouvrage un comité technique composé d'ingénieurs de haut niveau de la maîtrise d'œuvre, de l'entreprise et d'experts indépendants dont la compétence et l'expérience dans le domaine

des travaux du viaduc de Millau sont mondialement reconnues.

Ce comité se réunissait à intervalle régulier (environ une fois par mois) et fournissait des avis et recommandations sur les questions techniques que lui soumettait le maître d'ouvrage. Les experts indépendants du maître d'ouvrage étaient M. Virlogeux (pour les problèmes de conception générale et d'études au vent en particulier), F. Schlosser (pour les problèmes de géotechnique), J.-C. Foucriat et J. Piccardi (pour les problèmes de charpente métallique).

Chaque semestre, le maître d'ouvrage fait réaliser par un organisme extérieur (AFAQ), agréé par le concédant, un audit externe. Cet audit concerne tous les acteurs liés à la construction du viaduc de Millau.

LES ESSAIS ET TESTS

En plus des essais géotechniques, des essais au vent et des essais courants exigés par les normes sur les matériaux, les équipements à mettre en œuvre, un certain nombre d'essais ont été réalisés afin de valider la conception et s'assurer que le niveau de qualité requis était atteint en matière de « durée d'utilisation de projet » du viaduc de 120 ans. Parmi les très nombreux essais réalisés,

il y a lieu de citer :

→ Les essais de fluage et de retrait du béton B60 des piles ;

→ Les tests de durabilité sur les bétons : essais de perméabilité, porosité, coefficient de diffusion des chlorures, résistance au gel-dégel + sel de déverglaçage, test de gonflement ;

→ Les tests de vieillissement du béton armé par des contrôles destructifs (carbonatation, pénétration des chlorures) sur des blocs exposés aux mêmes conditions d'environnement que le viaduc ;

→ Les essais sur les haubans : fatigue, étanchéité et différents composants ;

→ Les essais de frottement du matériau DUB pour les appareils d'appui sphériques des piles et du matériau MSM utilisé pour les appuis glissants de lançage ;

→ Les essais d'agrément du système développé par Appia pour l'étanchéité et le revêtement de chaussée du viaduc ;

→ Les essais de chargement statiques et dynamiques lors de la réception de l'ouvrage.

CONCLUSION

Lancés le 10 octobre 2001, jour de la parution du décret de concession au Journal Officiel, les travaux de construction du viaduc de Millau ont été achevés dans un délai de 38 mois, légèrement inférieur au délai contractuel de 39 mois.

Dès la fin de l'année 2003, Eiffage TP avait terminé la réalisation de tous les ouvrages de génie civil.

Fin mai 2004, Eiffage avait terminé le lançage de toutes les travées au nord et au sud.

Trois ans, jour pour jour, après la pose de la première pierre, l'ouvrage a été inauguré par Monsieur Jacques Chirac, président de la République, le 14 décembre 2004. □

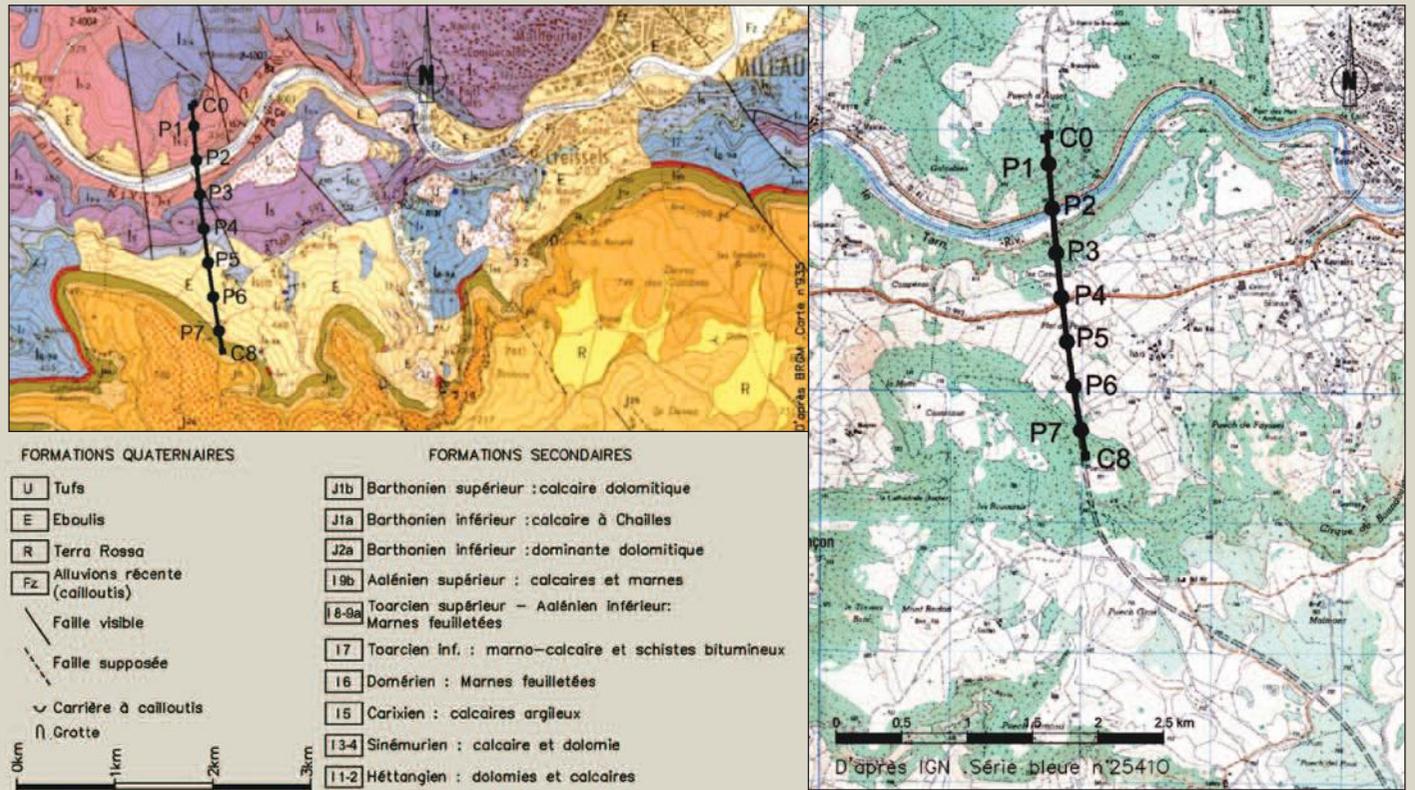
34- Démontage des palées provisoires.

34- Dismantling the temporary bents.



LES ÉTUDES GÉOTECHNIQUES ET LES FONDATIONS

AUTEURS : FRANÇOIS SCHLOSSER, INGÉNIEUR-CONSEIL, PROFESSEUR HONORAIRE À L'ENPC - ALAIN GUILLOUX, TERRASOL



GÉOLOGIE ET CARACTERISTIQUES GÉOTECHNIQUES

Le viaduc de Millau fait la liaison entre deux causses calcaires délimités par une vallée profonde taillée par le Tarn. La région de Millau apparaît comme une zone privilégiée de conservation de bassins sédimentaires qui ont commencé à se former au cours du milieu de l'ère secondaire. Le Tarn a dégagé la stratigraphie qui comporte en fond de vallée les formations triasiques, puis remonte toute la séquence jusqu'à la fin du Jurassique représenté par les calcaires du toit du causse du Larzac au sud du viaduc. L'extrait de la carte géologique (figure 1) montre la répartition de ces étages géologiques.

La composition des roches rencontrées sur le site est exclusivement sédimentaire avec d'une part des calcaires plus ou moins dolomitiques et d'autre part des marnes compactes.

La tectonique locale montre l'existence de failles anciennes affectant les horizons les plus anciens de la séquence

1- Carte géologique du site et implantation de l'ouvrage.

1- Geological map of the site and location of the structure.

jusqu'au Lias et localisées au nord de l'ouvrage mais qui n'affecte pas les horizons les plus récents de la structure constituant le toit du causse sud comme le Kimméridgien. Ce type de faille a été rencontré notamment au niveau de la culée nord C0 du viaduc (figure 2).

Il existe aussi des failles plus récentes affectant l'intégralité de la stratigraphie et recoupant le site du viaduc au niveau de la pile P4, puis entre la pile P7 et la culée sud C8 (figure 2). Les rejets de ces failles, et particulièrement au droit de la pile P4, ont été à l'origine de problèmes de réalisation et d'adaptation des fondations. Les mouvements des failles ont créé des fracturations des massifs calcaires, ce qui a favorisé le

développement de karsts comme en C8 et en P4, mais aussi l'existence de fractures ouvertes avec des traces de cristallisation de calcite au niveau des massifs marno-calcaires dolomitiques, notamment à l'emplacement de la culée C0.

Sur le plan de la géotechnique, deux grandes campagnes de reconnaissance ont été conduites avant l'établissement du marché de concession.

Ces campagnes, gérées par l'administration, ont compris de nombreux sondages et essais.

Avant d'entreprendre les travaux de terrassement, la société concessionnaire et son entreprise de travaux Eiffage TP ont procédé à la réalisation systématique de reconnaissances géotechniques au droit des fondations par des sondages destructifs descendus 10 mètres sous le niveau le plus profond des puits

pour les piles et environ 15 mètres en dessous de la cote d'assise des radiers des culées. Localement, des inquiétudes relatives à l'assise des fondations

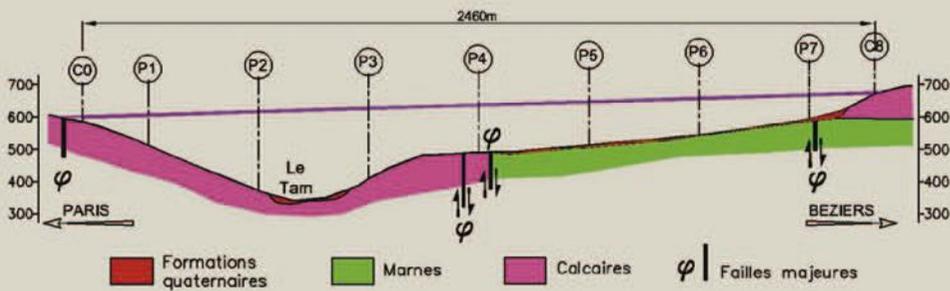
ont conduit à la réalisation de sondages complémentaires. Par exemple, pour la pile P3 située sur la rive gauche du Tarn, une série de 6 sondages destructifs a été faite pour la recherche du toit du rocher dans le talweg Est de l'appui. Ces reconnaissances ont ainsi permis d'adapter les fondations et de vérifier la butée mobilisable devant le puits nord ouest de la pile P3, le plus proche du versant.

Comme chacun sait, la difficulté essentielle en mécanique des roches est la représentativité des échantillons.

Les essais de laboratoire, réalisés sur des petits échantillons, ne sont pas représentatifs du massif rocheux à l'échelle de l'ensemble de ses discontinuités (direction et importance des fractures notamment) et l'utilisation directe de leurs résultats n'est pas du tout sécuritaire.

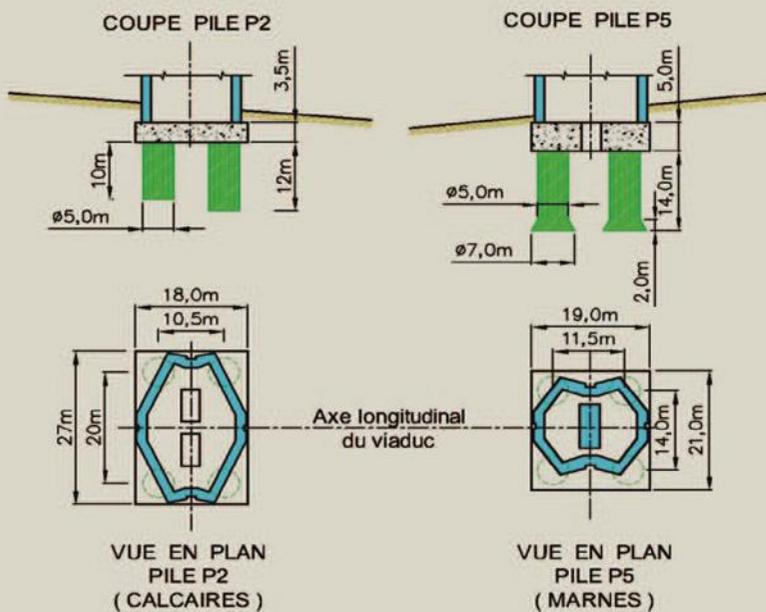
Aussi les caractéristiques mécaniques globales d'un massif rocheux (ϕ , c : angle de frottement interne et cohésion tangents ; E module de déformation)

COUPE GÉOTECHNIQUE SIMPLIFIÉE SOUS L'OUVRAGE



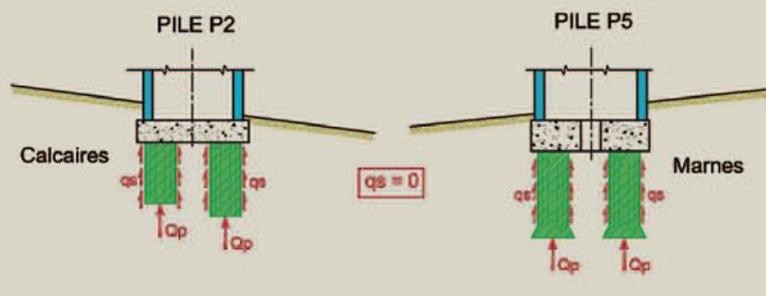
2

COUPES TYPES DES FONDATIONS



3

HYPOTHÈSES DE COMPORTEMENT DES FONDATIONS



4

sont-elles de plus en plus souvent déterminées par des méthodes semi-empiriques combinant essais géotechniques et observations géologiques sur les sondages carottés et sur les affleurements existants. Le dossier géotechnique de consultation a ainsi retenu d'utiliser la classification RMR (« Rock Mass Rating » Bienawski -1989-) et la méthode proposée par Hoek (1995) qui consiste à relier, par des formules de corrélations, les caractéristiques

mécaniques globales du rocher à son indice RMR et à sa résistance en compression simple. La valeur de l'indice RMR, ou note RMR, d'un volume de rocher représentatif est déterminé en fonction de la résistance à la compression simple du rocher intact et des principales caractéristiques physiques du rocher, estimées par un géotechnicien, à savoir :

- la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse ;

- le taux de fracturation, communément appelé RQD ;
- l'espacement des fracturations ;
- l'état d'altération et de dislocation du massif rocheux ;
- les conditions hydrogéologiques du massif.

La note RMR d'un massif rocheux varie entre 0 et 105. Les moyennes des valeurs relevées sur le site du viaduc de Millau sont de 65 pour les calcaires et de 53 pour les marnes.

Malgré tout, une certaine incertitude demeure sur l'évaluation des paramètres mécaniques du rocher de fondation par cette méthode, car l'application de la classification RMR requiert un jugement subjectif de la part du géotechnicien. Cependant, comme il est indiqué dans la synthèse géotechnique du DCE, un certain calage de la méthode existe sur la détermination des modules puisque les calcaires ont fait l'objet d'essais au dilatomètre et que quelques essais pressiométriques ont pu être effectués dans les marnes.

LE SYSTÈME DE FONDATION

Le projet de viaduc (POA) effectué par l'administration, a défini et dimensionné des systèmes de fondation pour les piles et les culées. Bien que répondant au même principe, le système diffère légèrement selon que l'appui considéré se situe dans le rocher calcaire ou dans les marnes. Ces dernières en effet possèdent non seulement des caractéristiques mécaniques moindres que le rocher calcaire, mais en plus les glissements superficiels, qui affectent leur partie supérieure recouverte d'éboulis, laissent craindre une hétérogénéité avec la profondeur.

Pour les deux culées C0 et C8 implantées sur du calcaire, il a été retenu des fondations superficielles. Le système de fondation est un ensemble monolithique constitué d'un radier de 1 m d'épaisseur pour chaque culée avant, relié à deux semelles latérales pour chaque culée arrière, les plates-formes de ces culées étant à des niveaux différents. En revanche, chacune des 7 piles est fondée sur un système de fondation (figure 3) constitué de 4 puits en béton armé, de 5 m de diamètre et de 10 à 15 m de profondeur, exécutés dans le rocher et liaisonnés en tête par une semelle en béton armé de 3,5 m à 5 m d'épaisseur elle-même liaisonnée à la pile.

C'est dans les marnes que la semelle est la plus épaisse et les puits les plus profonds, ces derniers étant par ailleurs élargis à leur base pour atteindre un diamètre de 7 m. Un tel système de fondation pour les piles a un comportement complexe. En effet, il s'agit tout d'abord d'une fondation mixte dans laquelle la semelle reprend une partie des charges. Par ailleurs les rapports s/ϕ des entraxes des puits à leur diamètre ont des valeurs telles ($2,2 \leq s/\phi \leq 4$) que les puits, la semelle et le sol entre les puits ont un comportement qui se rapproche de celui d'un monolithe. ▷

La simplification de ce comportement faite dans le POA est particulièrement restrictive puisqu'il est considéré (figure 4) d'une part que la semelle ne supporte aucune charge et d'autre part que l'on ne mobilise aucun frottement latéral ($q_s = 0$) le long des puits, sauf en cas d'effort de traction.

Cela revient à considérer que la portance ne dépend que de la pression ultime dans le rocher à la base des puits et que les tassements résultent uniquement des déformations du rocher à la base des puits, ce qui rend la fondation plus souple que dans la réalité. C'est pour des raisons sécuritaires, liées à la fois au caractère exceptionnel de l'ouvrage et aux aléas géotechniques possibles, qu'un tel modèle de comportement a été retenu.

Les calculs aux ELU et aux ELS ont été réalisés par Simecsol. La portance a été déterminée à partir des formules classiques de Terzaghi, adaptées pour tenir compte de l'inclinaison de la charge et de la proximité du versant, puis complétées par un calcul de stabilité globale dans le cas des puits en versant marneux. Le rocher a été supposé globalement isotrope et doté de caractéristiques mécaniques (c , φ , E) dont les valeurs ont été déterminées à partir des notes RMR (« Rock Mass Rating ») suivant la méthode empirique proposée par Hoek (1995).

En ce qui concerne les tassements et la rotation de la fondation sous les charges de service (ELS), la méthode de calcul utilisée a été celle au module de réaction avec les hypothèses de comportement précédemment indiquées.

Plusieurs essais de pieux forés ont par ailleurs été réalisés dans les marnes afin de connaître la valeur de la capacité portante en pointe dans cette formation. La figure 5 montre les résultats d'un de ces essais sur un pieu foré de 0,80 m de diamètre et dont le frottement latéral a été annulé sur les 2,5 m supérieurs. L'utilisation d'un extensomètre amovible a permis de séparer l'effort de pointe et le frottement latéral, puis de déterminer les courbes (q_s , y) de mobilisation de la contrainte de frottement latéral q_s à différentes profondeurs en fonction du déplacement relatif sol/pieu y .

La charge critique de fluage en pointe Q_c est d'environ 5000 kN ($q_c = 10$ MPa) pour un tassement en tête de 5,6 mm. En dépit des incertitudes sur l'évaluation des paramètres mécaniques du rocher et sur les méthodes de calcul utilisées, le dimensionnement du POA pour les fondations des piles apparaît avoir été assez largement sécuritaire.

5- Résultats d'un essai de pieu foré dans les marnes.

6- Efforts appliqués sur la pile P2.

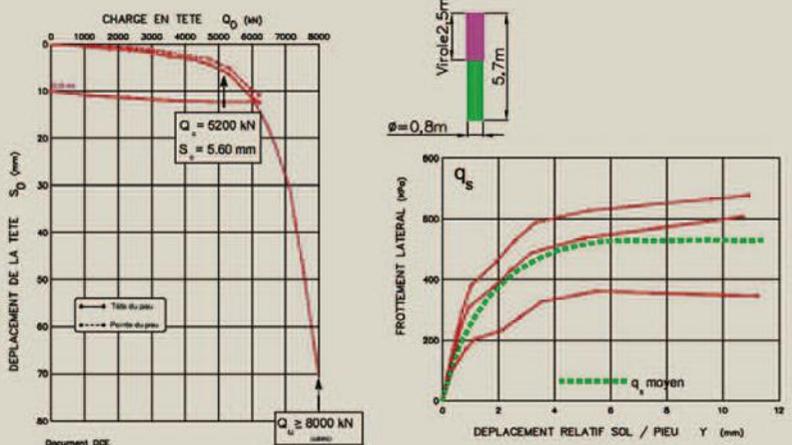
7a, b & c- Schématisation des méthodes et hypothèses de calculs.

5- Results of a bored pile test in marls.

6- Forces applied on pier P2.

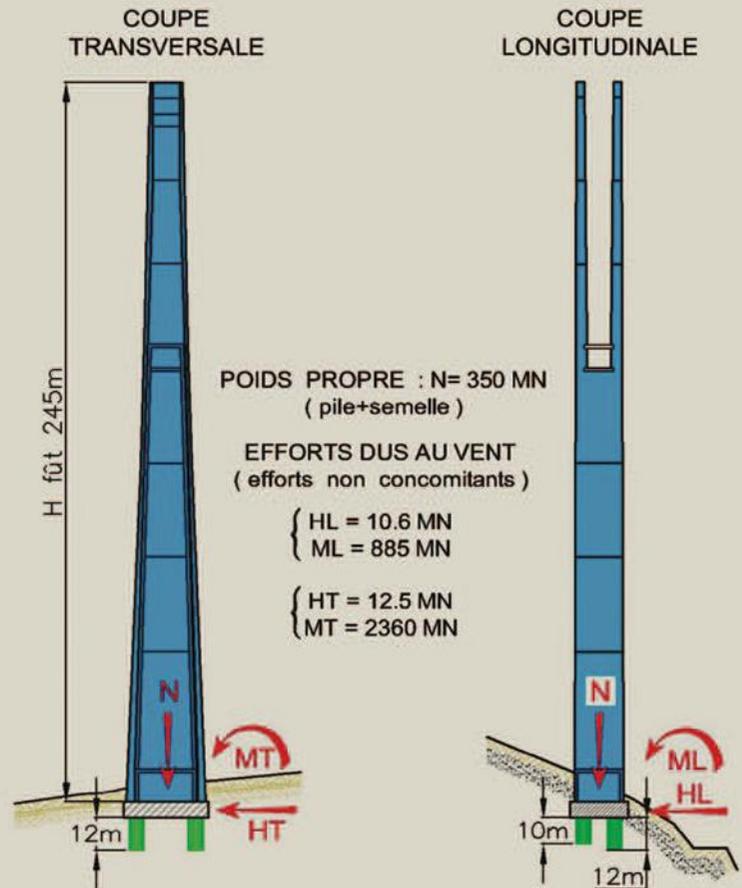
7a, b & c- Schematic representation of calculation methods and assumptions.

RÉSULTATS D'UN ESSAI DE PIEU FORÉ DANS LES MARNES



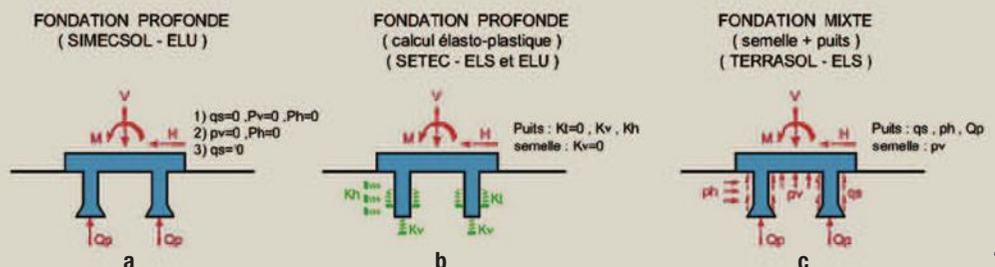
5

EFFORTS APPLIQUÉS SUR LA PILE P2



6

SCHÉMATISATION DES MÉTHODES ET HYPOTHÈSES DE CALCULS



7

LES ÉTUDES D'EXECUTION

Dans le cadre des études d'exécution et du suivi de la réalisation des fondations, il fallait mettre en place, pour utiliser la méthode observationnelle, un système permettant de valider les caractéristiques géotechniques sur chantier en vue des calculs de portance et surtout de tassements. Comme les délais restreints de construction du viaduc excluaient de réaliser des puits d'essais complémentaires, notamment dans les calcaires, et que par ailleurs le dossier de concession donnait des informations assez précises sur les caractéristiques mécaniques des terrains grâce à l'exploitation des sondages de reconnaissance par la méthode RMR, il fut décidé de poursuivre l'utilisation

de cette méthode lors de l'excavation des puits.

L'avantage principal de la méthode RMR, comme indiqué précédemment, est de partir d'observations du terrain pour obtenir une note du massif rocheux dans son ensemble, et d'en déduire par des corrélations les caractéristiques mécaniques du terrain de fondation. Elle fournit par ailleurs au géotechnicien un moyen de contrôle facile à mettre en œuvre, car ne faisant appel qu'à une description visuelle du massif au moment de l'excavation des fondations.

Cependant, la limite principale de cette méthode vient du fait qu'elle a été développée pour des massifs rocheux relativement isotropes ou peu anisotropes. Cela correspondrait assez bien au cas

des marnes de Millau qui se présentent en masses homogènes sans fracturation importante et avec une schistosité qui peut être assimilée à une caractéristique intrinsèque de leur matrice.

En revanche les calcaires, et à plus forte raison les marno-calcaires, ont présenté une anisotropie beaucoup plus importante que prévue par suite d'une fracturation verticale forte à très forte, conjuguée à une stratification défavorable de 10° à 15° sur le plan horizontal.

Il est apparu souvent difficile de faire une parfaite correspondance entre les notes RMR déduites des sondages carottés et celles déduites de l'exécution des puits du fait des problèmes d'échelle d'observation.

En général, il a été constaté qu'à grande échelle la note RMR est légèrement supérieure à celle obtenue en sondage, de 5 à 10 points dans les calcaires (excepté pour la pile P4 où le contexte géologique a conduit à effectuer des adaptations) et de 2 à 5 points dans les marnes.

La méthode RMR a par ailleurs permis de procéder à des adaptations des fondations lors de l'exécution des puits.

Les calculs d'exécution de portance et de tassement des fondations ont été réalisés en prenant les combinaisons les plus défavorables aux ELU et ELS. La descente de charge a été appliquée au centre de la fondation en considérant l'effort normal, les efforts horizontaux et les moments de flexion longitudinaux et transversaux (figure 6).

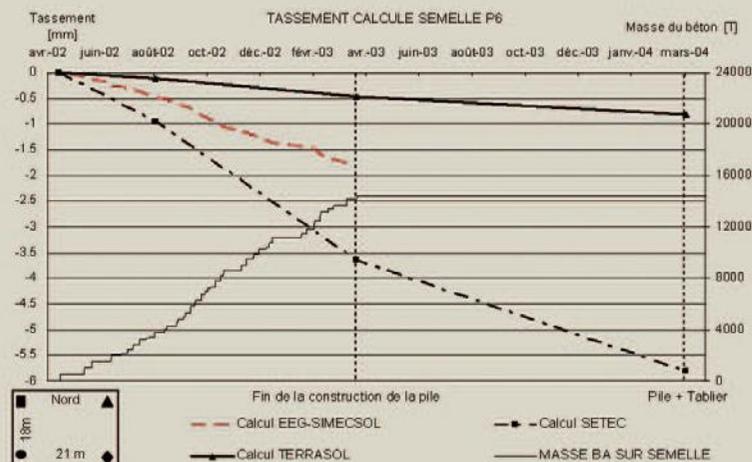
Les efforts dus au vent ont fait l'objet d'études particulières (météorologie, essais en soufflerie).

Contrairement à l'hypothèse adoptée dans le dimensionnement du projet de l'administration et présentée à la figure 7a (efforts repris uniquement en pointe des puits), les calculs d'exécution ont considéré également le comportement en fondation mixte dans lequel la semelle reprend une partie de la charge et où le frottement latéral dans les fûts des puits n'est pas négligé. Cette hypothèse, plus proche du comportement réel, était nécessaire pour l'utilisation de la méthode observationnelle.

Le dimensionnement du système de fondation a été réalisé par SETEC selon un calcul élasto-plastique à l'ELS et à l'ELU en modélisant le comportement du sol par des ressorts, verticalement sous les puits et horizontalement le long des puits (figure 7b). La pile P3, la plus défavorable vis-à-vis du versant, a demandé plusieurs itérations de calcul en mettant à zéro les ressorts correspondant à une plastification du sol, jusqu'à obtenir des déformations purement élastiques sur la hauteur du puits. Ce dimensionnement, qui ne prend en compte ni la portance de la semelle, ni les frottements latéraux le long des puits, était demandé par l'Autorité de contrôle de la concession afin de rester largement sécuritaire.

TERRASOL a étudié les déformations prévisibles du système de fondation mixte à l'aide de son logiciel FoXta afin de définir notamment des seuils de vigilance et d'alerte sur les déformations (tassements et rotations), sous charges permanentes et pour trois cas de chargement (poids propre des piles, poids propre des piles et du tablier, charges permanentes et vent maximal oblique). ▷

CALCUL DES TASSEMENTS DE LA FONDATION

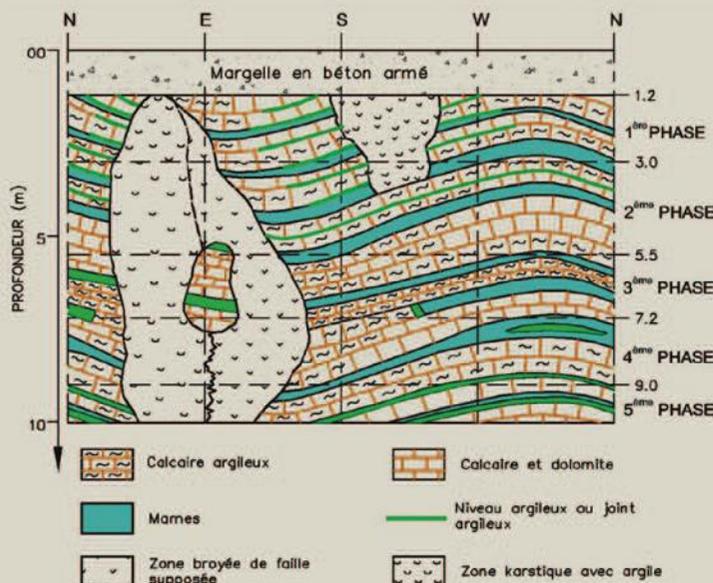


8

8- Calcul des tassements de la fondation de la pile P6 selon les hypothèses de la figure 7.

9- Synthèse du relevé géologique d'un puits de la pile P4.

SYNTHÈSE DU RELEVÉ GÉOLOGIQUE D'UN PUIS



9

8- Calculation of subsidence of the P6 pier foundation according to the assumptions of Figure 7.

9- Summary of the geological survey of a shaft of pier P4.

Dans ce calcul, la semelle est supposée rigide et des tenseurs de rigidité lui sont appliqués en plusieurs points pour simuler le terrain et les puits.

La loi de mobilisation du frottement latéral le long des puits est celle de Frank et Zhao (1982) et le module d'Young de chaque couche géologique de terrain, supposé isotrope, est déterminé par la formule empirique suivante (Hoek et Brown, 1989) :

$$E_{\text{masse}} \text{ (Gpa)} = (1 - d/2) \sqrt{R_c/100} \cdot 10^{\frac{RMR-15}{40}}$$

RMR : note RMR de la couche rocheuse.

d : facteur de décompression de la roche.

R_c (MPa) : résistance en compression simple.

Les caractéristiques géotechniques du terrain (E_{young}, q_s, E_M) utilisées pour la modélisation ont été obtenues à partir des notes RMR tirées des observations lors de l'excavation des puits.

Le tableau I donne, pour les 3 cas de chargement précédemment indiqués, le tassement et la rotation au niveau des semelles des piles P2 et P6.

On constate que les tassements sont très faibles et que le comportement de la fondation mixte est différent suivant le type de terrain.

Dans les calcaires, la semelle reprend la majorité de la charge (60 à 70 %), alors que dans les marnes la charge est reprise à 90 % par les puits. Les rotations, quant à elles, ne deviennent significatives que sous l'action du vent. La part de charge qui est transmise aux puits est essentiellement reprise par le frottement latéral à près de 90 % quel que soit le type de terrain, calcaires ou marnes. Cela montre que dans le comportement réel les puits travaillent très peu en pointe.

La figure 8 présente une synthèse partielle des tassements de la semelle P6 calculés selon différentes hypothèses du comportement de la fondation : calcul Simecsol en fondation mixte avec semelle portante, frottement latéral dans les puits et caractéristiques géotechniques du POA ; calcul Terrasol (FoXta) en fondation mixte mais avec les caractéristiques géotechniques revues lors de l'exécution des puits ; calcul Setec sans semelle portante et avec un terrain modélisé par des ressorts autour des puits.

UTILISATION DE LA MÉTHODE OBSERVATIONNELLE POUR LE SUIVI DES FONDATIONS

La société concessionnaire, soutenue par ses conseils et par sa maîtrise d'œuvre, a adopté depuis le début des travaux une démarche sécuritaire dans le dimensionnement des fondations du viaduc. Le contrat de concession

demandait d'ailleurs que le degré de sécurité des fondations ne soit pas inférieur à celui du POA.

Cette démarche consiste principalement à utiliser la méthode observationnelle pour réduire les incertitudes et les aléas. Elle est continue tout au long de la construction de l'ouvrage et comprend les étapes suivantes :

→ Des reconnaissances complémentaires pour chaque appui, notamment par des sondages destructifs systématiques descendus 10 m au-delà des fonds de puits ;

→ Un suivi géotechnique de tous les terrassements (talus et puits) avec des notations RMR pour valider, voire modifier les caractéristiques géotechniques du POA ;

→ Des adaptations, voire des modifications des fondations des piles et des culées ;

→ Un calcul aux ELS du système de fondation mixte de chaque pile en fonction de différents cas de charge, à partir de nouvelles caractéristiques du rocher, en faisant travailler la semelle et en prenant en compte le frottement latéral le long des puits ;

→ Une surveillance et un suivi précis des mouvements des fondations durant la construction, associés à la définition de seuils au delà desquels des confortements, ayant déjà fait l'objet d'études, seront effectués.

Rappelons que la méthode observationnelle ne se réduit pas à des mesures, mais qu'elle a pour but de réduire les incertitudes par des allers et retours entre une bonne prévision et les mesures de suivi, ainsi que par la mise en place de dispositions confortatives lorsque certains seuils sont dépassés dans le comportement de l'ouvrage.

En ce qui concerne les adaptations et plus généralement les aléas possibles, il s'est avéré assez vite que, contrairement à ce qui avait été prévu, les calcaires présentaient au moins autant de difficultés que les marnes : nombreux karsts, fracturation verticale importante, zones très fracturées, voire broyées.

La figure 9 présente un relevé géologique lors de l'excavation d'un puits de la fondation de la pile P4.

On a constaté que dans cette zone de failles, les calcaires du Carixien étaient complètement disloqués et comportaient de nombreux karsts.

Les principales adaptations réalisées ont consisté :

- À Modifier la fondation de l'appui en passant en fondations profondes (culée C0) ;
- À remplacer par du béton une zone

de faibles caractéristiques mécaniques, comme une faille ou un karst rempli d'argile (culée C8, pile P4) ;

- À élargir la base de certains puits pour diminuer les tassements différentiels et améliorer la portance (pile P4) ;

- À supprimer tout contact entre les piles et le terrain du versant (pile P7).

L'instrumentation mise en place pour l'utilisation de la méthode observationnelle a consisté principalement à équiper les quatre coins de chaque semelle, à la base des piles, de repères permettant des mesures topographiques de précision ainsi que des mesures par nivelles. Les mesures sont réalisées tous les mois pendant la construction du viaduc.

Deux types de seuils ont été définis : un seuil de vigilance au delà duquel les mesures doivent être rapprochées dans le temps afin de confirmer l'évolution des déplacements ; un seuil d'alerte pour la mise en œuvre de dispositions confortatives préalablement définies (tableau II).

Il est par ailleurs distingué dans les déplacements le tassement moyen s de la semelle et sa rotation ω.

La courbe théorique des tassements en fonction de la charge, retenue pour la comparaison avec les mesures, est celle correspondant à la fondation mixte avec les caractéristiques géotechniques du POA (figure 8 - calcul EEG Simecsol). Cette façon de faire est

sécuritaire puisque le suivi géologique de l'excavation des puits a montré que les caractéristiques en place sont en fait légèrement plus favorables.

Cette courbe théorique est approximativement linéaire en fonction de la charge, les seuls éléments de plasticité dans la fondation pouvant provenir du frottement latéral le long des puits. C'est pourquoi le seuil de vigilance pour les tassements a pu être pris comme étant la pente de cette courbe.

En ce qui concerne le seuil de vigilance pour les rotations des semelles, il a été convenu de fixer une limite correspondant à un déplacement très sécuritaire pour la structure au niveau du tablier. Cette limite est une rotation ω de 5. 10⁻⁴ rad.

Le seuil d'alerte correspond à la confirmation du dépassement du seuil de vigilance sur une période de plusieurs mesures très rapprochées (1 à 2 mois). Au cours de cette période, il est prévu de procéder à des reconnaissances spécifiques à l'emplacement de la fondation de la pile afin d'identifier le phénomène et d'adapter au mieux les travaux confortatifs.

Les mesures confortatives sont fonction de l'anomalie rencontrée.

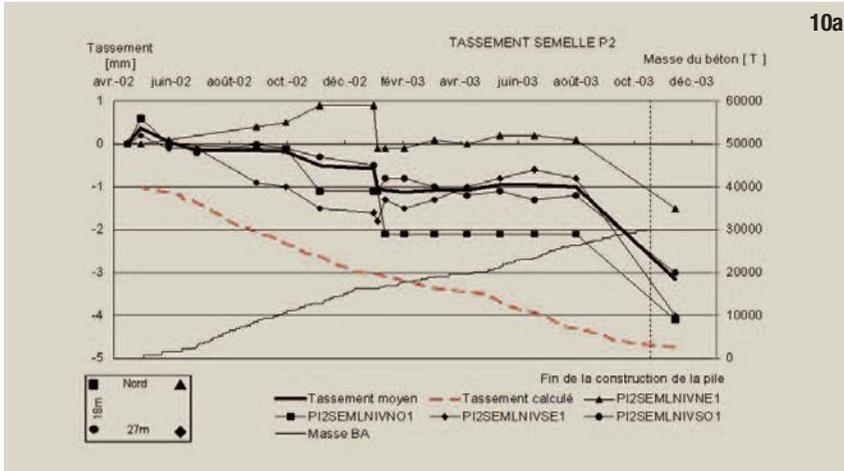
Les figures 10 a-b-c-d donnent pour la pile P2 (fondation dans les calcaires) et la pile P6 (fondation dans les marnes) la comparaison des mesures de tassement et de rotation en fonction du temps et de la masse de béton avec les valeurs théoriques.

TABLEAU I : TASSEMENTS ET ROTATIONS DES FONDATIONS DES PILES P2 ET P6 POUR 3 CAS DE CHARGEMENT (CALCUL FOXTA EN FONDATION MIXTE)

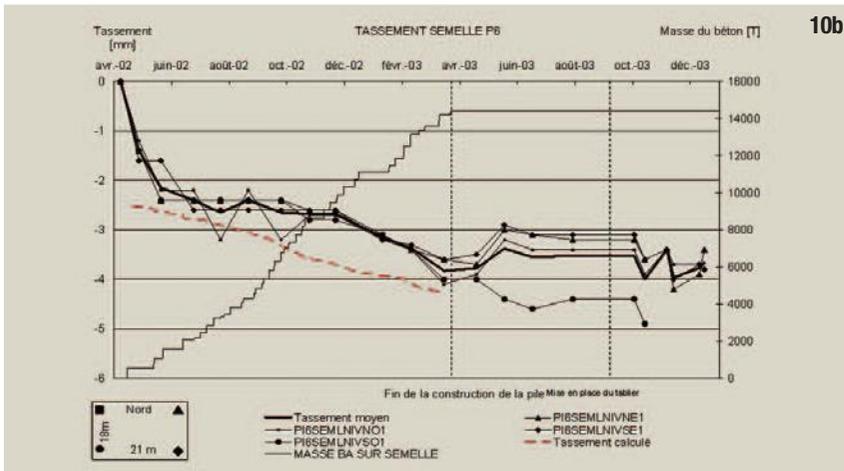
	s (mm)	ω _L (10 ⁻⁵ rad)	ω _T (10 ⁻⁵ rad)	Reprise des efforts par	
				Semelle (%)	Puits (%)
Cas 1 : Poids propre de la pile					
P2	2,80	0,02	0,12	67	33
P6	0,46	-0,3	-0,3	12	88
Cas 2 : Poids propre de la pile et du tablier					
P2	3,60	-0,6	-0,6	67	33
P6	0,83	-0,6	0,7	8	92
Cas 3 : Poids propre de la pile et du tablier et vent oblique					
P2	3,44	48,7	76,1	62	38
P6	0,89	7,8	29,3	7	93

TABLEAU II : DÉFINITION DES SEUILS DE VIGILANCE ET D'ALERTE

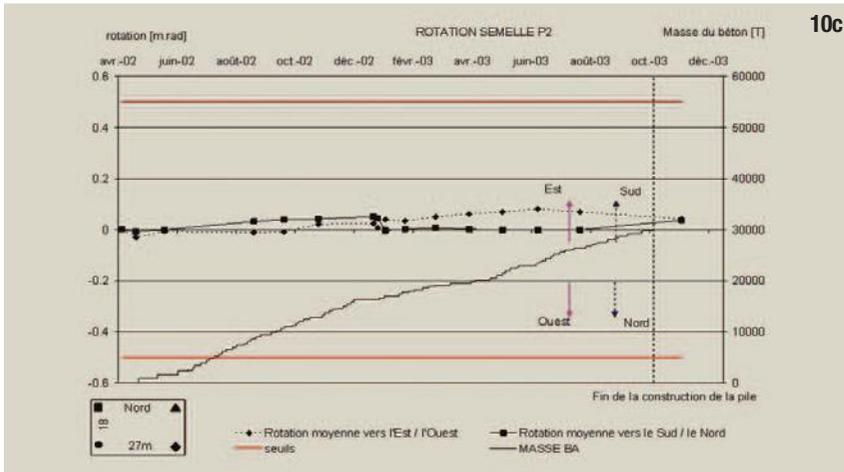
	Tassement s (mm)	Rotation ω (10 ⁻³ .rad)
Seuil de vigilance	Pente théorique ds / dQ (courbe Simecsol)	5. 10 ⁻⁴ rad
Seuil d'alerte	Confirmation du dépassement du seuil de vigilance	



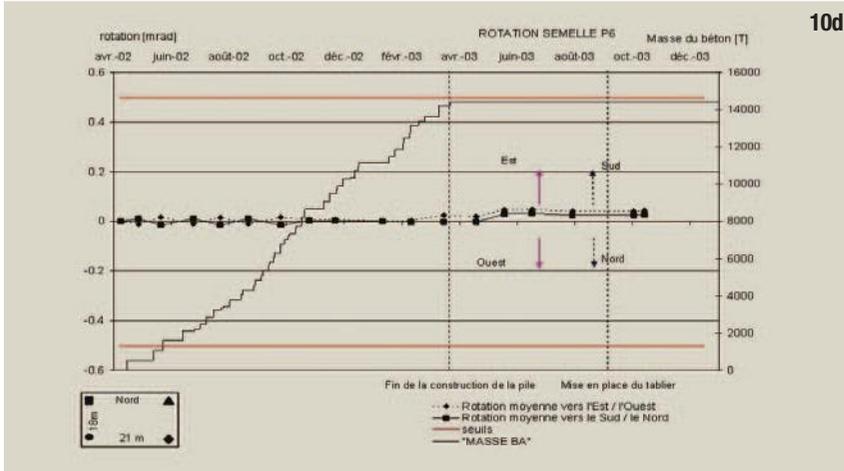
10a



10b



10c



10d

On constate que les tassements mesurés dans les calcaires présentent de brusques variations suivies de paliers, alors que les tassements mesurés dans les marnes sont plus continus.

Il est probable que ce phénomène soit lié d'une part à la fracturation naturelle et importante des calcaires, d'autre part à la déstructuration créée par l'excavation des puits à l'explosif.

Par ailleurs, les pentes des courbes moyennes des tassements sont globalement inférieures au seuil de vigilance, compte tenu de la remarque précédente.

Les rotations, quant à elles restent très faibles et toujours très en deçà de leur seuil de vigilance, ce qui est un résultat essentiel pour l'ouvrage.

CONCLUSION

Les études et le suivi des fondations du viaduc de Millau durant la construction des piles permettent de tirer les enseignements suivants :

→ La méthode RMR, développée pour les massifs rocheux, donne, en dépit de quelques limitations, des caractéristiques mécaniques assez fiables pour les calcaires et les marnes compactes rencontrés sur le site.

→ Le comportement réel des fondations des piles s'avère être celui d'une fondation mixte, dans lequel la semelle reprend une charge d'autant plus importante que cette dernière repose sur un terrain plus rigide, ce qui est le cas des piles fondées dans les calcaires.

→ Les mesures des tassements et des rotations des fondations durant la construction des piles correspondent assez bien au calcul en fondation mixte, mais avec des caractéristiques mécaniques légèrement inférieures à celles réellement déterminées lors de l'excavation des puits.

→ Les tassements observés en fonction de la montée des piles ont des allures différentes suivant le type de terrain : s'ils sont assez continus dans les marnes, ils présentent de brusques augmentations suivies de paliers dans les calcaires.

→ La méthode observationnelle s'avère un outil sûr pour contrôler le risque de mouvement des fondations des piles, compte tenu des aléas possibles (karsts, hétérogénéités non décelées, etc.).

→ Le tassement global des piles sous leur poids propre n'excède pas 5 mm. Quant aux rotations, elles restent très faibles et à la limite du mesurable. Il en résulte que les seuils utilisés pour la mise en œuvre de la méthode observationnelle n'ont, pas été atteints. □

10a, b, c & d-
Comparaison
entre les
calculs et les
observations
pour les piles
P2 et P6
(tassement
total et
rotation).

10a, b, c & d-
Comparaison
between
calculations and
observations
for piers P2
and P6 (total
subsidence
and rotation).

LES HAUBANS DU VIADUC DE MILLAU

AUTEURS : JEAN-LUC BRINGER, DIRECTEUR TRAVAUX, FREYSSINET - BENOÎT LECINQ, DIRECTEUR TECHNIQUE, FREYSSINET - MANUEL PELTIER, RESPONSABLE GRANDS PROJETS, FREYSSINET - MICHEL VIRLOGEUX, MV CONSULTANT, EXPERT CEVM - MARC BUONOMO, DIRECTEUR DE PROJET, EIFFEL - CLAUDE SERVANT, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE, EIFFAGE TP



1- Le viaduc et ses nappes de haubanage du tablier.

1- The viaduct and the deck stay cable bundles.

TECHNOLOGIE DES CÂBLES

Freyssinet s'est vu confier par la société Eiffel, en janvier 2002, la prestation de fourniture et d'installation des haubans du viaduc.

Le hauban Freyssinet HD, qui peut comprendre de 1 à 169 torons, repose dans son principe sur l'indépendance de chacun de ces éléments à tous les niveaux : ancrage, protection contre la corrosion, installation, mise en tension voire remplacement.

La conception des câbles est ainsi fidèle à l'esprit du projet : utilisation de technologies et techniques éprouvées pour limiter les aléas. Cependant, le nouveau cadre réglementaire et les contraintes liées aux méthodes de lancement du tablier ont conduit à optimiser le dimensionnement des câbles et ont nécessité des aménagements technologiques spécifiques.

Les haubans sont constitués de 55 à 91 monotorons de diamètre 15,7 mm

galvanisés à chaud, revêtus de cire pétrolière et gainés par une couche de polyéthylène haute densité semi-adhérente. Les torons ont une contrainte de rupture de 1 860 MPa (photo 1).

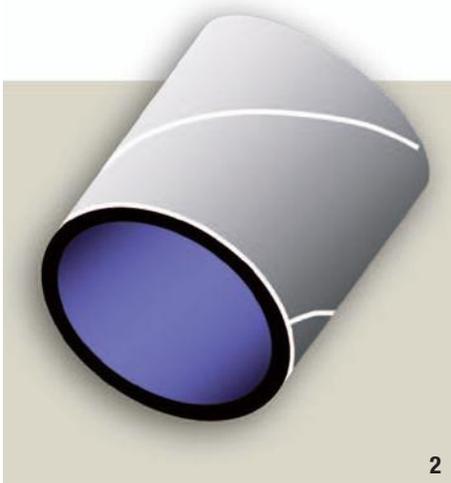
Les ancrages employés bénéficient des dernières évolutions mises au point par Freyssinet :

→ Les torons sont individuellement ancrés par des clavettes conçues pour résister à la fatigue (résistance de 300 MPa) ;

→ Un presse-étoupe de dernière génération situé en avant de l'ancrage assure le filtrage des contraintes de flexion ainsi que l'étanchéité de la zone de confinement autour du bloc d'ancrage ;

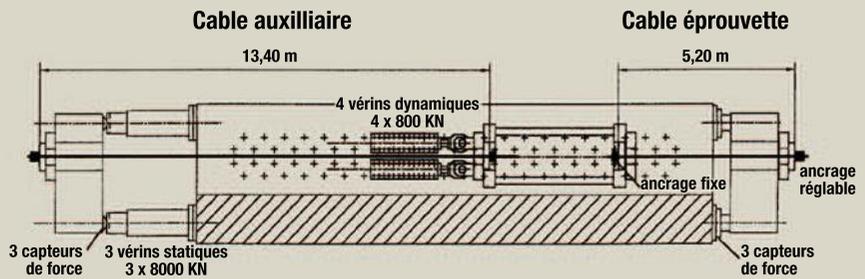
→ Une zone de filtrage brevetée écrite efficacement des contraintes de flexion en les divisant par deux.

Tous les ancrages du tablier sont réglables au moyen d'un vérin annulaire. Certains ancrages ont des courses



2

BANC DE FATIGUE DES CÂBLES – IMPLANTATION



3

2- Gaine aérodynamique en PEHD.

3- Banc de fatigue des câbles – Implantation.

4- Courbe d'essai de traction reconstituée à partir des courbes de mise en tension initiale avant essai de fatigue et d'essai de traction finale.

5- Testée à une pression supérieure à 10 bars, l'étanchéité du guide presse-étoupe (1) mis au point par Freyssinet prévient la corrosion des câbles.

2- Aerodynamic HDPE duct.

3- Cable fatigue test bench – Layout.

4- Tensile test curve recreated from the curves of initial tensioning prior to fatigue testing and final tensile testing.

5- Tested at a pressure exceeding 10 bar, the watertightness of the cable gland guide (1) developed by Freyssinet prevents cable corrosion.

importantes, de l'ordre de 700 mm, pour permettre les ajustements nécessaires lors des réglages pendant le poussage.

Pour chaque hauban, le faisceau de toron est logé dans une gaine aérodynamique en polyéthylène haute densité dont la couche extérieure est spécialement formulée par Freyssinet pour résister à l'altération des ultraviolets. Deux bourrelets hélicoïdaux sur la surface externe de la gaine mis au point à l'occasion du pont de Normandie et de celui d'Øresund empêchent la formation de filets d'eau par temps de pluie pour prévenir les vibrations de haubans liées au phénomène « pluie et vents » (figure 2).

Le projet de Millau est la première application des nouvelles recommandations de la CIP (Commission Interministérielle de la Précontrainte) pour les haubans, publiées en février 2002.

En accord avec l'expert de CEVM, le bureau d'études Greisch et Eiffel, compte tenu de la haute performance en fatigue, il a été décidé de tirer le meilleur parti de cette nouvelle réglementation en faisant travailler les câbles à 50 % de leur force de rupture

garantie sous sollicitations de service (au lieu de 45 % habituellement). Cette limitation est exploitable dans la mesure où les contraintes de flexion des câbles sont correctement filtrées (contrainte de flexion limitée à 50 MPa au bloc d'ancrage) et suffisamment amorties. Des conditions qui sont remplies par les câbles proposés par Freyssinet qui sont tous équipés d'amortisseurs. De plus, l'ancrage dispose d'une pièce de transition guidant les torons en avant de l'ancrage et dont la forme limite l'influence de déviation en partie courante et conduit à des contraintes de flexion admissibles au niveau des blocs d'ancrages. La nouvelle réglementation peut donc être utilisée au mieux.

La conception des zones d'ancrages permet de bénéficier avantageusement du système de déshumidification du tablier. Dans le tablier, l'ancrage et sa partie courante jusqu'au niveau de l'amortisseur (environ 1 m au-dessus du tablier) sont en atmosphère déshumidifiée. Une membrane d'étanchéité placée autour du câble permet de limiter le débit de fuite par le hauban.

Enfin, la conception en « lame de persienne » des ancrages dans le tablier

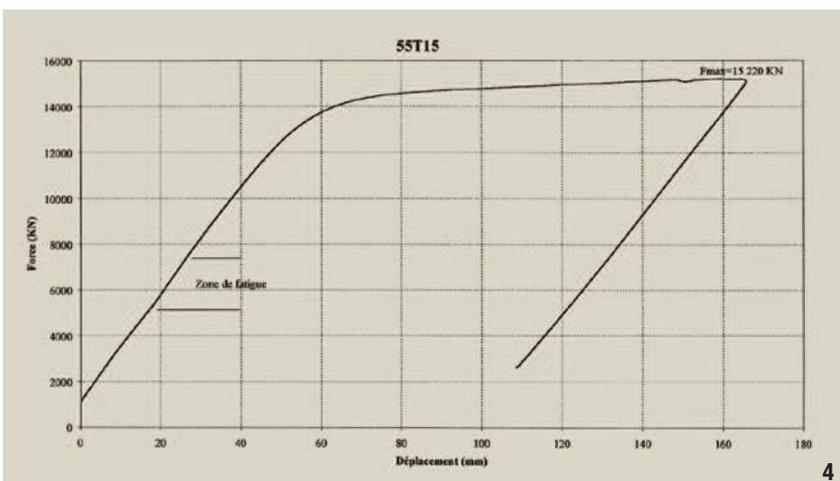
offre un accès visuel simple de la partie courante du câble (faisceau de toron) depuis l'intérieur du tablier.

QUALIFICATION DU SYSTÈME

La qualification du système de hauban conformément aux nouvelles recommandations a nécessité la réalisation de nombreux essais. Parmi ceux-ci, deux essais essentiels sont réalisés sur des câbles en « vraie grandeur ». Un essai de fatigue d'un câble de 55 torons sous une variation de contrainte de 200 MPa pendant 2 millions de cycles a été mené de façon concluante au LCPC de Nantes (figure 3).

Au préalable et conformément à cette nouvelle réglementation, des câbles monotorons ont été testés sans aucune rupture de fil élémentaire pendant 2 millions de cycles sous une variation de contrainte de 300 MPa.

La force maximale, lors de l'essai de traction ultérieure, a dépassé les 95 % de FRG pour atteindre 15 220 kN, soit 99 % de la charge de rupture garantie. Cette force maximale atteinte lors de l'essai représente 96 % de F réel pour 92 % minimum demandé (figure 4). ▷



4



5

Par ailleurs, la durabilité des ancrages est étroitement liée à leur étanchéité et à leur protection contre la corrosion.

Dans le système Freyssinet, l'étanchéité du guide presse-étoupe a résisté, au cours de tests, à une pression supérieure à 10 bars (figure 5).

Un autre essai caractérisant l'étanchéité des zones d'ancrages a été conduit sur une durée de 7 semaines pendant lesquelles le câble, confiné dans un tube rempli d'eau de 3 m, subissait un cycle de 250 déviations imposées toutes les semaines. Un cycle de variation de la température de l'eau entre 20 °C et 70 °C se superposait à ce cycle mécanique pour simuler les conditions réelles de l'environnement du câble. La dissection des câbles en fin d'essai n'a révélé aucune présence d'eau.

C'est la première fois que l'étanchéité a été éprouvée par le nouveau test CIP (photo 6).

LE PHASAGE DES TRAVAUX

La pose des haubans se déroule en trois phases distinctes nécessitant une mobilisation spécifique pour chacune d'entre elles.

En juin 2003, les douze premiers haubans de P3 sont installés pour permettre le début du lancement de la partie sud du tablier. Ces haubans définitifs seront utilisés pendant tout le lancement de la partie sud du tablier pour soutenir la partie lancée à l'avant du tablier.

En novembre 2003, les douze haubans de P2 sont installés pour permettre le début du lancement de la partie nord du tablier. L'opération est identique à celle réalisée sur P3 cinq mois plus tôt.

Entre ces différentes phases, des opérations de réglages des câbles et des aiguilles provisoires ont été réalisées conformément au phasage déterminé par le bureau d'études BEG.

De juin 2004 à août 2004, les 130 derniers haubans ont été posés en suivant le rythme d'installation des pylônes P1, P4, P5, P6 et P7. Les travaux de montage des câbles se sont déroulés de front sur deux pylônes et ont été effectués avec un effectif d'une centaine de personnes.

LES OPÉRATIONS DE LANCÈGE

Le lancement du tablier a ainsi été réalisé en utilisant, pour chacune des deux parties poussées, un pylône haubané pour reprendre le porte-à-faux de la section avant. Au cours de ce poussage, les tensions de ces haubans varient continuellement en fonction de la position du pylône. Effort maximal juste avant l'accostage du tablier sur une palée ou

6- Essai d'étanchéité au LCPC de Nantes.

7- Le lancement du tablier côté Nord.

8- Dispositif de guidage en cours de construction.



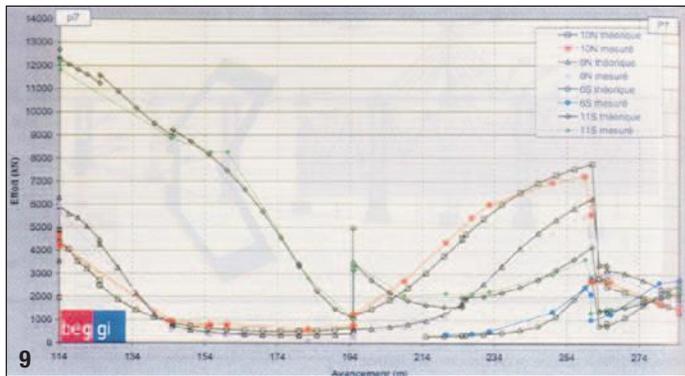
6



7



8



9- Lançage L4S - Efforts dans les haubans.

10- Ancrage des haubans dans le pylône.

9- L4S launching - Forces in the stay cables.

10- Stay cable anchoring in the tower.

une pile, et effort minimal lorsque le pylône se trouve à mi-travée entre une pile et une palée (photo 7).

Mis à part ces sollicitations spécifiques aux phases de lancement, il n'y a aucune raison pour que ces haubans utilisés en phase de lancement ne soient pas les haubans définitifs. C'est donc le choix d'installer les haubans définitifs dès le départ qui a été fait. Pour s'assurer de leur intégrité jusqu'à la fin des lancements, plusieurs dispositions constructives ont été retenues :

→ Les grandes flèches des câbles résultant des importantes variations de tensions nécessitent un guidage des câbles à leur extrémité pour éviter le contact sur les tubes d'ancrages. Des dispositifs de guidage ont donc été installés sur le tablier et sur le pylône (photo 8) ;

→ Pour prévenir d'éventuelles vibrations pendant la construction, alors que les amortisseurs définitifs ne sont pas

en place, des aiguilles provisoires sont installées à chaque phase d'arrêt entre les lancements. Outre le léger amortissement qu'elles apportent, elles augmentent les fréquences propres de vibration des haubans en rigidifiant les câbles ;

→ Enfin les tensions dans les haubans sont suivies lors des phases de lancement pour vérifier leur bon comportement au regard du modèle théorique (figure 9).

De juin 2003 à avril 2004, le lancement du tablier opéré au cours de « fenêtres météo » d'une durée moyenne de trois jours, mobilise doublement les hommes de Freyssinet. Au niveau des piles et des palées provisoires installées pour diviser chaque travée de 342 m en sous-travées de 171 m, il s'agit d'assurer le déclochage du tablier puis son reclouage après lancement.

Sur les pylônes P2 et P3, 24 haubans sont utilisés comme câbles de lancement supportant le porte-à-faux du tablier, et, sous l'effet des déformations du tablier, sont successivement mis en tension, lorsque le tablier aborde les palées et les piles, puis détendus. Afin de limiter et de contrôler les déformations angulaires qu'ils subissent au niveau des ancrages, ils sont équipés, sur les pylônes et le tablier, de selles de déviation spéciales. Ces dispositifs garantissent que les torons des câbles ne seront pas soumis à une contrainte combinée de traction et de flexion supérieure à 60 % de FRG, et que l'ancrage et les systèmes anticorrosion ne seront pas endommagés pendant le lancement.

L'INSTRUMENTATION DES HAUBANS

Les objectifs du contrat de concession en matière d'instrumentation des haubans étaient les suivants :

- Contrôle de la tension des haubans tout au long de la vie de l'ouvrage ;
- Analyse des variations de tension dans les haubans sous les effets du vent et du trafic routier ;
- Étude des vibrations des haubans ;
- Contrôle de la corrosion, c'est-à-dire de la durabilité des haubans.

Le choix des matériels, de leur nombre et de leur précision, a été précédé d'une importante phase de conception avec la définition des objectifs, des moyens pour atteindre ces objectifs, de leur mise en œuvre dans le temps et aussi de leurs coûts.

L'instrumentation mise en place par la société Advitam, filiale de Freyssinet, concerne six haubans du fléau P3 sud (haubans n° 2, 4, 6, 8, 10 et 11).

Au niveau de chaque point de mesure,

quatre informations sont collectées :

- La température (sonde de température) ;
- La tension dans le hauban (cellule de force) ;
- Les accélérations dans le plan perpendiculaire au hauban (accéléromètre 2 voies).

Chaque capteur est relié à la centrale d'acquisition, située un peu plus au sud de la pile P3 dans le caisson est.

Les différentes fonctions de cette centrale sont les suivantes :

- Acquisition des données ;
- Stockage des données ;
- Définition des paramètres d'acquisition.

Chaque capteur est fourni avec sa fiche de vie détaillant les informations nécessaires à sa maintenance, ainsi que les données utiles telles que les certifications de calibration et leur fiche technique.

Les enregistrements des données se font sur la base de seuils prédéfinis (vent : 15 m/s moyen et accélérations : 1,5 m/s²).

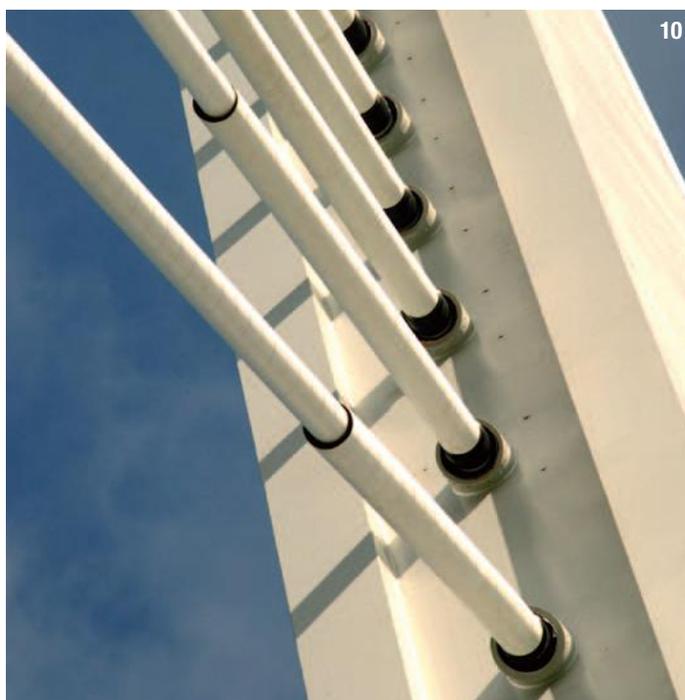
Pour le contrôle de l'état de corrosion des haubans, il sera fait appel à l'auscultation acoustique qui permet de détecter une rupture là où l'instrumentation structurelle enregistre un comportement. Les capteurs acoustiques Soundprint sont du type accéléromètre de technologie piézoélectrique. Ils sont de deux types :

- 12 capteurs uni-axiaux, collés sur les plaques d'ancrage des haubans sont utilisés pour la détection des ruptures de fils ;
- 3 paires de capteurs en série, multi-axiaux, sont collées sous le tablier pour pouvoir discerner les bruits en provenance du tablier et ceux en provenance des haubans.

CONCLUSIONS

Le 27 août 2004, à 12h04 précisément, a été posé le dernier hauban du viaduc de Millau. Le délai très court de 12 semaines accordé pour le montage et la mise en tension des 154 haubans a été tenu, et avec lui l'engagement de Freyssinet à ne pas compromettre le planning de réalisation de l'ouvrage phare du groupe Eiffage, qui a été officiellement inauguré le 14 décembre par le président de la République.

Mission accomplie pour l'essentiel, car une partie du personnel restera présente jusqu'à la mi-novembre pour s'acquitter d'ultimes et importantes tâches : réglages de tension des haubans, pose des amortisseurs, injections, etc. (photo 10). □



LES ESSAIS DE CHARGEMENT STATIQUE ET DYNAMIQUE DU VIADUC DE MILLAU

AUTEURS : CLAUDE SERVANT, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE, EIFFAGE TP - VINCENT DE VILLE DE GOYET, ALAIN LOTHAIRE, BE GREISCH - GÉRARD GRILLAUD, CSTB - MICHEL VIRLOGEUX, MV CONSULTANT, EXPERT CEVM - MARC BUONOMO, DIRECTEUR DE PROJET, EIFFEL CM

CET ARTICLE DÉCRIT LES NOMBREUX ESSAIS STATIQUES ET DYNAMIQUES DU VIADUC DE MILLAU QUI SE SONT DÉROULÉS, POUR LA PLUPART, DANS LA SECONDE QUINZAINE DE NOVEMBRE 2004. IL COMPARE EN PARTICULIER, LES RÉSULTATS DES MESURES FAITES IN SITU AVEC LES RÉSULTATS DES CALCULS RÉALISÉS PRÉALABLEMENT.



1- Chargement de la travée de rive côté sud.

1- South end span loading.

INTRODUCTION

À la suite des études d'exécution et de la construction d'un ouvrage d'art, plusieurs types de mesures sont prévus :

- Des mesures réalisées juste avant sa mise en service, afin de vérifier la corrélation entre son comportement réel et celui annoncé par le calcul ;
 - Des mesures en continu à partir de sa mise en service, pour s'assurer de son bon fonctionnement dans le temps.
- Les mesures réalisées avant la mise en service du viaduc de Millau furent les suivantes :
- Des mesures statiques :

- mesures de flèches du tablier lors du passage des kamags qui transportaient les pylônes jusqu'à leur emplacement définitif,
- mesures de flèches sous un chargement réglementaire induit par une trentaine de camions ;
- Des mesures dynamiques :
 - sous excitation ambiante, pour déterminer les principaux modes et fréquences propres de la structure,
 - sous excitation impulsionnelle, pour mesurer l'amortissement des premiers modes propres de vibration.
 Compte tenu qu'un vent relativement

important produirait des déplacements sensibles dans l'ouvrage, les essais ne pouvaient se dérouler qu'avec des conditions météo favorables, soit une vitesse de vent moyen au niveau du tablier inférieure à 5 m/s environ, c'est-à-dire de l'ordre de 20 km/h. Au cas où le vent aurait soufflé à une vitesse supérieure à 5 m/s mais inférieure à 10 m/s, l'essai dynamique, notamment, aurait été encore possible mais il aurait alors fallu prendre en compte un amortissement aérodynamique de 0,3 %, du même ordre de grandeur que l'amortissement structurel.

ESSAIS DYNAMIQUES

PRÉAMBULE

Le calcul des modes propres de l'ouvrage avait été réalisé par le bureau d'études Greish sur base d'un modèle éléments finis avec le logiciel FINELEG. Les quarante premiers modes avaient des fréquences inférieures à 0,94 Hz, hors fréquences des haubans. Les modes globaux sont rappelés dans le tableau I ; les fréquences de quelques haubans, dans le tableau II.

On constate que les modes d'ordre 1 des haubans sont proches en fréquence des modes pylônes (le mode 22 est le

TABLEAU I : MODES DE VIBRATION DE LA STRUCTURE

N°	Fréquence (Hz)	Nœud-ddl	Masse gen (kg)	Raideur gen (N/m)	Type
1	0,1752	2134/2	6.7834E+06	8.2246E+06	FT P2-P3
2	0,2003	2258/1	6.2033E+07	9.8222E+07	FL
3	0,2221	2234/2	5.4987E+06	1.0704E+07	FT P2-P3
4	0,2505	442/3	1.1740E+07	2.9077E+07	FL tablier
5	0,2751	2434/2	2.5657E+06	7.6676E+06	FT P4-P5
6	0,2797	240/3	1.3422E+07	4.1444E+07	FL tablier
7	0,3163	233412	2.7963E+06	1.1044E+07	FT P4-P5-P6
8	0,3206	141/3	1.2490E+07	5.0675E+07	FL tablier
9	0,3534	2534/2	1.8817E+06	9.2799E+06	FT P4-P5-P6
10	0,3702	651/3	1.5657E+07	8.4706E+07	FL tablier
11	0,3931	203412	4.1098E+06	2.5075E+07	FT tablier
12	0,4234	545/3	1.4040E+07	9.9363E+07	FL tablier
13	0,4401	203412	1.1345E+06	8.6735E+06	FT PI-P7 + FL P2
14	0,445	1124/1	1.5484E+07	1.2106E+08	FL tablier + FL P2
15	0,4742	54/3	1.5758E+07	1.3990E+08	FL tablier + FL P2-P3
16	0,4905	263412	6.6303E+05	6.2980E+06	FT PI-P7
17	0,5317	53/3	1.5331E+07	1.7107E+08	FL P3 + FT Pyl1-Pyl3-Pyl7
18	0,5337	263412	6.2667E+05	7.0461E+06	FL P3 + FT Pyl1-Pyl3-Pyl7
19	0,5432	1238/1	1.2570E+07	1.4645E+08	FL tablier
20	0,5834	2434/2	7.0259E+05	9.4401E+06	FT Pyl1-Pyl3-Pyl5-Pyl6-Pyl7
21	0,5886	2134/2	3.0265E+06	4.1393E+07	FL tablier + FT Pyl2-Pyl3
22	0,5979	2134/2	1.5357E+05	2.1672E+06	FT Pyl2
23	0,6114	2234/2	2.2699E+05	3.3497E+06	FT Pyl3-Pyl4
24	0,6228	2534/2	5.0149E+05	7.6790E+06	FT Pyl1-Pyl3-Pyl4-Pyl5-Pyl6
25	0,6271	2434/2	3.7764E+05	5.8630E+06	FT Pyl4-Pyl5-Pyl6
26	0,6391	253412	8.2538E+06	1.3310E+08	FL tablier + FT Pyl
27	0,6846	2334/2	5.6140E+05	1.0386E+07	FT Pyl1-Pyl4-Pyl5-Pyl6
28	0,6855	2434/2	3.0369E+06	5.6337E+07	FL tablier
29	0,7246	2534/2	8.0203E+06	1.6623E+08	FT + FL
30	0,7292	2534/2	2.6549E+06	5.5728E+07	FL tablier + FT Pyl1-Pyl5
31	0,7312	2034/2	2.0198E+06	4.2629E+07	FL tablier
32	0,7659	627/3	1.2773E+07	2.9581E+08	FL tablier
33	0,7862	2634/2	5.6609E+05	1.3815E+07	FT P1-P7 + Pyl1-Pyl7
34	0,7966	557/3	1.2011E+07	3.0093E+08	FT PI-P7 - Pyl1-Pyl7
35	0,8013	2034/2	7.6418E+05	1.9371E+07	FL tablier
36	0,8182	358/3	1.0793E+07	2.8528E+08	FL tablier
37	0,86	263412	2.9786E+06	8.6975E+07	FT piles et pylônes + torsion
38	0,9201	2534/2	2.1034E+07	7.0308E+08	Torsion tablier
39	0,9344	2634/2	1.0403E+08	3.5859E+09	Torsion tablier
40	0,9385	2534/2	5.6166E+07	1.9532E+09	Torsion tablier

TABLEAU II : MODES DE VIBRATION DES HAUBANS

Fréquences des haubans < 1 Hz	Longueur (m)	Fréquence (Hz)
HD11	174,3 à 178,2	0,643 à 0,671
HD10	161,8 à 165,5	0,696 à 0,733
HD9	149,4 à 153	0,758 à 0,802
HD8	137 à 140,5	0,843 à 0,858
HD7	124,8 à 128,1	0,895 à 0,95

1^{er} mode pylône à 0,598 Hz) ce qui ne facilite pas l'identification de ces modes (figure 2).

ESSAIS DYNAMIQUES PAR LÂCHER

But des essais

Les vibrations « ambiantes » sont suffisantes pour déterminer les fréquences et modes propres principaux et les comparer aux valeurs prédites par les calculs. Mais la mesure de l'amortissement des modes est plus délicate et demande d'analyser des mesures plus significatives que celles observées sous les sollicitations « ambiantes ». L'essai de lâcher dynamique avait pour but :

→ D'évaluer la valeur de l'amortissement structurel $\zeta_{\text{structurel}}$ pour les premiers modes du viaduc, en tout cas pour les modes qui apportent une contribution à la réponse au vent de la structure ;

→ De vérifier ainsi les valeurs adoptées pour le dimensionnement, soit 0,3 % pour tous les modes et quel que soit l'élément de structure concerné (acier ou béton).

Pour l'essai de lâcher dynamique il s'agissait :

→ D'appliquer une charge de 100 t sur le tablier ;

→ De libérer subitement cet effort ;

→ D'enregistrer les accélérations de la structure en différents points pour en déduire :

- la forme des principaux modes propres de vibrations,
- l'évolution des déplacements (accélérations) de chacun de ces modes après le lâcher et donc l'amortissement.

Pour que ces mesures soient fiables, il est nécessaire :

→ D'enregistrer des mouvements « significatifs » de la structure (quelques centimètres). La valeur de la charge appliquée puis lâchée, ou celle des déplacements n'a pas d'importance en soi ; ce qui est utilisé au niveau des mesures, c'est l'évolution des déplacements lors de la vibration libre de la structure et non leur valeur (figure 3) ;

→ De réaliser l'essai sous un vent faible (inférieur à 10 m/s, en moyenne au niveau du tablier) afin que l'amortissement aérodynamique dû au vent ne vienne pas « polluer » l'évaluation de l'amortissement structurel.

Au vu des caractéristiques géométriques et statiques de l'ouvrage, il a été décidé de privilégier les modes propres de vibrations verticales :

→ Le comportement transversal est sans doute le plus aisé à appréhender au niveau du vent ;

→ Les mouvements verticaux du tablier sous le vent sont à l'origine de la mise en œuvre du clouage du tablier sur les appuis ;

→ La torsion du tablier est loin d'être prépondérante pour le dimensionnement :

- la section transversale étant un caisson, sa raideur torsionnelle est très importante,
- les modes propres de torsion ont une fréquence de l'ordre de 1,0 Hz, c'est-à-dire à un niveau pour lequel l'énergie des rafales de vent est déjà nettement plus faible que pour celles des modes transversaux et verticaux dont les premiers ont des fréquences voisines de 0,2 Hz.

Pour des raisons de sécurité évidentes, la zone de test devait être entièrement localisée à l'intérieur de l'enceinte du chantier.

Ces conditions étaient réunies si la charge était accrochée entre P5 et P6. Il a été décidé de l'appliquer au tiers de cette travée afin d'exciter aussi bien les modes symétriques que dissymétriques des travées (figure 4).

Sous une charge verticale de 100 t, appliquée au 1/3 d'une travée, le déplacement vertical du tablier est de l'ordre de 6 cm.

Cette valeur a été jugée satisfaisante pour obtenir des mesures significatives. Le tableau III donne, à titre indicatif, la valeur des déplacements, en statique, sous cette même charge appliquée au 1/3 de la travée P3-P4.

La charge a été appliquée sur le tablier au moyen d'un câblé constitué de 8 torons T15 (8T15).

L'entreprise Eiffel a proposé d'utiliser, comme lest, le stock de rails qui avait servi au glissement du tablier.

Ces rails métalliques, qui avaient comme dimensions : 2,40 m x 80 mm x 200 mm, pesaient chacun 300 kg ; un empilement de 330 de ces rails a permis de réaliser la réaction au sol de 100 t.

Ces rails ont été disposés à la verticale du tablier, sur une des routes du chantier (figure 5).

Accrochage de la charge au tablier

L'ancrage du câble a été disposé (figures 6 et 7) :

- À l'intérieur du tablier ;
- Dans le caisson central ;
- Entre l'âme et le premier auget du fond de caisson central ;
- Contre l'âme située à l'extérieur de la courbe.

Le principe est le suivant :

- 8T15 ont été fixés à une plaque d'ancrage, située à l'extérieur du caisson ;
- Une tige Macalloy de 50 mm de

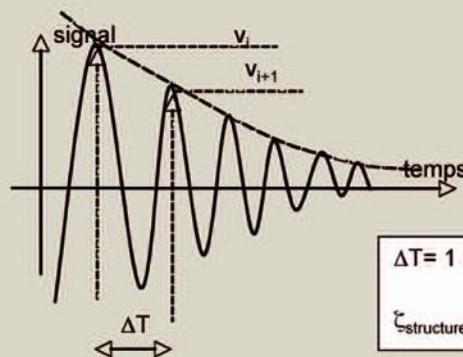
VISUALISATION DES DEUX PREMIERS MODES DE FLEXION TRANSVERSALE ET LONGITUDINALE

2



DÉTERMINATION DE L'AMORTISSEMENT STRUCTUREL

3



$$\Delta T = 1 / \text{fréquence du mode}$$

$$\zeta_{\text{structurel}} = 1/2\pi \cdot \log (v_i / v_{i+1})$$

2- Visualisation des deux premiers modes de flexion transversale et longitudinale du viaduc.

3- Détermination de l'amortissement structurel.

4- Déplacement de la structure sous la charge de 100 tonnes.

2- Visualisation of the first two transversal and longitudinal bending modes.

3- Calculation of structural damping.

4- Structural displacement under 100 ton load.

DÉPLACEMENT DE LA STRUCTURE SOUS UNE CHARGE DE 100 TONNES

4

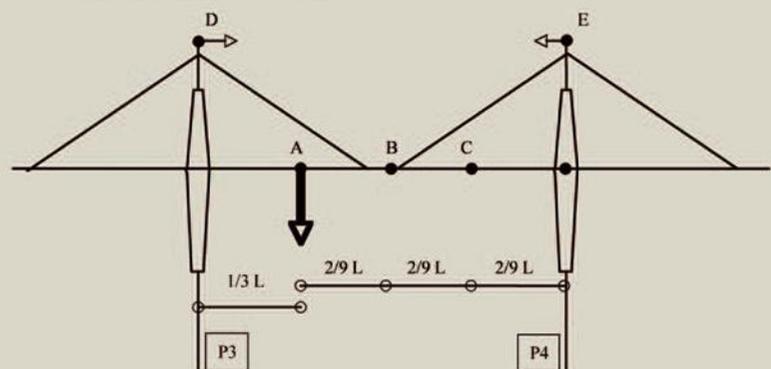
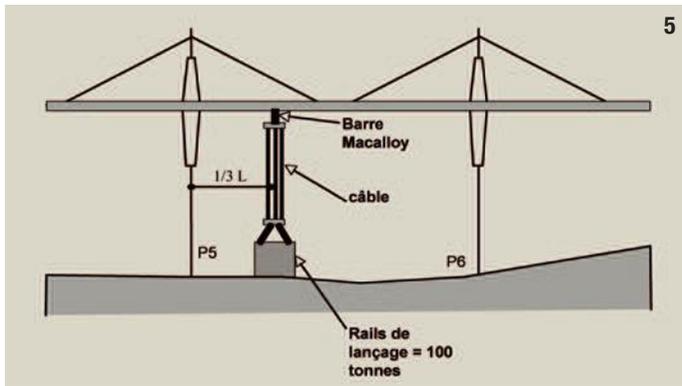


TABLEAU III : DÉPLACEMENT VERTICAL DU TABLIER

Point	Déplacement (cm)
A (vertical)	6,2
B (vertical)	4,2
C (vertical)	1,2
D (longitudinal)	3,0
E (longitudinal)	1,4



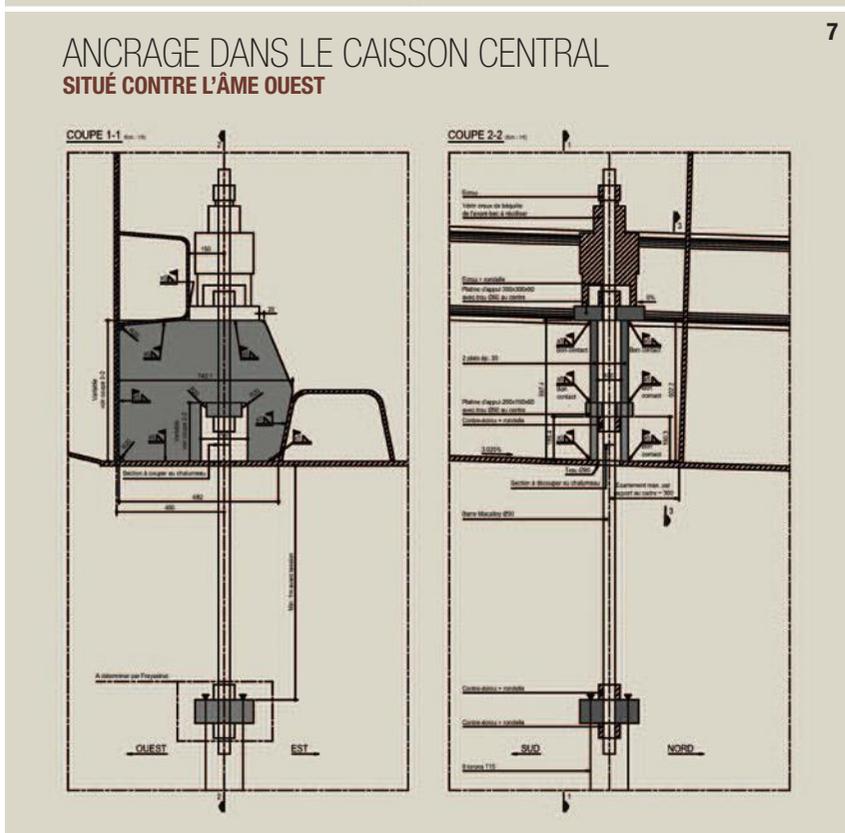
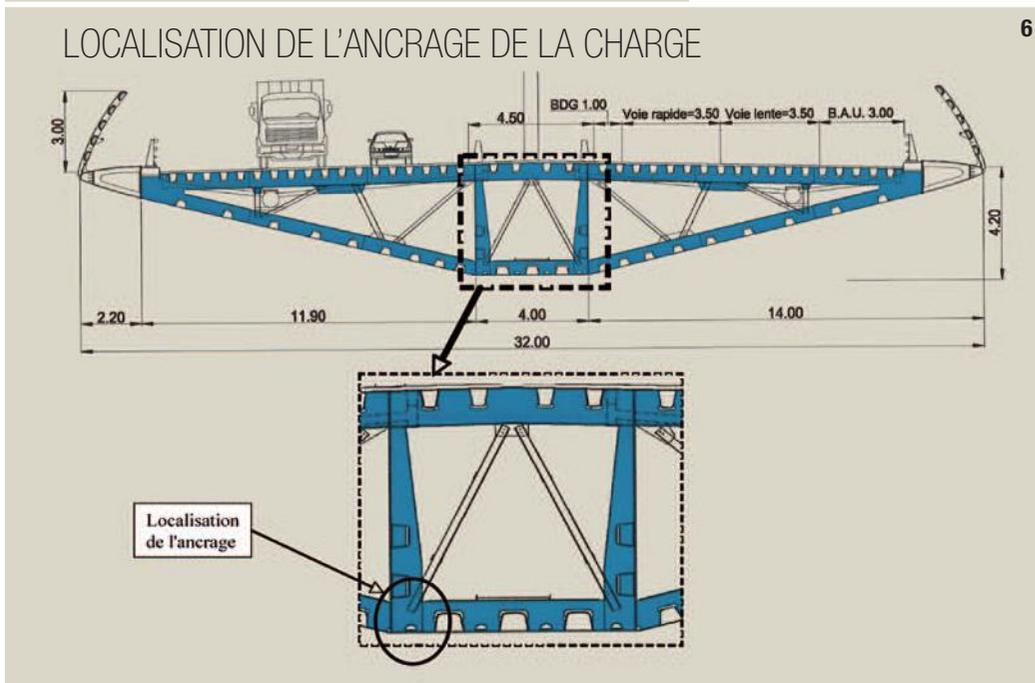
diamètre a été boulonnée à cette plaque d'ancrage ;
 → La barre a traversé la tôle de fond de caisson au travers d'un trou de 90 mm de diamètre et est passée entre deux tôles de 30 mm d'épaisseur ;
 → Un vérin creux prenant appui sur ces deux tôles a permis d'appliquer la charge de 100 tonnes au câble.
 Une fois la charge appliquée par le vérin, les écrous A et B ont été serrés

et un ouvrier a coupé au chalumeau la barre Macalloy. Les écrous ont permis de maintenir en place la partie de la barre qui devait rester dans le caisson et ainsi éviter un mouvement de recul, très dangereux (photos 8).

Instrumentation

L'instrumentation mise en place était constituée des capteurs du monitoring de l'ouvrage implantés par SITES et de capteurs temporaires additionnels posés par le CSTB sur la partie sud de l'ouvrage, soit :

- Treize accéléromètres pour mesurer les mouvements verticaux du tablier ;
- Un accéléromètre pour le mouvement longitudinal du tablier ;
- Huit accéléromètres, pour les mouvements du sommet des pylônes P2, P3, P4 et P7 dans les deux directions longitudinale et transversale (figure 9). Deux accéléromètres (C2 et C4), situés de part et d'autre du tablier au milieu de la travée P6-P7, étaient destinés à caractériser les modes de torsion.



MESURES SOUS EXCITATION AMBIANTE

Le nombre et la disposition des capteurs de SITES et du CSTB n'étaient pas suffisants pour identifier sans risque d'erreur les modes propres ; par exemple, les travées C0-P1, P1-P2 et P4-P5 étaient totalement dépourvues de capteurs, tout comme les pylônes P1, P5 et P6.

C'est pourquoi le CSTB s'est associé au laboratoire FEUP de l'Université de Porto (Portugal) pour réaliser préalablement des mesures de vibrations sous excitation ambiante à l'aide de capteurs autonomes qui ont été déplacés progressivement sur la bande de roulement du tablier.

Cette méthode permet de réaliser des mesures de longue durée, gage d'une bonne précision fréquentielle, en un grand nombre de points.

Elle était un préalable à la mesure des amortissements qui ne pouvait se réaliser qu'à l'issue d'une excitation impulsionnelle.

Ces mesures sous l'excitation ambiante ont été entreprises en vingt-huit points du tablier du viaduc la veille des essais de lâcher ; l'excitation était constituée des bruits et chocs générés par les travaux en cours sur l'ouvrage, du déplacement des véhicules de chantier sur le viaduc et du vent cependant très faible le 24 novembre 2004, belle journée ensoleillée d'automne.

Pour chaque mesure, la durée d'acquisition était de 960 secondes et la fréquence des mesures de 100 Hertz. ▷

5- Schéma du dispositif de l'essai de lâcher de câble.

6- Localisation de l'ancrage de la charge.

7- Ancrage dans le caisson central situé contre l'âme ouest.

5- Cable drop test arrangement.

6- Test cable anchorage in deck.

7- Test cable anchorage in central box located against west web.

RÉSULTATS DES ESSAIS DYNAMIQUES

Modes identifiés

Suivant le type de modes, verticaux ou horizontaux, l'excitation ambiante et/ou le lâcher ont été utilisés pour les identifier :

→ Modes propres horizontaux : excitation ambiante ;

→ Modes propres verticaux : excitation ambiante et lâcher.

Modes verticaux

Les enregistreurs étaient disposés sur l'ouvrage de manière optimale pour la mesure des vibrations verticales.

L'analyse spectrale des signaux bruts a montré que quatorze modes verticaux pouvaient être clairement identifiés entre 0,2 Hz et 0,9 Hz (figure 10 et représentation des cinq premiers modes propres identifiés sur la figure 11).

Les fréquences propres de ces modes verticaux sont très proches des valeurs prévues par le calcul : on remarque que f_m est supérieure de 2 % à 4 % à la valeur calculée f_c , ce qui est un écart très faible compte tenu des hypothèses adoptées pour le calcul (tableau IV).

Les déformées mesurées sont elles aussi très proches de celles calculées, comme l'indique la figure 11 (modes 4, 6, 8, 10, 12) sur laquelle sont portés les résultats du dépouillement des mesures sous excitation ambiante pour les dix premiers modes propres verticaux du tablier. On remarque en particulier une concordance parfaite sur les tout premiers modes verticaux, notamment le 1^{er} qui est le mode 4 où l'on identifie bien la forme en « dents de scie » de la déformée montrant que la raideur verticale est essentiellement apportée par les haubans. Sur les premiers graphiques ont aussi été représentés deux points mesurés à l'occasion du lâcher qui confirment la bonne correspondance avec les résultats des mesures sous excitation ambiante.

Modes horizontaux

Seules les mesures sous excitation ambiante ont permis l'identification de ces modes puisque l'excitation réalisée pour les deux lâchers était verticale

8- Dispositif d'ancrage de la charge au tablier.

8A- Position du point d'ancrage du câble au tablier.

8B & 8C- Câble et lest constitué de rails de lancement.

8D- Vérin pour la mise en charge.

8E- Sectionnement de la barre avec un chalumeau.

9- Position des capteurs sur l'ouvrage.

8- Anchorage of counterweight on deck.

8A- Test cable anchorage position on deck.

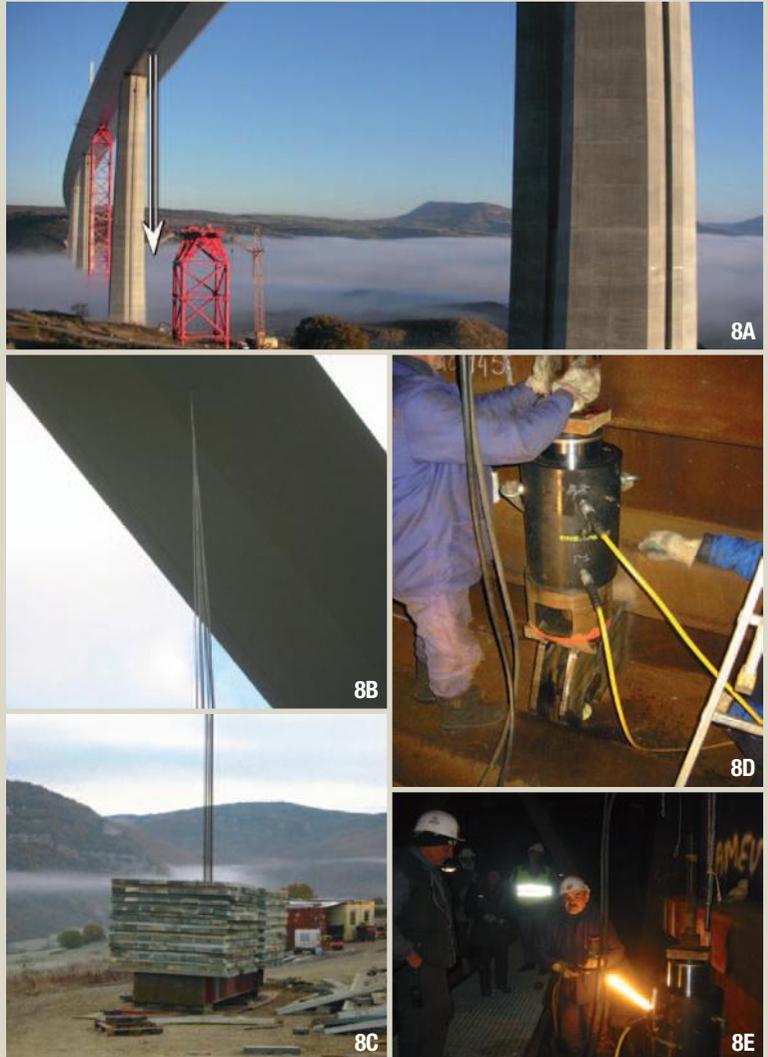
8B & 8C- Cable and counterweight with launching rails.

8D- Loading jack.

8E- Bar cutting.

9- Position of sensors on bridge.

DISPOSITIF D'ANCRAGE DE LA CHARGE AU TABLIER



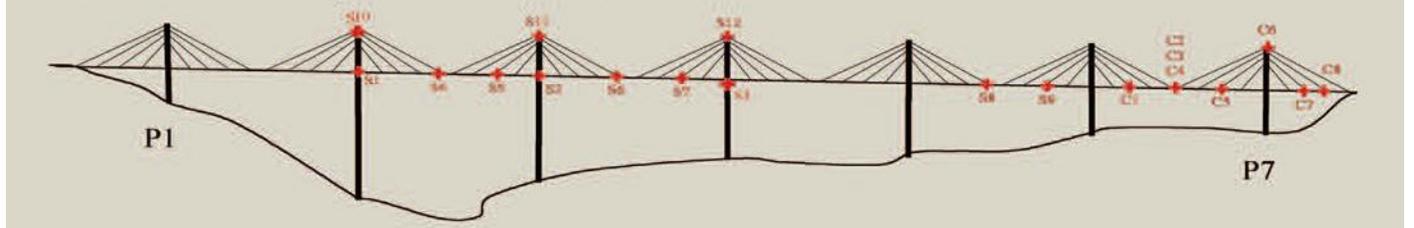
et que les capteurs positionnés pour la circonstance mesuraient principalement les accélérations verticales du tablier. La comparaison des modes transversaux identifiés à partir des mesures avec ceux prévus par le calcul, figure 12 (modes 1, 3, 5, 18, 20) montre une bonne adéquation des déformées, parfaite sur les deux premiers modes, puis moins conforme au fur et à mesure de l'accroissement de l'ordre des modes.

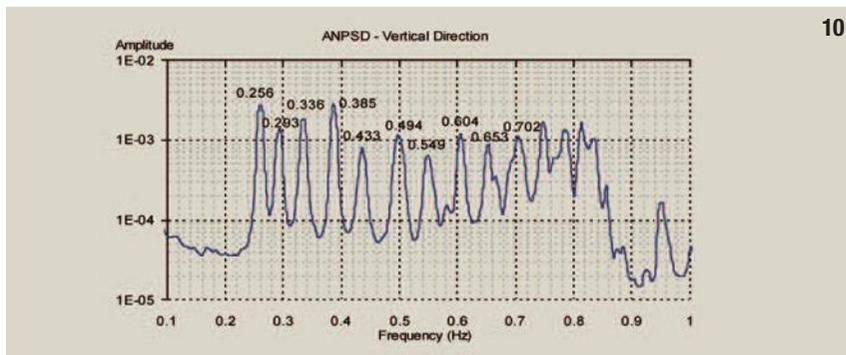
Pour le dernier mode transversal identifié, le 10^e mode, qui correspond au 20^e mode propre calculé de l'ouvrage mesuré sur le tablier, les deux déformées diffèrent notablement.

On peut remarquer que la participation des piles les plus hautes, P2 et P3, est très bien représentée dans le modèle de calcul dans les trois premiers modes où elles interviennent majoritairement, alors que la participation des piles

moins hautes, qui intervient dans les modes d'ordre plus élevé, est moins bien rendue par le calcul. On peut donc raisonnablement supposer que les conditions de fondation de piles dans le sol, qui est sans doute relativement plus importante sur les piles « courtes » que sur les piles « longues », est à l'origine de ces différences, alors que les raideurs des piles sont bien représentées dans le modèle de calcul.

POSITION DES CAPTEURS SUR L'OUVRAGE





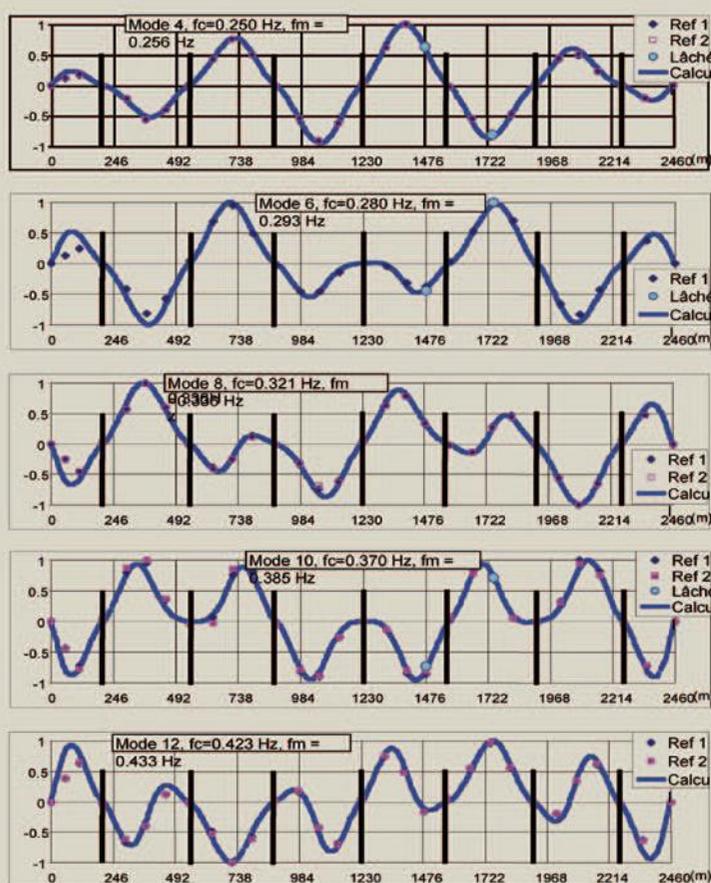
10

10- Exemple de densité spectrale de puissance de l'accélération verticale.

11- Déformées modales des modes verticaux n° 4, 6, 8, 10 et 12 du tablier. Comparaison des mesures (réf. 1 et réf. 2) et des calculs (calc).

DÉFORMÉES MODALES DES MODES VERTICAUX

11



10- Example of power spectral density of acceleration.

11- Vertical mode deformation n° 4, 6, 8, 10 and 12 of deck. Comparison of measured and calculated.

TABLEAU IV : FRÉQUENCES CALCULÉES ET MESURÉES DES MODES VERTICAUX

Modes propres verticaux	Fréquences calculées F_c [Hz]	Fréquences mesurées F_m [Hz]
4	0,250	0,256
6	0,280	0,293
8	0,321	0,336
10	0,370	0,385
12	0,423	0,433
15	0,474	0,494
17	0,532	0,549
21	0,589	0,604
26	0,639	0,653
28	0,685	0,702
29	0,725	0,748
32	0,766	0,762
34	0,797	0,815
36	0,818	0,833

En ce qui concerne les fréquences propres, les écarts entre les valeurs mesurées et celles calculées sont plus importants que pour les modes verticaux : pour les sept premiers modes, l'ouvrage réel est plus raide que celui modélisé dans le calcul (écart de 5 à 10 % de la valeur de la fréquence propre), ensuite c'est l'inverse, les valeurs des fréquences mesurées deviennent progressivement inférieures à celles calculées.

Modes de torsion (figure 13)

Les traitements réalisés avec les capteurs FEUP ont permis de faire ressortir les fréquences de 0,916 et 0,928 Hz, discernables aussi sur les capteurs C2, C4. On retrouve donc bien la « famille » des modes de torsion prévue par le calcul à ces fréquences, sans pour autant pouvoir identifier de manière individuelle chacun des modes de torsion.

Modes non identifiés

En repartant du tableau I des modes calculés de l'ouvrage, on peut lister les modes qui n'ont pas été inventoriés et les raisons pour lesquelles cela n'a pas été possible :

→ Le mode 2 à 0,2 Hz est un mode purement longitudinal dont la masse généralisée est importante (> 60 000 t). Son amortissement est vraisemblablement élevé car il fait participer les joints de dilatation. Il n'est pas apparu lors des deux lâchers, l'excitation étant verticale. Il ne devrait pas non plus apparaître sous l'effet du trafic ou celui du vent, ces deux types d'actions semblant très insuffisantes du point de vue énergétique pour ce mode ;

→ Les modes 14 et 19, qui font principalement intervenir les piles de l'ouvrage (mode 14, pile P2 et mode 19, pile P3), n'ont pas été reconnus dans le processus de dépouillement. Ce n'est pas étonnant car l'excitation verticale produite par les lâchers n'était pas adaptée ;

→ Toute la famille des modes pylônes (modes 22, 23, 24, 25, 27, 30, 31, 33, 35, 37) n'a pas non plus été identifiée. Ils ne pouvaient l'être que par les capteurs S10, S11, S12 et C6 placés respectivement en tête des pylônes P2, P3, P4, P7. Bien que l'excitation verticale due à la traction ne soit pas favorable à l'excitation de ces modes, les densités spectrales des capteurs en tête de pylône montrent des pics dans la gamme de fréquence de ces modes. Mais c'est insuffisant pour les identifier individuellement d'autant plus que l'on retrouve aussi les fréquences des modes fondamentaux des haubans dans la même bande de fréquences. ▷

Mesure de l'amortissement structurel

La rupture du câble a été brutale et a engendré des vibrations hautes fréquences responsables d'un grand bruit semblable à celui d'un choc métallique qui s'est transmis par le tablier, mais surtout d'une excitation d'un niveau suffisant pour la mesure.

Les capteurs les plus proches du lieu de l'excitation ont donc mesuré un choc initial plus important que les capteurs situés à plus grande distance qui n'ont pour leur part été sensibles qu'à l'excitation des modes propres du viaduc (figures 14). L'excitation étant verticale, seuls les modes correspondant à une vibration verticale du tablier ont été étudiés pour l'exploitation des taux d'amortissement.

La durée de la mesure a été de 960 secondes pour le premier lâcher, 1 200 secondes pour le second, le lâcher ayant eu lieu dans les deux cas environ deux minutes après le début de l'acquisition. Pendant les deux lâchers, le niveau de vent résiduel était suffisamment faible (sa vitesse était de l'ordre de 2 m/s le matin et 5 m/s l'après-midi) pour que celui-ci ne perturbe pas de manière significative les taux d'amortissement mesurés.

La mesure de l'amortissement permet de juger de son évolution avec l'amplitude du signal et la moyenne de ces valeurs sur la période sélectionnée donne une indication fiable de la valeur moyenne de l'amortissement dans la gamme d'amplitude correspondante.

Ainsi sur la figure 15, il apparaît clairement que dans la période sélectionnée pour l'analyse l'amortissement varie.

Il est plus élevé en début de signal pour les amplitudes importantes, il se stabilise à une valeur moins élevée vers la fin du signal, quand les amplitudes sont plus modérées. La valeur moyenne de l'amortissement donnée comme résultat dépend donc, plus ou moins, de la gamme d'amplitude choisie pour la

12- Déformées modales des modes transversaux n°s 1, 3, 5, 18 et 20 du tablier. Comparaison des mesures (réf. 1 et réf. 2) et des calculs (calc).

13- Densité spectrale de puissance des signaux combinés pour la torsion du tablier.

14- Accélération mesurées lors du second lâcher par le capteur S8 (à 38 m du lâcher, à gauche), le capteur C5 (à 473 m du lâcher, au centre) et le capteur S4 (à 989 m du lâcher, à droite).

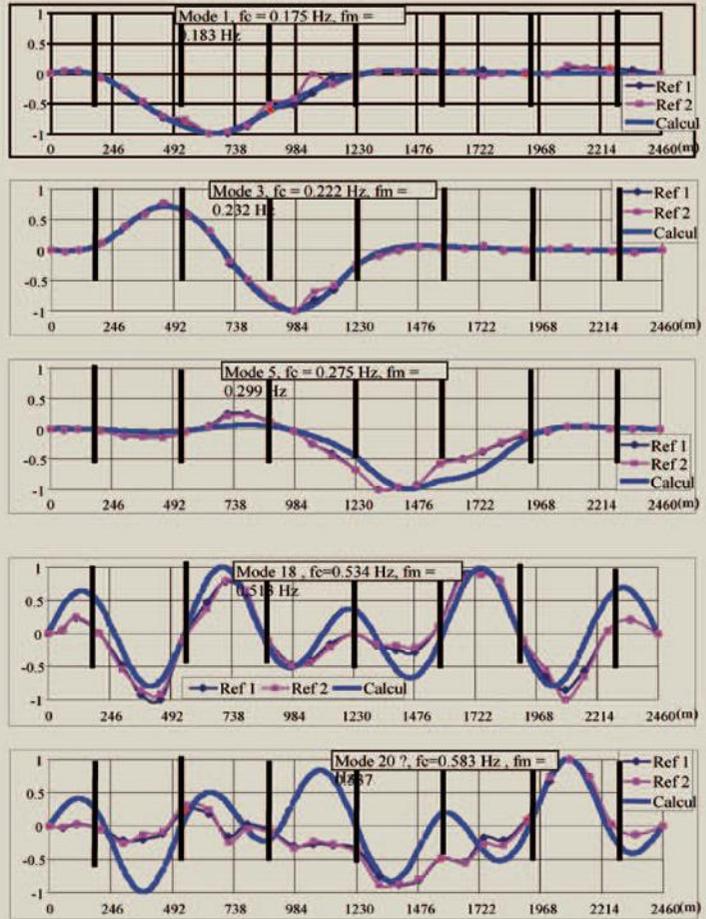
12- Horizontal mode deformation n° 1, 3, 5, 18 and 20 of deck. Comparison of measured and calculated.

13- Power spectral density of combined signals for deck torsion.

14- Measured accelerations during the second cable drop at sensor S8 (38 m on the left), sensor C5 (at 473 m at the centre) and sensor S4 (at 989 m on the left).

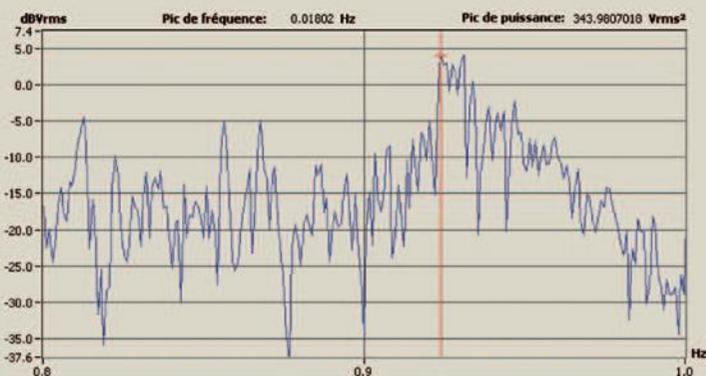
DÉFORMÉES MODALES DES MODES TRANSVERSAUX

12



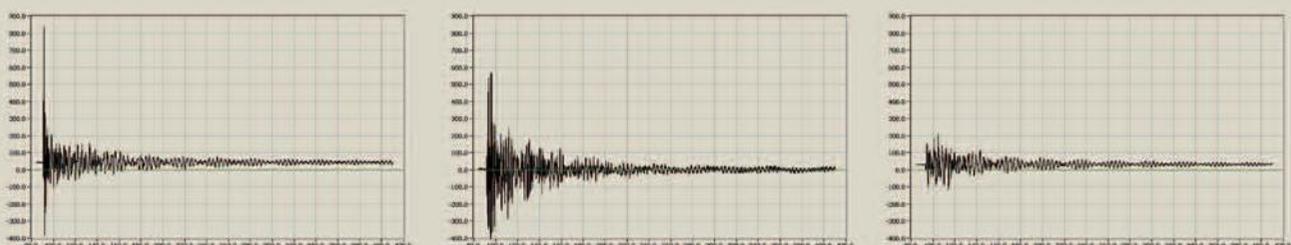
DENSITÉ SPECTRALE DE PUISSANCE DES SIGNAUX COMBINÉS POUR LA TORSION DU TABLIER

13



ACCÉLÉRATIONS MESURÉES LORS DU SECOND LÂCHER PAR LE CAPTEUR S8

14



mesure, selon le mode (tableaux V et VI). L'exemple des modes 4 et 6 est donné figure 16. Les amplitudes sont indiquées en unités après combinaisons linéaires de plusieurs signaux, elles ne correspondent donc pas à des unités physiques.

La mesure de l'amortissement moyen, calculé sur l'ensemble du signal exploitable et associé à chaque mode, est synthétisée dans le tableau VII. Celui-ci est assez variable, de 0,35 % à 0,79 % du critique. Il est dans la gamme des valeurs retenues lors des calculs de l'ouvrage.

La mesure de l'amortissement du mode de torsion, réalisée sur un signal

combiné des capteurs C2 et C4, donne une valeur de 0,26 % par rapport au critique.

ESSAIS STATIQUES

MESURES SOUS LE PASSAGE DES « KAMAGS »

Le passage des kamags servant à transporter les pylônes jusqu'à leur emplacement définitif sur pile, avant leur mise en place par relevage, ne faisait pas partie des épreuves réglementaires de l'ouvrage car le tablier ne se trouvait pas alors dans sa configuration définitive (portées de 171 m non encore haubanées à ce stade de la construction).

15- Calcul de l'amortissement sur un signal temporel reconstitué après combinaison linéaire et filtrage passe bande.

16- Mesure de l'amortissement à différentes amplitudes pour les deux premiers modes verticaux à 0,260 Hz et 0,299 Hz lors du second lâcher.

15- Damping calculation on time signal restored from linear combination and low band filtering.

16- Damping measurement at different amplitudes for the first two vertical modes at 0.26 Hz and 0.299 Hz during the second cable drop.

Cependant pendant cette opération de transport des pylônes, l'ouvrage a été soumis au chargement le plus important puisque le poids d'un kamag circulant sur le tablier avec son chargement correspondant au poids d'un pylône avoisinait les 900 t.

Cet essai de chargement du tablier clavé, mais non haubané et reposant toujours sur ses palées provisoires de lançage, était beaucoup plus sévère que le plus sévère des essais statiques réglementaires. C'est la raison pour laquelle il aurait été dommage de ne pas profiter de l'occasion de cette phase de construction pour mesurer les flèches à mi-travée (entre pile et palée), sur appuis et au quart et trois-quarts de chaque travée, ainsi que les déplacements longitudinaux des appuis des palées.

Il a donc été prévu des arrêts pendant le transport des pylônes sur kamags, afin de prendre les mesures dans la position qui donne la flèche la plus importante et ce pour les cas suivants :

→ Transport du pylône P1 : à mi-travée Pi1/P1 ;

→ Transport du pylône P4 : à chaque demi-travée traversée avant d'arriver en position finale ;

→ Transport des pylônes P5, P6 et P7 : à chaque demi-travée pour les trois dernières demi-travées avant d'arriver à leurs positions finales.

À titre d'exemple, le tableau VIII reprend les flèches calculées et mesurées à mi-longueur des travées lors du passage du pylône P5.

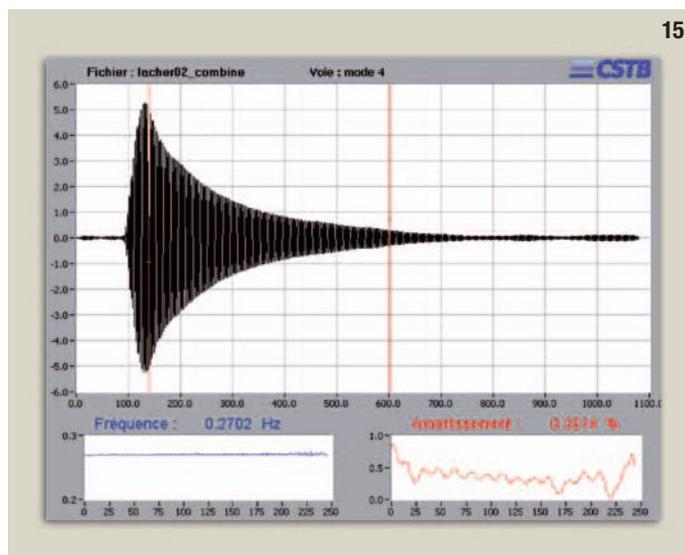
On constate que les valeurs des flèches sont à moins de 5 % près identiques à celles calculées, sauf pour la première travée, Pi7/P7. Ces conclusions ont été identiques pour le transport de chaque pylône côté sud. Pour le transport de P1, côté nord, l'accord a été parfait y compris Pi1/P1.

Il a été mesuré en parallèle la température extérieure de l'air et la température à l'intérieur du caisson.

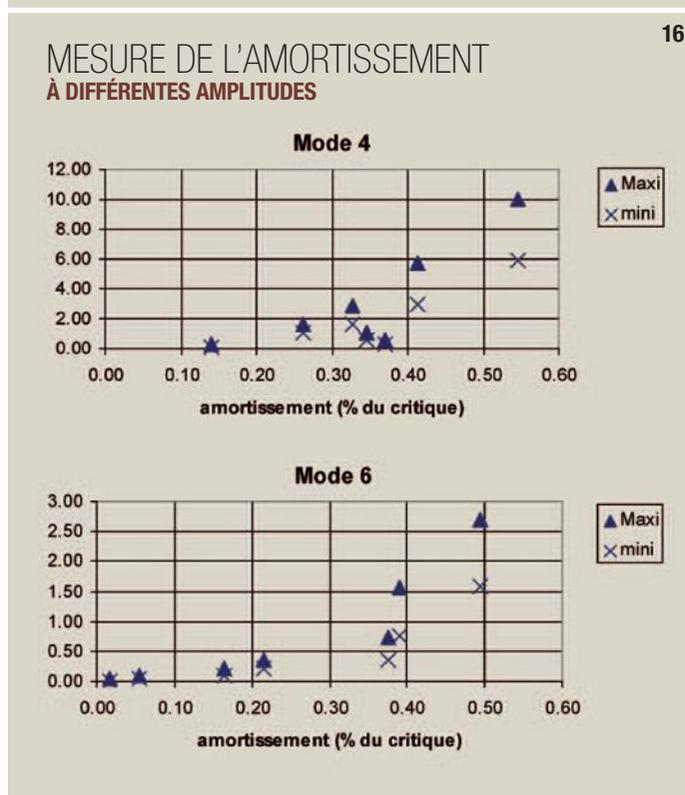
ESSAIS DE CHARGEMENT RÉGLEMENTAIRES PRÉAMBULE

Trente-deux camions et vingt et un cas de charge étaient prévus pour les épreuves sous chargement statique.

Les essais statiques, visant à s'assurer du comportement d'ensemble de l'ouvrage, ont été complétés par des essais de flexion transversale de la dalle orthotrope en application du document Sétra « Épreuves de chargement des ponts-routes et passerelles piétonnes », paru en mars 2004.



15



16

TABLEAU V : MODE 4. AMPLITUDE ET AMORTISSEMENTS

Maxi	Mini	Amortissement (% critique)
9,98	5,86	0,55
5,70	2,91	0,41
2,84	1,65	0,33
1,63	1,06	0,26
1,05	0,59	0,34
0,57	0,26	0,37
0,25	0,11	0,14

TABLEAU VI : MODE 6. AMPLITUDE ET AMORTISSEMENTS

Maxi	Mini	Amortissement (% critique)
2,69	1,59	0,49
1,56	0,75	0,39
0,72	0,36	0,38
0,36	0,22	0,21
0,22	0,10	0,17
0,10	0,06	0,06
0,06	0,00	0,02

MODES DE CHARGEMENT

Les essais ont été réalisés à l'aide des camions suivants :

- Vingt camions type semi-remorques de 38 t PTAC ;
- Huit camions type 6 x 4 de 26 t PTAC.

Les cas de chargement réalisés avaient pour objet de s'assurer du comportement global de l'ouvrage, en appliquant à la structure des charges de caractère normal sans y créer des sollicitations supérieures à celles qui apparaîtront pendant son exploitation.

Il a ainsi été décidé de réaliser les cas de charges relatifs (figures 17 à 20) :

- Aux moments positifs en travée (huit cas) ;
- Aux moments négatifs en pied des pylônes P2 et P6 (quatre cas) ;
- À la tension dans le hauban S11 du pylône P2 (un cas) ;
- À la torsion (huit cas correspondant à un chargement par travée) ;
- Aux efforts normaux dans les pieds de pylônes et aux réactions des appareils d'appuis.

La phase de chargement centré a utilisé vingt camions de 38 t et huit camions de 26 t (treize cas au total).

La phase de chargement excentrée a utilisé dix camions de 38 t et huit camions de 26 t (huit cas au total).

Il est apparu nécessaire pour chaque cas de charge de mesurer :

- Les déplacements (y compris de torsion) dans la travée chargée et dans chacune des travées adjacentes à mi-portée, au quart et aux trois-quarts de la portée ;
- Les déplacements verticaux à mi-portée des autres travées ;
- Les déplacements sur les têtes de piles (deux fûts par pile) encadrant la travée chargée ;
- Les déplacements en tête des pylônes encadrant la travée chargée et ceux adjacents de chaque côté.

Il a été, en outre, enregistré, pendant les épreuves, la température dans les piles et le tablier, la tension dans les haubans instrumentés, la vitesse du vent, le souffle des joints de chaussée notamment.

Comme lors du transport des pylônes par kamags, les valeurs mesurées ont été très proches des valeurs calculées, soit avec une différence inférieure à quelques pour cent.

Comme lors du transport des pylônes par kamags, les valeurs mesurées ont été très proches des valeurs calculées, soit avec une différence inférieure à quelques pour cent.

Comme lors du transport des pylônes par kamags, les valeurs mesurées ont été très proches des valeurs calculées, soit avec une différence inférieure à quelques pour cent.

Comme lors du transport des pylônes par kamags, les valeurs mesurées ont été très proches des valeurs calculées, soit avec une différence inférieure à quelques pour cent.

COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE

L'écart maximum de poids de véhicule, entre les chargements effectifs et les hypothèses de l'étude des épreuves a été très faible (environ 1 %).

TABLEAU VII : FRÉQUENCE ET AMORTISSEMENT MOYEN MESURÉS POUR LES 14 PREMIERS MODES VERTICAUX DU TABLIER DU VIADUC

Modes	Fréquences	Amortissement moyen (% du critique)
4	0,260	0,36
6	0,299	0,43
8	0,336	0,79
10	0,386	0,51
12	0,433	0,75
15	0,493	0,68
17	0,546	0,53
21	0,603	0,38
26	0,654	0,44
28	0,707	0,35
29	0,747	0,48
34	0,812	0,51
36	0,832	0,30

TABLEAU VIII : FLÈCHES DU TABLIER LORS DU TRANSPORT DU PYLÔNE P5

Flèche du tablier (mm)	Pylône à mi-longueur des travées				
	Pi7/P7	Pi7/P6	Pi6/P6	Pi6/P5	Pi5/P5
Calcul	204	236	240	245	242
Mesures	224	250	247	250	240

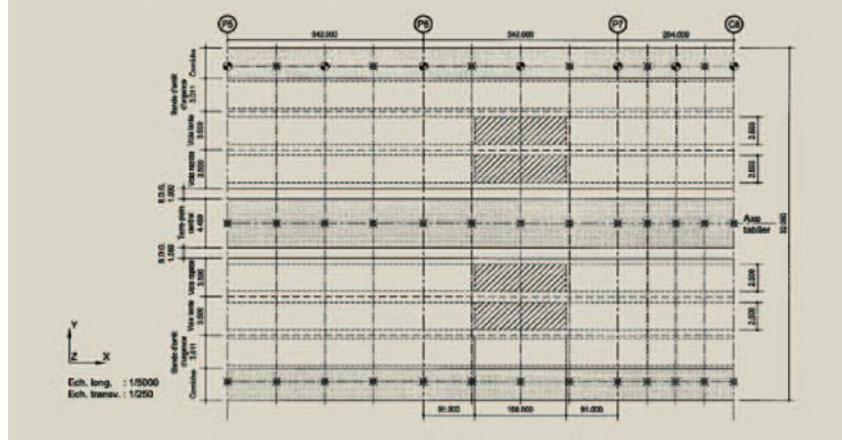
17- Chargement moment positif maximum - Travée P6-P7.

18- Chargement moment négatif maximum - Travée P6-P7.

17- Maximum positive moment loads - Span P6-P7.

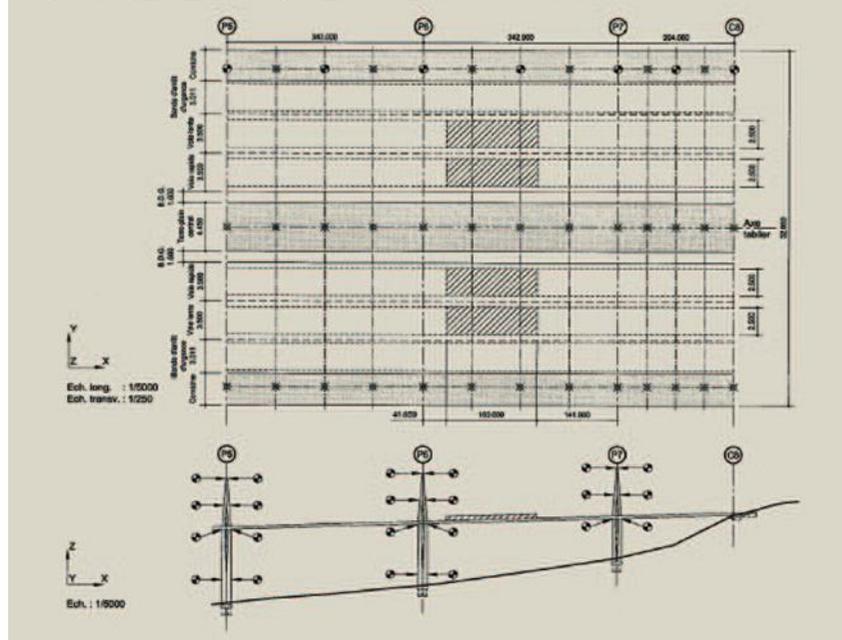
18- Maximum negative moment loads - Span P6-P7.

CHARGEMENT MOMENT POSITIF MAXIMUM



17

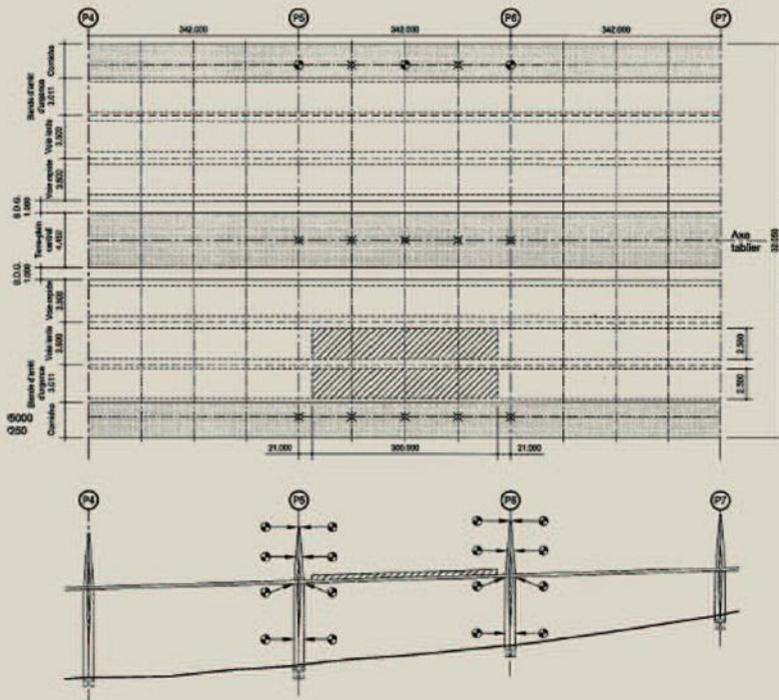
CHARGEMENT MOMENT NÉGATIF MAXIMUM



18

CHARGEMENT MOMENT TORSION MAXIMUM

19

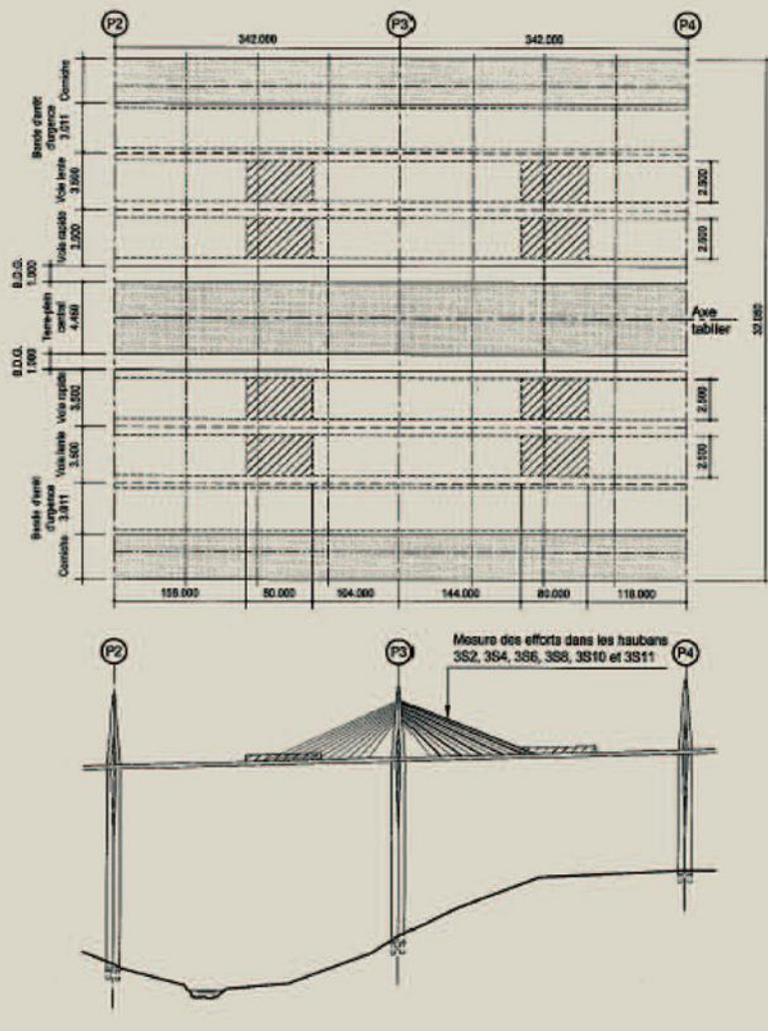


19- Chargement moment torsion maximum - Travée P5-P6.

20- Chargement effort hauban S11 maximum - Travée P3-P4.

CHARGEMENT EFFORT HAUBAN S11 MAXIMUM

20



19- Maximum torsion loads - Span P5-P6.

20- Maximum cable force load for S11 - Span P3-P4.

En outre, les relevés des mesures topographiques effectuées sur le tablier et les pylônes ont une précision voisine de 15 mm.

Il a donc été considéré comme illusoire de vouloir interpréter des différences entre les relevés et les valeurs théoriques inférieures à cette valeur.

Mesures de déplacement du tablier

Les effets significatifs étaient bien sûr les déplacements verticaux, déplacement maximum mesuré de l'ordre de 600 mm.

Les déplacements longitudinaux (selon X) et transversaux (selon Y) calculés sont petits : pour la presque totalité, inférieurs à la précision de mesure.

Les valeurs mesurées se situent généralement dans ces limites.

Les résultats sont tout à fait satisfaisants. Pour la plupart, les écarts par rapport au théorique sont inférieurs à la précision de la mesure. Les écarts plus importants sont inférieurs à 30 mm, donc inférieurs à deux fois la précision de la mesure, c'est-à-dire sans signification réelle.

On remarque cependant que tous les écarts traduisent des déplacements mesurés inférieurs aux valeurs calculées. Cette tendance révèle un comportement légèrement plus raide que prévu.

Une explication probable se situe au niveau des piles : l'étude des épreuves adopte, pour l'évaluation du module du béton, une qualité B60 or il est apparu que la qualité du béton était plus proche du B80.

Mesures de déplacement des pylônes

Sur base de la même démarche que pour le tablier, les mesures ont été comparées aux valeurs théoriques. Dans ce cas, les informations significatives étaient les déplacements horizontaux longitudinaux. Seuls les cas de charge où ils sont les plus importants sont discutés : CC01 à CC12.

Les différences inférieures à 16 mm ont été considérées comme non significatives, puisque plus petites que la précision de mesure. Il est apparu quelques différences comprises entre 16 et 40 mm, donc significatives.

→ Déplacements selon X

Les résultats sont tout à fait satisfaisants. La plupart des différences sont inférieures à la précision de mesure, sans toutefois dépasser 24 mm.

L'amplitude des déplacements s'est révélée systématiquement plus faible que celle donnée par le calcul.

Ceci tend à confirmer l'hypothèse formulée quant à la qualité du béton. ▷



21- Déformée de l'ouvrage pendant les essais.

21- Deck deformation during tests.

→ Déplacements selon Y

Les valeurs théoriques étaient pratiquement toutes inférieures à la précision de mesure ; la plupart étaient positives, c'est-à-dire, vers l'intérieur de la courbe ce qui traduit bien l'effet de la courbure en plan du tablier. Un certain nombre de différences ont dépassé la précision de la mesure tant positivement que négativement, sans dépasser cependant 32 mm en valeur absolue.

Il n'a dès lors pas été possible d'en tirer une conclusion globale sur la raideur transversale des piles et pylônes.

→ Déplacements selon Z

Les valeurs théoriques étaient de l'ordre du millimètre ; il n'était pas possible de la mesurer de façon fiable.

Certains relevés dépassaient la précision de mesure. Mais le nombre de mesures positives égalait celui des mesures négatives ; il n'a, dès lors, pas été possible de tirer une conclusion sur la raideur extensionnelle des pylônes.

Mesures d'effort dans les haubans

La précision minimum de la mesure

fournie par les cellules de charge est de 1 % ; cela impliquait que la précision absolue des mesures était de :

→ 45 kN pour le hauban 2S (hauban court) ;

→ 68 kN pour le hauban 11S (hauban long).

Les écarts mesurés sur les haubans 2S, 4S, 6S et 8S, se sont avérés inférieurs à la précision de mesure ; ils n'avaient donc pas de signification concrète.

Des écarts un peu plus importants ont été observés pour les haubans longs, de l'ordre de 70 kN, pour le hauban 10S et 120 kN pour le hauban 11S.

Cette différence pourrait provenir d'un effet « chaînette » non considéré pour déterminer les valeurs théoriques.

Pour le hauban 11S par exemple, le module apparent du hauban, sous charge permanente, vaut 86 % du module nominal.

Mesures de déplacement sur les piles

Tous les déplacements théoriques, ainsi que les résultats des mesures, étaient inférieurs à la précision des mesures.

COMPORTEMENT LOCAL DU TABLIER

Le comportement local du tablier sous des chargements relativement concentrés (un ou deux camions) a été vérifié par un essai. L'objectif de cet essai était de contrôler la répartition transversale des charges. Les charges d'épreuves étaient constituées de deux camions de 26 t placés côte à côte. La flexion de cinq augets et de la tôle supérieure était mesurée par des capteurs. Il a été décidé de compléter cette instrumentation par des capteurs sur la dalle orthotrope au droit de la pièce de pont qui fait « point dur ». Les déformations attendues n'étant toutefois pas significatives, il a été implanté des jauges de contraintes afin d'évaluer les contraintes en semelle supérieure et en semelle inférieure des augets (figure 22). Certains paramètres étaient différents entre les hypothèses initiales du calcul et l'essai effectivement réalisé ; les calculs ont été repris en considérant les différences les plus significatives qui suivent :

→ Le poids des essieux sur la travée instrumentée était respectivement de 8 870 kg (côté ouest) et de 9 430 kg (côté est) au lieu de 12 000 kg ;

→ Les essieux avant des camions, non considérés dans l'étude préliminaire, ont apporté sur la travée adjacente une charge de 8 360 kg (côté ouest) et de 9 340 kg (côté est) ;

→ La distance entre les essieux arrière était de 1 400 mm au lieu de 1 350 mm ;

→ L'empattement des essieux était de 1 820 mm au lieu de 2 000 mm.

Dans le tableau IX, sont reportés les résultats des mesures de déformations du platelage orthotrope.

Le tableau X donne la comparaison effective entre les valeurs calculées et les résultats mesurés.

SUIVI DE L'OUVRAGE PENDANT SON EXPLOITATION

En ce qui concerne le suivi de l'ouvrage

en service, trois objectifs fondamentalement différents sont visés.

Le premier, et le plus important, est de contrôler en permanence les conditions d'exploitation de l'ouvrage pour assurer la sécurité du trafic et des usagers. L'ouvrage est ainsi équipé de capteurs et dispositifs particuliers permettant d'assurer les fonctionnalités suivantes :

→ La surveillance du trafic ;

→ La mesure de la vitesse du vent ;

→ La détection de verglas.

Un suivi continu des paramètres suivants est effectué en temps réel au PC d'exploitation de la CEVM à Saint-Germain :

→ Ouverture des joints de chaussée sur culées ;

→ Température de l'air et du caisson (moyenne) ;

→ Humidité relative du tablier métallique ;

→ Température en surface de la chaussée ;

→ Vitesse du vent.

Ce suivi des différentes valeurs mesurées est affiché sur écran sous forme numérique et graphique. L'afficheur permet de savoir si l'on est dans le cas de franchissement de seuil ou non. Les alertes surviennent lorsqu'un seuil pré-défini est franchi.

Le second est de contrôler le vieillissement de l'ouvrage.

L'ouvrage est équipé d'une instrumentation permettant le suivi :

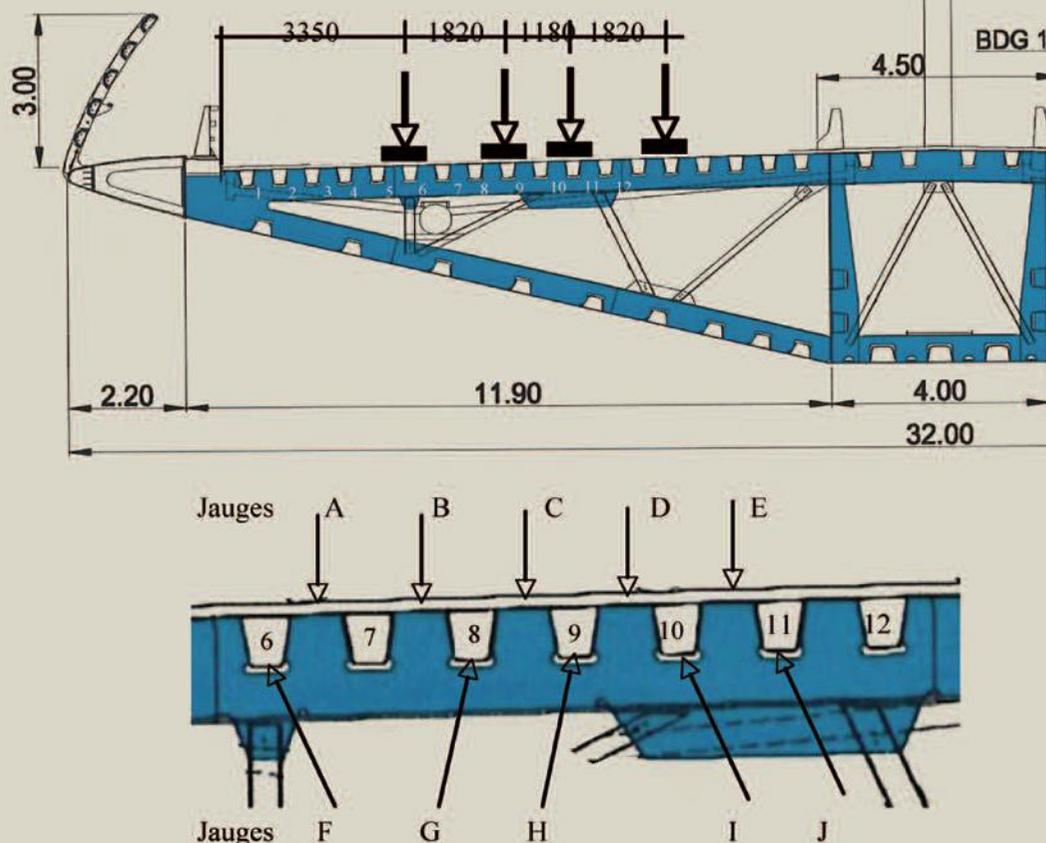
→ Des fondations : des mesures de nivellement contrôlées par des mesures inclinométriques permettent d'évaluer le tassement éventuel des fondations dans le temps ;

→ Des piles : il est prévu des mesures géométriques tout à fait classiques à l'aide de prismes et inclinomètres ; des mesures des déformations dans le béton des piles à l'aide d'extensomètres afin d'évaluer le fluage du béton et des mesures de la température pour évaluer les gradients thermiques transversaux et leurs effets ;

TABLEAU IX : SUIVI DES DÉFORMATIONS ($\mu\text{m}/\text{m}$) MESURÉES SUR CHAQUE JAUGE EN COURS D'ESSAI

Séquence	T °C	Valeurs mesurées en $\mu\text{m}/\text{m}$										
		Jauge A	Jauge B	Jauge C	Jauge D	Jauge E	Jauge F	Jauge G	Jauge H	Jauge I	Jauge J	Témoin
Mesure à vide	12,0	-0,1	-1,5	-1,4	-0,2	-0,1	2,9	4,2	0,3	1,8	0,0	-50,5
Premier essai	12,8	-38	-44,1	-98,9	-48,8	-86,2	133,6	93,8	139,0	69,0	151,6	-50,5
Retour à vide	13,0	2,0	-11,4	-2,5	0,4	4,9	1,0	-6,6	-11,5	-9,9	0,0	-49,5
Second Essai	13,2	-38	-44,1	-98,3	-39,6	-63,5	129,4	93,4	139	69,1	151,6	-48,4
Retour à vide	13,4	8,0	-2,6	-0,4	0,4	21,3	1,0	-6,6	-7,1	-6,8	0,0	-48,7
Moyenne premier essai		-38,9	-37,6	-96,9	-49,0	-88,6	131,7	95,0	144,6	73,1	151,6	-0,5
Moyenne second essai		-43,0	-37,1	-96,8	-40,0	-76,6	128,41	100,01	148,1	77,41	151,61	0,7

LOCALISATION DES JAUGES



22- Localisation des jauges.

22- Position of measuring gauges.

→ Du tablier : il est prévu des mesures géométriques (en travée et sur appuis et au niveau des ancrages des haubans) ; des mesures de température (27 capteurs dont 3 dans l'air dans le tablier) ; des mesures de l'humidité de l'air à l'intérieur du caisson et des mesures accélérométriques sur déclenchement du seuil de vent ;

→ Des pylônes : il est prévu des mesures géométriques à l'aide de prismes et d'inclinomètres, des mesures accélérométriques en tête des pylônes P2 à P4 sur déclenchement du seuil de vent ;

→ Des haubans : il est prévu le suivi :
- de l'amortissement des haubans ins-

trumentés (six au total ancrés côté sud du pylône P3),

- de la tension dans les torons équipés de cellules de mesure,
- des éventuelles vibrations des haubans,

- de l'état de corrosion des haubans équipés par leur auscultation acoustique afin de détecter d'éventuelles ruptures de fils et torons ;

→ Du soufflé des joints de chaussée sur culée.

Le troisième et dernier objectif est de contrôler que le comportement de l'ouvrage en service est conforme aux prévisions.

Comme pour le pont de Normandie, il s'agit d'étudier des séquences de vent fort pour une durée limitée soit sur trois années environ.

CONCLUSIONS

SUR LES ÉPREUVES STATIQUES DE CHARGEMENT D'ENSEMBLE

Les informations essentielles qui traduisent le fonctionnement de l'ouvrage sont les déplacements verticaux du tablier et les déplacements longitudinaux des pylônes.

Les mesures obtenues concordent bien avec le calcul, compte tenu de la précision des mesures, à l'échelle de la structure.

L'ouvrage répond aux chargements conformément au modèle de calcul tant sur le plan flexionnel longitudinalement que sur le plan torsionnel du tablier.

SUR LE COMPORTEMENT EN FLEXION LOCALE DE LA DALLE ORTHOTROPE

On relève quelques différences sensibles (en particulier pour les jauges B et G) par rapport à la théorie ; le comportement global de la dalle orthotrope est conforme aux prévisions.

SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DE L'OUVRAGE

Les essais dynamiques combinés aux mesures ambiantes ont permis d'inventorier un grand nombre de modes de vibration du viaduc, nettement plus qu'espéré au départ.

Les modes obtenus sont en général parfaitement conformes en termes de fréquences et de déformées aux modes calculés par le bureau d'études lors des études d'exécution de l'ouvrage.

Sur les quarante premiers modes, vingt-cinq modes ont été identifiés expérimentalement dont seize des dix-huit premiers.

Le taux d'amortissement structurel des modes verticaux est globalement conforme à ce qui était attendu ; il a été possible de caractériser la dépendance de cet amortissement à l'amplitude des vibrations.

C'est un paramètre qui sera pris en compte dans les analyses en cours pour la vérification du comportement de l'ouvrage soumis au vent, combinées aux enregistrements réalisés avec le monitoring mis en place. □

TABLEAU X : DÉFORMATIONS MESURÉES ET CALCULÉES

Valeurs calculées (Déformation : $\mu\text{m/m}$) - Total microdéf					
Jauge A	Jauge B	Jauge C	Jauge D	Jauge E	Total
-50,73	-19,46	-83,32	-54,59	-86,61	-254,71
Jauge F	Jauge G	Jauge H	Jauge I	Jauge J	Total
128,13	33,19	143,83	119,49	137,19	559,83
Valeurs mesurées - Essais réels					
Jauge A	Jauge B	Jauge C	Jauge D	Jauge E	Total
-41,00	-37,30	-96,80	-44,50	-82,60	-302,20
Jauge F	Jauge G	Jauge H	Jauge I	Jauge J	Total
130,05	97,50	146,40	75,30	151,60	600,85



LE VIADUC DE MILLAU, UN CHANTIER INSCRIT DANS LE DÉVELOPPEMENT DURABLE

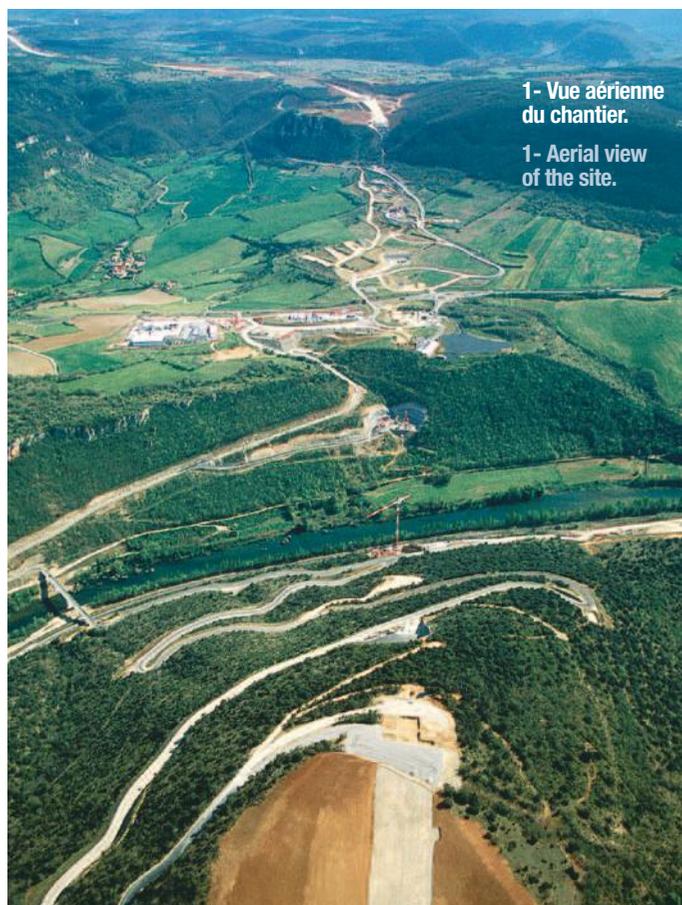
AUTEURS : SANDRINE CHOTARD, CHARGÉ EN ENVIRONNEMENT, EIFFAGE TP - CLAUDE SERVANT, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE, EIFFAGE TP

VITRINE DU SAVOIR-FAIRE DU GROUPE EIFFAGE, EN MATIÈRE DE GÉNIE CIVIL ET DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE, LE CHANTIER DU VIADUC DE MILLAU L'EST AUSSI DANS UN DOMAINE INNOVATEUR : LA PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT EN PHASE CHANTIER. À CE TITRE, UN PLAN DE RESPECT DE L'ENVIRONNEMENT (PRE) Y EST APPLIQUÉ. IL ANALYSE LES CONTRAINTES ENVIRONNEMENTALES DU SITE, DÉTERMINE LES IMPACTS POTENTIELS DES ACTIVITÉS DU CHANTIER SUR L'ENVIRONNEMENT ET DÉFINIT LES MESURES DE PROTECTION, SUIVIS ET CONTRÔLES À METTRE EN ŒUVRE. DERNIER MAILLON DE L'A75 CLERMONT-FERRAND - BÉZIERS, LE VIADUC DE MILLAU EST UN ÉLÉMENT DU DÉVELOPPEMENT DURABLE D'UNE RÉGION. LE CHANTIER S'INSCRIT DANS CE CONCEPT EN S'ORGANISANT DÈS LE DÉBUT DANS LE RESPECT DE L'ENVIRONNEMENT ET EN VEILLANT À L'ABSENCE D'IMPACT PENDANT TOUTE LA DURÉE DES TRAVAUX.

DES CHOIX TECHNIQUES FAVORABLES À LA RÉDUCTION DE L'IMPACT CHANTIER SUR L'ENVIRONNEMENT

Le franchissement de la vallée du Tarn par un ouvrage d'art exceptionnel comme le viaduc de Millau se devait de prendre en considération, dès le début des études, l'impact visuel de l'ouvrage dans le paysage et la préservation de l'environnement en phase chantier (photo 1). En privilégiant la solution métal (tablier en acier) et la préfabrication en usine des éléments du tablier métallique, l'importance de l'emprise au sol du chantier s'est restreinte et le volume des travaux effectués sur le site de Millau a été réduit en conséquence. Ceux-ci se limitent à la construction des piles, à l'assemblage des éléments préfabriqués et à leur mise en place par lançage. En outre, le choix d'un tablier en acier en limite l'épaisseur à 4,20 m pour une longueur de 2 460 m et des portées de 342 m. Moins lourd que le béton, l'usage de l'acier divise par deux le nombre de haubans qui supportent le tablier à partir des pylônes et en réduit ainsi l'impact visuel.

Pour la construction des piles, la réalisation d'un atelier de pré-assemblage



1- Vue aérienne du chantier.

1- Aerial view of the site.

des armatures métalliques dans la zone centrale du chantier, non sensible du point de vue de l'environnement, limite d'autant l'emprise au sol du chantier.

La fabrication sur site du béton a permis au chantier de ne pas engendrer une augmentation du trafic sur les voiries locales. Les mesures de protection de l'environnement (réduction des envols de poussières, du bruit, traitement de l'eau) au niveau des deux centrales ont été arrêtées dès le début de la conception des installations. L'assemblage des éléments du tablier a lieu sur l'emprise autoroutière et n'implique aucune emprise travaux supplémentaire sur le milieu naturel. Les conséquences du chantier sur l'environnement sont ainsi moins importantes que si tout avait été réalisé sur place. En particulier, les différents choix techniques économisent 5 000 rotations de camions pour l'approvisionnement du chantier.

L'OUTIL DE PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT EN PHASE CHANTIER

Sur la base de la notice de respect de l'environnement du maître d'ouvrage, qui reprend et complète les engagements de l'État en faveur de l'environ- ▷



2



3



4

nement (document contractuel annexé au décret de concession), un Plan de respect de l'environnement (PRE) a été établi par Eiffage TP (activités génie civil) et par Eiffel (activité construction métallique).

Ce document comprend un texte général et 25 annexes, qui :

- Identifie les différentes contraintes environnementales du site (contraintes administratives, contraintes du milieu) ;
- Détermine les risques de pollution selon les différentes activités du chantier ;
- Met en place des dispositions préventives de protection ;
- Organise des suivis et contrôles ;
- Définit un plan d'intervention d'urgence en cas d'incident/pollution accidentelle.

Le PRE formalise l'engagement de la direction chantier pour le respect de l'environnement. Trois objectifs environnementaux ont été choisis pour le chantier. Le PRE est animé par un chargé en environnement, détaché de la production, dont la fonction comprend deux missions distinctes : un conseil sur l'environnement et la vérification de l'application des mesures de protection indiquées dans le PRE.

Le chantier du viaduc de Millau réunit un chargé en environnement pour Eiffage TP, assisté d'une personne chargée de la gestion des déchets de chantier et un chargé en environnement pour Eiffel. Un responsable spécialisé du bureau d'études indépendant, Setec International, procède à des contrôles réguliers pour le compte du maître d'ouvrage, CEVM.

LES CONTRAINTES ENVIRONNEMENTALES ADMINISTRATIVES

Le chantier est concerné par deux procédures administratives découlant du Code de l'environnement :

2- Unité de traitement des eaux (bassin et séparateur à hydrocarbures), sur un chantier de pile.

3- Bassin de décantation des centrales à béton.

4- Stock de produits polluants dans des cuves.

2- Water treatment unit (pond and hydrocarbon separator), on a pier construction site.

3- Concrete mixing plant settling pond.

4- Storage of pollutant products in tanks.

→ Le volet eau et milieux aquatiques (ancienne loi sur l'eau de 1992) avec l'assainissement des zones de travail impliquant une déclaration par Eiffage TP ;

→ La législation des ICPE¹ qui nécessite une autorisation pour les centrales à béton installées sur site par Eiffage TP et des déclarations pour les activités de peinture, de décapage par sablage et grenailage au niveau des plates-formes de lancement du tablier métallique d'Eiffel.

LES DIFFÉRENTES CONTRAINTES ENVIRONNEMENTALES DU SITE

Les différentes contraintes environnementales du site se classent selon quatre milieux : milieu physique (topographie, hydraulique, hydrogéologie), milieu naturel (faune, flore), milieu humain (habitats, infrastructures, agriculture) et patrimoine (archéologie, monument historique).

Milieu physique

Le chantier est implanté, dans le massif calcaire des Grands Causses, de part et d'autre du Tarn au niveau de ses versants pentus et boisés.

En terme d'hydrologie, le chantier est inclus dans le bassin versant du Tarn, qu'il traverse au niveau d'un pont provisoire, et dans un bassin versant de l'un de ses affluents (ruisseau d'Issis).

La zone comprend deux types de système hydrogéologique avec la nappe d'accompagnement du Tarn et les aquifères karstiques développés au sein des formations calcaires du Secondaire.

Des sources existent à proximité du chantier, mais en dehors de l'emprise travaux. Parmi elles, on distingue :

- Des sources privées supportant un usage pour l'alimentation en eau de ses habitants ;
- Un captage AEP² dont le périmètre de protection éloignée s'étend jusqu'en limite du chantier.

Milieu naturel

Le chantier s'inscrit dans le Parc régional naturel des Grands Causses et présente, de ce fait, une forte sensibilité paysagère et naturelle avec quatre ZNIEFF³ définies dans l'emprise chantier.

Milieu humain

Le chantier s'étend sur deux communes (Millau en rive droite du Tarn et Creissels en rive gauche) et il recoupe trois voies de communication routière et une voie ferrée.

L'habitat est éloigné des installations de chantier, les habitations les plus proches étant situées à plus de 400 m avec un hameau et une résidence secondaire.

Patrimoine

Une campagne de fouilles archéologiques prospectives a été réalisée par l'AFAN⁴ dans le cadre du projet autoroutier. Ainsi, au cours de l'année 1995, des prospections de surfaces ont été entreprises, puis en 1997 des fouilles préventives ont été menées. Deux gisements archéologiques identifiés lors des fouilles préventives ont fait l'objet de fouille de sauvegarde.

Le secteur d'étude comporte un ensemble intéressant de monuments et sites classés ou inscrits, mais aucun n'est directement concerné par le chantier.

ÉTAT INITIAL DU SITE

Bien appréhender l'état initial revêt une importance forte dans la prédéfinition des mesures de protection pour l'environnement et la détermination des suivis à mettre en place. Ainsi, ont été effectués, en octobre 2001⁵ :

- Des analyses d'eaux superficielles (Tarn et ruisseau d'Issis) et souterraines au niveau des sources les plus proches ;
- Un recensement des espaces naturels protégés avec une étude écologique complémentaire au niveau des



chantiers inclus dans une ZNIEFF ;
 → Des mesures du taux de poussières dans l'atmosphère aux abords du site ;
 → Des mesures de bruit sur le site et aux environs pour définir l'ambiance sonore initiale.

LES PRINCIPALES MESURES DE PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT

Protection des eaux

Chaque installation de chantier est dotée d'un système d'assainissement qui collecte les eaux de ruissellement et les achemine vers une unité de traitement.

Celles-ci procèdent à la décantation des matières en suspension et au traitement des hydrocarbures (photo 2).

Les eaux en provenance des centrales à béton sont également collectées vers des bassins de décantation, avec un recyclage partiel des eaux pour le lavage des malaxeurs et des camions toupies (photo 3).

Les eaux usées sont stockées dans des fosses en béton, puis évacuées pour traitement vers une station d'épuration locale.

Les produits polluants (huiles, adjuvants, gasoil...) sont stockés dans des cuves de rétention, au besoin couvertes (photo 4).

Les incidents ponctuels de fuites d'hydrocarbures ou autre produit polluant sur le sol sont gérés avec la mise en œuvre de produits absorbants (entre autres, terre de diatomée calcinée de GETRAC). Les matériaux souillés récupérés font l'objet d'un traitement biologique sur une zone spécifique du chantier (photo 5).

Protection du milieu naturel

Les différents choix techniques dans l'organisation du chantier ont conduit à une emprise restreinte sur le milieu naturel impliquant un minimum de sur-

face à déboiser.

De plus, les déblais de terrassement sont stockés, en dehors des zones sensibles, en attendant d'être réutilisés pour le remodelage du site.

Afin de préserver les espèces floristiques protégées dans le secteur, il est interdit de cueillir des fleurs sur toute l'emprise du chantier qui est entièrement clôturée et est devenue une réserve de chasse.

Protection de l'air

Elle est assurée par un ensemble de mesures comprenant l'arrosage et le balayage des pistes de circulation, l'installation de capots sur les trémies des centrales à béton et de clapets anti-poussières sur les silos à ciment (photo 6) et des dispositifs d'aspersion des stocks de granulats.

Le brûlage, y compris de déchets verts, est interdit sur le chantier.

Protection contre le bruit

Pendant le chantier, une attention particulière est portée aux caractéristiques sonores des engins de chantier qui doivent respecter la législation en vigueur. L'organe bruyant des centrales à béton (malaxeur) est capoté.

Protection des infrastructures

Le trafic chantier est totalement indépendant de la voirie locale avec la réalisation d'ouvrage provisoire de franchissement au-dessus des infrastructures recoupées.

Les convois exceptionnels, transportant les éléments du tablier, arrivent par le ruban autoroutier et empruntent les pistes de chantier jusqu'aux plates-formes de lancement.

Protection du patrimoine

Il n'existe aucune mesure spécifique dans le contexte du chantier pour la protection du patrimoine, si ce n'est la bonne tenue du chantier et la protection des zones de contraintes archéologiques définies sur site (fouilles interdites).

5- Zone de traitement biologique des matériaux souillés du chantier.

6- Vue des centrales à béton avec capotage des trémies.

7- Bennes à déchets du chantier.

5- Area for biological treatment of contaminated site materials.

6- View of the concrete mixing plants with hopper covers.

7- Site waste bins.

Traitement des déchets

Un plan d'élimination des déchets a été mis en place et fait l'objet d'une formation spécifique dispensée au personnel. Il repose sur le tri sélectif au niveau du chantier et aussi au niveau des bureaux.

Les déchets sont stockés, selon leur nature, dans des bennes spécifiques et évacués par une société spécialisée vers différentes filières de traitement/valorisation (photo 7).

Une procédure particulière est prévue pour les déchets industriels spéciaux : consignation sur un registre mensuel de production industrielle.

LES SUIVIS EN PHASE CHANTIER

Trois suivis particuliers sont mis en place au niveau du chantier.

Tous les dépouillements et les préconisations sont effectués par les chargés en environnement du chantier et contrôlés par le responsable environnement du chantier. Selon les mesures concernées, la fréquence varie de la quinzaine au bimestre.

Suivi de la qualité de l'eau

Selon l'usage des points d'eau, des analyses d'eau (paramètres bactériologiques, chimiques avec notamment la teneur en certains métaux et en hydrocarbures) sont réalisées, afin de détecter d'éventuelles anomalies et de prendre alors les mesures appropriées (photo 8).

Suivi de la qualité de l'air

Des mesures du taux de poussières de l'atmosphère ont été faites au niveau du vallon agricole proche du chantier (photo 9).

Mais la meilleure protection de la qualité de l'air reste l'observation visuelle et l'intervention de l'arroseuse du chantier lors du constat d'une anomalie.

Suivi de l'ambiance sonore

Des mesures effectuées régulièrement ▷



8



9



10

montrent que le bruit en limite de chantier demeure inférieur à 65 dB (A) comme l'impose la réglementation. Des mesures sont aussi faites au niveau de l'habitat en périodes jour et nuit, afin d'évaluer l'augmentation du bruit ambiant avec le chantier (photo 10).

LA REMISE EN ÉTAT DU SITE

Le principe général retenu consiste,

après démontage et évacuation des installations du chantier, en un remodelage du terrain pour lui donner l'aspect naturel de l'environnement local.

Les collectivités locales semblent souhaiter la pérennisation d'une partie des pistes de chantier et du pont provisoire sur le Tarn.

Une étude paysagère est en cours pour définir les éléments de la remise en état. □

8- Campagne de mesures de la qualité de l'eau.

9- Campagne de mesures du taux de poussières dans l'atmosphère.

10- Campagne de mesures de l'ambiance sonore.

8- Water quality measurement campaign.

9- Atmospheric dust content measurement campaign.

10- Noise environment measurement campaign.

- 1- ICPE : Installations classées pour la protection de l'environnement.
- 2- AEP : Alimentation en eau potable.
- 3- ZNIEFF : Zone naturelle d'intérêt écologique faunistique et floristique.
- 4- AFAN : Association pour les fouilles archéologiques.
- 5- Un mois après la publication au Journal Officiel du décret de mise en concession du viaduc de Millau.

Cet article est extrait du dossier ATR « Autour du viaduc de Millau » publié dans la Revue générale des Routes, n° 819 de juillet-août 2003.

Le partenaire des constructions durables

...EDF Nucléaire & Hydraulique ; GDF ; ANDRA ; COGEMA ; AREA ; SANEF ; ESKOM ; AREVA ; SNCF ; EIFFAGE ; GTM ; BOUYGUES ; CNR ; DCN

INSTRUMENTATION, CONTRÔLE ET MONITORING DE VOS CONSTRUCTIONS

AVANT, PENDANT ET APRÈS TRAVAUX

<p>ÉTUDES</p> <p style="font-size: x-small;">Rédaction guide d'exploitation et de maintenance - procédures Remise en conformité Calculs de structures</p>	<p>INSPECTION</p> <p style="font-size: x-small;">Détailée Périodique Visuelle Télévisuelle (ITV) A distance</p>	<p>INSTRUMENTATION</p> <p style="font-size: x-small;">Statique Dynamique Sismique Acoustique</p>	<p>TOPOMÉTRIE</p> <p style="font-size: x-small;">Relevé haute précision Lasergrammétrie 3D Auscultation robotisée</p>	<p>EXPERTISE / DIAGNOSTIC</p> <p style="font-size: x-small;">Investigation laboratoire in-situ Préconisations Suivi périodique</p>	<p>MONITORING</p> <p style="font-size: x-small;">Continu, en temps réel Alarme, e-mail, SMS, Accès par Internet...</p>
--	--	---	--	---	---

HYDROQUÉBEC ; IBERDROLA ; ENEL ; CGNCP ; TOTAL ; EXXON ; VILLE DE PARIS ; ALSTOM ; SIAAP ; SIR ; ASF ; ESCOTA ; RATP ; ADP ; VIADUC DE MILLAU ; TAISEI CORP...

SITES SAS - 2 bis avenue du Centre - 92500 Reuil-Malmaison, France - Tél : 01 41 39 02 00 - Fax : 01 41 39 02 01

www.sites.fr

LA DURABILITÉ DES BÉTONS

AUTEUR : MICHEL GUÉRINET, DIRECTION SCIENTIFIQUE, EIFFAGE CONSTRUCTION



PRÉAMBULE

Le contrat de la concession du viaduc de Millau précise que l'ouvrage doit être réalisé avec un objectif de durabilité de 120 ans. En ce qui concerne les bétons de structure, seuls les appuis sont concernés par cette exigence, le tablier de la solution retenue étant entièrement métallique.

La durabilité d'un ouvrage peut être ici traduite par son aptitude à résister dans le temps aux différentes agressions ou sollicitations (physiques, chimiques ou mécaniques) dues à l'environnement particulier du site de construction. Il est donc nécessaire, dans une telle approche qui ne peut être que globale, de prendre en compte à la fois les aspects matériaux et structures.

Au travers de cette exigence de durabilité, nettement supérieure à la période habituelle de 50 ans retenue pour les ouvrages répondant simplement aux exigences de la réglementation sur les bétons, s'exprime la nécessité d'un coût d'entretien adapté et permettant d'éviter ou de réduire notablement les interventions pour réparations délicates à l'issue de la période de concession.

QUELQUES REMARQUES

Lors de la formulation des bétons de l'ouvrage, seule était disponible la version européenne de la nouvelle norme EN 206 qui est établie sur la base d'une durée de vie de 50 ans (note 3 du paragraphe 5.3.2). Elle ne pouvait donc fournir ici qu'une base de pres-

criptions minimales. Celles-ci devaient être complétées par des retours d'expériences récentes acquises sur des ouvrages soumis à des contraintes d'objectif de durabilité similaires (cas du pont Vasco de Gama à Lisbonne par exemple). Ces expériences étant à interpréter en fonction des critères d'environnement propres à l'ouvrage et des progrès ainsi que des nouvelles connaissances acquises depuis ces réalisations antérieures en matière de béton.

La formulation des bétons de Millau avait fait l'objet de nombreuses et importantes études au LCPC depuis une dizaine d'années. Mais le projet final étant constitué d'un tablier métallique, certains critères retenus dans ces

études n'étaient pas nécessairement parfaitement adaptés et pouvaient même devenir surabondants. C'est le cas de la résistance, pour laquelle un B60 était suffisant à la justification des piles. Le BHP de Millau devenait donc plus un béton à hautes performances en matière de durabilité qu'un béton à haute résistance mécanique, même si la valeur cible de ce paramètre restait d'un niveau élevé.

LE CHOIX DES MATÉRIAUX

Le choix de granulats et d'un ciment identiques pour toutes les formules de béton a été décidé dès le départ des études. Il permettait, par la simplification que ce choix apportait, d'assurer la meilleure maîtrise de la production du



béton et du stockage des composants en évitant, par exemple, les risques associés à des mélanges accidentels. Le choix des matériaux retenus a été guidé par ceux pris en compte dans les études approfondies réalisées en amont par le LCPC, afin de bénéficier au mieux des acquis ainsi disponibles.

Le choix de produits bénéficiant de la marque NF (ou d'un niveau de contrôle équivalent) a également été privilégié, les garanties associées à un haut niveau de contrôle apportant, pour de telles exigences de réalisation, un niveau de qualité certaine et adaptée. De plus, des spécifications complémentaires sont disponibles, pour les liants

hydrauliques en particulier, qui étaient ici très utiles pour répondre à certains des objectifs fixés.

LE CIMENT

Le ciment retenu a été le CEM I 52.5 N CE PM ES CP2 NF du Teil. Ce ciment faisait partie des ciments étudiés par le LCPC dans ses études initiales.

Il présente un faible taux d'alcalin ce qui est un atout important, même vis-à-vis de granulats réputés exempts de tout risque de réactivité.

Le choix d'un ciment à base uniquement de clinker répondait aux recommandations en cours d'établissement pour les piles de grande hauteur dans

le cadre de BHP 2000 « Valorisation des bétons à hautes performances dans les piles et pylônes de grande hauteur des ouvrages d'art ». Le projet de ce document indiquait, en effet, que « les ciments à forte teneur en laitier de haut fourneau offrent des parements clairs, mais ce liant produit peu de portlandite (chaux) par rapport à un ciment Portland, ce qui conduit à une moins bonne passivation des aciers (progression plus rapide de la carbonatation), donc à une diminution de la durabilité ».

Le choix d'un ciment PM et ES, présentant des teneurs limitées en aluminates tricalciques (C3A) permettait de conférer au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfates en présence d'ions chlorures, au cours de la prise et ultérieurement. Ce choix apportait une garantie supplémentaire et un avantage vis-à-vis de la protection contre les réactions différées et en particulier sulfatiques (nous y reviendrons par la suite).

Enfin, le caractère CP2 permettait de disposer de faibles chaleurs d'hydratation initiales (197 J/g à 12 heures) résultant des anciennes spécifications associées à ce critère et pour lesquelles le fournisseur a maintenu le niveau d'exigence et de garantie d'une teneur en sulfure limitée permettant l'utilisation de précontrainte si nécessaire (ce qui

s'est avéré utile au niveau des changements de section pour compenser la réduction de poids du tablier passé en métal).

Par ailleurs, la résistance visée a pu être obtenue en réduisant le dosage de 450 kg/m³ (prévus à l'étude initiale du LCPC) à 420 kg/m³ ce qui était favorable vis-à-vis de l'exothermie et du taux en alcalins. Le ciment utilisé a fait l'objet d'un stockage et d'un suivi spécifique en usine par Lafarge et sa température a été limitée à 70 °C maximum au chargement des camions en cimenterie.

LES GRANULATS

Les granulats retenus ont été principalement les calcaires de la carrière de Rascalat, qui avaient déjà été sélectionnés par le LCPC dans les études citées précédemment, du fait de leur proximité et de leurs qualités, en particulier vis-à-vis de la protection contre les risques de réactions du type alcali-silice.

Ces granulats sont, en effet, classifiés NR (Non Réactifs).

Un complément de sable provenant du gisement de Meric a été utilisé à titre de correcteur de forme, ces sables étant également classifiés NR.

L'ensemble des granulats utilisés appartenait à la catégorie A suivant le classement de la norme alors en vigueur



en France à l'époque (XP P 18-540, chapitre 10).

Le traitement particulièrement élaboré des sables à la carrière du Rascatat (séparation en plusieurs sous-classes, élimination de la partie fine puis recombinaison à la demande) donnait une très bonne assurance de la maîtrise et de la constance du module de finesse des sables.

La gestion de l'approvisionnement en granulats s'est inscrite dans le cadre d'un plan d'assurance qualité mis en place pendant la période de préparation du chantier et qui apportait toute garantie de respect des spécifications imposées.

Enfin, le D_{max} des granulats a été limité à 14 mm pour éviter le risque de coefficients de forme pénalisants pour la qualité des bétons et améliorer la maniabilité du béton frais.

LES ADJUVANTS

Tous les adjuvants étaient normalisés et agréés NF. Le dosage en adjuvants pour le béton haute performance des piles était de 1,4 % du poids du ciment.

Ce dosage correspondait à 0,4 % d'extrait sec en moyenne par rapport au poids du ciment. Il a pu être notablement réduit par rapport à celui retenu dans le cadre de l'étude préalable réalisée en 1995 (et qui était alors de 0,6 % à 1,1 %) grâce aux progrès réalisés depuis cette époque dans le domaine des adjuvants.

L'EAU D'AJOUT

L'eau provenait du réseau d'eau potable et ne présentait donc aucun risque pour le béton. Le rapport eau efficace sur ciment a été limité à des valeurs très faibles sur la formule nominale des B60 (mais reproductible en production industrielle et permettant de couvrir la plage importante des dérivées imposées par le fascicule 65A au niveau des variations d'eau). Cela permettait de tendre vers une porosité la plus fermée possible, vecteur principal de la durabilité vis-à-vis des agents agressifs extérieurs, dans un cadre de production sévère mais réaliste.

ADDITIONS

L'étude initiale avait été établie en utilisant des fumées de silice pour améliorer la résistance des BHP. Cependant, ce critère étant beaucoup moins exigeant, l'entreprise a décidé de ne pas les utiliser dans les bétons des piles de façon à améliorer l'aspect de celles-ci tout en répondant aux spécifications de durabilité exigées.

TABLEAU I :
FORMULES DES BÉTONS

	B60 G pour fûts des piles	B35 pour semelles	B35 G+S pour culées
0/3 C Rascatat	468 kg	864 kg	775 kg
0/2 R Meric	312 kg		
3/6 C Rascatat	362 kg	315 kg	275 kg
6/14 C Rascatat	711 kg	650 kg	715 kg
CEM I 52,5 N CE PM ES CP2 NF TEIL	420 kg	300 kg	385 kg
Fumées de silice		30 kg	
Eau totale	158 l	192 l	180 l
Optima 175	1,4 % de C	0,45 % de C+FS	
Chrytard		0,25 % de C+FS	
Glenium 27			0,3 % de C
Micro Air 104 Dilué 1/4			0,15 % de C
Consistance	FT = 55 cm ± 5 cm (Flow Test)	ST = 13 cm ± 3 cm (Slump Test)	ST = 11 cm ± 3 cm (Slump Test)
$E_{eff} / (C + FS)$	0,335	0,52	< 0,45
$R_{cm} 7j$	67 MPa	44 MPa	41 MPa
$R_{minimum} 7j$	54 MPa	36 MPa	32 MPa
$R_{cm} 28j$	80 MPa	58 MPa	49 MPa
$R_{minimum} 28j$	65 MPa	51 MPa	39 MPa
$R_{cm} 90j$	87 MPa	64 MPa	55 MPa
$R_{minimum} 90j$	71 MPa	57 MPa	43 MPa
Perméabilité à l'oxygène (m ²)	2,6 à 4,0 10 ⁻¹⁸ (seuil de 10 ⁻¹⁷)		
Diffusivité des ions chlorure (m ² /s)	3,1 à 6,6 10 ⁻¹² (seuil de 9.10 ⁻¹²)		
Porosité totale accessible à l'eau (%)	De 10,7 à 11,8 % (seuil de 13 %)		

LES FORMULES DE BÉTON UTILISÉES

Elles sont récapitulées dans le tableau I.

LES DIFFÉRENTES APPROCHES DE LA DURABILITÉ

En dehors des domaines classiques de durabilité pour ce type d'ouvrage (gel, sels de déverglaçage et réactions chimiques différées), la protection des armatures a été un souci particulier sur ce viaduc. Pour ce type de protection, il a été adopté une démarche voisine de celle retenue pour le pont sur le Tage, bien que le degré d'agressivité de l'environnement soit ici largement plus favorable (absence d'exposition marine et de zones de marnage en particulier).

Par ailleurs, il a été pris en considération à la fois les spécifications du fascicule 65A imposées par le marché et celles connues de la future norme NF EN 206-1, encore en cours de mise au point lors de la période de préparation des bétons du viaduc de Millau.

GEL ET SELS DE DÉVERGLAÇAGE

Bien que le site soit en région de classe d'environnement 2b1 au sens de la norme XP P 18-305 prise en référence dans le fascicule 65A du

CCTG, l'ouvrage a volontairement été surclassé en environnement 2b2 par le concessionnaire pour les parties hors sol (passage de la classe d'exposition XF1 à XF3 au sens de la norme NF EN 206-1 d'avril 2004). Un tel niveau de protection est exceptionnel comparé à d'autres ouvrages voisins de l'A75. Le niveau de gel pris en compte est ainsi porté à plus de 10 jours par an, atteignant une température inférieure à -10 °C pour des surfaces pratiquement verticales d'un béton à saturation modérée au sens des classes XF de l'EN-206.

Piles

Les contraintes correspondantes prises en compte pour les parties hors sol sont celles des « Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel » auxquelles renvoie le fascicule 65A (ces règles étaient en cours de révision à l'époque et elles ont été éditées en décembre 2003 sous le label du LCPC). Les spécifications correspondent au chapitre BHP et la justification retenue pour les bétons est de type performantielle. Comme le préconise ce document, les normes de référence pour la justification de la tenue au gel sont la NF P 18-424 ou 425 et les critères à respecter sont ceux des recommandations spécifiques.

Ainsi la tenue au gel est assurée sans devoir recourir à un entraîneur d'air qui aurait pu conduire à des difficultés rhéologiques difficiles sinon impossibles à résoudre et à une importante fluctuation de la résistance du béton peu souhaitable pour un tel ouvrage. Il faut ainsi noter que cette approche de type performantielle a permis de valoriser au mieux la résistance potentielle de ces bétons.

Au sens de la future norme européenne EN 206-1, la classe d'exposition à prendre en compte était la classe XF1, « saturation modérée en eau sans agents de déverglaçage, surfaces verticales exposées à la pluie et au gel ». Elle a été remplacée par la classe XF3, « forte saturation en eau, sans agents de déverglaçage, surfaces horizontales exposées à la pluie et au gel ».

Les critères pris en compte pour formuler le béton ont été calés bien au-delà des futures spécifications correspondantes au document d'application nationale (en cours de finalisation en ce qui concerne cette classe lors de la mise au point de ces formules de béton).

Culées

Les culées étaient les seules structures porteuses à être exposées aux projections de sels de déverglaçage. ▷



Pour les parties concernées, il a été prévu un béton dit « G + S » apte à répondre à ce type d'agression en utilisant les règles dites « GRA » avec entraîneur d'air. Ce type de formulation a prouvé ses capacités à permettre de produire un béton apte à résister à un environnement aussi agressif.

Un entretien particulièrement suivi lors de salages en hiver est programmé pour ces bétons afin d'assurer correctement leur durabilité sur des durées importantes (à noter que le choix des produits de déverglacement sera conduit en intégrant les exigences de durabilité du métal et des bétons). Cependant, les travaux d'entretien de ces parties d'ouvrage ne présentent pas de difficultés majeures (contrairement aux piles très élancées).

PROTECTION CONTRE L'ALCALI-RÉACTION

La protection vis-à-vis de ce type d'agression a été recherchée au niveau de la non réactivité des composants granulaires (granulats NR) d'une part, et d'autre part dans un bilan particulièrement faible des alcalins en provenance des différents composants du béton (bilan des alcalins inférieur à 1,4 kg/m³). Ces précautions amont

donnent toutes garanties de protection vis-à-vis de ce type d'agression en milieu d'humidité basse à moyenne sur la base des connaissances actuelles en la matière. Elles répondent entièrement aux conditions de prévention de ce type de désordre au sens des règles éditées par le LCPC pour les niveaux de prévention les plus élevés et en ouvrage de classe exceptionnelle (niveau C).

PROTECTION CONTRE LES RÉACTIONS SULFATIQUES INTERNES DIFFÉRÉES

Les références les plus récentes en la matière ont été tirées de la thèse de Loïc Divet soutenue en décembre 2001. D'après les résultats de ce travail, il apparaît qu'il faut la conjonction de plusieurs facteurs (cinq ou six) pour conduire à la formation d'ettringite différée. Les facteurs indiqués sont les suivants :

1. La température ;
2. Les alcalins ;
3. La teneur en SO₃ ;
4. La teneur en C₂A ;
5. La nature des granulats ;
6. Des conditions d'humidité élevées.

Le point 2 a été traité dans le cadre de l'alcali-réaction, la teneur en alcalins étant très faible. Les points 3 et 4

ont été réglés grâce au recours à des ciments PM et ES (voir paragraphe ciments). Les granulats sont principalement des granulats calcaires ce qui constitue la meilleure protection vis-à-vis de la réaction sulfatique différée (point 5). Enfin, la nature même des ouvrages concernés les met à l'abri d'une humidité élevée en ce qui concerne les parties hors sol (point 6). Restait le point 1 qui, isolé, ne constitue pas un élément de risque à lui seul pour ce type d'agression. Cependant, l'exothermie a été limitée grâce au choix d'un liant à faible dégagement de température initiale (CP2) et à la réduction du dosage de ce liant (voir précédemment). L'objectif recherché consistait à ne pas dépasser les spécifications du fascicule 65A en la matière, spécifications limitées au cas du traitement thermique du béton mais qui ont été étendues au béton de l'ouvrage. La limite imposée est alors de 80 °C (article 43.3 de l'additif au fascicule 65A) avec une plage de variation autorisant un dépassement exceptionnel jusqu'à +5 °C.

Les études thermiques (mesures en place et simulation CESAR à l'aide du module TEXO) montrent que l'exothermie maximale des piles conduit à une élévation de température inférieure à 55 °C à cœur qui, cumulée dans le pire des cas avec un béton à 25 °C (valeur maximale autorisée) conduit au respect de la valeur de base de 80 °C (cas des parties plus épaisses en bas des piles ou sur les chevêtres d'appui). Pour les B35 des semelles, l'utilisation de fumée de silice permet de réduire le dosage en ciment à 300 kg/m³ et de limiter la variation de température à 35 °C, ce qui conduit avec un béton à 25 °C à une température maximale de 60 °C qui est le niveau requis pour éviter le risque de réaction sulfatique dans un milieu où il peut y avoir circulation d'eau.

Ainsi la conjonction d'éléments pouvant favoriser le phénomène de réaction sulfatique différée est évitée et le risque peut donc être considéré comme maîtrisé dans l'état actuel de nos connaissances.

RISQUE DE CORROSION DES ARMATURES

Les garanties de durabilité demandées à Millau concernaient les structures en béton armé et en béton précontraint. Un facteur important de durabilité réside alors dans l'aptitude à se protéger de la corrosion.

Une première source de corrosion est

liée à la migration des ions chlorures qui peuvent conduire à des attaques localisées des armatures. Une autre source de corrosion peut être due à la dépassivation des aciers par la carbonatation du béton d'enrobage. Pour ces types d'agression, nous avons repris la démarche suivie au pont Vasco de Gama sur le Tage à Lisbonne et mise au point en collaboration avec Hugues Hornain du LERM.

→ Définition de la catégorie d'ouvrage :
- pont exceptionnel (ouvrage de prestige).

→ Définition de l'environnement de l'ouvrage et des niveaux d'agressivité :
- environnement a priori non agressif vis-à-vis des ions chlorures.

Classement XD1 suivant EN 206 1. Prise en compte du niveau XD3 à titre de sécurité (alternance d'humidité et de séchage pour éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures).

→ Risque :

- corrosion des aciers.
- durée de vie fixée comme objectif de réflexion de 120 ans :
- classe de chlorure Cl 0,40 (BA) ou Cl 0,20 (BP) suivant future NF EN 206-1.

→ Choix d'indicateurs de durabilité :

- perméabilité à l'oxygène mesurée suivant le mode opératoire AFPC-AFREM ;
- diffusivité des ions chlore mesurée en régime transitoire par l'essai Tang-Luping ;
- mesure de la porosité totale accessible à l'eau ;
- profondeur de carbonatation.

→ Définition de seuils pour les indicateurs de durabilité. Ces seuils sont calés pour 90 jours ou plus. Pour les fûts des piles :

- 10⁻¹⁷ m² pour la perméabilité à l'oxygène à 90 jours ;
- 9.10⁻¹² m²/s pour le coefficient de diffusion des ions chlorure à 90 jours ;
- porosité totale accessible à l'eau inférieure à des valeurs de 13 %.

→ Contrôle de la formulation des bétons en fonction des critères retenus.

Pour les fûts des piles :

- dosage en ciment : 420 kg/m³ supérieur à 350 kg/m³ de la classe XD3 de la future norme française NF EN 206-1 (tableau NA.F.1) ;
- classe de résistance : supérieure à B60 pour un niveau imposé égal à C35/45 en classe XD3 de la future norme française NF EN 206-1 (tableau NA.F.1) ;
- rapport E_{eff}/C : 0.335 nominal pour

0,45 maximum correspondant à la classe XD3 de la future norme française NF EN 206-1 (0,50 pour le tableau français d'application nationale NA.F.1).

→ Contrôle de la profondeur de carbonatation :

- profondeur de carbonatation nulle à 18 mois.

→ Mesure des déformations différées :
- retrait endogène, retrait total et fluage total (avec dessiccation) à 18 mois permettant de simuler le comportement des appuis dans le temps.

Rappelons que l'enrobage des armatures a été majoré par rapport aux règlements en vigueur pour être porté à 4 cm pour les piles et culées. Cet enrobage est de 5 cm pour les semelles. Il n'y a plus alors de risques de dépassement des aciers liés à la carbonatation du béton d'enrobage en ce qui concerne la période de référence sur la base des connaissances actuelles. En effet, les résultats de Parrott (1987) montrent que pour des ouvrages âgés de 30 ans, l'épaisseur carbonatée peut être évaluée à l'aide de la formule suivante :
$$e \text{ (en mm)} = 125 * \exp(-0.05 * f_{c28})$$

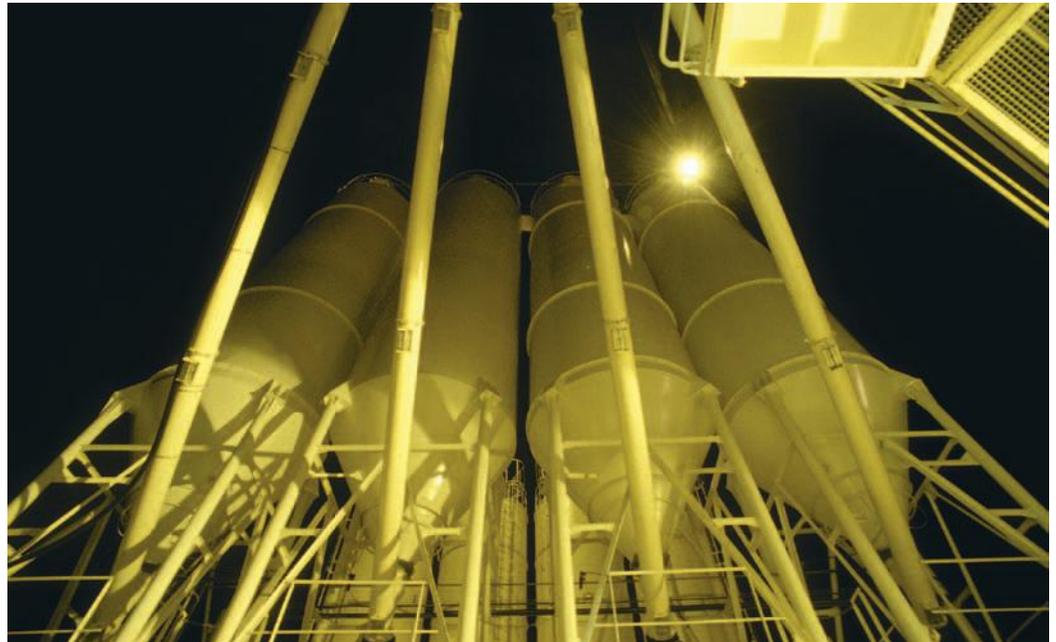
soit ici (avec $f_{c28} = 60 \text{ MPa}$) $e = 6,3 \text{ mm}$.

L'augmentation de l'épaisseur carbonatée suivant une loi en racine du temps, la carbonatation des bétons des fûts des piles ne dépasserait pas 15 mm en 120 ans ce qui reste très inférieur aux 40 mm d'enrobage retenus.

En ce qui concerne les semelles en B35, bien que moins exposées au CO_2 de l'air, le même calcul conduit à une épaisseur carbonatée de 44 mm en 120 ans, épaisseur inférieure aux 50 mm d'enrobage prévus.

DISPOSITIONS POUR LA FABRICATION DES BÉTONS

Les dispositions principales adoptées au niveau production pour garantir la qualité et la constance des qualités du



béton sont les suivantes :

→ Mise en place d'un plan d'assurance qualité couvrant à la fois la fourniture des matériaux, leur conservation et la production du béton. Procédure de certification de conformité au règlement de la marque NF BPE ;

→ Choix du fournisseur de béton SATM disposant de références particulièrement probantes sur des ouvrages et des bétons de classe similaire (viaduc de Tulle par exemple). Montage de deux centrales à proximité immédiate du viaduc (de niveau 3 au sens de l'ancien fascicule 65A) consacrées exclusivement aux besoins du chantier et assurant le rôle de secours l'une vis-à-vis de l'autre. Mise en place d'un laboratoire sur le site (laboratoire Sigma Béton disposant de la certification ISO 9002 et de l'accréditation Cofrac au niveau du laboratoire central pour le domaine concerné par cette production de béton) assurant le suivi de la production et des matériaux sous l'autorité de l'entreprise réalisant les travaux ;

→ Temps de malaxage majoré par rapport aux exigences minimales de la norme (150 secondes pour les bétons des fûts de pile) pour être certain de l'homogénéité du mélange en ce qui concerne les B60 en particulier ;

→ Transport interne au chantier permettant une sélection et un suivi de camions toupies garantissant un état de marche adapté ;

→ Faible temps de transport assurant une rhéologie parfaitement stable à la mise en place compte tenu des DPU (durées pratiques d'utilisation) prévues et contrôlées à l'étude ;

→ Installation de chauffage de l'eau disponible en période froide pour viser à une température du béton la plus constante possible à la mise en œuvre sur le chantier ;

→ Disposition d'humidification par « brumisation » des stocks de granulats pour refroidissement en période chaude de façon à conserver une fourchette haute de température limitée à la mise en œuvre.

DISPOSITIONS RETENUES POUR LA MISE EN ŒUVRE DES BÉTONS

Outre un choix particulièrement réfléchi au niveau de l'outil coffrant ainsi que des produits de démolage associés, une réflexion approfondie a été menée par le chantier en ce qui concerne les méthodes de mise en place du béton et vibration correcte. Les solutions retenues ont été testées en vraie grandeur sur un élément témoin représentatif du coulage de la partie la plus massive des piles (plot de convenance) et les résultats

ont montré que les choix retenus étaient les bons.

La maturométrie a été privilégiée comme outil de décision pour le temps de décoffrage du béton, garantissant un âge équivalent sensiblement constant au moment du démoulage.

Si ce paramètre est fondamental au niveau de l'aspect du béton particulièrement délicat à Millau, il est aussi très important au niveau de la cure. Pour les piles de cet ouvrage, l'entreprise a repris la méthode mise au point à Tulle et qui consiste à équiper les deux niveaux de coffrage en retombée d'une « jupe » en géotextile protégeant le béton, en cours de durcissement, du dessèchement sous l'effet du vent et de l'ensoleillement direct. Par ailleurs, cet espace fermé était maintenu humide par brumisation limitant ainsi l'évaporation de l'eau du béton en peau.

La hauteur de deux levées équipées sur chaque pile offrirait ainsi une protection de l'ordre de 10 jours environ après coulage, période au cours de laquelle la température du béton évolue vers des valeurs ne présentant pas de risque vis-à-vis des gradients thermiques en peau. Cette durée est supérieure à celle préconisée à minima par le fascicule 65A et la version provisoire de la future norme d'exécution NF EN 13670-1. Elle évite :

→ Le produit de cure qui peut tacher les parements et dont l'efficacité n'est pas uniformément garantie sur des surfaces verticales ;

→ Le contact direct de l'eau qui peut créer un choc thermique et abîmer la peau du béton par écoulement ;





→ Le maintien des coffrages en place pendant des durées incompatibles avec le planning d'avancement très serré de l'ouvrage et les exigences d'uniformité de teinte des parements.

SUIVI DE LA RÉALISATION

Le suivi de la production des bétons était réalisé conformément au CCTP et sur la base des spécifications du fascicule 65A. Cependant, un contrôle

complémentaire d'accompagnement a été également mis en place de façon spécifique pour cette réalisation afin d'assurer un suivi des critères de durabilité. La réalisation, à intervalles réguliers, d'un contrôle de la porosité accessible à l'eau permettait un suivi des bétons dont le résultat pouvait déclencher, si nécessaire, les compléments d'étude utiles dont le contenu s'inscrivait dans les critères précédem-

ment cités. L'ensemble de la production des bétons de ce chantier a également fait l'objet d'un suivi particulier par les services de la direction scientifique du siège d'Eiffage Construction dans le cadre de l'accompagnement du contrôle externe du chantier.

En service, il est prévu des mesures sur l'ouvrage et des contrôles sur des surépaisseurs de béton exposés aux mêmes conditions d'environnement (carbonatation et pénétration des chlorures). Afin qu'une telle procédure n'ignore pas l'influence des sollicitations dynamiques (phénomènes de pompage et autres effets) il a été retenu de réaliser des prélèvements sur l'ouvrage lui-même dans un béton réellement représentatif mais ne participant pas à la résistance. C'est pour cela que certaines zones ont été engraisées, zones actives en dynamique mais sans influences notoires sur le fonctionnement d'ensemble de l'ouvrage (partie de plate-forme intermédiaire par exemple).

CONCLUSION

En résumé, la démarche suivie en matière de durabilité pour la réalisa-

tion des bétons du grand viaduc de Millau est articulée sur les éléments suivants :

- Un choix très sélectif de matériaux peu nombreux et parfaitement contrôlés ;
- Une approche spécifique de chaque critère de durabilité et la recherche de la meilleure réponse adaptée à satisfaire au mieux l'ensemble d'impératifs parfois contradictoires ;
- Une approche qualité de la production et du contrôle de celle-ci ;
- Un choix particulièrement exigeant sur la qualification des intervenants ;
- Une réponse basée sur l'expérience acquise au cours de chantiers récents en matière de mise en œuvre de BHP et la mise en place de procédures de fabrication adaptées en conséquence suite à la réalisation de coulages tests ;
- Un suivi parallèle de la durabilité en complément des contrôles habituels de résistance.

L'ensemble de ces dispositions constitue la partie principale de la démarche particulière à cette réalisation permettant de répondre à l'exigence inhabituelle d'une durée de service de 120 ans fixée comme objectif. □



L'INSTRUMENTATION DU VIADUC DE MILLAU

AUTEURS : CLAUDE SERVANT, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE, EIFFAGE TP - IMED BEN FREDJ, DIRECTEUR TECHNIQUE ADJOINT, EIFFAGE TP - JEAN-PIERRE MARTIN, DIRECTEUR DE PROJET, EIFFAGE TP

LE SYSTÈME DE SUIVI ET D'INSTRUMENTATION DU VIADUC DE MILLAU A ÉTÉ CONÇU PAR UNE ÉQUIPE D'EXPERTS DÉJÀ IMPLIQUÉS DANS LES ÉTUDES DE LA STRUCTURE DE L'OUVRAGE. AVEC LE MAÎTRE D'OUVRAGE, ILS ONT FIXÉ DES OBJECTIFS ET DES PRIORITÉS. UN SPÉCIALISTE DE L'INSTRUMENTATION DES STRUCTURES FUT CHARGÉ DES SPÉCIFICATIONS TECHNIQUES, DE L'ÉVALUATION DES MATÉRIELS ET COÛTS. LA GESTION DES DONNÉES AINSI QUE LA SURVEILLANCE ET LA MAINTENANCE DU SYSTÈME ONT ÉGALEMENT ÉTÉ ÉTUDIÉS. ON DÉCRIT ICI D'ABORD LE PROGRAMME DE SUIVI, ENSUITE SONT PRÉSENTÉS LES RÉSULTATS MESURÉS PENDANT LA CONSTRUCTION.

BUTS DU SUIVI

Les objectifs de suivi de l'ouvrage sont précisés par l'autorité concédante dans l'annexe 10 du « Cahier des Charges de la Concession », dont le contrat prévoit

pour l'ouvrage une « durée d'utilisation de projet » de 120 ans. Dans ce document le suivi est divisé en trois phases : construction, réception et surveillance dans le long terme. Les objectifs du

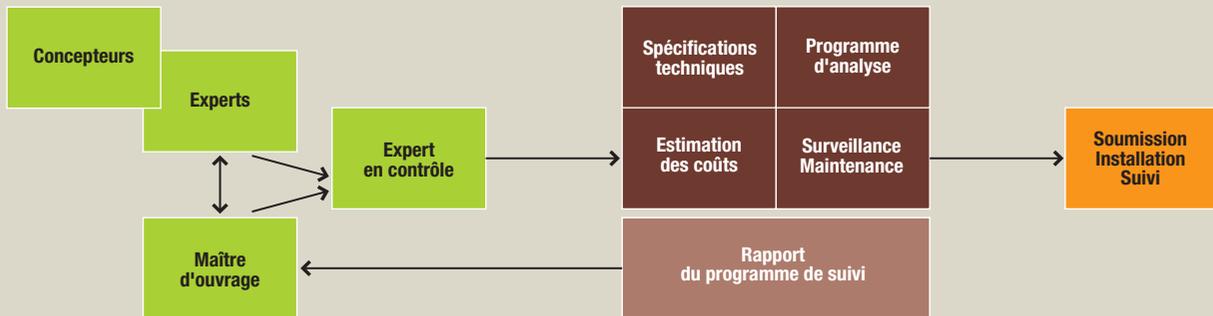
suivi diffèrent d'une phase à l'autre. Pendant la construction, des contrôles sont nécessaires pour vérifier la géométrie et les déplacements de l'ouvrage, principalement lors des opérations de

lançage du tablier. Ce sont surtout des techniques topographiques qui sont utilisées, elles permettent de vérifier que le comportement du viaduc reste conforme aux valeurs attendues. ▷

TABLEAU I : INSTRUMENTATION DU VIADUC

Mesure de...	Au moyen de...	Nombre	Dans le but de...
Phase de construction			
Déformation du béton des fondations (semelle P2)	Extensomètre aux fibres optiques	8	Mesurer l'impact des contraintes de cisaillement à la suite de l'exothermie et du retrait du béton des semelles
Géométrie de la structure	Dispositif complet et prismes optiques	141	Contrôler la position des repères
Position du coffrage glissant	GPS différentiel (DGPS)	1	Contrôler la position des coffrages
Déplacement verticale et rotation des fondations	Nivellement optique à haute précision de 4 cibles	4 cibles/semelle	Comparer le tassement et la rotation des fondations sous la charge croissante de la pile dans le temps
Deformation thermique des piles (P2 et P6)	Capteurs de température dans le béton	103	Comparer les déplacements horizontaux des piles aux résultats d'une simulation numérique
Lançage du tablier			
Vitesse et orientation du vent	Anémomètre à ultrasons	1 + 1 de secours	Mesurer la vitesse du vent, la comparer aux seuils d'alerte et de vigilance
Position du tablier	Dispositif complet et DGPS	1	Comparer les positions théoriques et réelles du tablier
Déformation des âmes du tablier (patch-loading)	Capteurs de déplacement sur dispositif fixe et mobile	36	Mesurer les déplacements de l'âme entre deux diaphragmes d'un segment de tablier se déplaçant sur une pile ou palée
Mouvements dynamiques du tablier et du pylône	Accéléromètres	7 sur tablier, 1 sur pylône	Contrôler les accélérations pendant le lancement
Déplacement en temps réel et torsion des têtes de palée	Télémètres au laser	5	Contrôler les déplacements des palées provisoires
Déplacement en temps réel des têtes de pile	Dispositif d'alignement au laser	1 par pile	Contrôler les déplacements des têtes de pile pendant le lancement (avec seuil d'alerte)
Efforts dans les haubans	Cellule de force	4	Contrôler les variations d'efforts dans les haubans pendant le lancement
Phase d'exploitation			
Température		27	Mesurer la température des tôles en acier pour déterminer son impact sur le tablier. Calculer les corrections thermiques à appliquer aux simulations
Vitesse, direction et turbulence du vent	Anémomètres à coupelles et à ultrasons	Ultrasons 1 A coupelles 2	Mesurer la vitesse et la direction du vent pour déterminer son impact sur pylônes, haubans, tablier et piles
Rotations	Inclinomètres	Pylônes 2 Piles 2	Mesurer les rotations de la structure
Déformation	Extensomètres	52	Mesurer la déformation du béton des piles, essentiellement pour déterminer le fluage du béton (P2, P7)
Vibrations	Accéléromètres	Tablier 6 Pylônes 3 Haubans 3	Mesurer l'amplitude et la fréquence des oscillations et vibrations (effets du vent)

SUIVI DU VIADUC – ORGANISATION



1

Au moment de la réception de l'ouvrage, c'est son état de référence qui est enregistré.

Cet état sert de « point de départ » pour la surveillance dans le long terme. Cette surveillance dans le long terme comporte trois aspects : contrôle des paramètres spécifiques liés à la sécurité des véhicules et de leurs passagers, contrôle du comportement du viaduc et contrôle du vieillissement de la structure.

CONCEPTION DU SUIVI

Les mesures de contrôle correspondent à des buts précis, débattus par les experts et le maître d'ouvrage. Après accord sur les priorités, des spécifications techniques détaillées furent rédigées par un expert, Bernard Pincent d'Arcadis, dans le domaine de l'instrumentation (figure 1).

La gestion des données et l'analyse des mesures doivent être simples et faciles, cela veut dire que les données et mesures peuvent être analysées par des spécialistes, ou même des non-spécialistes, souvent dans des délais très brefs, et selon des critères clairs. Après traitement des données, la première analyse s'effectue par comparaison aux valeurs de référence, les écarts acceptables étant prédéfinis.

En cas de besoin, une analyse détaillée est ensuite entreprise par un groupe d'ingénieurs et d'experts dont Bernard Pincent, Vincent de Ville du Bureau Greisch et Michel Virlogeux. Dans l'esprit d'un maître d'ouvrage, le suivi est souvent envisagé dans le très long terme.

Pour le viaduc de Millau, on prévoit une première période de trois années de suivi en continu.

Au bout de cette période, nos connaissances du comportement de l'ouvrage, particulièrement en cas de tempête, devraient être complètes.

Le suivi sera donc revu à ce moment-là en fonction de cette expérience et en

1- Suivi du viaduc – Organisation.

2- Instrumentation du viaduc pendant sa construction.

3- Tassement de la semelle P7. Le tassement observé correspond aux valeurs calculées (mesures Eiffage, document Eiffage).

4- Effet du vent pendant le lancement L10 sud.

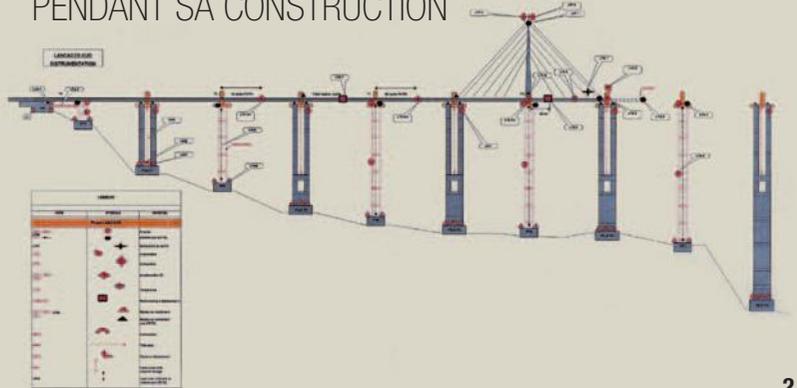
1- Monitoring of the viaduct – Organisation.

2- Instrumentation of the viaduct under construction.

3- Settlement of footing P7. Settlement is in very good accordance with the calculated values.

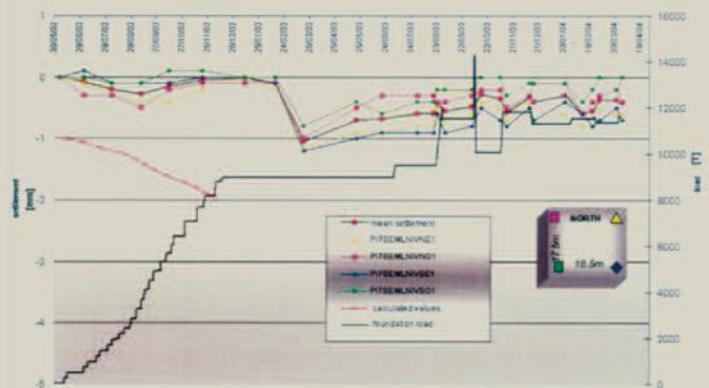
4- Wind effect during launch L10 south.

INSTRUMENTATION DU VIADUC PENDANT SA CONSTRUCTION



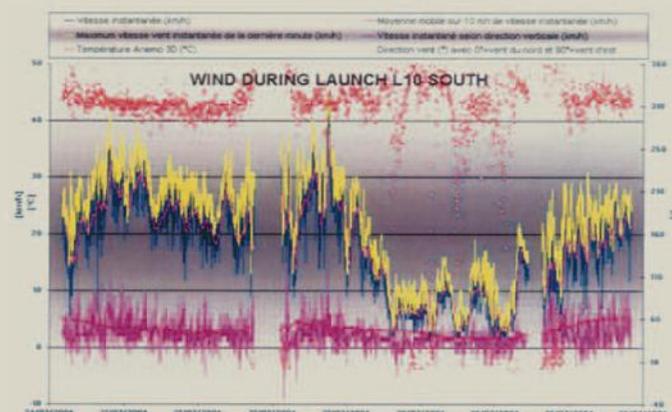
2

TASSEMENT DE LA SEMELLE P7



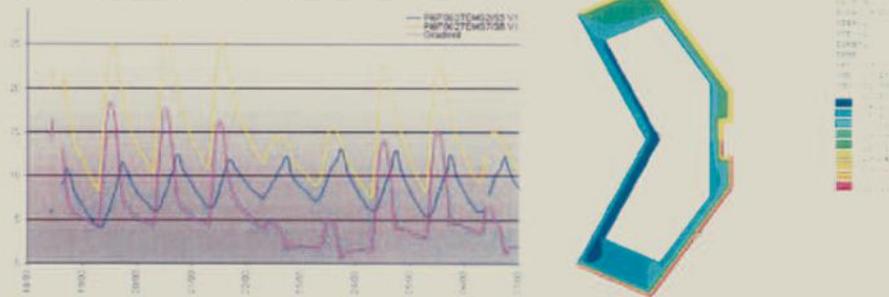
3

EFFET DU VENT PENDANT LE LANCÉAGE L10 SUD



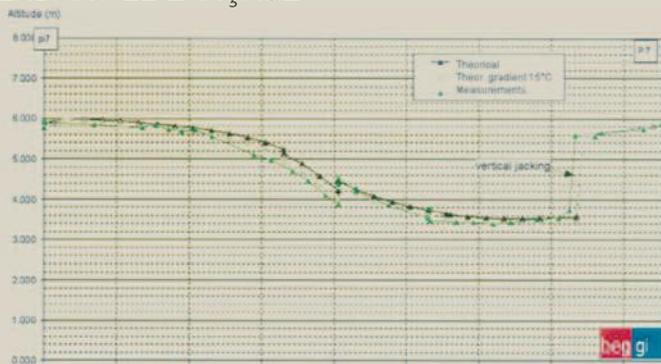
4

TEMPÉRATURE EN SURFACE DU BÉTON DE P6 ET SA MODÉLISATION ULTÉRIEURE



5

NIVEAUX CALCULÉS ET OBSERVÉS DU TABLIER PENDANT LE LANÇAGE



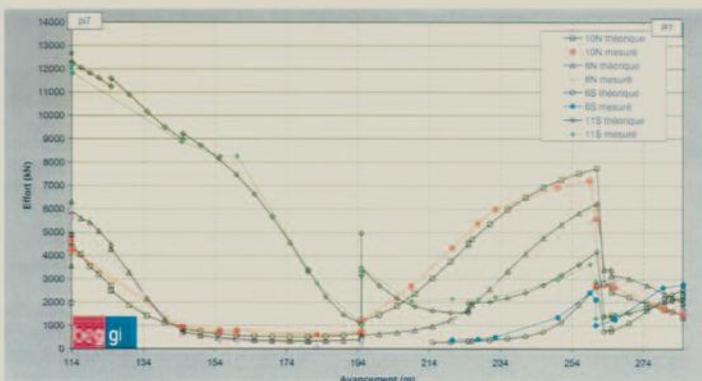
6

RÉACTION D'APPUI CALCULÉE ET OBSERVÉE SUR LA PILE P7



7

LANÇAGE L4S



8

tenant compte de la véritable durée de vie de l'instrumentation.

La gestion de milliers de données exige un soin tout particulier.

Les données ont été organisées au début du suivi : codes, formats d'enregistrement, formats de fichier, noms de fichier, traitement des données.

Les enregistrements et fichiers de données sont structurés pour être exportés directement dans un tableau plutôt que dans une base de données, pour une plus grande efficacité.

PROGRAMME DE SUIVI

Le suivi du viaduc (tableau I) a été volontairement séparé des systèmes de contrôle conçus pour la sécurité. Le système de suivi de la structure n'a pas de fonction de vigilance ou d'alerte. Dans la phase d'exploitation, la mesure de la vitesse du vent qui peut déclencher la fermeture du viaduc utilisera le même faisceau à fibres optiques mais par une voie spécifique.

La plupart des instruments de suivi – capteurs, modules d'acquisition de données, réseau – sont des dispositifs industriels.

Sauf pour le comportement du béton des fondations, nous n'avons pas fait appel à des fibres optiques en raison de leur mauvaise réponse en fréquence et de leur coût, nous avons préféré des extensomètres à base longue : une barre en Invar avec un capteur de déplacement attachée à la structure. Les matériels utilisés pour surveiller la circulation comprennent des anémomètres en croix, des girouettes, des détecteurs de verglas, des dispositifs servant à mesurer la visibilité, la température et l'hygrométrie, la hauteur de la neige ou de l'eau de pluie, ainsi que la température et l'état de la chaussée.

SYSTÈME D'ACQUISITION DES DONNÉES – SURVEILLANCE ET MAINTENANCE

Les capteurs électroniques sont reliés aux modules d'acquisition des données. Le tout convergera sur des modules numériques liés au bus central utilisé pour l'automatisation des processus (liaison Ethernet).

La surveillance du réseau de suivi et l'enregistrement des mesures seront effectués par un ordinateur connecté au réseau.

La validité des données sera contrôlée par l'ordinateur et enregistrée. Seuls certains fichiers de données seront analysés, selon le programme, et à la suite d'événements exceptionnels, tels des tempêtes.

5- Température en surface du béton de P6 et sa modélisation ultérieure (mesures : sites, document : Géonuméric/Eiffage).

6- Niveaux calculés et observés du tablier pendant le lancement (mesures : Eiffage, document : BEG).

7- Réaction d'appui calculée et observée sur la pile P7 (mesures Eiffage, document : BEG).

8- Lancement L4S - Efforts dans les haubans.

5- Temperature of concrete surface of P6 and subsequent modelling.

6- Computed and measured levels of the deck during launching.

7- Support reaction calculated and measured on P7 pier.

8- Launch L4S - Forces in the stay-cables.



9

Les données seront envoyées aux équipes spécialisées chargées de l'analyse : par exemple effet de la température, impact du vent sur le tablier ou les haubans, fluage du béton. Ces sujets seront listés et détaillés dans le Rapport de Gestion du Suivi.

La surveillance du réseau de suivi fera partie de la surveillance générale du viaduc : les équipes qui travailleront jour et nuit dans le bureau du péage s'en chargeront. Elles assureront également une partie de la maintenance. Il s'agit là d'une vision nouvelle de l'organisa-

9- Capteurs de patch loading.
10- Le viaduc de Millau après le lancement L6.

9- Patch loading sensors.
10- Millau viaduct after launch L6 north.

tion du suivi, mais nous savons d'après notre expérience que cette option fonctionne mieux qu'une surveillance uniquement à distance.

SUIVI DE LA POSITION ET DES DÉPLACEMENTS DU VIADUC PENDANT LA CONSTRUCTION

Le suivi des positions et des déplacements du viaduc fait appel très largement à la dernière technologie géodésique : DGPS avec capteurs à liaison radio sur des points fixes sur site, dispositif complet avec prismes optiques vissés dans le béton des piles ou dans les parties métalliques des pylônes. De nombreux prismes utilisés lors des contrôles des phases de construction sont conçus pour rester en place pour le suivi de l'ouvrage en phase d'exploitation (figure 2).

Les chiffres suivants reflètent certaines données enregistrées pendant la construction et le lancement.

Chaque semelle est équipée de quatre barres pour les mesures de niveau. Par exemple, la figure 3 montre le tassement calculé et mesuré de la semelle P7.

La précision des mesures, $\pm 0,3$ mm, permet une très bonne évaluation du tassement (et de la rotation) et des comparaisons faciles avec le modèle.

La modélisation de l'effet de la température sur la déformation des piles en béton réalisée par Pierre Wyniecki de la société Géonuméric (figure 4) à partir des nombreux relevés automatiques de la température, permet de prédire les déplacements des piles lors de la construction.

Les opérations de lancement ont eu lieu sous surveillance météorologique avec une vitesse limite du vent de 85 km/h en rafales (figure 5).

Lors d'un lancement de nombreux paramètres sont enregistrés et comparés aux valeurs calculées : la position de l'avant-bec du tablier, mesurée avec un dispositif complet et un récepteur DGPS, est montrée sur la figure 6.

Sur la figure 7, on voit l'évolution de la charge appliquée au sommet d'une pile pendant le lancement du tablier.

Ce contrôle utilisait les mesures des charges appliquées aux vérins de lancement installés au sommet des piles et des palées provisoires.

La photo 9 montre la surveillance vis-à-vis du « patch-loading » du caisson du tablier, et la figure 8 illustre la surveillance des haubans.

CONCLUSION

Afin de valider les calculs et de pouvoir juger du comportement de l'ouvrage pendant sa construction et notamment pendant les opérations de lancement, fut mis en œuvre un programme d'instrumentation, dont l'importance dépasse de beaucoup ce qui se fait habituellement pour les ouvrages haubanés. Ce programme permet de suivre le comportement de tous les éléments de l'ouvrage pendant sa construction (puits marocains, semelles, piles, palées provisoires, tablier, pylônes, haubans). Les opérations liées à la réception de l'ouvrage permettront d'établir des valeurs de base qui serviront par la suite de références pour le suivi du viaduc pendant son exploitation.

L'analyse du suivi montre que de bonnes bases de conception, d'organisation et de gestion sont essentielles pour sa réussite (photo 10). □

Cet article est un extrait du Bulletin Ponts métalliques n° 23 de l'Otua (pages 62 à 69).

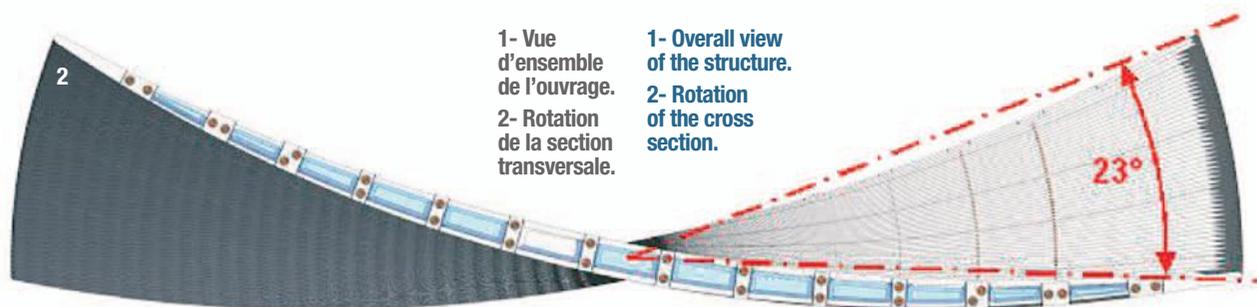


10

UNE COQUE MINCE EN BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT POUR LA GARE DE PÉAGE

AUTEURS : JEAN-MARIE DOLO, RESPONSABLE TRAVAUX, EIFFAGE TP - ZIAD HAJAR, RESPONSABLE ÉTUDES, EIFFAGE TP – STOA - ALAIN SIMON, INGÉNIEUR ÉTUDES, EIFFAGE TP – STOA - THIERRY THIBAUX, DIRECTEUR TECHNIQUE, EIFFAGE TP

LA COQUE MINCE DE LA GARE DE PÉAGE DU VIADUC DE MILLAU EST RÉALISÉE EN BSI®, UN BÉTON FIBRÉ ULTRA-PERFORMANT CARACTÉRISÉ PAR UNE RÉSISTANCE EN COMPRESSION DE 165 MPA ET QUI CONTIENT SUFFISAMMENT DE FIBRES MÉTALLIQUES POUR S’AFFRANCHIR D’ARMATURE PASSIVE. L’OUVRAGE MESURE 98 M DE LONG POUR 28 M DE LARGE ET SA GÉOMÉTRIE EST UNE FORME GAUCHE À GÉNÉRATRICES HÉLICOÏDALES. IL REPOSE SUR 48 POTEAUX MÉTALLIQUES RÉPARTIS EN QUATRE FILES. LA STRUCTURE A ÉTÉ CONSTRUITE SELON LA MÉTHODE DES VOUSOIRS PRÉFABRIQUÉS À JOINTS CONJUGUÉS COLLÉS (53 AU TOTAL), ASSEMBLÉS SUR UN CINTRE PAR UNE PRÉCONTRAINTE LONGITUDINALE. L’ENSEMBLE A FINALEMENT ÉTÉ VÉRINÉ POUR TRANSFÉRER LES CHARGES SUR LES APPUIS DÉFINITIFS ET LIBÉRER LE CINTRE (PHOTO 1).



LE PROJET

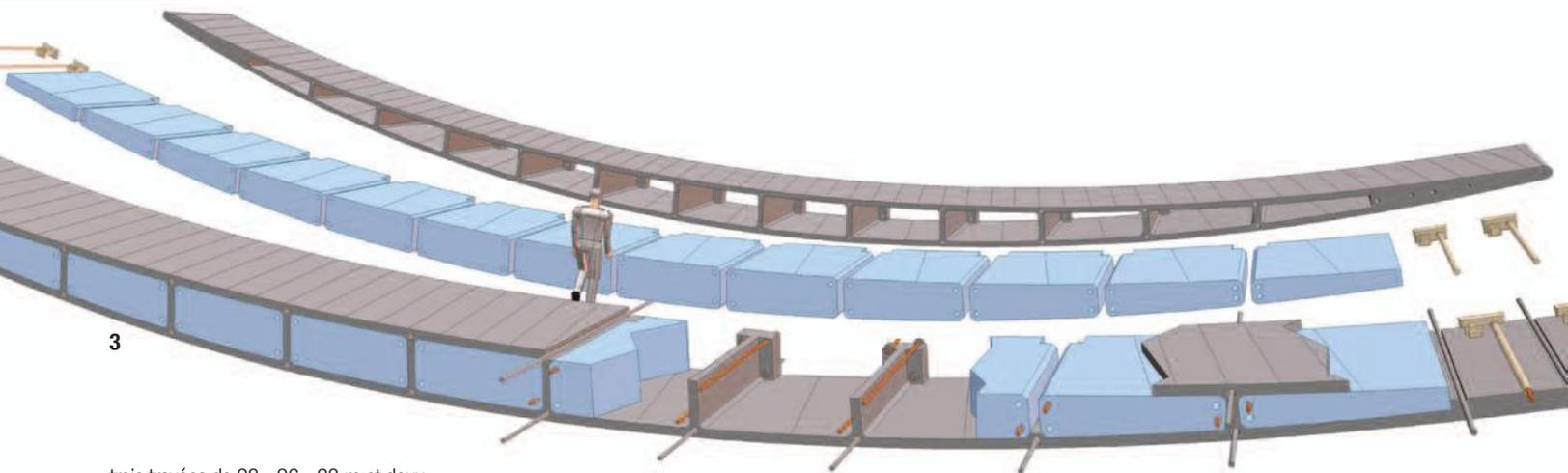
La gare de péage de Millau est située à 6 km environ au nord du viaduc et signale à l’automobiliste son arrivée dans un site naturel exceptionnel marqué par les gorges du Tarn et la ville de Millau. Lors de l’élaboration de son

projet, l’objectif d’Eiffage était double : d’une part créer un signal fort pour l’usager de l’A75 en donnant à la toiture du péage une forme originale et d’autre part mettre en évidence les nouvelles possibilités offertes par les Bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP).

L’architecte de la gare de péage, Michel Herbert, en s’inspirant du caractère aérien du site, a donc dessiné une feuille flottant au-dessus des Causses et dont la section transversale caissonnée n’est pas sans rappeler la forme des voiles de parapentes qui survolent la région.

DESCRIPTION DE L’OUVRAGE

L’ouvrage est une coque mince en BSI® reposant sur 48 poteaux métalliques groupés par faisceaux et répartis sur quatre files. L’ensemble mesure 98 m de long pour 28 m de large et la disposition des appuis conduit à réaliser ▷



trois travées de 28 - 26 - 28 m et deux porte-à-faux de 8 m de portée.

La géométrie de l'avent peut se résumer ainsi : la section s'inscrit entre deux arcs de cercles différents et pivote régulièrement tout au long des 98 m pour générer des surfaces gauches. Cette rotation d'ensemble est de 23° (figure 2).

La coque est constituée de deux hourdis minces de 10 cm d'épaisseur reliés par 12 âmes-poutres longitudinales dans lesquelles sont logées les gaines de précontrainte. Transversalement les deux extrémités sont pleines sur environ 2 m pour atteindre progressivement une épaisseur finale de 20 cm. Hormis les zones sur appuis où la coque est localement pleine sur une longueur de 60 cm, l'ensemble de la structure est alvéolé.

Compte tenu des dimensions et de la forme de l'ouvrage la solution des voussoirs préfabriqués à joints conjugués a été retenue. Pour permettre de confectionner l'ensemble des éléments (53 au total) avec un seul moule, le choix s'est porté sur un moule gauche unique avec une préfabrication en conjugaison verticale (figure 3).

LES ÉTUDES D'EXÉCUTION

Les études d'un tel ouvrage sont particulières à deux égards au moins : une

3- Décomposition d'un voussoir type sur Inventor.

4- Détail d'un modèle volumique dans une zone d'appuis.

5- Cellule de préfabrication.

6- Levage et retournement d'un voussoir.

7- Mise en place d'un voussoir sur le cintre.

3- Decomposition of a standard segment on Inventor.

4- Detail of a volume model in a support area.

5- Prefabrication unit.

6- Lifting and overturning a segment.

7- Placing a segment on the centring.

forme complexe qu'il est difficile d'appréhender avec les logiciels de dessin usuels et des calculs de structure avec un règlement nouveau, spécifique aux BFUP (ces règles éditées par le Setra et l'AFGC sont en vigueur depuis 2002). Préalablement à l'élaboration des plans d'exécution, une conception 3D assistée par ordinateur a été entreprise sur le logiciel Inventor avec le concours de ACCEM-Progiscad. Cette démarche peu courante pour les ouvrages de génie civil a permis de résoudre un certain nombre de difficultés : création d'assemblages de voussoirs en objets 3D gauches avec gestion des conflits (plans de conjugaison, passage des gaines, réservations...), génération automatique des fichiers pour le pilotage des outils de découpe à commande numérique (alvéoles intérieures en polystyrène) et enfin génération automatique de modèles de calculs aux éléments finis volumiques par récupération sur Ansys des données du maillage volumique de INVENTOR. Ce transfert a été réalisé par la société Géonuméric (figure 4).

Les actions introduites dans les modèles de calculs sont les charges permanentes, les multiples configurations d'enneigement, les différents vents (résultant de simulations du CSTB dans l'environnement topographique du

site), les effets thermiques, différentes surcharges ainsi que les effets de la précontrainte.

À partir des sollicitations obtenues, les justifications relatives à la coque ont été conduites selon les règles spécifiques aux BFUP, en distinguant les deux fonctionnements principaux de l'ouvrage :

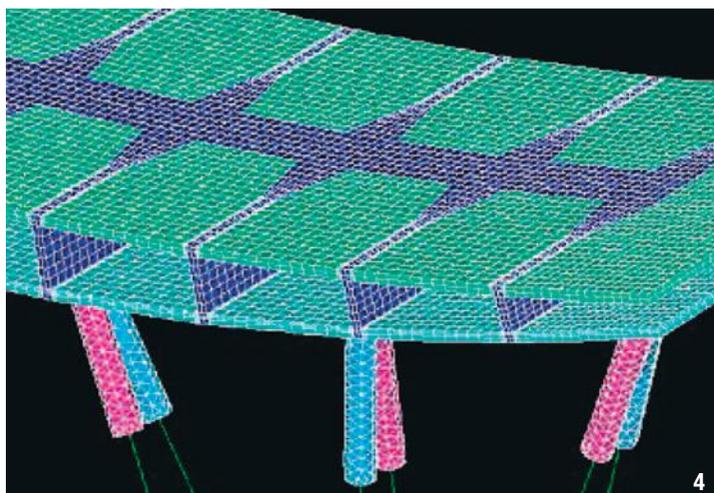
→ Dans le sens longitudinal selon la classe I du BPEL (ouvrages constitués de voussoirs préfabriqués) pour laquelle aucune traction n'est tolérée dans les conditions des états limites de service ;

→ Dans le sens transversal selon la classe IV des règles BFUP qui est une nouvelle classe particulière aux BFUP en l'absence d'acier passif et de précontrainte.

En complément de ces études, des essais en vraie grandeur ont été réalisés pour valider la pertinence des hypothèses : essais d'ancrage de la précontrainte (unités DSI 12T15S) et des barres de clouage provisoires, bétonnages de plusieurs prototypes de voussoirs à partir desquels de nombreux prélèvements ont été testés, etc.

LE MATÉRIAU BSI®

Le BSI® mis en œuvre sur le chantier de Millau est le fruit d'un développement spécifique à partir de formulations



précédemment employées. Parmi les principales réalisations à ce jour, il y a lieu de citer les poutres des centrales nucléaires de Cattenom et Civaux (1998-1999) ou encore les deux ponts innovants de Bourg-Lès-Valence réalisés en 2000-2001. Ce dernier projet avait contribué à la validation de cette famille de matériaux dans le domaine des ponts routiers et à l'élaboration des premières recommandations relatives à l'emploi des BFUP dans le génie civil. La composition et les caractéristiques du BSI® sont données dans le tableau I. Avec un rapport eau/liant de 0,19 il n'en demeure pas moins autoplaçant et présente une durée pratique d'utilisation (DPU) de 2 heures.

Cette aptitude s'avère nécessaire pour le bétonnage de pièces complexes et de grand volume.

La mise en œuvre sur chantier est faite à partir du prémix Ceracem (prémélange des constituants secs) produit et contrôlé en usine (Sika) de façon à garantir une parfaite régularité du matériau au fur et à mesure des gâchées. Conditionné en big-bags de 1,2 t il est directement déversé dans le malaxeur de la centrale à béton.

LE CHANTIER

PRÉFABRICATION DES VOUSOIRS

Situé à proximité du futur ouvrage, le site de préfabrication des voussoirs se compose d'une centrale à béton équipée spécialement (malaxeur puissant à double train valseur, trémie d'alimentation et de pesage des fibres, dispositif de réception et de déversement des big-bags, ...) d'une cellule de préfabrication (Péri), d'une grue à tour, d'un hangar pour l'entreposage des matières premières et d'une aire de stockage équipée de chariots sur rails pour le transfert des voussoirs (photo 5).

La cellule proprement dite permet de bétonner un voussoir sur le précédent placé en contrebas et servant de contre-moule. Un cycle régulier de préfabrication de deux jours par voussoir a été tenu, avec la décomposition suivante : descente et réglage du voussoir n-1 en contre-moule, mise en place des gaines de précontrainte et des noyaux en polystyrène dans le coffrage, fermeture du coffrage, bétonnage, prise du béton, arrimage du voussoir n et décoffrage, retrait du voussoir n-1 en contre-moule et enfin descente du voussoir n.

Le chantier s'est organisé en une succession de semaines de 4 et 6 jours pour atteindre un rythme moyen de 2,5 voussoirs par semaine.

Ce cycle a pu être respecté pour les 53 éléments grâce notamment à un suivi maturométrique de la prise du béton en différents points particuliers des voussoirs.

ASSEMBLAGE DE L'AUVENT

Pendant la préfabrication des voussoirs, s'opéraient les travaux des appuis et ceux préparatoires à l'assemblage de l'auvent : bétonnage des fondations (huit massifs sur semelles), mise en place des poteaux métalliques (48 poteaux de diamètre 27,3 cm) et montage du cintre général.

Les voussoirs ont été acheminés au pied du cintre au moyen d'un plateau multi-roues, puis pris en charge par une grue à chenille équipée d'un palonnier basculeur à double C (Sarens). Ils ont été retournés puis reposés au sol pour l'enfilage des barres de clouage (précontrainte provisoire). Pendant ce temps la colle pour voussoir était appliquée sur la tranche du voussoir précédemment posé sur le cintre (photo 6). Restait alors à présenter chaque nouveau voussoir en vis-à-vis du précédent (levage et rotation dans l'espace) et à

appliquer la précontrainte provisoire (barres Macalloy) pour libérer la grue. Les 53 éléments ont ainsi été posés à l'avancement avec un rythme moyen de deux voussoirs par jour (photo 7).

Une fois le dernier voussoir en place, la précontrainte définitive a été appliquée : 28 câbles DSI 12T15S ont été tendus par phases, par le département précontrainte d'Eiffage TP, pour comprimer progressivement et régulièrement la structure.

L'ensemble de l'ouvrage ainsi constitué a été décentré au moyen de 32 vérins hydrauliques couplés par paires et actionnés par 16 pompes pilotées par un ordinateur central relié à 16 capteurs de déplacement (précision de 1 à 2/10 de mm). L'opération a été réalisée par la société Freyssinet.

Enfin, un essai de chargement grandeur nature a été organisé pour vérifier et contrôler la stabilité de la structure : la coque a été chargée par 271 big-bags de 1 tonne chacun, pendant 48 heures. Cette charge a été définie de façon à reproduire au plus près les effets les plus sévères qu'engendreraient simultanément la neige et le vent.

CONCLUSION

La construction de cet auvent semblait a priori complexe et ce fût le cas.

De nombreux calculs, essais et analyses ont été effectués pour valider, étape par étape, les hypothèses et choix avancés. Le résultat en est d'autant plus probant. Ce chantier a permis de nombreuses avancées sur la connaissance des conditions de mise en œuvre de ces bétons fibrés à ultra-hautes performances ainsi que sur les contraintes qu'ils imposent au stade de la conception.

Il est certain que cette expérience constitue un pas en avant très important pour les BFUP. □

TABLEAU I :
CARACTÉRISTIQUES DU BSI®

Composition pour 1 m³	
Prémix Ceracem (ciment, fumée de silice, granulats...)	2 355 kg
Superplastifiant Sika	45 kg
Eau ajoutée	195 kg
Fibres métalliques droites (Lf = 20 mm - Φ = 0,3 mm)	195 kg
Caractéristiques	
Résistance en Compression à 28 j	165 MPa
Résistance en traction à 28 j	8,8 MPa
Module d'Young à 28 j	65 GPa
Coefficient de Poisson	0,2
Coefficient de fluage	1
Densité	2,80 t/m³
Taux volumique de fluage	2,50 %
Durée pratique d'utilisation	2 h
Autoplaçant	

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE :
Compagnie Eiffage du viaduc de Millau (CEVM)

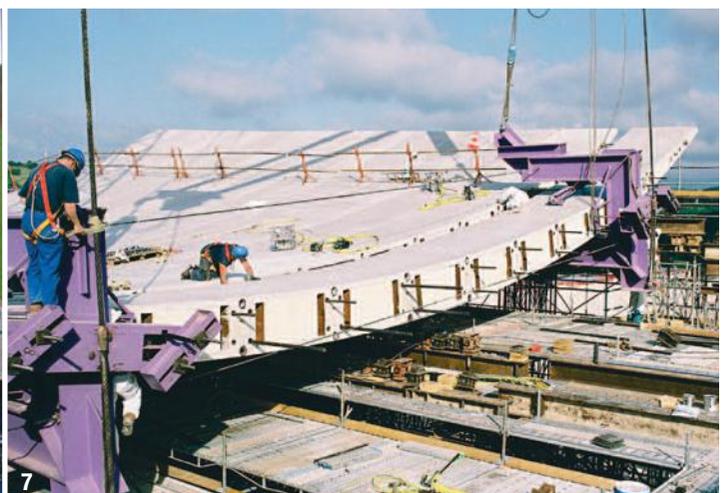
MAÎTRE D'ŒUVRE :
Setec

ARCHITECTE :
M. Herbert

BUREAU DE CONTRÔLE :
Setra

BUREAU D'ÉTUDES :
Eiffage TP - STOA

ENTREPRISE :
Eiffage TP



L'EXPLOITATION DU VIADUC DE MILLAU

AUTEUR : FRÉDÉRIC DUNE, DIRECTEUR GÉNÉRAL DÉLÉGUÉ, COMPAGNIE EIFFAGE DU VIADUC DE MILLAU (CEVM)





1- Vue générale du viaduc.

1- General view of the viaduct.

APRÈS QUATRE ANNÉES D'EXPLOITATION ET LE PASSAGE ENREGISTRÉ DE QUELQUE 18 MILLIONS DE VÉHICULES DEPUIS SON OUVERTURE EN DÉCEMBRE 2004, LE VIADUC DE MILLAU, DONT LE SUCCÈS TECHNIQUE ET ARCHITECTURAL EST AVÉRÉ, AFFICHE ÉGALEMENT UN SUCCÈS COMMERCIAL. UN RÉSULTAT CAPITAL – MAIS SAVAMMENT ORCHESTRÉ – POUR EIFFAGE QUI, OUTRE LA CONSTRUCTION, EN ASSURERA LA CONCESSION JUSQU'EN 2079. À LA MANŒUVRE, FRÉDÉRIC DUNE, DIRECTEUR GÉNÉRAL DÉLÉGUÉ DE LA COMPAGNIE EIFFAGE DU VIADUC DE MILLAU (CEVM), CHARGÉ, 18 MOIS AVANT LA MISE EN SERVICE DE L'OUVRAGE, D'EN DESSINER LE PLAN D'EXPLOITATION. RETOUR SUR LES DÉTAILS D'UNE OPÉRATION QUI ROULE.

PRÉAMBULE

L'organisation de l'exploitation par un concessionnaire doit répondre aux objectifs suivants :

- Satisfaire aux exigences du contrat passé avec le concédant ;
 - Offrir à ses clients de bonnes conditions de circulation ;
 - Assurer un niveau de service optimal ;
 - Développer le trafic et les recettes.
- Quelle que soit la taille de l'ouvrage à exploiter, ces quatre impératifs demeurent. En revanche, les moyens à mettre en œuvre diffèrent selon la nature de l'ouvrage (autoroute, tunnel, pont...), son environnement géographique, les conditions météo attendues, le trafic prévisionnel en volume et en nature...

L'EXPLOITATION DU VIADUC DE MILLAU

L'organisation de l'exploitation du viaduc de Millau tient compte des spécificités de l'ouvrage (photo 1) :

- Périmètre de la concession très court : le kilométrage total n'excède pas 3,7 km ;

→ Situation de l'ouvrage en zone montagneuse : l'autoroute A75 est l'une des plus hautes d'Europe, avec plus de 80 km à plus de 1 000 m d'altitude ; le viaduc de Millau se situant entre 620 et 700 m ;

→ Présence de l'ouvrage dans une vallée où le vent subit une forte accélération : outre son facteur dimensionnant pour l'ouvrage, le vent est également une préoccupation permanente pour l'exploitant ;

→ Implantation de l'ouvrage au-dessus de la vallée du Tarn, dont l'humidité peut induire des problèmes de givre certains matins d'hiver ;

→ Viaduc exceptionnel par ses dimensions et dont l'image – très médiatique – attire bon nombre de curieux, aux comportements parfois incompatibles avec une section autoroutière (arrêt intempestif pour prise de photos, saut en parachute, etc.) ;

→ Trafic extrêmement fluctuant, en volume et en nature. En janvier, les journées à plus faible trafic comptent moins de 5 000 véhicules par jour, ▷

tandis que lors des pointes estivales, près de 60 000 véhicules par jour sont enregistrés à la barrière de péage.

De même, le comportement et les moyens de paiement des clients varient beaucoup selon qu'il s'agit de professionnels ou de vacanciers.

Huit fonctions principales se déclinent généralement sur une exploitation autoroutière à péage concédée :

- Sécurité ;
- Viabilité ;
- Entretien ;
- Maintenance technique ;
- Péage ;
- Commercial ;
- Communication ;
- Administration : gestion du personnel, comptabilité, etc.

Des fonctions regroupées en cinq pôles au sein de la CEVM :

- Sécurité/viabilité ;
- Maintenance technique ;
- Péage et commercial ;
- Communication ;
- Administration générale.

Forte de 55 collaborateurs permanents, la CEVM a privilégié la polyvalence afin de faire face à des situations exceptionnelles à effectif constant.

LA SÉCURITÉ

Préoccupation principale d'une exploitation, la sécurité est assurée 24 heures sur 24 et 365 jours par an à partir d'un PC situé au niveau de la barrière de péage, à 4 km au nord du viaduc (photo 2).

Un superviseur est en poste en 3 x 8. Il a pour mission la surveillance du trafic et le déclenchement des interventions dès qu'un événement le nécessite, avec suivi des opérations jusqu'au retour à la normale.

Le superviseur dispose pour cela d'outils d'aide à la décision et de nombreux équipements :

- 18 caméras sont installées sur le viaduc. Seize fixes, couplées à un système de détection automatique d'incident (DAI vidéo) et deux mobiles, situées au sommet des pylônes P1 et P7 (les premier et dernier de l'ouvrage) qui assurent une surveillance du trafic en amont et en aval ;
- 22 caméras sont implantées au niveau de la barrière de péage.

Elles permettent de visualiser le trafic en approche de la plate-forme mais également dans les voies de péage ;

- 3 enregistreurs numériques de 1 mégaoctet chacun permettent de conserver toutes les images sur 5 jours glissants avec écrasement automatique ;
- 2 stations de recueil météo mesurent

la température, l'hygrométrie, la vitesse et la direction du vent, l'état et la température de la chaussée. Elles sont dotées de capteurs regroupés sur un logiciel d'analyse qui garantit un suivi des événements météo, en cas de vent fort ou de phénomènes hivernaux, notamment ;

→ Des panneaux à messages variables et des barrières permettent la fermeture à distance de l'ouvrage. Des pictogrammes situés sur le viaduc autorisent la répétition d'un message. Très utilisés en cas de vent violent, ils renforcent également la signalisation temporaire lors d'opérations de balisage ;

→ Des bornes d'appel d'urgence, situées tous les 500 m environ, sont reliées au centre opérationnel de la gendarmerie et couplées à une alarme DAI vidéo au PC d'exploitation ;

→ Une colonne sèche, alimentée par deux réservoirs de 120 m³ chacun situés dans les culées, offre, le cas échéant, une réserve d'eau aux sapeurs pompiers intervenant sur le viaduc ;

→ Une gestion technique centralisée regroupe, sur un seul système, toutes les alarmes techniques pouvant apparaître à la fois sur le viaduc et sur la barrière de péage.

Tous ces outils permettent au superviseur d'assurer une veille sécurité, tout en contrôlant et pilotant les opérations en voie de péage.

Le superviseur, qui ne quitte pas son PC d'exploitation, dispose également d'un (voire deux) patrouilleur(s) 24 heures sur 24 renforcé par un second chaque jour ouvré de 6 h à 20 h.

Ces patrouilleurs sont dédiés à des missions de sécurité (photo 3).

Néanmoins, compte tenu du faible nombre d'interventions – 292 en 2008, soit moins d'une par jour en moyenne –, des tâches d'entretien, de nettoyage mais aussi de surveillance et de test des équipements de sécurité leur sont confiées. Des tâches programmées, susceptibles cependant d'être abandonnées à tout instant pour traiter une urgence liée à la sécurité.

Les patrouilleurs se déplacent en véhicules type fourgon équipés d'une FLE (flèche lumineuse embarquée) ainsi que d'une série de panneaux, cônes, produit absorbant... afin d'être autonome sur une intervention.

La majeure partie de leurs interventions concerne des pannes de véhicule et des objets tombés sur la chaussée.

Compte tenu de la spécificité de l'ouvrage et afin d'éviter toute panique liée au statut de piéton potentiel sur le tablier du viaduc, le patrouilleur est

2- PC d'exploitation.

3- Patrouilleur CEVM.

4- Équipe de maintenance.

2- Operating control centre.

3- CEVM patroller.

4- Maintenance team.

systématiquement envoyé sur place par le superviseur dès qu'un véhicule s'y arrête.

Si un patrouilleur en 3 x 8, assisté d'un deuxième patrouilleur en journée, suffit pour traiter les événements courants, les trois techniciens de maintenance ont été formés à la pose de balisage, afin de venir en renfort lors d'événements lourds, pouvant aller jusqu'au basculement de chaussée.

Dans le même ordre d'idée, compte tenu de la position géographique de



la concession du viaduc de Millau, un protocole a été mis en œuvre entre la Direction interdépartementale des routes du Massif Central (DIR MC) et la CEVM afin de définir des procédures d'assistance mutuelle entre les deux exploitants. Ce protocole fonctionne depuis la mise en service du viaduc et a donné toute satisfaction.

En plus des patrouilleurs, le superviseur peut faire appel à des intervenants externes (dépanneurs agréés, gendarmerie, services d'incendie et de secours,

5- Camions de déneigement en alerte.

6- Les équipements de déneigement.

7- Barrière de péage.

8- Cabine de péage.

5- Snow clearing trucks on alert.

6- Snow clearing equipment.

7- Toll plaza.

8- Toll booth.



5



6



7



8

Samu) capables d'intervenir selon le Plan d'intervention et de sécurité (PIS) validé par la préfecture.

Ce plan précise le rôle de chacun des intervenants et met à disposition du superviseur des fiches Reflex lui permettant de mener à bien tout type d'intervention dans le respect des procédures de chacun.

Le superviseur dispose de trois autres plans :

→ Le PGT : plan de gestion de trafic ;

→ Le PMVH : plan d'intervention de viabilité hivernale ;

→ Le règlement d'exploitation.

Un classeur regroupe par ailleurs l'ensemble des procédures internes.

Tous ces éléments permettent au concessionnaire de gérer des événements de façon constante et cohérente.

LA MAINTENANCE TECHNIQUE

Son rôle est d'assurer la permanence du bon fonctionnement de tous les équipements et installations techniques, électroniques, électromécaniques, informatiques et mécaniques de la concession.

L'équipe Maintenance est composée de trois techniciens encadrés par un chef de service, lui-même technicien (photo 4).

Ces quatre personnes assurent, en outre, une astreinte 24 heures sur 24 au rythme d'une semaine sur quatre.

L'équipe de maintenance dispose d'un laboratoire de dépannage, d'un lot de rechange et d'un magasin de pièces détachées.

Une maintenance préventive poussée de tous les équipements est effectuée. Elle est suivie sur un logiciel de GMAO (gestion de la maintenance assistée par ordinateur).

Si la maintenance préventive de certains systèmes est sous-traitée, les techniciens sont formés et outillés pour parer à tout type d'intervention d'urgence.

Les principaux systèmes confiés au service de maintenance technique concernent :

→ La vidéo et le système d'enregistrement ;

→ L'équipement de péage, des voies, du système central, du système de gestion ;

→ Le transport pneumatique de fonds ;

→ Le contrôle d'accès ;

→ La signalisation dynamique ;

→ Les panneaux à messages variables ;

→ Les stations météo ;

→ Les stations de comptage ;

→ La métrologie du viaduc ;

→ La signalisation lumineuse ;

→ Les groupes électrogènes ;

→ Le système de climatisation ;

→ La téléphonie.

LA VIABILITÉ HIVERNALE

La viabilité hivernale constitue un chapitre important de l'exploitation notamment en raison des phénomènes météorologiques hivernaux rencontrés en Aveyron, et particulièrement au niveau du viaduc de Millau (photo 5).

Le viaduc est situé dans une vallée soumise aux vents violents et à l'humidité ; il est de surcroît implanté à une altitude oscillant entre 620 et 700 m.

Par ailleurs, son tablier métallique et sa dalle orthotrope très mince apportent une inertie thermique nulle.

Afin d'optimiser les coûts d'exploitation, la CEVM a choisi de confier l'activité viabilité hivernale à une société locale de travaux publics, l'entreprise Sévigné.

Par contrat, l'entreprise met à disposition, pendant la période classique de viabilité hivernale du 15 novembre au 15 mars :

→ Un encadrement ;

→ Des chauffeurs ;

→ 3 camions ;

→ 3 lames de déneigement, dont deux de 4 m de large et une de 2 m (photo 6) ;

→ 2 saieuses à bouillie de sel ;

→ 1 saumureuse ;

→ 1 engin de chargement.

La CEVM, de son côté, met à disposition de l'entreprise :

→ Une plate-forme de stockage du matériel ;

→ Un stock de fondant – chlorure de sodium en vrac ;

→ La saumure de chlorure de sodium ;

→ Le chlorure de calcium en big bag.

Par ailleurs, un contrat spécial a été passé entre la CEVM et Météo France afin d'obtenir quotidiennement des prévisions météorologiques détaillées.

Chaque soir à 17 heures, un point météo est effectué entre le superviseur et le chef de service viabilité-sécurité ou le cadre d'astreinte.

L'entreprise dispose alors de trois niveaux d'alerte :

→ Niveau 1 : les chauffeurs et les camions sont en dehors du viaduc et l'entreprise doit pouvoir intervenir sous 2 heures ;

→ Niveau 2 : les camions sont stockés sur la plate-forme VH du centre d'exploitation et les chauffeurs ont 1/2 heure pour intervenir ;

→ Niveau 3 : les camions chargés sont stockés sur la plate-forme VH du centre d'exploitation et les chauffeurs sont en permanence au centre, prêts à partir à la première alerte.

Si l'entreprise extérieure assure le déneigement et le traitement des chaussées, le cadre d'astreinte et le superviseur CEVM prennent, eux, la décision et pilotent l'intervention. Cette formule vit son cinquième hiver et donne entière satisfaction.

LE PÉAGE ET LE SERVICE COMMERCIAL

LE PÉAGE

Une barrière de péage à système ouvert est implantée à 4 km au nord du viaduc (photo 7).

Cette barrière est attenante au centre d'exploitation et surveillée par le superviseur en poste au PC d'exploitation.

Elle comprend 18 voies modulables en 7 + 11 jusqu'à 11 + 7, selon la densité du trafic attendu dans chaque sens (photo 8).

Un séparateur central mobile permet, à un agent seul, de configurer la plateforme en moins de 15 minutes.

Les 18 chenaux sont équipés de :

→ 16 voies avec cabines manuelles, dont 14 avec antenne télépéage VL ;

→ 4 voies avec automates carte magnétique PL et télépéage PL ;

→ 6 voies avec automates carte magnétique VL et télépéage VL.

Le péage est ordonnancé en fonction du volume et de la nature du trafic attendu.

On compte deux péagers au minimum les jours de faible trafic hivernal et 18 péagers les jours de fort trafic estival.

Le rôle du péager est d'accueillir, de renseigner et d'orienter le client ainsi que de percevoir le péage.

Le péage dispose d'un système pneumatique de transport de fonds ainsi que d'une vidéo sécurisant les collectes.

Pour sécuriser les déplacements du personnel et éviter notamment la traversée des voies, une galerie souterraine parcourt l'ensemble de la barrière de péage.

Tous les accès à cette galerie sont contrôlés par badge sans contact et les cheminements sont surveillés par vidéo depuis le PC d'exploitation.

LE SERVICE COMMERCIAL

Dès la mise en service de l'ouvrage, une politique commerciale a été mise en place.

Plusieurs produits d'abonnement sont proposés, adaptés aux particuliers, aux entreprises, aux véhicules légers et aux véhicules lourds.

Afin de ne pas surcharger la structure, un prestataire extérieur – la société d'autoroute Area, filiale du groupe

Eiffage – s'est vu confier la gestion administrative et financière des abonnements.

À Millau, une équipe de deux agents commerciaux effectue les démarches auprès de prospects, la constitution des dossiers et le suivi clientèle.

Une fois encore, la spécificité du viaduc de Millau, seul point à péage d'un itinéraire qui n'en comporte pas d'autre, a demandé une grande imagination dans la nature des offres commerciales.

Ainsi la CEVM propose-t-elle pour les véhicules légers des produits type carte prépayée, sans abonnement, sans contrainte, ni durée de validité et totalement anonyme, mais également le télépéage LiberT, valable sur toutes les autoroutes de France et offrant, en plus, des avantages tarifaires sur le viaduc de Millau.

Pour les poids lourds, un abonnement original basé sur des allers-retours dans un délai donné apporte également un avantage financier.

Cette politique commerciale est bien entendu évolutive et saura s'adapter en fonction des demandes de la clientèle.

LA COMMUNICATION

Dès le début des travaux de construction du viaduc, Eiffage a mis l'accent sur la communication.

Le grand public s'est passionné pour le chantier, la presse française et étrangère a très largement couvert l'événement.

Lors de la mise en service, tout le monde s'accordait à penser que la

pression médiatique retomberait et que le viaduc deviendrait un simple ouvrage autoroutier.

En réalité, si le viaduc n'est plus au cœur de l'actualité, il déplace toujours les foules, reçoit plus d'un million de visiteurs par an, dont près de 700 000 poussent les portes d'un des deux espaces de visites où la saga du chantier est racontée.

De très nombreuses sollicitations de journalistes continuent d'affluer, de même qu'un grand nombre de demandes d'utilisation de l'image de l'ouvrage arrivent chaque année à la CEVM.

Un phénomène inédit a également dû être géré : une très forte demande des visiteurs en produits dérivés (cartes postales, casquettes, tee-shirts, etc.). La CEVM a accordé à deux commerçants millavois, créateurs d'une société ad hoc, l'exclusivité de la création et de la commercialisation des produits dérivés à l'effigie du viaduc.

Une bonne centaine d'articles a été créée. Deux boutiques principales et quelque 180 revendeurs dans le département commercialisent ces objets souvenirs.

Une étude a permis de démontrer que cette activité annexe a généré environ 15 emplois directs et indirects sur Millau.

LE SUVI DE L'OUVRAGE

Depuis l'inspection détaillée initiale, ou « point zéro », effectuée lors de la première année d'exploitation de l'ouvrage,

le viaduc fait l'objet d'un suivi conforme aux instructions techniques ministérielles relatives à la surveillance et à l'entretien des ouvrages d'art (visites annuelles, inspections détaillées périodiques).

Les premières inspections détaillées et visites annuelles ont été confiées par la CEVM à un groupement constitué des sociétés Sites (mandataire) et Getec, spécialisées dans ce type de prestations.

Claude Servant, directeur scientifique d'Eiffage Travaux Publics, assiste et conseille la CEVM pour ce qui est du suivi de l'état de santé de l'ouvrage.

Le suivi dit « scientifique » (suivi métrologique et exploitation des résultats de l'instrumentation mise en œuvre) du viaduc est placé sous sa responsabilité. Avec la CEVM, il fait également appel en tant que de besoin à Michel Virlogeux, consultant et concepteur du viaduc de Millau, et François Schlosser, expert en géotechnique.

Ces spécialistes de renom, qui connaissent parfaitement l'ouvrage depuis sa construction, sont des atouts majeurs dans le suivi de la vie du viaduc.

CONCLUSION

L'exploitation du viaduc de Millau est désormais sur les rails. Le trafic, en constante augmentation, suit la progression prévue dans le modèle financier. L'ouvrage, quant à lui, est devenu le phare de l'Aveyron et porte la fierté de toute une région. □

9- Le viaduc en médaille de la Monnaie de Paris.

9- The viaduct on a medal of the Monnaie de Paris (French mint).



LES ÉTUDES DU VIADUC DE MILLAU

AUTEURS : JEAN-MARIE CRÉMER, ADMINISTRATEUR DÉLÉGUÉ, BUREAU D'ÉTUDES GREISCH - VINCENT DE VILLE DE GOYET, ADMINISTRATEUR, BUREAU D'ÉTUDES GREISCH - JEAN-YVES DEL FORNO, RESPONSABLE OUVRAGES D'ART, BUREAU D'ÉTUDES GREISCH



PRÉSENTATION DU BUREAU GREISCH

Le bureau Greisch est un bureau d'études belge indépendant. Implanté à Liège, à proximité de l'université, il compte une centaine de collaborateurs – ingénieurs, architectes et techniciens dessinateurs.

Les capacités du bureau Greisch dans le domaine des ponts à haubans et des ouvrages métalliques ont à plusieurs reprises interpellé l'OTUA, Office technique de promotion pour l'utilisation de l'acier. En effet, ces dernières années, le bureau liégeois a souvent collaboré avec des entreprises belges et françaises pour la construction d'ouvrages d'art prestigieux tels que les viaducs de Donzère-Mondragon, Mornas, Mondragon et de l'Arc sur la ligne du TGV Méditer-

ranée, du pont de l'Europe à Orléans ou plus récemment un pont TGV sur la Moselle. En mai 2004, la Chambre de Commerce française de la Province de Liège et du Luxembourg a décerné au bureau Greisch la Marianne de Cristal pour ses nombreuses interventions de qualité en France.

L'ÉTUDE DE FAISABILITÉ

C'est sur la base de cette expérience que, fin 1999, soit quelques mois avant la consultation, l'OTUA a interrogé le bureau Greisch sur la faisabilité de la solution métallique du viaduc de Millau. D'emblée, les grandes entreprises françaises de construction métallique se sont associées à l'OTUA pour participer à cette étude. Le bureau Greisch a développé et présenté la méthode

de construction qui allait rendre cette solution concurrentielle par rapport à la solution technique d'un tablier en béton qui, à l'époque, remportait tous les suffrages.

Parallèlement, un comité d'accompagnement constitué des constructeurs, se chargeait de vérifier l'adéquation des études réalisées aux moyens à mettre en œuvre.

Le lancement d'un tablier est une méthode de construction bien connue des entreprises. En l'adaptant au viaduc de Millau, le bureau Greisch a eu l'audace de pousser cette technique dans ses derniers retranchements.

Au cours du séminaire « Grands ponts métalliques en sites montagneux », le 19 avril 2000, l'OTUA et J.-M. Crémer, directeur du bureau Greisch, présen-

taient, devant une assemblée qui réunissait les plus grands entrepreneurs, les résultats de l'étude de faisabilité : le tablier serait lancé en arrière des culées, muni de deux de ses pylônes comme mâts de haubannage des porte-à-faux, le clavage serait réalisé au-dessus du Tam entre P2 et P3 et les cinq pylônes restant, seraient amenés sur le tablier après lancement et redressés l'un après l'autre avant mise en place des haubans.

À ce stade, les grands choix techniques étaient posés et ne furent plus remis en cause par la suite. Face à l'ambition de la proposition, seule Eiffel Construction Métallique s'est montrée prête à relever le défi et à présenter une offre basée sur cette méthode lors de la consultation. ▶

LA CONSULTATION DES ENTREPRISES - LE CONCOURS

La consultation pour la construction et la concession du viaduc a été lancée par l'État au printemps 2000.

Les six mois de délai accordés aux entreprises pour préparer leurs offres devaient permettre de préciser les choix techniques, d'optimiser le délai d'exécution et d'opérer les choix financiers. Ce concours représentait la concrétisation de l'étude de faisabilité. Sans sortir du cadre imposé par le marché, les études réalisées apportaient des optimisations et adaptations importantes par rapport au projet des concepteurs :

→ Le nombre de haubans serait porté de 2 x 13 à 2 x 11 par pylône ;
 → Pour optimiser l'assemblage du tablier à partir de panneaux préfabriqués en usine, les diaphragmes transversaux seraient remplacés par des cadres triangulés (figure 1) ;
 → Pour permettre le lançage du tablier métallique :

- deux âmes verticales courant sur toute la longueur du tablier seraient ajoutées,
- les pylônes P2 et P3 seraient réalisés en acier pour servir de mâts de haubanage du porte-à-faux, avec l'utilisation des haubans définitifs,
- des palées provisoires constituées de structures en treillis tubulaires seraient utilisées pour ramener les portées à franchir de 342 m à 171 m (figure 2),

- les palées et les piles seraient munies en tête de chevêtres métalliques de dimensions suffisantes pour implanter quatre appuis de lançages offrant la possibilité de les dédoubler longitudinalement ; ce dédoublement des appuis permettrait de diminuer la portée apparente et optimiser le dimensionnement du tablier (figure 3),

- les appuis de lançage seraient disposés sur des vérins hydrauliques dont la mise en communication permettrait de compenser les rotations imposées par le tablier au fur et à mesure de sa progression ;

→ Pour comprimer le délai d'exécution :

- les culées seraient réalisées avant le lançage du tablier. Le lançage serait par conséquent initié, au départ de plate-forme situé 4,80 m plus haut que le niveau d'appui du tablier sur les piles ; sa souplesse devrait lui permettre de subir cette descente. Cette technique a également permis d'éviter les déblais au niveau des culées qu'un lançage « à plat »

aurait nécessités (figure 4),

- les cinq pylônes qui ne servaient pas au lançage, seraient également réalisés en acier. Assemblés préalablement sur la plate-forme, ceux-ci seraient amenés sur le tablier dès la fin des lançages au moyen des convois multi-roues, appelés kamags, et hissés à la verticale avant d'être soudés à leur position définitive (figure 5).

LES ÉTUDES D'EXÉCUTION

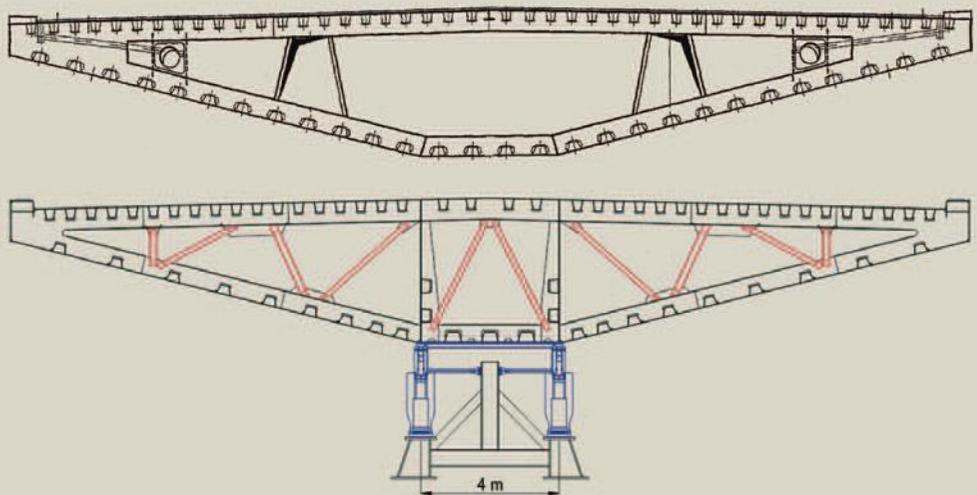
Dès le premier semestre 2001, le groupe Eiffage a été présenté comme lauréat de l'offre, et sans attendre la signature du marché, il a pris le risque de demander au bureau Greisch de démarrer les études d'exécution. Celles-ci ont duré plus de trois années au cours desquelles 15 ingénieurs et 20 dessinateurs ont travaillé 80 000 heures pour respecter les délais impartis et permettre aux

entreprises d'avancer dans la fabrication en atelier et sur le chantier.

Parmi ces études, il faut distinguer :

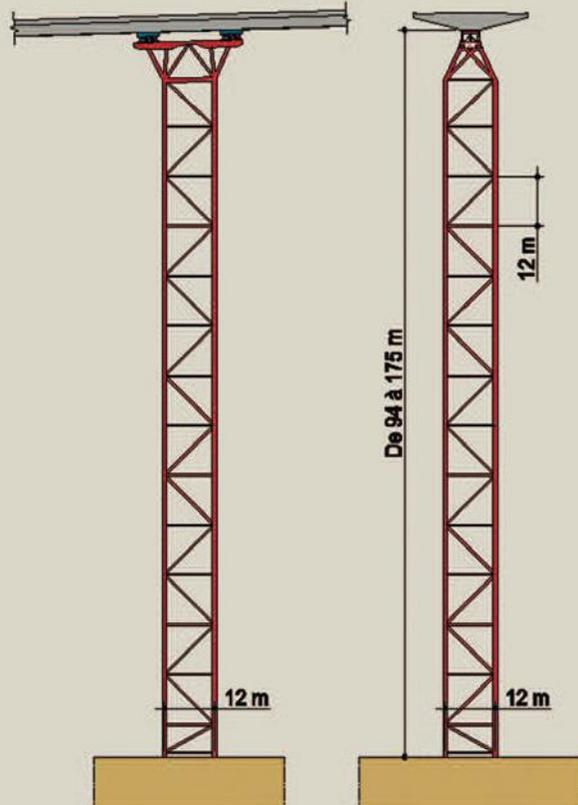
- Les études d'ensemble pour la phase d'exploitation du viaduc ;
- Les études de lançage ;
- Le dimensionnement des structures métalliques : tablier, pylônes et haubans ;
- Le dimensionnement des appareils de montages ;

MODIFICATION DE LA SECTION DROITE DU TABLIER



1

LES PALÉES PROVISOIRES



1- Modification de la section droite du tablier.

2- Les palées provisoires.

1- Modification of the deck cross section.

2- Temporary bents.

2

→ L'assistance à Eiffel sur site pendant les opérations délicates : lançage, réglage des haubans, transport et relevage des pylônes, mise en place du revêtement, dépose du tablier sur ses appuis définitifs.

LES ÉTUDES D'ENSEMBLE

La première tâche du bureau Greisch a été de prendre en charge le modèle global et le calcul des sollicitations

générales pour l'ensemble du viaduc : fondations, piles, appareils d'appui, tablier, pylônes et haubans (figure 6). La mise au point du modèle de calcul a nécessité une étude de sensibilité de l'ouvrage vis-à-vis des fondations dont les caractéristiques élastiques étaient fournies par Simecsol.

Les descentes de charges et les sollicitations dans les piles et fondations étaient transmises aux bureaux d'études

chargés des calculs organiques du lot béton, c'est-à-dire les culées, les piles et les fondations.

Le tablier étant situé à 270 m au-dessus du Tarn, le vent est une sollicitation majeure. Chargé des études d'exécution, le bureau Greisch se devait de posséder l'outil de calcul au vent turbulent sur base d'une analyse spectrale. Son équipe de Recherche et Développement a alors implémenté,

dans le logiciel FINELG, l'algorithme de calcul nécessaire à ce type d'études (figure 7).

Lors du POA, seuls les vents transversaux avaient été considérés ; d'aucuns pensaient que les vents à 45° étaient moins agressifs pour la structure.

Par contre, dès le début des études d'exploitation, le bureau Greisch a mis en évidence et démontré que les effets de ces vents à 45° étaient prépondérants, entre autres, pour les effets de portance.

La fissuration des piles a fait l'objet d'une attention toute particulière.

En effet, il s'agissait d'un facteur important pour assurer la durabilité de la structure sur une période de 120 ans.

Sur base de simulations numériques prenant en compte la fissuration du béton, le bureau d'études Greisch a ainsi entrepris l'étude du comportement des piles P1 et P7, étude qui lui a montré l'utilité d'une précontrainte sur toute la hauteur des fûts dédoublés des piles ; cette précontrainte était recommandée par Michel Virlogeux dans le but de garantir une meilleure durabilité. Le choix de la précontrainte ayant été fait, les bureaux d'études d'Eiffage TP, EEG et Géonuméric, ont alors entrepris le calcul organique des piles tout en vérifiant la stabilité d'ensemble de l'ouvrage.

LES ÉTUDES DE LANÇAGE

Les calculs du tablier pendant sa période de lançage ont fait l'objet d'un maximum d'attention.

Plus qu'une validation, un nouveau dimensionnement a été établi lors des calculs des lançages qui ont probablement constitué à eux seuls plus de 80 % du temps de travail consacré par les ingénieurs du bureau d'études Greisch lors des études d'exécution.

Il a été considéré que le tablier pouvait se trouver dans trois situations lors de sa mise en œuvre (figure 8 et photo 9).

CONFIGURATIONS D'ASSEMBLAGE

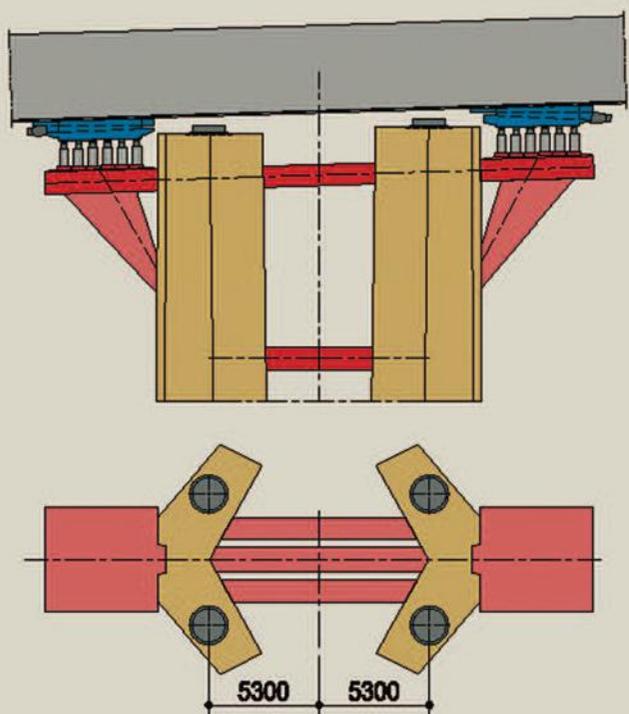
Pour chaque situation d'assemblage, le pylône se trouve à l'aplomb d'une pile ou d'une palée.

Chacune de ces situations a fait l'objet d'une modélisation et d'un calcul des sollicitations, essentiellement sous les effets du vent.

CONFIGURATIONS DE LANÇAGE

L'analyse du comportement du tablier a été réalisée au moyen du logiciel FINELG, sur la base d'un modèle évolutif. Celui-ci faisait se déplacer le tablier sur ses appuis par pas de 5 m ; environ 600 étapes de calculs non linéaires ont été nécessaires.

LES CHEVÊTRES DE PILES

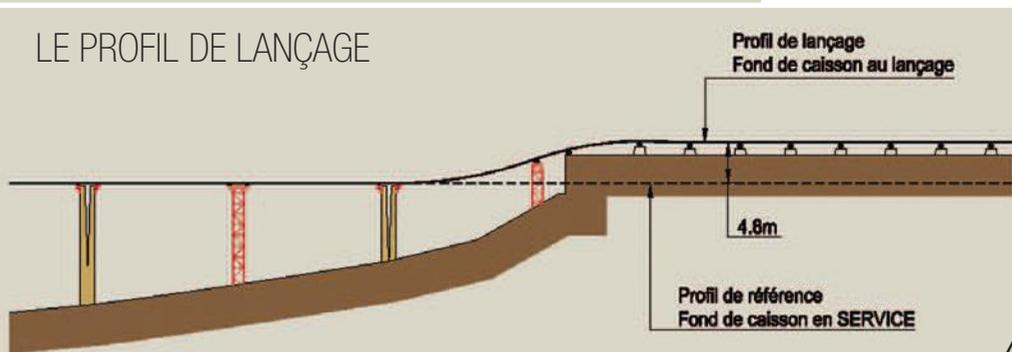


3- Les chevêtres de piles.
4- Le profil de lançage.
5- Profil en long des ouvrages poussés.

3- Pier headers.
4- Launching profile.
5- Longitudinal profile of pushed structures.

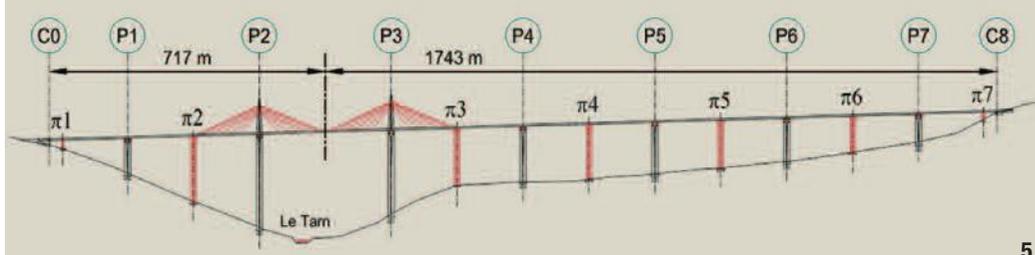
3

LE PROFIL DE LANÇAGE



4

PROFIL EN LONG DES OUVRAGES POUSSÉS



5

Le modèle prenait en compte :

- La souplesse des appuis ;
- La variation des niveaux d'appui ;
- Les décolllements éventuels ;
- Les accostages du porte-à-faux à l'appui suivant ;
- Le comportement non linéaire des haubans.

CONFIGURATIONS D'ARRÊT ACCIDENTEL

Pour chaque lançage, toute situation accidentelle devait être imaginée et vérifiée. La structure devait être capable de reprendre des vents de 185 km/h sans aucun renfort local. Cette hypothèse a amené le bureau d'études Greisch à entreprendre le calcul au vent de plusieurs dizaines de positions du tablier (figure 10).

LE DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Un des phénomènes important à vérifier dans le tablier était l'instabilité des tôles comprimées pendant le lançage. Lorsqu'une section passe au droit d'un appui, elle est sollicitée par un moment négatif et une réaction verticale. Il est nécessaire d'étudier l'instabilité concomitante dans l'âme, et dans la tôle de fond de caisson.

Le bureau Greisch a mis en évidence une hétérogénéité de la sécurité, évaluée avec la norme française CM66, pour des panneaux comprimés raidis. Dès lors, il a été décidé de faire référence à l'Eurocode 3 qui reflétait davantage l'état de l'art sur la question. Mais l'Eurocode 3 ne donnait pas non plus satisfaction quant à la définition de certains paramètres, c'est pourquoi une démarche originale a été développée sur la base de simulations numériques dans le cadre du viaduc de Millau (figure 11).

La liaison entre le tablier, le pylône et les piles a fait également l'objet de toutes les attentions.

La solution développée permet aux sollicitations du tablier et du pylône de transiter vers des cadres transversaux au caisson.

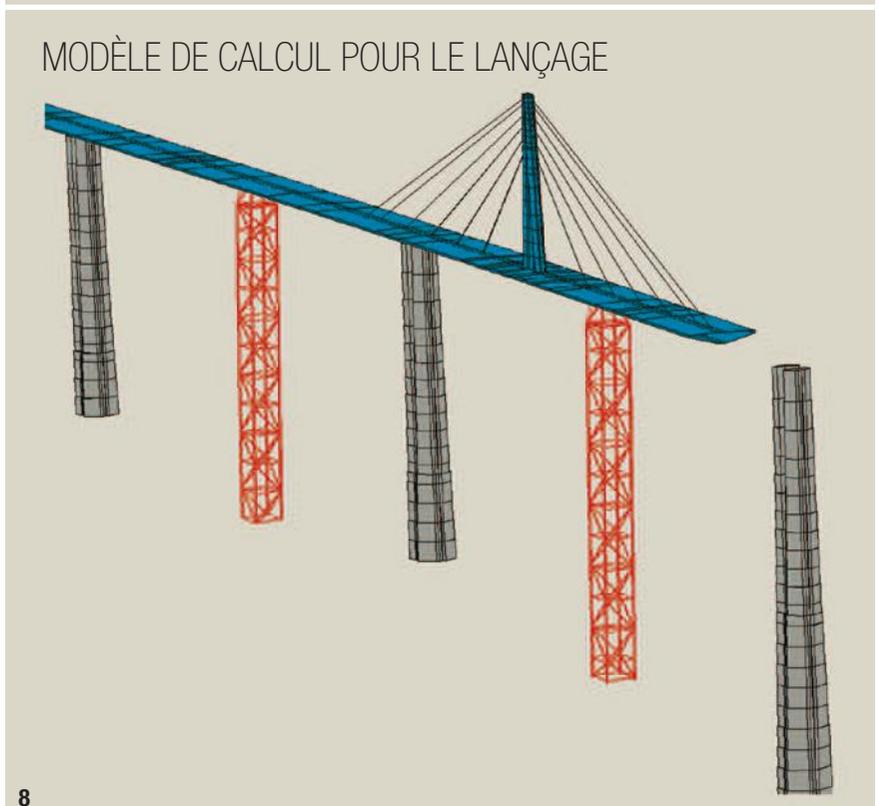
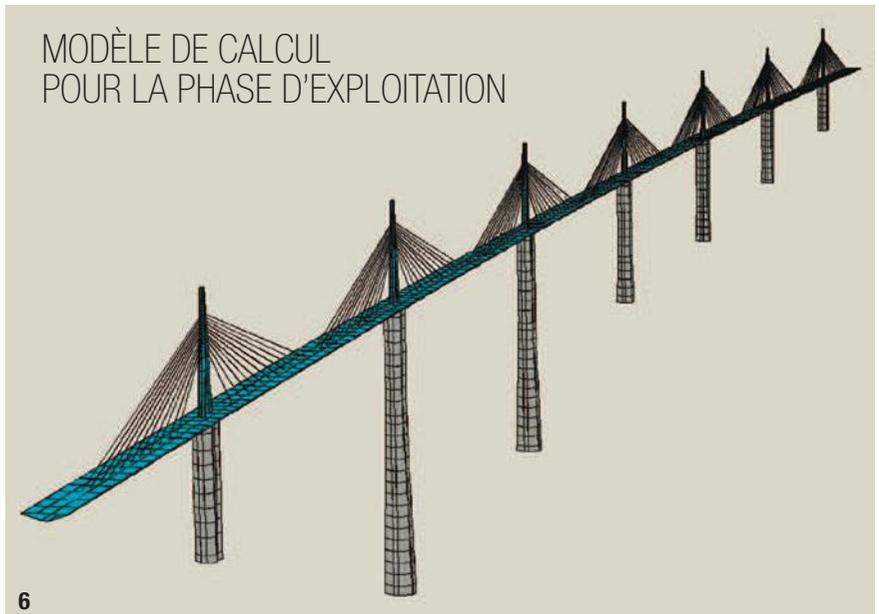
Ces cadres transversaux transmettent alors leurs charges sur les appareils d'appui.

Après dimensionnement, l'ensemble a fait l'objet d'une vérification au moyen d'un calcul par éléments finis de type plaque avec le programme FINELG.

Le but du modèle était de justifier les épaisseurs de tôles adoptées, de vérifier leur instabilité éventuelle et de dimensionner les cordons de soudure (figure 12).

6- Modèle de calcul pour la phase d'exploitation.
7- Déplacements verticaux sous l'effet du vent (75 cm sous 220 km/h de vent).
8- Modèle de calcul pour le lançage.

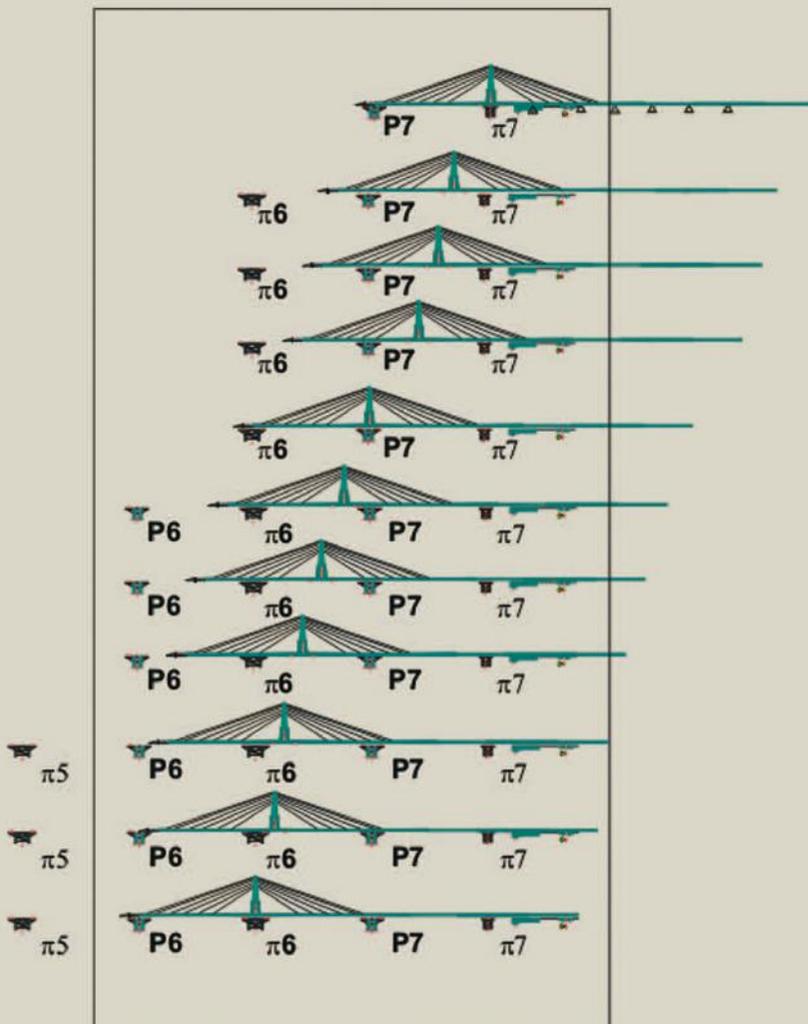
6- Computation model for the operational phase.
7- Vertical displacements caused by wind (75 cm for a wind speed of 220 km/h).
8- Computation model for launching.





9

EXEMPLES DE CONFIGURATIONS ACCIDENTELLES ENVISAGÉES POUR LES LANÇAGES L4S ET L5S



10

LES APPAREUX DE MONTAGES LES PALÉES PROVISOIRES

L'originalité et la performance résident essentiellement dans la méthode de construction.

La méthode de montage par télescopage a demandé au bureau Greisch d'imaginer et de dimensionner des assemblages dont l'encombrement était réduit au minimum.

Dans les membrures, les efforts de compression étaient repris par contacts et les efforts de traction par des ailettes.

LES BALANCELLES ET LES CHEVÊTES

Pour permettre le lancement d'un caisson de 4,20 m de hauteur avec une entre-distance de 171 m entre appuis, le bureau Greisch :

→ A imaginé et dimensionné des chevêtes au droit de chaque pile et/ou palée pour doubler longitudinalement les appuis de lancement ;

→ A conçu la notion de balancelle pour assurer l'égalité des réactions verticales sur ces appuis doublés.

LES TRANSLATEURS

Lors d'un lancement, l'effort moteur est habituellement appliqué aux culées.

Les appuis définitifs (les piles) et les appuis provisoires (les palées) doivent reprendre en tête les efforts de frottement qui sont d'autant plus préjudiciables que la hauteur des appuis est importante.

Pour éviter en tête des piles et palées des efforts de frottement importants lors du lancement, il a été conçu, en tête de chaque support, un dispositif pour contrebalancer localement cet effort de frottement. Ce dispositif a été appelé translateur.

Lors du concours, Eiffel avait imaginé des translateurs qui fonctionnaient sur la base d'une crémaillère et étaient commandés manuellement au droit de chaque appui.

Pour limiter les effets de synchronisation des translateurs, les piles et palées auraient dû être reliées en tête par des câbles de forte section.

Dès le début des études d'exécution, le bureau Greisch a imaginé, conçu et dessiné un nouveau système de translateurs qui, cette fois, fonctionnaient au moyen d'un jeu de cales qui étaient mises en mouvement au moyen de vérins hydrauliques.

De son côté, Eiffel développa un automate pour commander simultanément et électroniquement l'ensemble des translateurs.

Ainsi, les câbles de retenue en tête des piles et palées pouvaient être supprimés (photo 13).

9- État de la structure avant le dernier lancement et le clavage au droit du Tarn.

10- Exemples de configurations accidentelles envisagées pour les lancements L4S et L5S.

9- Condition of the structure before the final launching operation and keying perpendicular to the Tarn.

10- Examples of accident configurations considered for the L4S and L5S launching operations.

L'ASSISTANCE SUR CHANTIER

À la demande de l'entreprise Eiffel, le bureau Greisch a également assuré sur le chantier une assistance pour l'ensemble des opérations délicates :

- Les 18 lançages ;
- Le clavage à la verticale du Tarn ;
- La mise sur appuis définitifs du tablier ;
- Le transport et le relevage des pylônes ;
- La mise en place et le réglage des haubans ;
- La pose du revêtement ;
- Les épreuves de chargement et l'essai dynamique.

LES DIX-HUIT LANÇAGES

Analyse des conditions météorologiques

Chaque lançage ne pouvait démarrer que si les prévisions météorologiques garantissaient des vents inférieurs à 72 km/h pendant 3 jours ; cette accalmie était qualifiée de couverture météo. Une semaine avant le début d'une opération, les prévisions météorologiques commençaient à être analysées par le bureau Greisch sur base de données fournies par Météo France et confrontées à celles obtenues sur Internet où l'on trouvait des prévisions sur 180 heures.

Avant le lançage, l'analyse de ces prévisions était faite une fois par jour ; pendant les opérations, c'était 2 à 3 fois par jour.

Assistance sur site

Lors de chaque lançage, le bureau Greisch assurait une présence permanente sur chantier. Quatre ou cinq ingénieurs étaient sur place pour assister la direction de chantier et contrôler en permanence le comportement du viaduc. Parallèlement à cette présence sur le site, une équipe d'ingénieurs, dans ses bureaux à Liège était prête à assurer tout calcul jugé utile ou nécessaire pour une prise de décision sur le terrain. En une demi-heure, les ingénieurs étaient opérationnels pour réaliser tout type de calcul complémentaire.

Cette vieille technique a effectivement été activée à trois ou quatre reprises.

TRANSPORT ET RELEVAGE DES PYLÔNES

Alors que le clavage était toujours en cours de réalisation, les opérations de post-clavage démarraient avec l'assemblage des cinq derniers pylônes, leur transport sur le tablier sur des kamagans (poids transporté de 850 tonnes) et leur relevage. Le transport des pylônes sur le tablier a dû faire l'objet d'études spécifiques et d'une vérification systématique de chaque section du tablier.

Les sections au droit des palées provisoires ont ainsi été renforcées (photo 14).

MISE SUR APPUIS DÉFINITIFS DU TABLIER

Lorsque le tablier se raccourcit et s'allonge sous les effets de variations thermiques, il entraîne avec lui les sept piles. À la température de référence, toutes les piles doivent être verticales. Le transfert de charges des appuis de lançage vers les appuis définitifs, est une opération qui a pris plusieurs semaines, pendant laquelle le tablier était sans cesse soumis aux variations de longueur suite aux variations de température et à la mise en place des haubans. Il s'agissait de mettre au point une procédure qui permettrait d'amener chacune des piles à l'aplomb de leurs pylônes respectifs, tout en vérifiant que les efforts de recentrage respectaient la résistance des piles.

MISE EN PLACE DES HAUBANS ET DE LEUR RÉGLAGE

Les haubans ont pour but de suspendre le tablier aux pylônes. Leur réglage permet d'obtenir la géométrie désirée.

Le challenge était triple tant pour Freysinnet, en charge de l'opération, que pour le bureau d'études :

→ Le planning imposait que plusieurs haubans soient mis en œuvre simultanément ;

→ La géométrie finale devait se rapprocher au mieux de la géométrie théorique ;

→ Les efforts dans les haubans devaient également être les plus proches possibles des efforts théoriques.

Les haubans ont finalement été mis en tension sur la base d'un réglage en longueur, en application d'une procédure déjà appliquée par le bureau Greisch pour une demi-douzaine de ponts haubanés. Grâce à cette technique et aux échanges permanents entre le chantier et le bureau d'études, le réglage définitif a permis d'obtenir, en un temps record, un profil géométrique qui ne s'écarte pas de plus de 3 cm.

POSE DU REVÊTEMENT

Afin d'éviter tout joint transversal dans le revêtement routier, Appia avait décidé de le déposer en une seule passe de

11- Modèle de calcul pour l'étude du « patch-loading ».

12- Modèle de calcul pour l'étude du nœud pylône-tablier.

13- Les translateurs.

14- Le transport des pylônes.

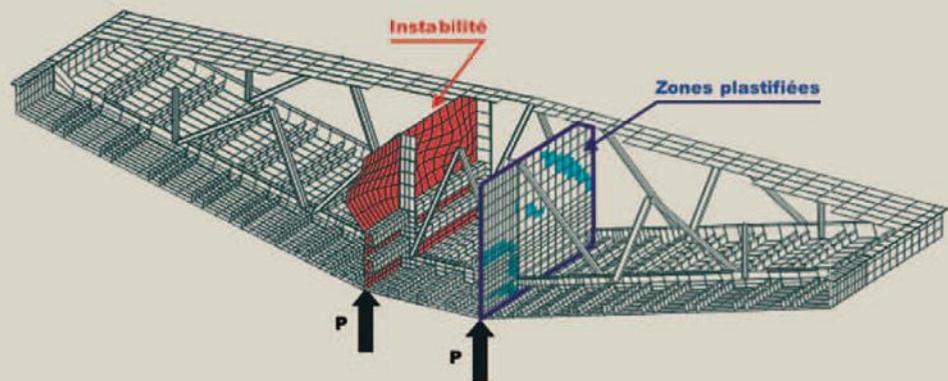
11- Computation model for the patch loading study.

12- Computation model for design of the tower-deck node.

13-Side shifters.

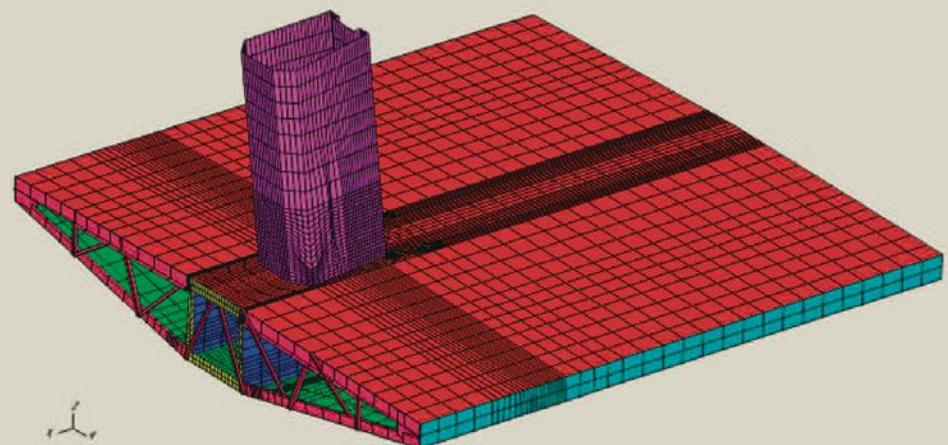
14- Transporting the towers.

MODÈLE DE CALCUL POUR L'ÉTUDE DU « PATCH-LOADING »



11

MODÈLE DE CALCUL POUR L'ÉTUDE DU NŒUD PYLÔNE-TABLIER



12



13



14

2 460 m et cela par demi-largeur du tablier. Cette mise en place du revêtement introduisait un gradient thermique transversal très important. Sa prise en compte a nécessité la définition d'un phasage afin de limiter les réactions transversales sur les appareils d'appui des culées et des piles. Durant ces opérations, le déplacement transversal des piles était mesuré en permanence pour vérifier le comportement du tablier.

L'ESSAI DYNAMIQUE

Le CSTB était chargé de mesurer les fréquences des premiers modes propres ainsi que leur forme et leur amortissement. Le tablier fut soumis à un effet de choc équivalent à 100 t. Ces mesures ont permis d'identifier expérimentalement 25 modes. La différence entre les fréquences calculées et mesurées est de l'ordre de 2 à 4 % et la forme des déformées

modales est remarquablement prédite par le calcul. Enfin le taux d'amortissement mesuré est de l'ordre de 0,4 % pour une valeur de 0,3 % adoptée pour les calculs au vent turbulent. Le bilan de ces essais dynamiques combinés aux essais statiques met clairement en évidence que le comportement du viaduc de Millau est parfaitement conforme aux études d'exécution. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

- 80 000 heures de travail sur 3,5 années
- 300 notes de calcul
- 2 000 plans
- 15 ingénieurs et 20 dessinateurs en pointe



Pont sur la Ravine Fontaine sur l'île de la Réunion
Architectes : Frédéric Zirk et Pierre Dezeuze
Photo : Hervé Douris

Rigueur - Audace - Créativité - Recherche du mieux - Expertise
Conception - Maîtrise d'oeuvre - Assistance aux maîtres d'ouvrages et aux entreprises
Études d'exécution - Études spéciales
Génie civil - Environnement - Bâtiments (Architecture - Stabilité - Techniques) - Restauration



LIÈGE Science Park - 4031 Liège (Belgique) - t + 32 (0)4 366 16 16 - www.greisch.com

À CHAQUE PILE SA GRUE

AUTEUR : KATHARINA VOHL, RESPONSABLE MARKETING - COMMUNICATION, ENTREPRISE POTAIN



Potain, leader mondial des grues à tour, a remporté l'appel d'offres lancé par le groupe Eiffage au printemps 2001.

Fondée en 1928, Potain filiale de Manitowoc Crane Group a acquis un savoir-faire sans équivalent dans le domaine des grues à applications spéciales, telles que les grues de ponts, de construction de barrages ou d'autres ouvrages d'art : le barrage des trois gorges en Chine, le pont de Rion Antirion en Grèce, ainsi que le viaduc de Millau en France comptent parmi les réalisations les plus prestigieuses.

Pour la réalisation de cet ouvrage d'exception, ont été déployées pendant plus de deux ans sur le site, sept grues à tour Potain K5/50C louées à l'entreprise Eiffage TP. Chaque grue à tour Potain a construit une des sept piles de

béton. Les piles atteignent des hauteurs variant entre 75 m et 245 m. Avec son pylône métallique, la plus haute de toutes les piles culmine à 343 m et dépasse même la Tour Eiffel !

La grue affectée à la construction de cette pile a atteint une hauteur sous crochet de 265 m.

Les grues, en blanc et rouge pour satisfaire aux exigences de l'aviation civile, ont été montées à ces hauteurs exceptionnelles par un système de télescopage qui permet, au fur et à mesure de l'élévation des piles, d'ajouter des éléments de mâts de 6 m de longueur et de 2,5 m de section. Pour atteindre une telle hauteur, pas moins de cinq ancrages à la pile ont été nécessaires, la grue devant supporter des vents supérieurs à 180 km/h. Accessible par un monte-grutier, chacune des K5/50C

**1- Cabine vision et cabine de repos.
2- Monte grutier.**

**1- Cab for viewing and cab for resting.
2- Crane operator lift.**

était équipée d'une cabine Vision climatisée, avec réfrigérateur et toilettes, ainsi que du système de limitation de zone « Top Tracing » complété par un système vidéo branché dans la cabine. La sécurité et la précision des manœuvres au sol ont ainsi été assurées, même en cas de brouillard épais. Avec des capacités maximales de 20 t, une

longueur maximale de flèche de 60 m et une capacité en bout de flèche de 6,2 t, les grues K5/50C avaient pour principale mission de couler le béton et de positionner les coffrages.

Au total, les grues ont hissé quelque 36 000 t d'armatures métalliques et coulé 85 000 m³ de béton, cela grâce aux treuils à variation de courant continu et à grande capacité d'enroulement 150LCC50 (1 170 m).

Potain a détaché sur place, en permanence, deux techniciens chargés de la maintenance des grues pendant toute la durée du projet ; un service essentiel, lorsqu'on installe des équipements aussi gigantesques : 265 m de hauteur pour un poids de 404 tonnes dotés d'un treuil équipé d'un câble de plus d'un kilomètre de long, descendant à plus de 52 m/mn. □

LES TRAVAUX DE FONDATIONS

AUTEUR : CHRISTIAN THOMASSON, DIRECTEUR GÉNÉRAL SATS (FILIALE DE GTS SOCIÉTÉ DU GROUPE NGE)



1- Paroi soutènement P7.

1- Supporting wall P7.

La construction du viaduc de Millau a nécessité des travaux préparatoires tels que réalisations de plates-formes à chaque pied de pile et la création de pistes d'accès depuis la piste principale jusqu'à chacune de ces plates-formes. Certaines de ces pistes et plates-formes, situées sur des emplacements relativement plats n'ont posé aucun problème de réalisation. Des travaux de terrassements classiques ont permis leur réalisation. Par contre pour les piles P1 - P2 - P3 et P7 il en a été tout autrement. Les plates-formes de ces quatre piles exécutées en déblais ont

nécessité des travaux de soutènement importants, nécessitant la réalisation de parois clouées.

Pour P7, la hauteur maximum de la paroi a été de 18 m et a imposé une importante densité de clous (maille 4 m², longueur maxi 20 m) (photo 1). Pour la pile P3, les déblais nécessaires à la réalisation de la plate-forme ont nécessité également d'importants travaux de confortement associant clous, béton projeté et grillage mais aussi et surtout un soutènement pour réaliser la piste d'accès à la plate-forme sur une longueur de 300 m environ ainsi que le comblement d'un talweg.

Le principe de soutènement mis en œuvre est le Tervoile®, système breveté par l'ingénieur canadien Valérian Curt, procédé pour lequel SATS a acquis une licence d'exploitation exclusive pour la France.

Le site du viaduc de Millau a été la première réalisation de grande ampleur de ce procédé en France (photos 2 et 3). À ce titre, ce chantier de référence a permis de délivrer au procédé Tervoile®, le label Ivor.

Ces travaux ont été réalisés d'octobre 2001 à janvier 2002 par SATS sous-traitant des entreprises Fougerolle Ballot/Forezienne.

TRAVAUX DE FONDATIONS

Compte tenu d'une part du délai très réduit (4 mois) pour réaliser les fondations des piles P1 - P2 - P3 - P4 - P5 - P6 - P7 soit 28 puits, et la présence d'autre part de deux types très différents de matériaux, nécessitant des techniques d'excavation distinctes (roche calcaire pour P1 - P2 - P3 - P4, marnes pour P5 - P6 - P7), SATS, mandataire, s'est associée aux entreprises Stips, SOD et Terastic pour former un groupement capable de réaliser les 6 500 m² de puits dans les délais impartis selon deux techniques spécifiques à chaque nature de sol. ▷

**Puits réalisés en milieu rocheux
P1 - P2 - P3 - P4 par SATS et STIPS**

Ils possèdent les caractéristiques suivantes :

- Diamètre 4,5 et 5 m ;
- Profondeur 8,5 à 16 m.

L'excavation de ces puits (quatre par appui) a été entièrement réalisée à l'explosif (figure 4).

L'ensemble de la perforation a été réalisé depuis la surface, le prédécoupage périphérique a été tiré en une seule fois sur toute la hauteur et l'excavation a été effectuée par passes de 2 à 2,5 m de hauteur. Le marinage des déblais a été réalisé à l'aide d'une pelle équipée d'un bâti long et d'une benne preneuse hydraulique. Chaque jour, la totalité de surface des puits excavés a été blindée par projection d'un microbéton accéléré et fibré sur une épaisseur de 10 cm.

Le travail d'excavation, marinage et blindage a été mené simultanément sur quatre puits d'un même appui.

À l'exception de deux puits situés sur P4 ou la présence de karst a été découverte, aucune anomalie significative n'a été constatée.

La réalisation de ces puits a donc respecté sensiblement le projet initial, aussi bien sur un plan technique, qu'en terme de délai (photos 5 et 6).

**Puits réalisés dans les marnes
P5 - P6 - P7**

Ils possèdent les caractéristiques suivantes :

- Diamètre 4,5 et 5 m ;
- Profondeur 13 à 14 ml avec pattes d'éléphants sur les deux derniers mètres. L'ensemble du creusement de ces puits a été réalisé à l'aide de moyens mécaniques de deux types : moyens lourds (pelle de 50 t équipée d'un BRH de 2,5 t) pour assurer l'abattage en masse et moyens légers (pelle midi de 5 t équipée d'un BRH 350 kg et d'un godet) pour réaliser la mise au gabarit des puits ainsi que les pattes d'éléphant.

Comme pour les pieux réalisés en milieu rocheux la totalité de la surface excavée a été quotidiennement blindée à l'aide d'un microbéton accéléré et fibré sur une épaisseur variant de 10 à 16 cm selon le degré de fermeté des marnes rencontrées.

Là encore, la réalisation de ces 12 puits, s'est déroulée conformément aux prévisions, ce qui a permis de respecter le projet et le délai.

Les opérations de ferrailage et de bétonnage des puits ont eu lieu immédiatement après leur achèvement par l'entreprise Eiffage. □

2- Tervoile plate-forme P3.

3- Tervoile piste d'accès à P3.

4- Plan de chargement.

5- Puits marocains réalisés à l'explosif sur P3.

6- Détail du plan de minage des puits.

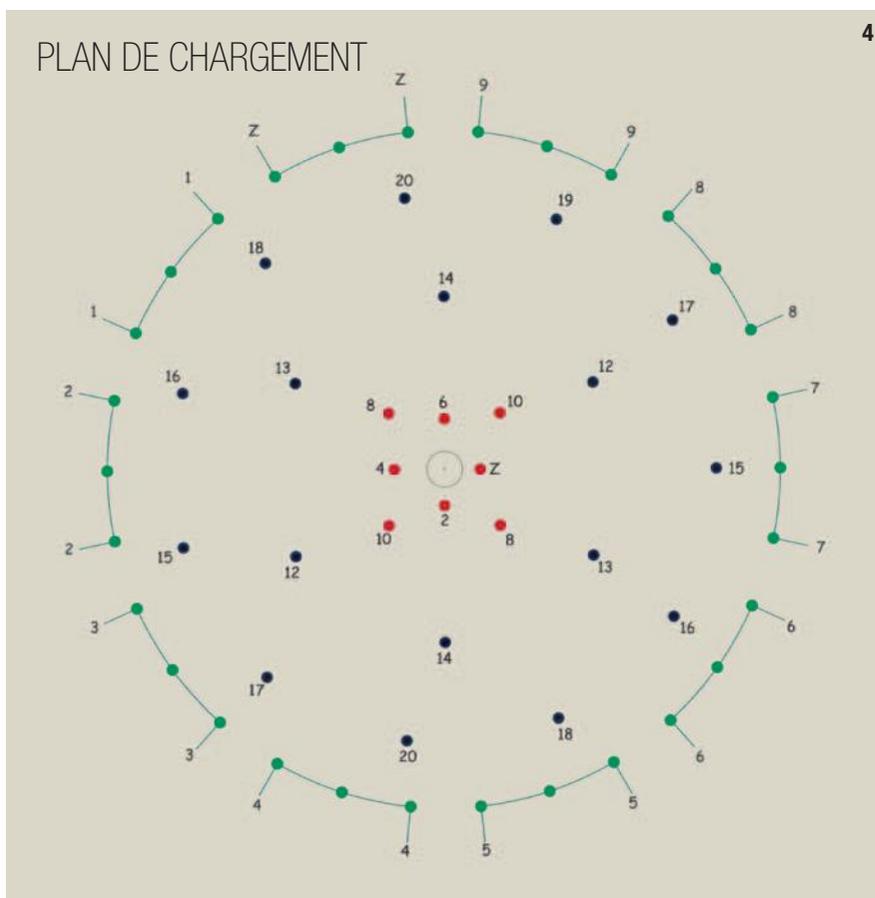
2- Tervoile formation level P3.

3- Tervoile P3 access track.

4- Mucking scheme.

5- «Moroccan well» shafts excavated by explosive on P3.

6- Detail of shaft blasting drawing.



TECHNIQUE AUTO-GRIMPANTE PERI ACS POUR LES PLUS HAUTES PILES DU MONDE

1- Outil de préfabrication de la toiture de la barrière de péage.

1- Sectional formwork for prefabrication of the toll system roof.



SEPT PILES POUR UN VIADUC D'EXCEPTION

Sept piles en béton haute performance, d'une hauteur comprise entre 78 et 245 m de haut, supportent le reste de l'ouvrage. Le cahier des charges relatif aux exigences concernant la solution de coffrage était très vaste : ainsi, les consoles grimpantes devaient être conçues pour des vitesses de vent allant jusqu'à 180 km/h et les coffrages

pour des vitesses de bétonnage élevées (pression de bétonnage de 100 kN/m²). Parallèlement, les normes de sécurité françaises sévères ont été respectées à chaque phase de travail.

Les surfaces de béton à réaliser ont également fait l'objet d'une attention particulière. Celles-ci devaient être toutes réalisées en béton architectonique, avec des surfaces lisses, des angles à vives arêtes et sans joints de contre-

plaqué horizontaux. En outre, des points d'ancrage aussi peu nombreux que possible et bien positionnés devaient marquer de leur empreinte l'aspect du béton. La forme architecturalement complexe des piles creuses aura été un défi particulier sur le plan de la technique de coffrage. Les piles se subdivisent en trois sections différentes : à partir des fondations (d'une hauteur allant jusqu'à 5,00 m), elles vont en

s'amenuisant de 27,00 m à 14,40 m dans la première section à laquelle fait suite une partie intermédiaire en forme de Y qui divise la pile individuelle en une double pile.

Les doubles piles passent, à partir de 90 m au-dessous du tablier, de 14,40 m à 11,13 m jusqu'à la chaussée. Cela signifie que les sections des piles varient d'une phase à l'autre selon un tracé parabolique et qu'une adaptation ▷



constante du coffrage doit être effectuée. Le concept de coffrage et des consoles grimpantes élaboré par PERI se base sur un coffrage métallique spécial destiné à obtenir le nombre d'utilisations élevé et la haute qualité désirée pour les surfaces en béton.

Tous les coffrages extérieurs progressent vers le haut d'une phase à l'autre, hydrauliquement et sans grue, à l'aide de consoles auto-grimpantes ACS. Les

coffrages intérieurs ont été conçus sous forme de systèmes classiques hissés par grue, la structure des piles interdisant une application rentable de la technique d'auto-grimpage.

Afin de permettre le respect du calendrier d'exécution des travaux, l'entreprise a fourni au chantier divers jeux de coffrage et consoles grimpantes. Ceux-ci ont été utilisés successivement ou non sur les diverses piles, moyen-

2- Barrière de péage.

3- Croquis de l'outil de préfabrication de la toiture de la barrière de péage.

2- Toll gate.

3- Sketch of the sectional formwork for prefabrication of the toll system roof.

nant une stricte conformité aux exigences de déroulement des travaux :

→ Trois jeux de coffrages et consoles grimpantes pour la section des piles individuelles ;

→ Trois jeux de coffrages et consoles grimpantes ainsi qu'un jeu de coffrage et consoles grimpantes extérieures pour la section des doubles piles ;

→ Un jeu de coffrage intérieur avec des consoles grimpantes pour la partie transitoire située entre les piles individuelles et les doubles piles.

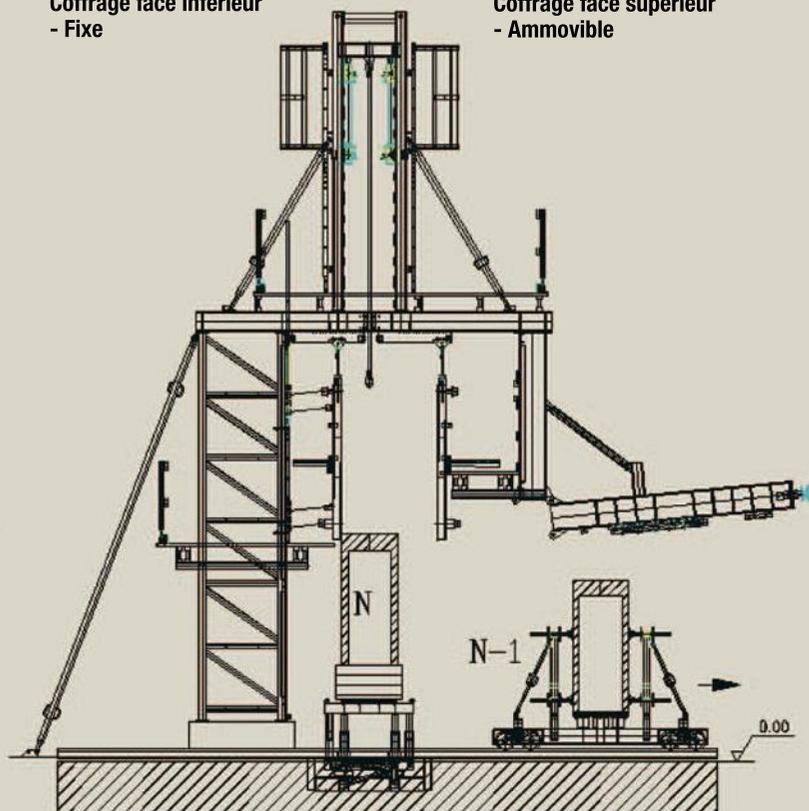
Cela correspond au total à une quantité d'environ 6 500 m² de coffrage pour les piles doubles et individuelles, exactement 196 consoles PERI ACS-R (auto-grimpantes) ainsi que 96 consoles PERI SKSF 240 (hissées par grue) et 12 structures intérieures (constructions spéciales) au niveau des doubles piles.

5.4.7 Sortir l'élément N-1 avec les chariots

3

Coffrage face inférieur - Fixe

Coffrage face supérieur - Ammovible



CONSOLES GRIMPANTES EXTÉRIURES

Les systèmes auto-grimpants éprouvés ACS (Automatic Climbing System) ont été prévus et utilisés pour le grimpage des coffrages extérieurs.

Le chantier dispose ainsi d'importantes réserves de sécurité, même en présence de vitesses de vent élevées.

Les consoles demeurent solidaires de l'ouvrage, même lors du grimpage qui s'opère ici sans danger en présence de vents d'une vitesse allant jusqu'à 72 km/h. L'ensemble a été conçu pour des vitesses de vent allant jusqu'à 180 km/h. Toutes les charges dues à l'action du vent sont ici prises en compte suivant DIN 1055.

L'opération de grimpage, qui s'effectue sans l'aide d'aucune grue, s'achève au bout de 25 minutes seulement pour la hauteur de phase de bétonnage de 4,00 m.

Dix consoles grimpantes complètes sont utilisées pour les piles individuel-



4- Passerelle d'accès au buton des grues.

4- Foot bridge for access to the crane stay.

les à montant unique et quatorze pour les piles doubles. Ces consoles sont constituées d'unités auto-grimpantes ACS-R avec plates-formes de travail télescopiques. Y sont fixés les éléments roulants courants ce qui simplifie le coffrage et le décoffrage.

Vingt-huit groupes de grimpage ACS au total sont regroupés dans deux installations hydrauliques comprenant chacune 14 groupes de grimpage.

Pour des raisons de sécurité, les deux groupes hydrauliques grimpent ensemble. Ainsi, la section entière des piles présente, à chaque phase de travail, des passerelles de travail entièrement fermées. Cela prévient toute présence de zones ouvertes aux chutes.

Pour l'entreprise PERI, la sécurité est toujours la priorité des priorités. Ainsi, les trois niveaux de travail sont tous entièrement protégés par des filets à mailles fines. Le personnel dispose de plates-formes de montée et de descente qui permettent un accès sûr aux monte-charge.

Pour la partie intermédiaire en forme de Y, on a livré un coffrage spécial conçu pour le fonctionnement par grue et une utilisation unique pour chaque pile.

CONSOLES GRIMPANTES INTÉRIEURES

Pour des raisons d'ordre statique et de construction, des dalles intermédiaires doivent être incorporées dans les piles creuses toutes les huit phases de bétonnage. Une utilisation rentable de la technique d'auto-grimpage était donc exclue.

C'est pourquoi les ingénieurs PERI ont prévu l'utilisation d'unités d'échafaudage à hisser à l'aide d'une grue. Celles-ci ont été adaptées aux dimensions des éléments de coffrage. Puis a eu lieu, sur la base du principe modulaire,

l'adaptation des consoles et éléments de coffrage à la section qui allait en s'amenuisant.

On travaille avec des consoles grim-pantes SKSF 240 de série au niveau des piles individuelles et, au niveau des doubles piles, avec des structures spéciales PERI permettant également le recul du coffrage.

En outre, des passerelles de travail sont intégrées sur deux niveaux. Elles épousent progressivement la géométrie de l'ouvrage. Un ensemble peut être chaque fois déplacé entièrement avec le coffrage compte tenu de la capacité de la grue. Cela revient à dire que quatre coups de grue suffisent pour déplacer la section complète.

COFFRAGE

La forme complexe du corps d'ouvrage a exigé l'adaptation ou la réalisation spéciale des éléments de coffrage pour chaque section de bétonnage.

Et ce, à l'aide d'éléments de compensation spéciaux dans la trame de 142 mm, sur la base du calcul effectué, avec éléments d'adaptation supplémentaires pour chaque phase, et par l'utilisation de filières acier télescopiques dans la zone de compensation. Une pression de bétonnage allant jusqu'à 100 kN/m² a été prise en compte.

La solution proposée et réalisée, qui prévoyait une seule ceinture d'ancrage dans le béton (2^e ceinture au-dessus du joint de bétonnage) avec des sections de bétonnage d'une hauteur allant jusqu'à 4 m, a permis une réduction du temps nécessaire aux travaux de coffrage et une économie de 50 % au niveau de la fermeture des points d'ancrage. La peau de coffrage métallique sélectionnée engendre une surface impeccable et l'aspect des joints, prévu par PERI, a eu, dès le départ, l'accord du client.

Pour le premier montage et l'instruction du personnel local travaillant sur le chantier, l'entreprise a mis à disposition deux superviseurs et un conducteur de travaux affectés aux sept chantiers prévus pour les piles. La phase de trois jours requise pour la réalisation d'une section de bétonnage a été obtenue au terme d'une courte période d'initiation. Y compris les travaux de bétonnage effectués à l'aide de la grue. L'armature requise est prémontée au sol par une équipe spéciale, hissée par la grue et complétée in situ.

OUTIL SPÉCIFIQUE DE COFFRAGE POUR LE TOIT DE LA BARRIÈRE DE PÉAGE

Cinquante-trois voussoirs forment l'avant de la barrière de péage.

Chacun d'eux a sa forme propre. L'ensemble, long de 98 m sur 28 m de large, ressemble à une immense feuille de papier vrillée. Deux journées sont nécessaires pour couler un voussoir, d'un poids moyen de 45 tonnes.

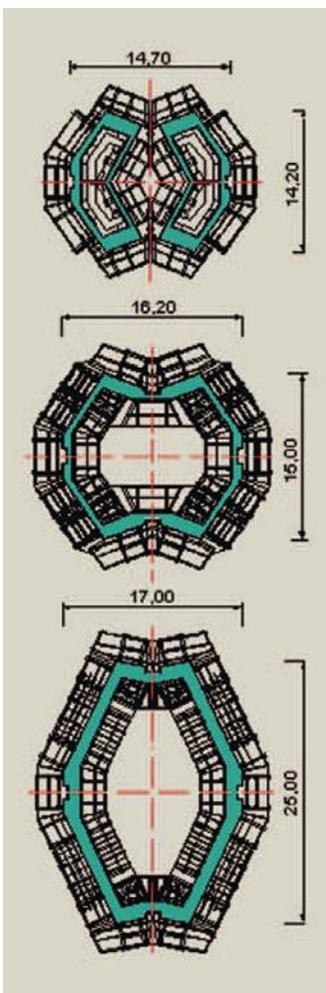
L'outil permettant la préfabrication des voussoirs de l'avant de la barrière de péage est à 90 % de conception spécifique à l'ouvrage.

La géométrie de cette toiture demandait à ce que les voussoirs soient coulés en joints conjugués.

L'ensemble de la peau coffrante est composé de quatre panneaux précintés. Ceux-ci sont ensuite vrillés par montage sur des profilés cintrés suivant un rayon de référence.

Une fois le tout assemblé à une charpente, des écarteurs permettent de figer la géométrie du coffrage.

Des vérins hydrauliques de type ACS ont été utilisés pour les manœuvres de maintien des voussoirs ainsi que pour le relevage des appuis des portiques lors de la translation des éléments préfabriqués. □



LA PRÉCONTRAINTE DES PILES ET DE L'AUVANT EN BSI® DE LA BARRIÈRE DE PÉAGE

AUTEUR : PATRICK CHARLON, DIRECTEUR DE DÉPARTEMENT GRANDS OUVRAGES ET PRÉCONTRAINTE, EIFFAGE TP

LA PRÉCONTRAINTE VERTICALE DES PILES DU VIADUC DE MILLAU

La partie supérieure dédoublée des piles a été précontrainte verticalement. Cette précontrainte a pour but de compenser les effets de soulèvement dus au vent, de limiter les fissurations dues aux effets thermiques et de limiter la fatigue sous efforts alternés.

Eiffage TP division Précontrainte a été chargé de cette prestation et le système DSI a été mis en œuvre.

L'ensemble de la précontrainte représente environ 200 tonnes d'armature et 224 ancrages 19T15 S.

Chacun des deux demi-fûts est précontraint par huit câbles 19T15 S intérieurs au béton.

Le délai global de la réalisation de la précontrainte d'une pile est de 3 semaines (avec un ratio moyen de 13 h/t de précontrainte). Quatre câbles partent du niveau - 98 m et quatre du niveau - 60 m ; ils débouchent tous au niveau du chevêtre (figure 1).

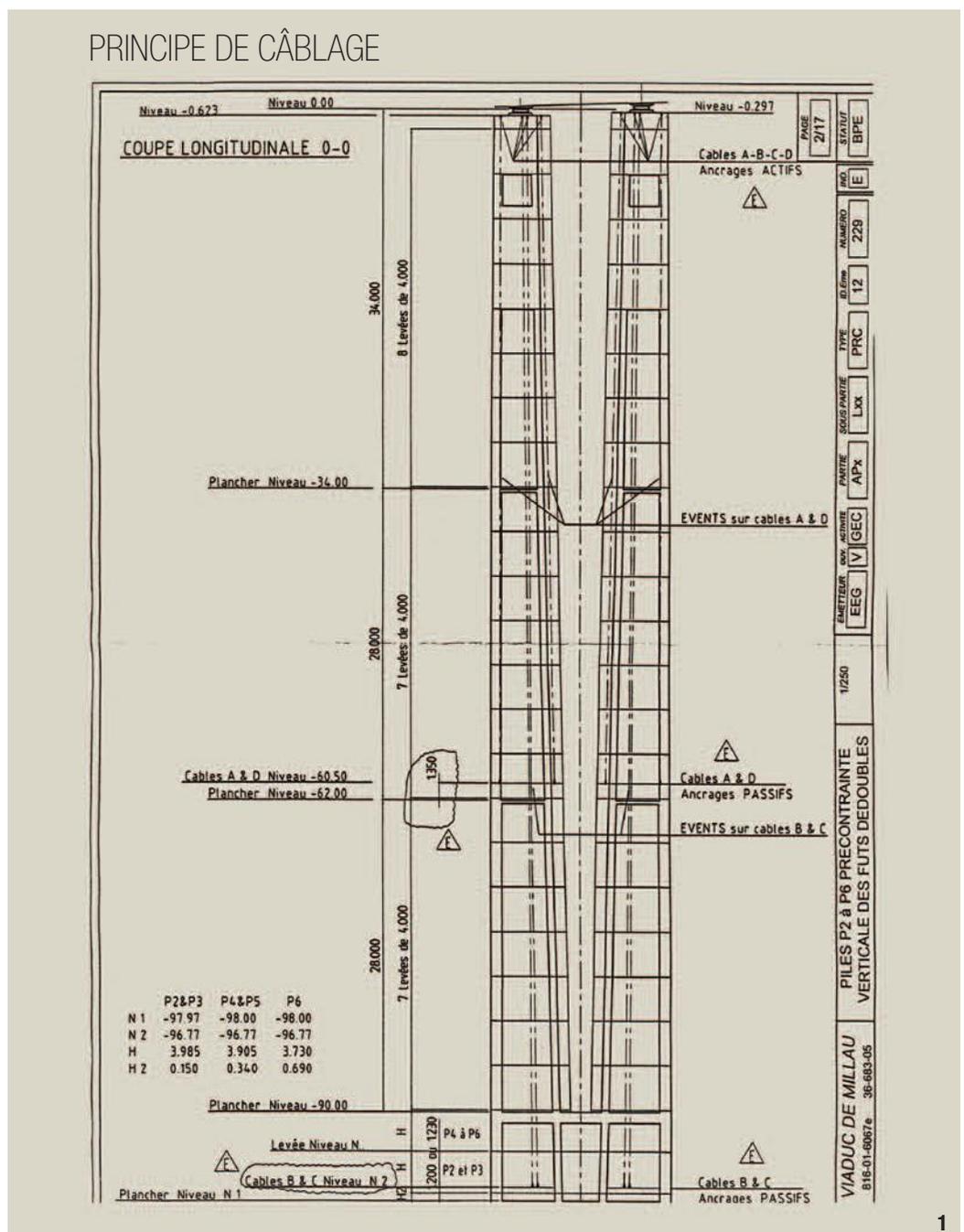
Les ancrages inférieurs débouchent dans la pile à travers un bossage coulé en seconde phase.

L'enfilage des armatures est réalisé depuis le sommet de la pile, les torons étant enfilés directement à travers le disque d'ancrage et bloqués à l'aide d'une clavette pour éviter tout glissement. L'ancrage inférieur est muni d'un tube obturé à son extrémité par sécurité lors de l'enfilage. Les gaines sont des tubes lisses Ø 101,6 mm, rabouffés à chaque levée par slipage et manchon thermorétractable.

Les mises en tension des câbles sont uniquement faites depuis le sommet de la pile (photo 2).

L'injection est de loin l'opération la plus délicate. Un essai a d'ailleurs été réalisé en grandeur nature à l'intérieur d'une des piles du viaduc de Verrières situé non loin de Millau. Cet essai a permis de valider le matériel, la fabrication du coulis et la procédure d'injection, dans des conditions très similaires à celles du viaduc de Millau.

L'injection (coulis Superstresscem) se déroule en trois étapes.



Par souci de sécurité, un « bouchon » en coulis est préalablement réalisé au niveau de l'ancrage inférieur afin d'éviter toute fuite incontrôlable d'un capot lors de l'injection de la colonne de 98 m de coulis. Après durcissement du « bou-

chon » l'injection est réalisée jusqu'à 10 cm sous le disque d'ancrage supérieur afin de s'assurer de la présence éventuelle d'eau due au tassement du coulis. L'eau éventuellement présente est réabsorbée sous 24 heures.

1- Principe de câblage.

1- Cabling technique.



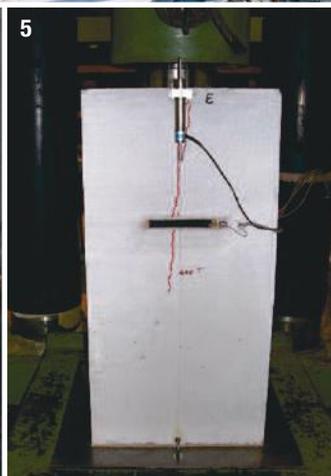
2



3



4



5

2- Vérin de mise en tension 400 tonnes sur chevêtre de pile.

3- Pompe manuelle de réinjection des têtes de câbles.

4- Centrale d'injection de coulis de ciment.

5- Essai de bloc d'about 12T15 S (fissuration à 400 t).

2- 400-tonne tensioning jack on pier header.

3- Manual pump for additional cement grouting of cable heads.

4- Cement grouting plant.

5- Testing of end block 12T15 S (cracking at 400 t).

Une fois la réabsorption réalisée (environ 24 h 00) et la prise du coulis faite, le complément de coulis est mis en œuvre à l'aide d'une pompe manuelle à une pression de 5 bars (photo 3).

Pour des raisons de logistique, le poste de fabrication du coulis est installé en pied de pile, alors que le poste d'injection est placé au niveau de la plate-forme à - 90 m, près des ancrages inférieurs.

Un système de rotation de trois cuves d'entretien permet à la grue d'alimenter en permanence le poste d'injection (photo 4).

Par sécurité des événements doubles ont été placés aux différents paliers intermédiaires des fûts et le volume d'une cuve correspond au volume injecté entre chaque palier.

En cas de défaillance de la grue, le système de doublement des événements permet la reprise de l'injection ultérieurement.

LA PRÉCONTRAINTE DU AUVENT DE LA BARRIÈRE DE PÉAGE

La précontrainte du auvent est constituée par 28 câbles 12T15 S de 100 ml de longueur.

Elle sert à comprimer l'ensemble des 53 voussoirs préfabriqués de la coque, réalisés en BSI® Ceracem, sans armatures passives.

La mise en tension classique à 0,8 Frg avec des ancrages habituels de l'agrément mais sans frettage a nécessité des essais préalables de tenue du béton BFUP sous les efforts localisés de la mise en tension.

En accord avec le LCPC, le CEBTP a effectué à Saint-Rémy-Les-Chevreuse en juillet-août 2003 les essais de compression d'un bloc d'ancrage en BFUP.

L'objectif de cet essai était d'appliquer au bloc d'about un effort de 350 tonnes et de vérifier l'apparition de fissures ; celles-ci sont apparues vers 400 tonnes. La charge de 400 tonnes représente 1,17 fois la contrainte de rupture du toron T15 S ($Frg = 3,348 \text{ kN}$).

En pratique la rupture a été obtenue pour 6,750 kN, soit environ deux fois la contrainte de rupture du toron (photo 5).

Aucun désordre n'est apparu à la mise en tension et l'injection a été réalisée avec du coulis classique Superstresscem. Les essais en charge de l'auvent ont permis de vérifier la bonne tenue de la structure qui repose sur des poteaux très affinés.

Il est à noter que ces essais ont permis de réaliser d'autres structures innovantes en BEFUP avec précontrainte. □

L'ASSISTANCE MÉTÉOROLOGIQUE À LA CONSTRUCTION DU VIADUC DE MILLAU

AUTEUR : JEAN MARCHIONINI, CHEF DU CENTRE DÉPARTEMENTAL AVEYRON DE MÉTÉO-FRANCE, MÉTÉO-FRANCE - MILLAU

DEPUIS 1997, DANS LE CADRE DE LA CONSTRUCTION DES TROIS VIADUCS DU CONTOURNEMENT DE MILLAU, LE CENTRE DÉPARTEMENTAL DE MÉTÉO-FRANCE DE L'AVEYRON (CDM12) A GÉRÉ L'ENSEMBLE DE L'ASSISTANCE MÉTÉOROLOGIQUE ET EN PARTICULIER CELLE DU VIADUC DE MILLAU CONSTRUIT PAR EIFFAGE. LE CDM12 SE SITUE À ENVIRON 2 KM AU NORD DU VIADUC. CETTE ASSISTANCE MÉTÉOROLOGIQUE S'EST CONCRÉTISÉE PAR DE NOMBREUSES ÉTUDES PRÉLIMINAIRES AYANT NOTAMMENT POUR OBJET L'ÉTUDE DE LA CLIMATOLOGIE DU LIEU ET CELLE DE L'ÉCOULEMENT DE L'AIR DANS LA VALLÉE. A L'AIDE DES RÉSULTATS OBTENUS, LE CDM12 A MIS AU POINT DES OUTILS INFORMATIQUES AMÉLIORANT LE TRAVAIL DU PRÉVISIONNISTE ET LUI PERMETTANT UNE CONNAISSANCE PRÉCISE DES CONDITIONS DE VENT DANS LA VALLÉE AINSI QUE SUR LE PLAN DU CHANTIER DU VIADUC DE MILLAU.

L'ÉTUDE CLIMATOLOGIQUE PAR TYPE DE TEMPS

Une première étape a donc consisté en une étude climatologique par type de temps. Cette étude utilise la « classification automatique des configurations météorologiques sur l'Europe occidentale » (type de temps) du géopotential à 500 hPa (figures 1 et 2).

Utilisant les dix types de temps les plus fréquents de la classification et les données mesurées et observées au CDM12 archivées dans sa base climatologique, l'étude a permis de mettre en évidence différentes configurations très marquées par saison (figures 1 et 2). Ces informations furent utiles en particulier au prévisionniste du CDM12 pour une première approche de la connaissance du temps et de sa prévision.

LES ÉTUDES EN VEINE HYDRAULIQUE

L'ÉCOULEMENT DE L'AIR DANS LA VALLÉE

Les études ensuite s'orientèrent vers une compréhension plus fine et plus précise de la dynamique de l'écoulement de l'air dans la vallée. La dimension du chantier nécessitait des études particulières permettant d'appréhender les phénomènes météorologiques existant à une échelle spatiale aussi fine. C'était l'objectif des études en veine hydraulique. Elles ont permis d'étudier l'écoulement de l'air dans la vallée que surplombe le viaduc ainsi que l'influence des piles sur celui-ci et enfin d'établir une corrélation entre le vent moyen mesuré au CDM12 et le vent existant en tout point du viaduc de Millau.

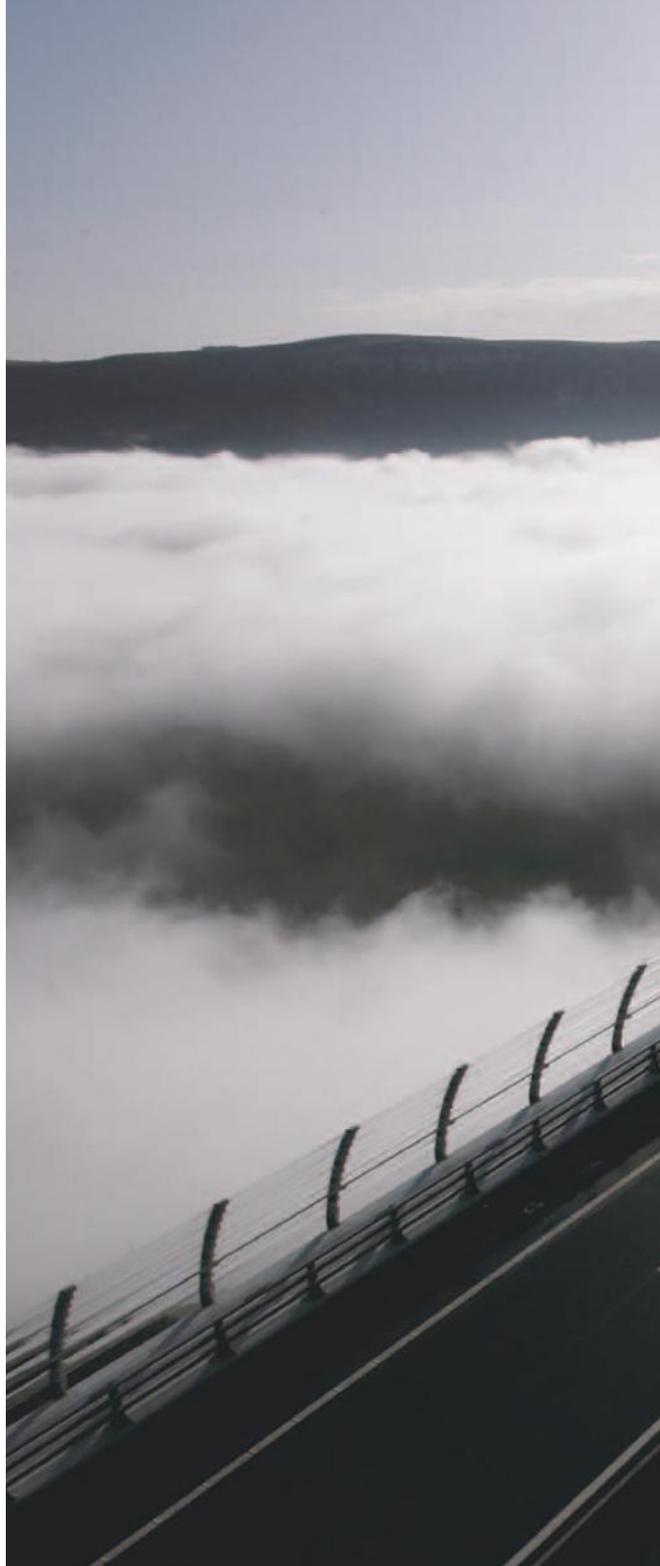
La grande veine hydraulique du Laboratoire de simulation physique des écoulements atmosphériques du Centre national de recherches météorologiques (Toulouse) de Météo-France est un canal d'eau à surface libre de 30 m de long, 3 m de large et de 1,60 m de profondeur dans lequel on fait circuler de l'eau (modélisant l'atmosphère) sur la maquette du site que l'on veut étudier (figures 3 et 4).

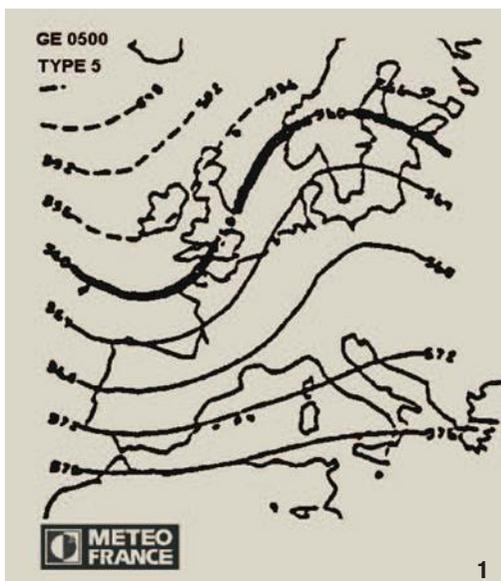
La maquette utilisée concernant le viaduc est au 1/3 000^e et reproduit, outre le relief, tout ce qui peut perturber l'écoulement de l'air.

Le vent au niveau du viaduc se situe au sein des basses couches de l'atmosphère, appelées couche limite atmosphérique. Dans cette couche limite, différents facteurs influent sur les

mouvements de l'air. Ce sont notamment la modification de l'écoulement par le relief, l'effet de la rugosité du sol, l'influence de la stabilité des basses couches (gradient thermique vertical) et enfin la déviation due à la rotation terrestre (force de Coriolis).

Dans le cadre de l'aérodynamique du viaduc de Millau, il s'agit de simuler les écoulements correspondant à des vents forts et turbulents en atmosphère neutre (profil de température adiabatique) en dehors des effets Coriolis. La couche limite atmosphérique est directement impliquée dans les échanges turbulents créés par le frottement de l'air sur le sol. Son épaisseur peut atteindre plusieurs centaines de mètres suivant le type de relief et de rugosité. Les caractéristiques moyennes et turbulentes





1- Type 5 du géopotential à 500 hPa sur l'Europe occidentale.

1- Geopotential type 5 at 500 hPa over Western Europe.

du vent y évoluent avec l'altitude pour atteindre des valeurs constantes à son sommet (vent géostrophique). Près du sol, on distingue une couche appelée couche de surface où l'écoulement est conditionné par la rugosité du sol.

La présente étude, réalisée en simulation hydraulique, donne ainsi les caractéristiques moyennes et turbulentes du vent et précise son angle d'incidence par rapport au tablier. La simulation a été réalisée en écoulement neutre. Pour donner une information complémentaire sur le comportement de l'écoulement, deux techniques de visualisation ont été utilisées :

→ La première, basée sur la tomographie laser, permet de caractériser l'écoulement dans le plan vertical au droit des piles. Des microparticules

disséminées en amont du site à étudier, sont éclairées par un plan laser. Leur déplacement est enregistré en vidéo et un traitement sur les images numérisées restitue leurs trajectoires. Celles-ci sont d'autant plus rectilignes que l'écoulement est régulier et, inversement, d'autant plus chaotiques que l'écoulement est turbulent ;

→ La seconde, basée sur des microgirouettes (petits fils en rotation libre) fixées au droit des piles, caractérise l'écoulement dans le plan horizontal au niveau du tablier. L'enregistrement vidéo de leurs mouvements et l'intégration des images numérisées sur un temps équivalent à 10 minutes permettent d'estimer la direction moyenne et les fluctuations maximales de direction de l'écoulement.

Une fois les mesures effectuées, à l'aide de facteurs d'échelle, on détermine la trajectoire et la vitesse réelle des particules d'air, en particulier en des points précis du plan du viaduc de Millau.

Le CDM12 se trouvant sur la maquette de l'étude, il a été possible d'établir des coefficients de corrélation entre le vent mesuré au CDM12 et chacun des points de mesure sur le viaduc de Millau. Ainsi quand on connaît la vitesse du vent moyen au CDM12 on en déduit avec une très grande précision la vitesse en n'importe quel point du viaduc de Millau (figure 5).

Ces études ont montré, entre autres, une accélération au niveau du tablier par rapport au vent mesuré sur le plateau quand le vent souffle dans l'axe de la vallée et ont mis en évidence également des zones d'accélération quand le vent souffle dans d'autres directions. De plus, elles ont mis en évidence le profil quasi-linéaire des champs de vitesse tant sur la verticale que sur l'horizontale dans la vallée.

L'INFLUENCE DES PILES DU VIADUC SUR L'ÉCOULEMENT DE L'AIR

Lors de la construction du viaduc de Millau, il est nécessaire de connaître le vent au niveau du chantier et notamment autour des piles du viaduc pour pouvoir y fixer des grues à tour en toute sécurité. La flèche de ces grues se trouvant à environ 20 m au-dessus du sommet des piles en construction, leur hauteur totale évolue en cours de chantier. Elles sont donc soumises à des vents différents.

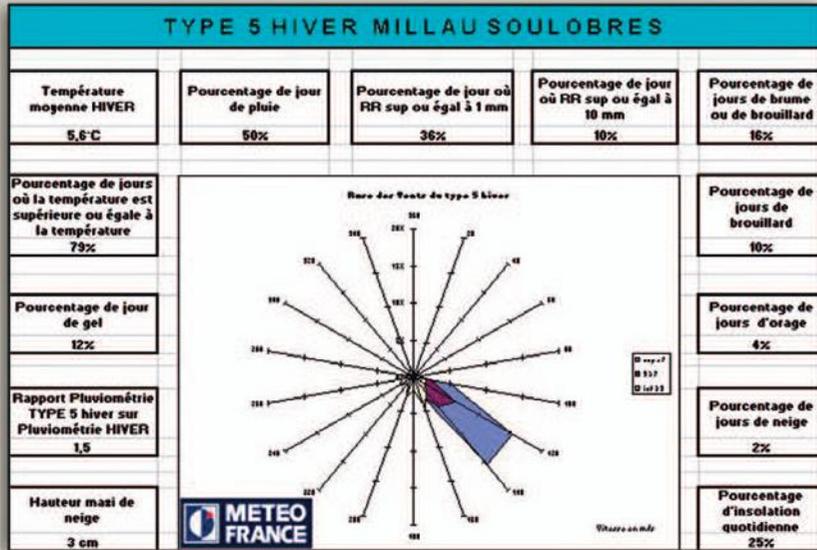
Dans un site tel que la vallée du Tarn au niveau de Millau, il est indispensable de caractériser les effets de site qui vont conditionner le vent au niveau des têtes de grue et de déterminer les effets de distorsion du vent dus à la présence des piles.

L'étude, réalisée en simulation hydraulique, donne les caractéristiques moyennes et turbulentes du vent à l'emplacement des grues et détermine les coefficients correcteurs à appliquer au vent mesuré au CDM12 de Millau-Soulobres pour obtenir le vent au niveau des grues. La simulation sur des maquettes de pile est réalisée en écoulement neutre (figure 6).

Cette étude sur l'influence des piles a établi qu'au voisinage de celles-ci le vent est accéléré quand il souffle dans certaines directions. Ceci a aidé le constructeur dans le dimensionnement des grues et leur positionnement correct par rapport aux piles.

TYPE 5 HIVER AU CDM12

2



2- Type 5 hiver au CDM12.

3 & 4- Maquette du site du viaduc dans la veine hydraulique.

5- Points de mesure des études en veine hydraulique.

2- Winter type 5 at CDM12 weather centre.

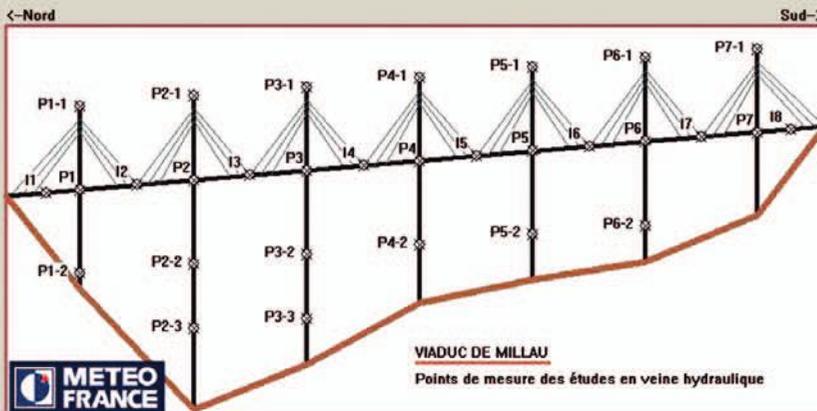
3 & 4- Model of the viaduct site in the hydraulic stream.

5- Measuring points for research in hydraulic Stream.



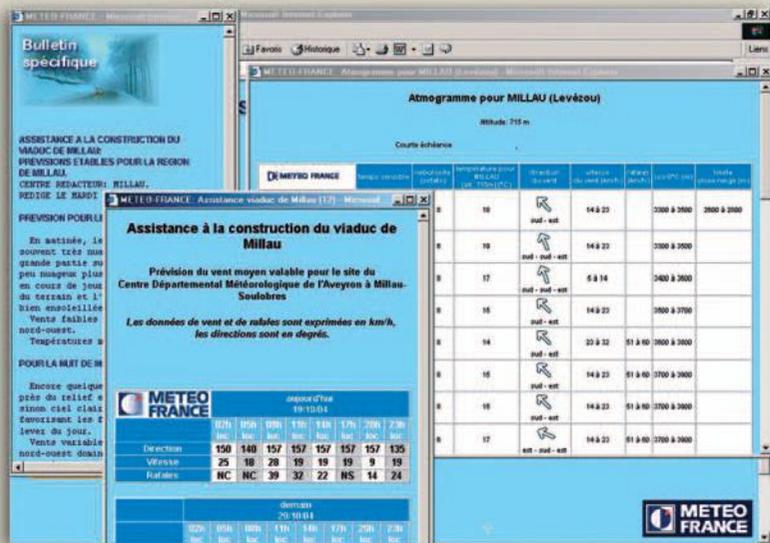
POINTS DE MESURE DES ÉTUDES EN VEINE HYDRAULIQUE

5



BULLETINS DE PRÉVISIONS

7



6- Modélisation des piles en veines hydrauliques.

7- Bulletins de prévisions constituant l'assistance météorologique.

8- Calcul du vent sur le plan du viaduc en fonction du vent moyen mesuré au CDM12.

9- Calculs statistiques de dépassement de seuils de vitesses de vent au CDM12 et sur le plan du viaduc.



L'ASSISTANCE ET SES OUTILS

Suite aux études préliminaires et en concertation avec le constructeur le CDM12 a mis au point l'assistance météorologique à la construction du viaduc de Millau. Le principe de base de cette assistance météorologique est l'utilisation des résultats des études préliminaires en particulier des études en veine hydraulique.

L'ASSISTANCE

Cette assistance concerne en particulier la prévision du vent, phénomène météorologique le plus dangereux pour les personnes travaillant sur le chantier. Une attention particulière a été portée à la prévision de ce paramètre.

Quotidiennement le vent était prévu par pas de temps de 3 ou 6 heures sur cinq jours.

Les 36 premières heures de la prévision du vent étaient de la responsabilité du CDM12 tandis que le reste était issu des calculs du modèle de prévision numérique de Météo-France.

De plus il était fourni un bulletin spécifique décrivant les grandes lignes du temps à venir sur deux jours ainsi que la qualification des rafales du vent. Enfin l'assistance se composait d'une prévision sur 36 heures par pas de temps de trois heures de nombreux paramètres météorologiques tels que le temps sensible, la température, les quantités de précipitations sur une zone incluant le site du viaduc de Millau.

En coordination avec le service de prévision régional situé à Bordeaux, l'assistance réalisée par le CDM12 a été permanente et fournie au constructeur via un site Internet spécialement développé (figure 7).

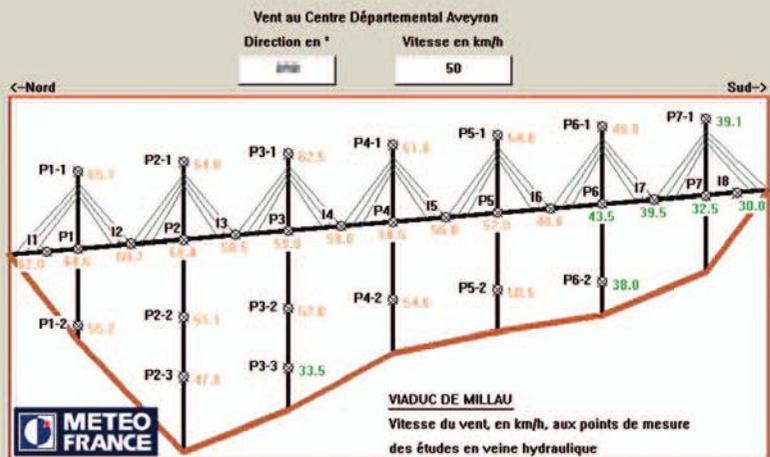
LES OUTILS DE L'ASSISTANCE CONSTRUITS PAR LE CDM12

L'assistance à la construction du viaduc de Millau a nécessité, outre des études statistiques et hydrauliques, des développements informatiques pour permettre au prévisionniste du CDM12 de faire son assistance.

Cette assistance concernait particulièrement la prévision du vent, phénomène

CALCUL DU VENT SUR LE PLAN DU VIADUC

8

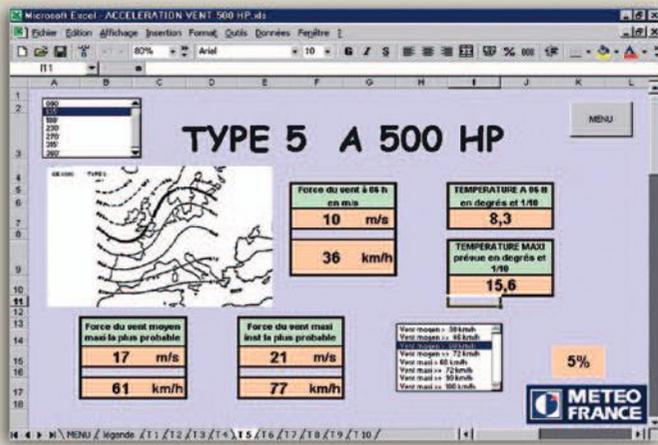


CALCULS STATISTIQUES DU VENT

9



INTERFACE DU CALCUL DES VENTS MAXIMA



10

10- Interface du calcul des vents maxima quotidien moyen et instantané.

10- Interface for computation of maximum average and instantaneous daily winds.

CDM12 a développé une méthode originale basée sur l'observation du vent et de la température à un instant donné ainsi que sur la température maximale et le type de temps prévus de la journée. Grâce à une application développée sur un tableur et la méthode adoptée, la prévision des vitesses du vent quotidiennes maximales instantanées et moyennes a atteint un haut degré de précision (figure 10).

CONCLUSION

L'assistance météorologique à la construction du viaduc de Millau fournie par Météo-France est le résultat d'études et de développements constituant un ensemble cohérent et logique d'outils permettant une connaissance approfondie de l'écoulement de l'air dans la vallée et sur le plan du viaduc. Cette assistance s'est adaptée aux dimensions du chantier grâce aux outils de haut niveau technologique de l'Établissement public. Fruit d'une synergie entre différents services de l'Établissement public, l'action menée par Météo-France et ses personnels dans le cadre de la construction du viaduc de Millau a été novatrice de bout en bout et constitue une première en la matière. □

météorologique le plus dangereux pour les personnes travaillant sur le chantier. Une attention particulière a donc été portée à la prévision de ce paramètre. Pour ce faire le CDM12 a développé deux outils informatiques. Ce type d'assistance, basée sur les résultats des études en veine hydraulique, est novateur et ouvre d'intéressantes perspectives, en particulier dans l'assistance aux chantiers du BTP.

CALCUL DU VENT ET STATISTIQUES SUR LE PLAN DU VIADUC

Ce logiciel permet de calculer le vent sur le plan du viaduc en fonction du vent moyen mesuré au CDM12, pour cela il utilise directement les résultats des études en veine hydraulique. Il permet en outre d'effectuer des calculs statistiques de dépassement de seuils de vitesse de vent en chaque point du viaduc, en fonction de la

climatologie du CDM12. Ces calculs se font par périodes et les statistiques qui en sont issues pour le CDM12 sont évaluées sur le plan du viaduc toujours en utilisant les résultats des études en veine hydraulique (figures 8 et 9).

PRÉVISION DE VENTS MAXIMUM MOYENS ET INSTANTANÉS

La prévision des vitesses maximales quotidiennes, moyenne et instantanée, du vent est importante. Pour ce faire le



DES CALCULS AVANCÉS POUR UN OUVRAGE EXCEPTIONNEL

AUTEURS : PIERRE WYNIĘCKI, DIRECTEUR TECHNIQUE / GÉRANT, GÉONUMÉRIC - RÉMY TENAUD, INGÉNIEUR CONSULTANT, RT CONSEIL - ALBAN WYNIĘCKI, ÉLÈVE ÉCOLE NORMALE SUPÉRIEURE, GÉONUMÉRIC

La société Géonuméric basée à Saint-Martin-d'Hères (38) réalise des calculs avancés et des logiciels spécifiques pour la profession du BTP (calculs non linéaires, calcul d'endommagement du béton, calculs sismiques, explosions...).

Depuis 1998, la société Géonuméric travaille pour le projet du viaduc de Millau d'abord pour le DCE, puis lors des études d'exécution et enfin lors de la construction même de l'ouvrage.

Les contributions de Géonuméric ont porté principalement sur :

→ Les calculs non linéaires du viaduc sous chargement thermique et sous les effets du vent ;

→ Le suivi du comportement de la pile P2 lors de sa construction sous les effets de l'ensoleillement ;

→ Les calculs volumiques de l'auvent de la barrière de péage.

CALCULS NON LINÉAIRES DE L'OUVRAGE

Pour le projet du viaduc de Millau nous avons développé une méthodologie de calcul ainsi qu'un logiciel spécifique permettant de réaliser des simulations tenant compte des non linéarités du matériau et des non linéarités géométriques.

Cette méthode prend en compte :

→ La non linéarité géométrique (hypothèse de grands déplacements) ;

→ La non linéarité du matériau béton (loi de Sargin, fissuration) avec celle des armatures passives (loi élasto-plastique) et celle des câbles de précontrainte (loi du BEPL) ;

→ Le couplage en 3D des zones à comportement non linéaire (piles par exemple) avec le reste de la structure (haubans, tablier, fondations...) dont le comportement est considéré comme linéaire. La figure 1 permet de visualiser pour chaque section les zones fissurées, les contraintes extrêmes des armatures et la contrainte de compression maximale du béton.

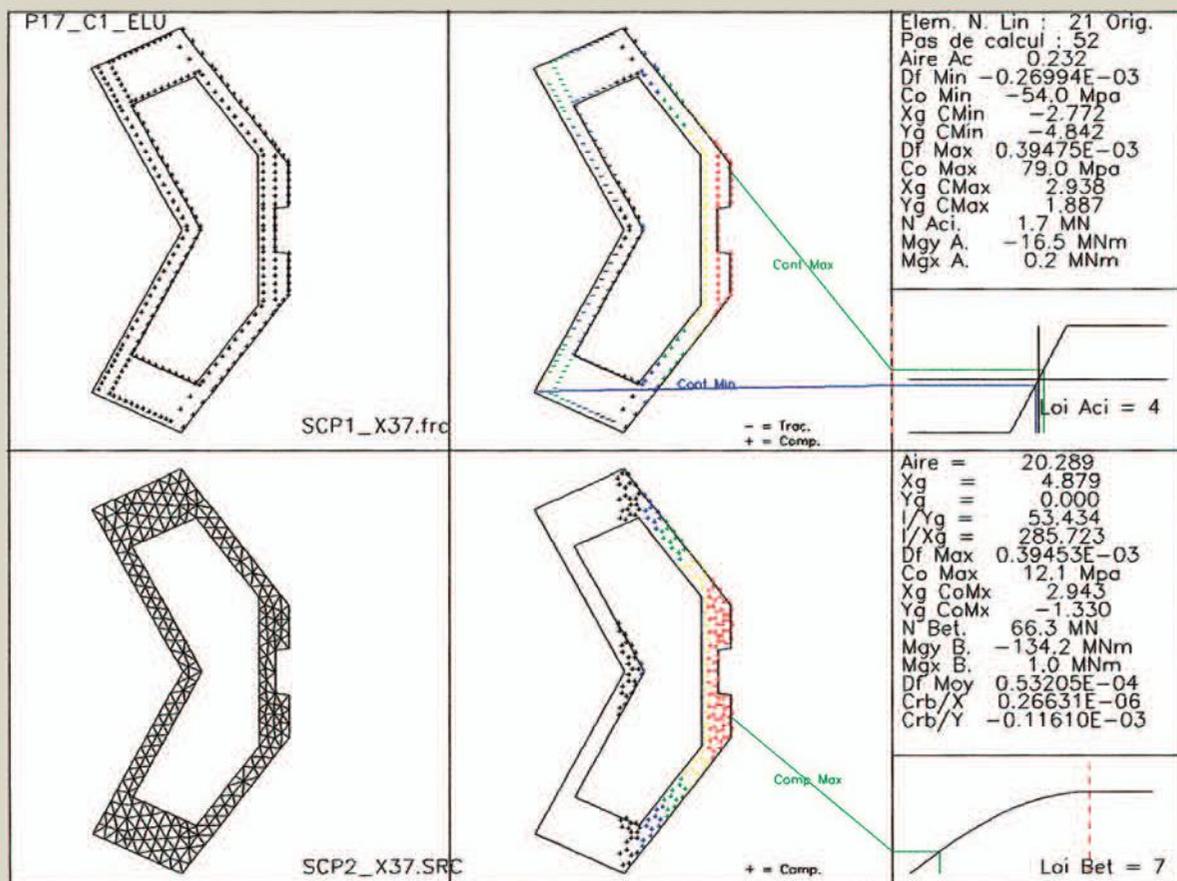
Les sections du béton sont discrétisées en triangles qui chacun matérialise une « fibre élémentaire » du matériau.

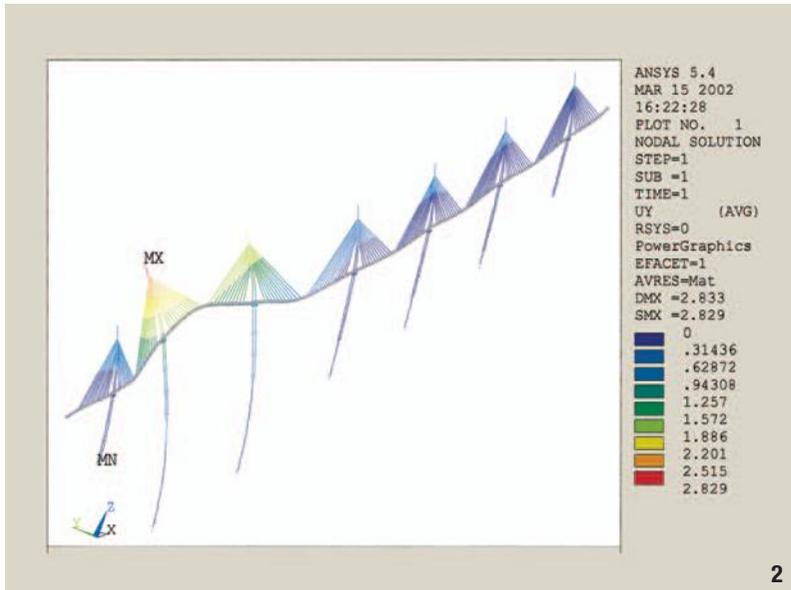
Les fibres correspondant aux armatures passives et aux câbles de précontrainte sont également modélisées pour obtenir un modèle « multifibres ».

1- Section fissurée sous charge thermique.

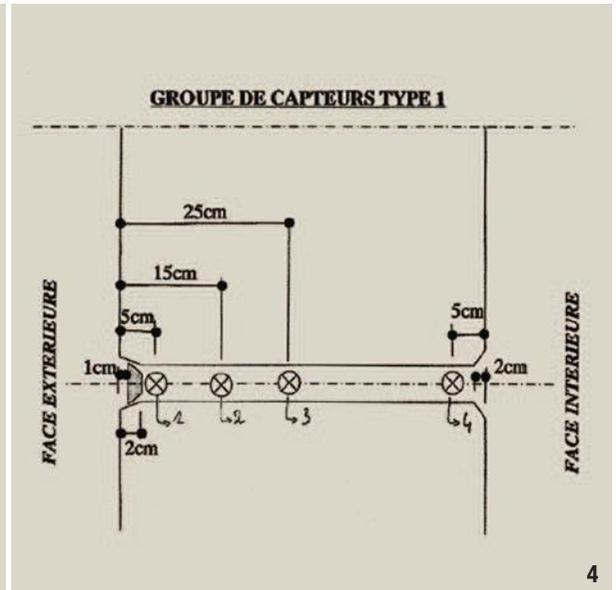
1- Section cracked under thermal load.

SECTION FISSURÉE SOUS CHARGE THERMIQUE

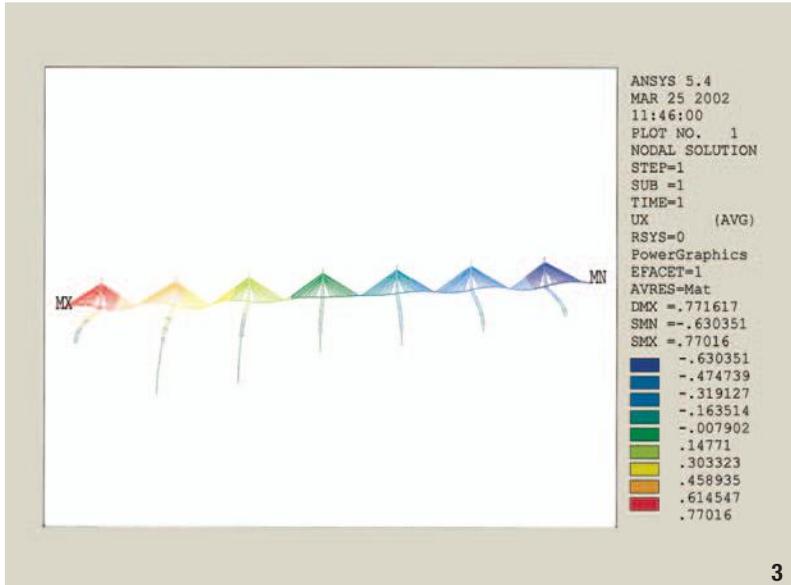




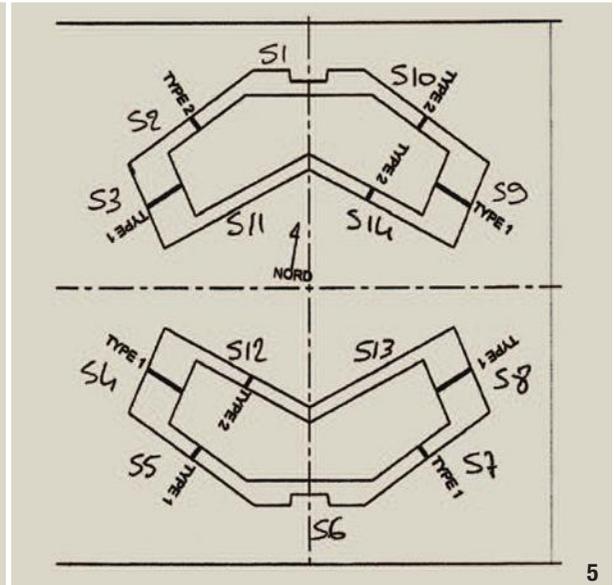
2



4



3



5

Les calculs non linéaires au vent extrêmes intégrant fissuration du béton et grands déplacements donnant pour la tête de pile P2 87 cm de déplacement transversal en calcul linéaire et 147 cm en calcul non linéaire.

La figure 2 montre la déformée de l'ouvrage sous vent extrême.

Le chargement thermique (- 60 degrés) implique, du fait de l'importance de l'ouvrage, un déplacement, dans le sens longitudinal de 66 cm et 49 cm des têtes des piles P1 et P7.

La déformation de l'ouvrage sous sollicitation thermique est représentée sur la figure 3.

La technique « multifibres » permet d'obtenir dans chaque section le niveau de contraintes dans le béton, les armatures passives et les câbles de précontrainte.

Elle permet la visualisation des fissurations du béton.

2- Déformée de l'ouvrage sous vent extrême.

3- Déformée de l'ouvrage sous chargement thermique.

4- Position des capteurs dans l'épaisseur du béton.

5- Position des capteurs dans les sections de la pile.

2- Deformation of the structure under extreme wind.

3- Deformation of the structure under thermal loading.

4- Position of sensors in the concrete thickness.

5- Position of sensors in the pier cross sections.

SUMI DU COMPORTEMENT DE LA PILE P2 LORS DE SA CONSTRUCTION

Les variations de température dues à l'ensoleillement pendant la période de travaux ont une influence directe sur le comportement des piles en construction. Le choix d'une méthode permettant de contrôler la verticalité des piles tout en choisissant les dates et heures optimales de réglage des coffrages s'est donc posé.

LA SOLUTION RETENUE : LE COUPLAGE D'UN MODÈLE THERMOMÉCANIQUE MULTIFIBRES ET DES CAPTEURS DE TEMPÉRATURE DANS LE BÉTON

L'installation de capteurs de température dans les piles du pont (à 5, 15, 25 cm en profondeur et sur chacune des faces) a permis d'obtenir des cartes de température dans les piles de l'ouvrage. On obtient ainsi, en tout point

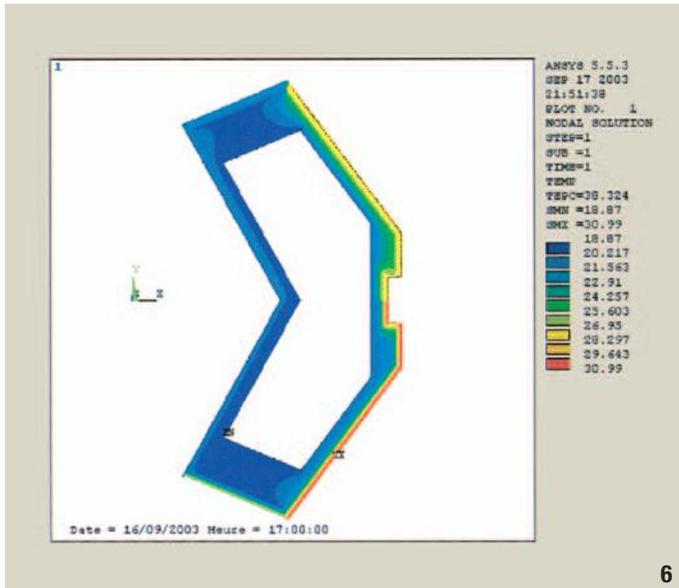
des sections, les températures qui sont appliquées à un modèle multifibres de la pile.

Dès lors, il est possible de créer un modèle poutre qui permet de calculer la déformation de la pile et qui fournit au chantier la position de la pile en temps réel (figures 4, 5, 6, 7, et 8).

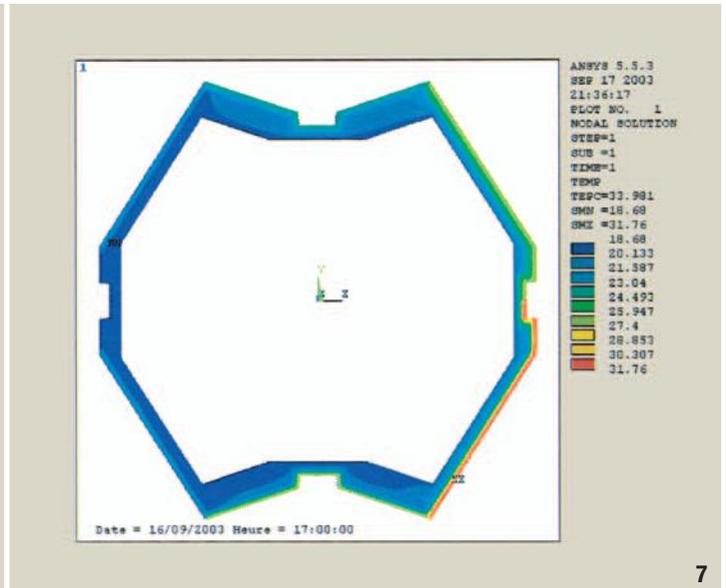
LES CALCULS VOLUMIQUES DE L'AUVANT DE LA BARRIÈRE DE PÉAGE

Les sollicitations locales au niveau des zones sur appuis et des zones d'about (où sont ancrés les câbles de précontrainte définitive) ont été déterminées avec des modèles EF volumiques sur le logiciel ANSYS.

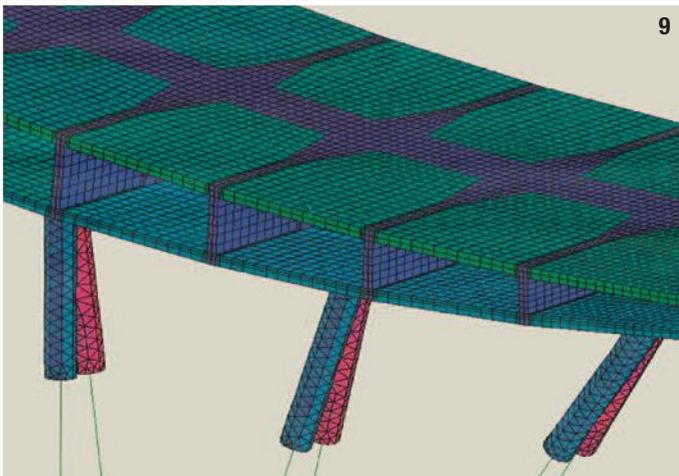
La transmission des efforts de la coque vers les poteaux, a été analysée à l'aide d'un modèle volumique fin correspondant à une bande de 4 m de largeur axée sur les appuis et relié au modèle



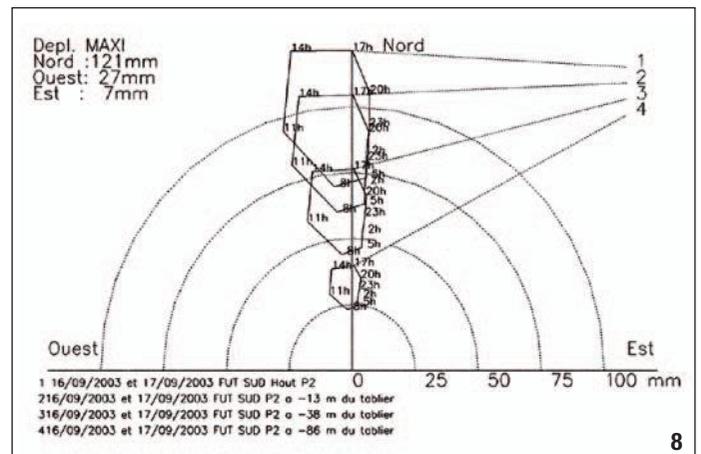
6



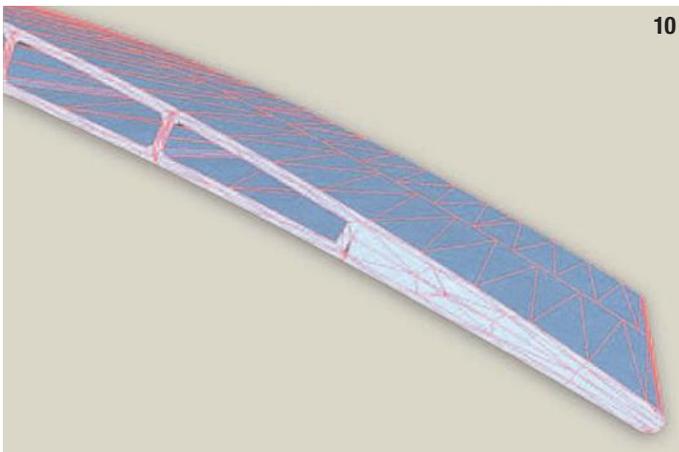
7



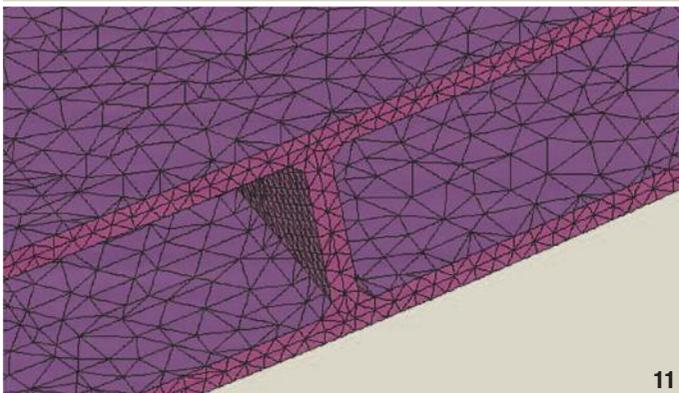
9



8



10



11

6 & 7- Carte des températures dans les sections des piles.

8- Déplacements simulés de la pile P2 au cours du temps.

9- Maillage volumique d'un voussoir sur pile.

10- Maillage polyédrique issu de la CAO.

11- Maillage éléments finis de la zone d'about issu du traitement SIMPOLY.

6 & 7- Map of temperatures in the pier cross sections.

8- Simulated displacements of pier P2 over time.

9- Volume meshing of a segment on pier.

10- Polyedral meshing produced by CAD.

11- Finite-element meshing of the end zone produced by SIMPOLY processing.

général en éléments coques (figure 9). La modélisation des zones d'about a nécessité la mise en œuvre d'une méthodologie originale consistant à récupérer la conception CAO des voussoirs d'about réalisée sur le logiciel INVENTOR et à générer les éléments de volume à partir du maillage de peau en utilisant une technique d'enrichissement et de décimation de polyèdres (logiciel SIMPOLY).

Cette technique consiste à enrichir les maillages initiaux en subdivisant chaque facette triangulaire puis dans un deuxième temps, à décimer en respectant une forme de triangle convenable pour des éléments finis et en définissant une taille des éléments adaptée au comportement mécanique de l'ouvrage (figures 10 et 11).

L'originalité de cette méthode tient dans le fait qu'elle est capable d'assurer quelle que soit la qualité du modèle CAO initial, un maillage conforme, et de lisser les détails ne correspondant pas au niveau de discrétisation recherché pour le modèle éléments. □



DE LA BASE DES FONDATIONS AU SOMMET DES PILES : DIX ANS DE CRÉATIVITÉ

AUTEUR : BERNARD GAUSSET, DIRECTEUR DÉVELOPPEMENT TECHNIQUE, ARCADIS

LES RÉFLEXIONS PRÉLIMINAIRES

De nombreuses années avant que Eiffage ne donne le premier coup de pioche sur le chantier, des ingénieurs d'Arcadis (à l'époque Europe Etudes Gecti) réfléchissaient déjà à l'élaboration d'un projet qui allait devenir le

viaduc de Millau. En effet, en 1990, dès le choix d'un tracé haut reliant directement les deux Causses par un ouvrage exceptionnel, le Setra, a conçu sous l'impulsion de Michel Virlogeux, lors d'une étude préliminaire, les premières esquisses d'un viaduc à multiples travées haubanées reposant sur des piles

atteignant 250 m de hauteur. En 1993, Europe Etudes Gecti (aujourd'hui Arcadis) a été retenue par la Direction des Routes parmi sept grandes sociétés d'ingénierie et huit cabinets d'architectes, pour donner, indépendamment les uns des autres, des avis sur la faisabilité technique et les modalités d'in-

sertion dans le site d'un tel ouvrage. Nos ingénieurs ont alors travaillé sur la base de l'étude préliminaire du Setra pour en faire l'analyse critique et chercher des améliorations ou des solutions nouvelles. Dès cette phase, outre des solutions techniques complètement différentes



qui n'ont ensuite pas abouti, nous avons insisté sur deux points fondamentaux pour cet ouvrage haubané :

→ L'importance à accorder à la perception du franchissement et au confort des usagers qui nous avait conduit à proposer une modification légère de tracé permettant de ramener la pente longitudinale du tablier de 4 % à environ 3 %, sans allonger l'ouvrage ;

→ La prépondérance de la cohérence de conception de l'ensemble piles-tablier-pylônes pour apporter à cette structure une raideur globale suffisante tout en conservant un tablier mince, limitant les effets du vent.

Dès ce stade nous avons proposé le dessin d'un pylône très raide longitudinalement et confirmé la pertinence

de piles dédoublées aux extrémités de l'ouvrage.

LA PHASE DE CONCEPTION INITIALE

À partir des quinze rapports d'analyse et de proposition des sociétés d'ingénierie et d'architecture consultées, la Direction des Routes a défini cinq solutions structurelles différentes qu'elle a lancées en compétition par le biais de marchés de définition auprès de groupement d'architectes et d'ingénieurs ayant formalisé des propositions lors de la mission précédente.

Pour cette compétition, nous avons formé un groupement comprenant :

→ Sogelerg (aujourd'hui Thales) (mandataire) ;

TABLEAU I

Groupement de concepteurs - Organisation		
Comité technique		
	Bernard Gausset	ARCADIS
	Michel Virlogeux	MV Consultant
	Tim Quick	Norman Foster & Partners
	Claude Servant ⁽¹⁾	SEF
	Jean-Louis Michotey ⁽²⁾	THALES
Équipes d'étude		
Vent	Denis Rigault	ARCADIS + CSTB
Tablier béton	Jean Vassord	ARCADIS
Tablier métal	Rémy Desbats ⁽³⁾	SEF
Piles	Thierry Duclos ⁽⁴⁾	THALES + Geonumeric
Géotechnique	Olivier Givet	ARCADIS
Équipements	Bernard Gausset	ARCADIS
<small>(1) Aujourd'hui EIFFAGE TP - (2) Aujourd'hui GETEC Développement - (3) Aujourd'hui PRODETIS - (4) Aujourd'hui ARCADIS</small>		

→ Europe Etudes Gecti (aujourd'hui Arcadis) (pilote technique) ;

→ SERF ;

→ Sir Norman Foster & Partners (architecte) ;

→ et Michel Virlogeux, comme consultant. Pendant six mois de réflexions et d'études, ce groupement a travaillé, en interaction très étroite et constructive entre les ingénieurs et les architectes, pour définir une solution globale d'ouvrage permettant de répondre simultanément aux préoccupations d'intégration dans le site et aux impératifs structurels liés à la très grande dimension de l'ouvrage et à la spécificité d'un tablier multi-haubané. Cette réflexion, ayant comme point de départ les études préliminaires du Setra et les analyses critiques des quatre intervenants issues de la phase précédente, a été basée sur les résultats de toutes les investigations menées sur le site par l'AIOA, conducteur d'opération, pour cerner au mieux les contraintes auxquelles l'ouvrage doit répondre : géotechnique, climatologie, hydraulique, environnement, sécurité des usagers...

LES LIGNES DIRECTRICES DE LA CONCEPTION

La recherche de la solution a été sous-tendue par deux préoccupations majeures, l'intégration au site et l'adéquation structurelle de l'ouvrage aux sollicitations spécifiques liées à la taille exceptionnelle de l'ouvrage.

L'intégration au site et choix architecturaux

L'intégration au site est le point essentiel sur lequel s'est exprimé la vision forte de Norman Foster et qui s'est traduit par la volonté de :

→ Mettre en évidence que cet ouvrage est en premier lieu, un ouvrage lancé

de plateau à plateau, franchissant une brèche très vaste, en lui donnant un caractère d'unicité et de régularité.

De cette orientation maîtresse découlent le choix de la succession de travées égales, sans petites pilettes aux extrémités et la répétitivité de la forme de toutes les piles ;

→ Privilégier de très grandes travées, adaptées à la dimension du site, en harmonie avec la hauteur de l'ouvrage et permettant de minimiser le nombre de points d'appui ;

→ Donner à chacune des parties d'ouvrage, des formes très épurées, d'où le choix d'un haubanage à nappe unique axiale, et des formes de piles ajourées et très élancées soulignées par des lignes verticales créant des jeux d'ombre et de lumière.

En complément de ces choix architecturaux partagés, les ingénieurs d'Arcadis ont suscité la reprise d'une idée émise antérieurement consistant à tracer l'axe en plan suivant une courbe de très grand rayon et à limiter la pente longitudinale à 3 %. Ces principes, qui ont dû être discutés au sein du groupement car ils pouvaient conduire à atténuer la rigueur visuelle d'un ouvrage rectiligne, ont finalement été retenus car ils apportaient un grand confort visuel et une nette amélioration de la sécurité des usagers.

Les effets du vent

L'élément principal de dimensionnement de cet ouvrage est la prise en compte des effets du vent, et en particulier, sa forte turbulence. La plupart des choix découle de cette analyse au vent :

→ La longueur des travées : pour un ouvrage haubané, plus les travées sont grandes, plus la nappe de haubanage est importante et, à hauteur de tablier constante, plus la prise au vent par unité

de longueur de tablier sera forte. De plus, l'effort transversal reporté sur chaque pile est proportionnel à la longueur des travées adjacentes.

L'optimal a été trouvé avec des travées de l'ordre de 350 m ;

→ La recherche d'un tablier le plus mince possible et profilé ;

→ La géométrie des piles et leur variation dimensionnelle sur la hauteur ;

→ Les fondations des piles assurées par quatre puits de gros diamètre descendus dans les marnes et calcaires pour solliciter une masse rocheuse suffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Cohérence structurelle

La particularité structurelle de cet ouvrage est liée à la succession de six travées intermédiaires haubanées, sur des piles de grande hauteur.

Les phénomènes de flexion alternée du tablier induite par cette configuration ont conduit le groupement à définir des piles et des pylônes de grande raideur, avec dédoublement des appuis sur chaque pile pour assurer un encastrement pile-tablier. Simultanément, le problème des variations de longueur du tablier sous les effets de la température a été résolu par le dédoublement des piles d'extrémité en deux fûts minces parallèles sur la partie haute des piles. Pour compléter cette très grande rigidité en flexion longitudinale et reporter les charges verticales à l'aplomb de chacun des deux fûts dédoublés de la pile, le pylône a reçu une forme générale en Δ , placé dans le plan vertical à l'axe du tablier. La forme très caractéristique de ces piles, avec leur évidement central en partie inférieure du tablier qui se retrouve au-dessus du tablier dans l'évidement entre les deux jambes de pylône, découle totalement et logiquement de ces considérations structurelles. La réflexion architecturale a permis sur cette base de trouver les formes qui affirment avec force ce fonctionnement structurel.

Ce principe de dédoublement des fûts pleinement déterminé pour les piles d'extrémité, a été étendu à toutes les piles par souci d'homogénéité architecturale.

Conception des piles

Dans la zone inférieure de fût unique, la section la mieux adaptée pour reprendre ces différents types de sollicitations est une section en caisson à parois minces, dont le plus grand axe est orienté perpendiculairement à l'axe de l'ouvrage. En effet, cette section procure :

→ Une grande inertie de torsion autour d'un axe vertical, nécessaire pour s'op-

poser aux phénomènes d'oscillation dus au vent turbulent ;

→ Un grand rayon de giration nécessaire pour pallier les risques de flambement ;

→ Une inertie transversale variable sur la hauteur pour reprendre les efforts prépondérants de vents transversaux.

Dans la partie supérieure dédoublée Arcadis a proposé puis mis au point après de nombreuses itérations une section transversale en forme de « C » qui confère à ces fûts, à la fois :

→ Une grande souplesse vis-à-vis des déplacements longitudinaux ;

→ Une grande résistance aux moments transversaux ;

→ Une grande résistance en béton armé, donc un grand bras de levier vis-à-vis des moments longitudinaux ;

→ Une bonne stabilité au flambement ;

→ Une surface disponible au sommet des fûts suffisante pour y loger des appareils d'appuis de 10 000 t de capacité.

Cette solution a été présentée en juillet 1996, en même temps que les propositions des quatre autres groupements d'architectes et d'ingénieurs, à la Direction des Routes et à un jury représentant l'ensemble de la société civile et ce jury a retenu ce projet de viaduc multi-haubané du groupement qui, dans les grandes options est celui qui a été construit.

LA PHASE PROJET

Ce projet, élaboré lors de ce concours, a été poursuivi de 1996 à 1999, pendant 3 ans d'études de projet pour, affiner le concept global et de chaque partie d'ouvrage, améliorer la perception visuelle de l'ouvrage dans son site, améliorer le confort des usagers et s'assurer que tous les phénomènes physiques créant des sollicitations dans l'ouvrage étaient pris en compte et correctement repris par les différentes parties de structure.

ORGANISATION DU GROUPEMENT DE CONCEPTEURS

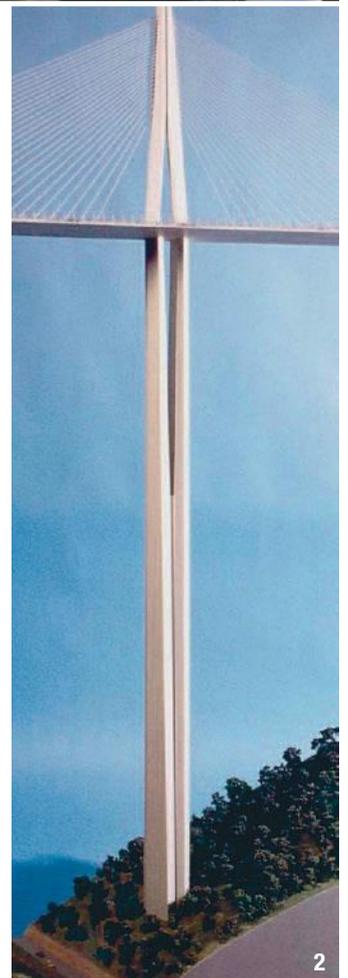
Pour cela, le groupement de concepteurs a structuré son organisation pour assurer la meilleure efficacité et la meilleure exhaustivité des études.

Un comité technique très actif supervisait des équipes d'études spécialisées affectées à chacun des domaines spécifiques : étude au vent, tablier en béton, tablier en métal, piles, géotechnique et équipements. Le comité technique animé par Bernard Gausset et Michel Virlogeux et regroupant les responsables techniques de chacune des entités du groupement tant ingénieurs



1- Tracé courbe de l'ouvrage.
2- Projet de pile.

1- Curve plotting for the structure.
2- Draft of pier.



qu'architectes, assurait les orientations générales de la conception, coordonnait le travail des équipes d'études, validait les méthodologies d'études et apportait les réponses scientifiques et technologiques aux problèmes complexes. Chaque équipe d'études menait les analyses et les calculs correspondant à leur domaine, établissait les plans correspondant et menait les approches technologiques liées aux dispositions constructives et aux méthodes de construction de l'ouvrage.

Les axes d'amélioration en phase projet ont concerné d'une part une approche plus précise des phénomènes à prendre en compte et des efforts induits dans l'ouvrage, en particulier les effets du vent et d'autre part une optimisation technique et architecturale du tablier, des piles, des lûées et des équipements (tableau I).

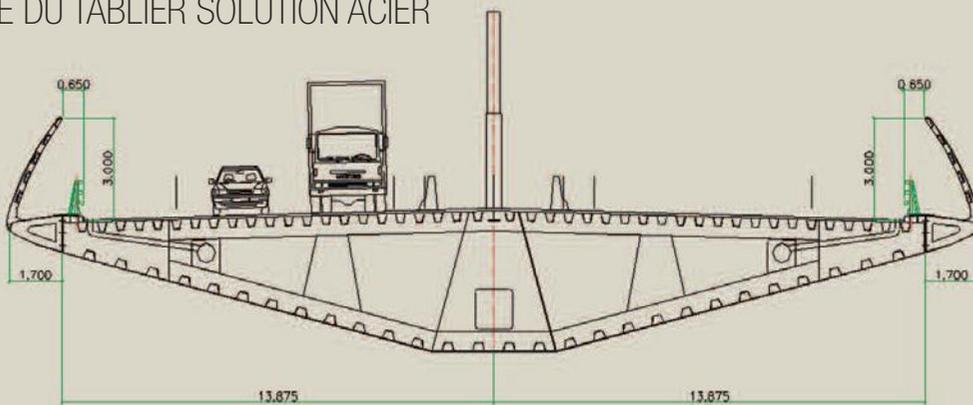
CONCEPTION DU TABLIER

À partir d'une proposition au stade du concours d'une coupe transversale assez classique avec forme trapézoïdale à large fond, la recherche d'une forme plus « nerveuse » sur le plan architectural, nous a conduit à mener les études au stade d'avant projet avec

un caisson en forme de triangle aplati. Malheureusement, les essais en soufflerie ont mis en évidence des risques d'instabilité aérodynamique liés à des phénomènes de décollement aléatoire des filets d'air au voisinage de l'angle saillant inférieur. La conception a alors été légèrement modifiée avec chanfreinage de l'angle inférieur du triangle pour obtenir un profil trapézoïdal à fond

COUPE DU TABLIER SOLUTION ACIER

3



3- Coupe du tablier solution acier.

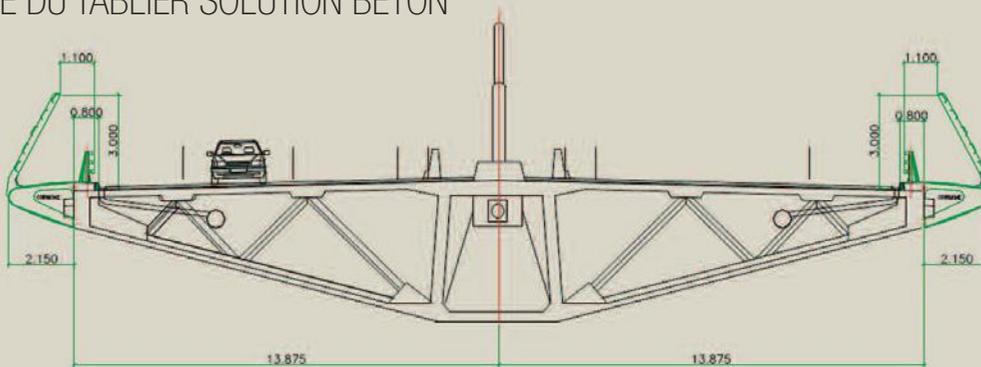
4- Coupe du tablier solution béton.

3- Cross section of the deck, steel solution.

4- Cross section of the deck, concrete solution.

COUPE DU TABLIER SOLUTION BÉTON

4



horizontal étroit. Pour analyser les avantages de deux solutions constructives et pouvoir mettre en concurrence les entreprises de la construction métallique et de la construction en béton, deux solutions ont été étudiées dans le détail : une solution à tablier en béton précontraint et une solution à tablier en acier (figures 3 et 4).

PYLÔNE

Le pylône a finalement été conçu en béton pour les deux solutions à tablier métal et à tablier béton.

Ce choix découle de considérations économiques et structurelles, car un pylône béton étant beaucoup plus lourd qu'en métal, il apporte une compression sur les appuis, favorable au fonctionnement en doublet d'appui qui a tendance à soulever un des appuis en cas de chargement dissymétrique.

PILES

De multiples études de détail, basées sur des calculs complexes menées par l'équipe de Thales, et en relation très étroite avec les architectes, ont permis de faire évoluer très fortement les formes de ces piles pour qu'elles puissent, d'une part respecter la volonté d'aboutir

à des formes pures et d'autre part qu'elles soient parfaitement adaptées à la reprise des efforts et déplacements. Les premières formes proposées étaient logiquement de type rectangulaire, à angles arrondis pour améliorer le profilage, avec le grand côté placé transversalement à l'ouvrage.

Lors de l'établissement du projet nous avons fait évoluer progressivement cette forme initiale pour :

→ Assurer une continuité des lignes entre pile et tablier et lui donner une cohérence avec la forme triangulaire du tablier ;

→ Apporter une meilleure résistance vis-à-vis du vent.

La section finale qui répond à l'ensemble de ces critères est un caisson creux en forme d'octogone pour la partie basse et en forme de V très ouvert pour la partie haute dédoublée. Les dimensions en plan sont variables sur toute la hauteur pour apporter une capacité de résistance variant homothétiquement avec les moments sollicitants dus au vent.

FONDATEMENTS

À partir des données géologiques et géotechniques détaillées issues des

investigations menées par l'AIOA, les ingénieurs géotechniciens de Simecsol (aujourd'hui Arcadis) spécialistes de fondation et de mécanique des roches ont, avec les conseils de Marc Panet, défini les niveaux d'assise, les capacités de résistance des sols et les méthodes de calcul à utiliser pour dimensionner les puits de fondation en toute sécurité. Toutes les fondations des piles sont assurées par quatre puits de gros diamètre descendus dans les marnes et calcaires pour solliciter une masse rocheuse suffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

ÉQUIPEMENTS - ÉCRANS BRISE-VENT

La très grande hauteur de ce franchissement au-dessus du sol et les conditions naturelles de vent du site ont conduit le maître d'ouvrage à imposer des dispositifs de protection de l'utilisateur vis-à-vis du vent consistant en des écrans latéraux de 3 m de hauteur.

La conception de ces écrans, menée par Arcadis et le CSTB a nécessité des recherches approfondies sur le matériau constitutif et sur le comportement aérodynamique basées principalement sur des essais en soufflerie pour qu'ils puissent

répondre aux exigences contradictoires qu'on leur avait assigné :

→ Protéger efficacement les véhicules contre le vent sur toute la largeur de chaussée ;

→ Ne pas induire une trop grande détérioration des caractéristiques aérodynamiques du tablier profilé ;

→ Garantir aux automobilistes une vision du site franchi.

Ces performances ont été obtenues par des écrans présentant une porosité aérodynamique de 40 % environ assurée par cinq lames cintrées horizontales transparentes, séparées entre elles par des espaces libres.

MODE DE CONSTRUCTION

La conception d'un ouvrage de cette importance ne peut absolument pas être menée sans définir simultanément les méthodes à retenir pour les opérations de construction. Ces études de méthode ont conduit à définir avec précision, tant pour la solution béton que pour la solution métal, toutes les phases détaillées de construction et les dispositifs à mettre en œuvre pour assurer la stabilité de l'ouvrage dans des configurations provisoires moins favorables que l'état de service. ▷

Elles ont nécessité également de formaliser les principes généraux des outils spécialisés nécessaires à la construction, équipages mobiles pour le tablier béton, engin particulier de levage pour la solution métal.

MISE EN CONCESSION

Ce projet, très abouti, a été finalisé en 1999 après cinq années de réflexions et de calculs, menés par le groupement de concepteurs : Thales - Arcadis - Serf - Michel Virlogeux - Norman Foster.

Il a été approuvé par la Direction des Routes et confié en octobre 2001 en concession à la Compagnie Eiffage du Viaduc de Millau.

Compte tenu du caractère exhaustif des études de conception réalisées, le cahier des charges de la Direction des Routes a imposé au concessionnaire de réaliser l'ouvrage en respectant toutes les dispositions principales de conception et toute la géométrie extérieure de l'ouvrage.

Le groupe Eiffage et les ingénieries dont il s'est entouré, ont poursuivi le travail de recherche d'améliorations structurales, principalement en vue d'une plus grande performance des opérations de construction, et ont conduit ce projet à son aboutissement par la réalisation des travaux.

CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE ET ÉTUDES D'EXÉCUTION

Au moment de passer à la réalisation, Eiffage TP constructeur des parties béton de l'ouvrage, engagé par un délai très court, a choisi de s'appuyer sur l'expérience de l'équipe initiale de concepteurs pour assurer, sous la direction d'Arcadis et en relation étroite avec la direction technique du chantier et Eiffage STOA, les études d'exécution de ces structures exceptionnelles par leurs dimensions et par les sollicitations variées auxquelles elles sont soumises.

Cela a permis à ce groupement de conserver une présence forte dans la réalisation de l'ouvrage alors que la décision de l'État de confier cet ouvrage à un concessionnaire privé l'avait dépossédé de la phase finale de sa mission de maîtrise d'œuvre de conception, le suivi des études de réalisation.

Eiffage a confié à Arcadis trois missions spécifiques :

→ L'étude d'exécution complète des cinq grandes piles P2, P3, P4, P5, P6, comprenant tous les calculs nécessaires, l'établissement de tous les plans de

coffrage et de ferrailage et la définition détaillée des fondations ;

→ Le conseil et le suivi géotechnique de tous les ouvrages liés au sol : pistes d'accès, soutènements, confortement des sols et fondations proprement dites ;

→ Le conseil dans le domaine de l'établissement du programme d'instrumentation, de sa mise en œuvre et de l'exploitation des résultats.

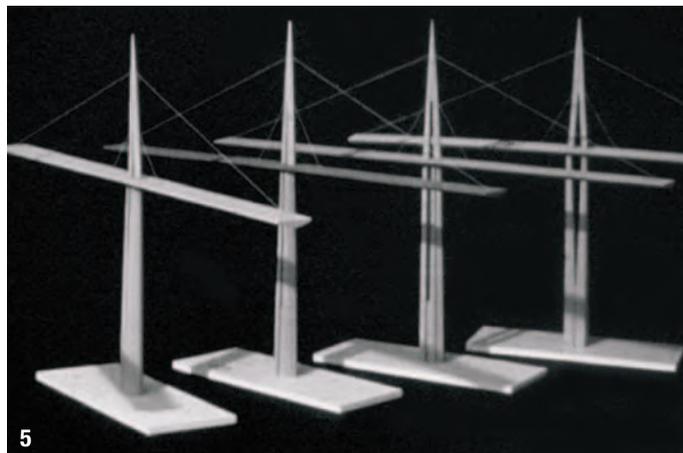
ÉTUDES D'EXÉCUTION DES PILES ET DES FONDATIONS

Pour ces études menées par Arcadis sous la direction de Jean Vassord et Patrice Ello, il a été fait appel en sous-traitance, dans le cadre d'un accord de partenariat entre les membres du groupement de concepteur, aux moyens et à la compétence de Thales et de Serf.

Les calculs de justification des piles, menés par Thales sous la direction de Thierry Duclos se décomposent en deux phases principales.

La première phase consiste à pré-dimensionner les armatures de flexion du fût, en partant des combinaisons réglementaires de sollicitations issues des calculs linéaires élastiques, à l'exception des effets thermiques rares et extrêmes pour lesquelles une analyse non linéaire en déplacement imposé est effectuée. Les efforts généraux en situation d'exploitation ont été déterminés par le BE Greisch à l'aide d'un modèle filaire 3D (FINELG), représentant l'ensemble de l'ouvrage, et intégrant les matrices de souplesse des fondations. Ces calculs, menés à ce stade en considérant un comportement élastique linéaire, ont fourni en tout point des piles, les torseurs des efforts pour chaque cas de charges élémentaires (charges permanentes, surcharges routières, actions du vent, effets thermiques...).

Dans **la deuxième phase**, une étude de stabilité de forme des piles est conduite à l'aide d'une modélisation filaire 3D de l'ensemble de l'ouvrage menée sur ANSYS par Géonuméric sous la direction de Pierre Wyniecki, et en tenant compte des non-linéarités matérielles (béton armé) et géométriques (grands déplacements) de la structure. Les calculs réalisés dans la deuxième phase d'étude ont pour but d'analyser le comportement non linéaire des piles. Ils ont permis de vérifier le dimensionnement des piles avec les sollicitations ajustées par la prise en compte des différentes non-linéarités du comportement d'ensemble de l'ouvrage : non-linéarités de matériau béton armé et



précontraint et les non-linéarités géométriques de grands déplacements. Le ferrailage longitudinal des fûts de piles a pu ainsi être validé et optimisé. Les piles ont également fait l'objet de plusieurs modèles semi-locaux aux éléments finis destinés à analyser le comportement des zones particulières ne pouvant être traitées par les méthodes usuelles de la résistance des matériaux. Ces modèles ont porté sur les éléments suivants :

- Bases des piles, semelles et puits de fondations pour chacune des cinq piles par Arcadis ;
- Zones de dédoublement des fûts, par Serf ;
- Vérification de la stabilité locale des

5- Maquettes d'étude pile-pylône.

6- Fût de pile P2 - Vue de dessus.

7- Écran brise-vent.

8- Ferrailage semelle et fût.

9- Terrassement P3 avec Tervoile.

5- Pier-pylon engineering models.

6- P2 pier shaft - Plan view.

7- Windbreak screen.

8- Footing and shaft reinforcement.

9- P3 earthworks with Tervoile.



7



8



9

parois de fûts, par Thales ;
 → Études des diaphragmes intermédiaires (planchers), par Arcadis ;
 → Attaches des grues à tour sur les fûts de pile, par Thales ;
 → Études des chevêtres en têtes de pile, par Arcadis et Eiffage STOA.

L'ensemble de ces structures ont nécessité l'établissement de plus de 50 plans de coffrage et 350 plans de ferrailage, établis par les équipes de projecteurs dessinateurs d'Arcadis assistés par ceux de Serf.

SUMI GÉOTECHNIQUE DES TRAVAUX

Pendant les travaux, Eiffage a confié aux géotechniciens d'Arcadis, en particulier Olivier Givet et Laurent Bertin, la mission de superviser la mise en œuvre d'une importante campagne géotechnique de contrôle des terrains sous les appuis et d'assurer le dimensionnement des soutènements et des stabilisations de fouilles et de manière continue, un suivi géotechnique de tous les travaux de terrassements des plates-formes et des appuis.

Pour la pile P3, Arcadis a proposé en coordination avec l'entreprise de terrassement, de mettre en œuvre un soutènement provisoire de grande hauteur de type nouveau, le Tervoile.

Ensuite, une auscultation des fondations a été réalisée dès le commencement de la levée des piles afin d'en vérifier le bon comportement et de détecter la présence éventuelle d'anomalies du terrain.

Pour cela les tassements et l'inclinaison des semelles ont été mesurés régulièrement et à intervalles rapprochés et comparés aux prévisions.

Ces prévisions ont été établies sur la base des modèles de comportement de la fondation aussi réaliste que possible prenant en compte la possibilité de transfert de charges par la semelle, par cisaillement sur les parois des puits et en pointe des puits.

En fin de levée des piles, les mesures ont montré que les tassements sont proches et en général en deçà des prévisions.

INSTRUMENTATION

Le groupe Eiffage, souhaitant équiper l'ouvrage d'un système complet d'instrumentation pour suivre son comportement tant en phase de construction qu'en phase de service, a demandé à Bernard Pincent, expert d'Arcadis en instrumentation sur ouvrages, d'apporter son conseil et son expérience acquise sur de nombreux ouvrages en

particulier sur le pont Vasco de Gama à Lisbonne. Sur la base d'objectifs identifiés avec les ingénieurs de structure, il a cherché à définir les priorités d'investigation et de suivi, puis a élaboré, en relation avec les ingénieurs d'Eiffage, le programme d'instrumentation à mettre en œuvre, le choix des appareils de mesure les mieux adaptés et les plus fiables, les spécifications techniques à respecter, et les méthodologies d'exploitation des résultats.

BILAN

Ainsi pendant presque dix années, les ingénieurs d'Arcadis, couvrant tous les domaines techniques nécessaires à la conception d'un grand ouvrage, ont apporté leur compétence et leur créativité pour que cet ouvrage exceptionnel puisse voir le jour, avec toute garantie de sécurité et de durabilité.

Pendant toute la durée de la gestation de ce viaduc, Arcadis a apporté, d'abord à la Direction des Routes en phase de conception, puis au groupe Eiffage, en phase de construction, son expérience de l'étude des très grands ouvrages et sa capacité à mobiliser des moyens importants, diversifiés et très motivés par son enthousiasme à participer à l'acte de créer et de construire. Arcadis a aussi confirmé sa capacité à participer à un travail d'équipe, aujourd'hui indispensable pour mener à bien de telles aventures, en travaillant soit en association contractuelle soit en partenariat :

→ Avec d'autres société d'ingénierie : Thales, Serf, BE Greish ;

→ Avec différents donneurs d'ordre : AIOA puis Eiffage ;

→ Avec différents experts et scientifiques : Michel Virlogeux, le CSTB, Géonuméric ;

→ Avec des équipes d'architectes et de paysagistes : Norman Foster, Agence TER, Defol et Mousseigne ;

→ Avec les responsables des travaux des diverses entreprises : Eiffage TP, SAMT, tout en accordant une grande importance aux avis des maîtrises d'ouvrage, la Direction des Routes puis la CEVM et de ceux de la maîtrise d'œuvre de réalisation, la Setec et ses partenaires.

Bien que les médias dans leur ensemble aient principalement mis en exergue l'intervention de l'architecte et du constructeur, l'histoire d'une création, relatée ci-dessus dans ses grandes lignes, vient rappeler le rôle essentiel des ingénieurs et des sociétés d'ingénierie dans l'élaboration et la réalisation des grandes constructions contemporaines. □



LE COMPORTEMENT AU VENT DU VIADUC DE MILLAU : 10 ANS D'ÉTUDES AU CSTB

AUTEURS : GÉRARD GRILLAUD, RESPONSABLE SCIENTIFIQUE, CSTB NANTES - OLIVIER FLAMAND, INGÉNIEUR D'ÉTUDE, CSTB NANTES - SOPHIE BODÉRÉ, INGÉNIEUR D'ÉTUDE, CSTB NANTES

Le viaduc de Millau est un ouvrage hors du commun. Par ses dimensions tout d'abord : 2,5 km de long, des piles de plus de 220 m de haut pour faire franchir à l'A75 la vallée du Tarn. Par son histoire aussi qui, bien que récente, a vu un déchaînement des passions qui a rendu sa naissance très mouvementée. Par les techniques qui auront été requises enfin, faisant appel à ce que le génie civil peut faire de mieux à ce jour.

Le CSTB a été associé à ce challenge dès sa genèse, en 1993. D'abord en définissant les conditions de vent sur ce site bien particulier à l'aide de mesures in situ, de modèles numériques, et d'études sur maquette topographique pour le compte du maître d'ouvrage, l'AIOA Millau. En 1996, au stade des études de définition de deuxième phase, le CSTB réalise les essais aérodynamiques du tablier et des pylônes du projet multi-haubané. Lorsque ce projet est lauréat du concours, les études aérodynamiques sont poursuivies avec un projet dont la géométrie s'affine et se finalise (1997-1998).

En 2001 la décision est prise de concéder l'ouvrage au groupe Eiffage qui propose un mode original de construction du projet métal : le lançage du tablier métallique depuis les plateaux latéraux en utilisant, outre les piles béton défi-

nitives, des palées intermédiaires et provisoires métalliques, dont plusieurs mesurent près de 180 m de haut.

Des études aérodynamiques complémentaires sont alors conduites au CSTB, pour la phase de construction notamment, et aussi pour vérifier la non sensibilité des pylônes métalliques aux phénomènes aéroélastiques (vibrations) que leur relative grande légèreté est susceptible d'engendrer. Une étude particulière est aussi réalisée pour vérifier la tenue au vent de la couverture de la barrière de péage.

LA DÉFINITION DU VENT

Il est essentiel de savoir, au stade de la conception d'un ouvrage, quelles sont les contraintes auxquelles il sera soumis. Les contraintes climatiques sont, dans le cas d'un grand pont comme celui-ci, parmi les plus importantes. Et le vent constitue, à une altitude de plus de 200 m, un adversaire redoutable, tant en période de construction que d'exploitation.

La connaissance du vent sur le lieu de construction commence donc par une période d'observation sur site.

Des instruments sont installés et mesurent les caractéristiques du vent pendant une durée suffisamment longue (plus d'un an dans ce cas). Ensuite la comparaison de ces données de terrain

avec les valeurs enregistrées pendant la même période par la ou les stations météorologiques proches (Millau Soulobres) permet de transposer les statistiques climatiques issues de plusieurs dizaines d'années de mesures à la station météo sur le site de construction. Pour le cas particulier du viaduc de Millau, la hauteur exceptionnelle des piles ne permettait pas l'utilisation unique des techniques traditionnelles d'anémomètres portés par des mâts de grande hauteur. Une méthode de sondage de l'atmosphère par ondes sonores (Sodar) a été adoptée.

Le principe du Sodar est proche de celui utilisé dans l'eau par les appareils de type sonar : une onde sonore est émise en un point, qui se propage librement dans l'air jusqu'à ce qu'elle rencontre une différence de densité du fluide, généralement due à un cisaillement

entre deux couches. Une partie de l'onde est alors réfléchi dont le temps de trajet et la fréquence sont enregistrés par une batterie de détecteurs.

Du temps de vol on déduit la distance de l'écho, du glissement en fréquence on déduit les vitesses des couches d'air par application de l'effet Doppler.

On a pu ainsi à partir d'un émetteur récepteur situé au sol sonder l'atmosphère jusqu'à l'altitude du plus haut point du pont, 343 m (figures 1 et 2).

L'utilisation combinée du Sodar et de techniques anémométriques classiques (un pylône de 40 m muni d'anémomètres était installé sur l'arête du plateau de France) a permis de définir les caractéristiques du vent en quelques points de la vallée. Un modèle numérique représentant l'ensemble du site, celui de la station météo de Millau Soulobres et un modèle physique à échelle réduite du 1/1 250^e étudié en soufflerie à couche limite atmosphérique ont parallèlement été mis en œuvre pour corroborer et compléter ces mesures (figure 3).

L'approche numérique, calibrée par rapport aux données obtenues sur le terrain et corrélée avec les mesures simultanées enregistrées à la station météorologique, a permis de définir des coefficients de transfert et d'effectuer des analyses statistiques. Vingt-neuf années de mesures à Millau Soulobres ▷

1- Vue en coupe du viaduc et de la vallée du Tarn.

1- Cross-section view of the viaduct and the Tarn Valley.



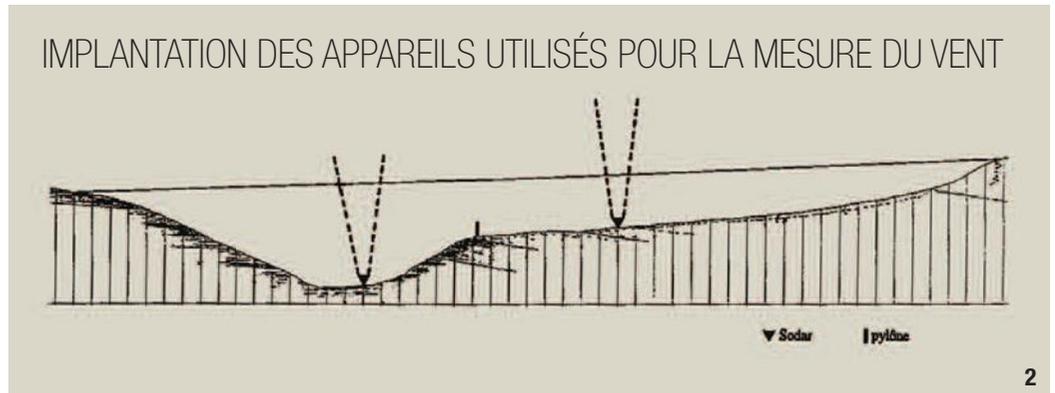
1

(période 1965-1993) ont été utilisées dans une analyse aux valeurs extrêmes (méthode des « tempêtes » appliquée aux tempêtes dominantes orientées sud-est et nord-ouest) afin de déterminer le vent nominal de période de retour de cinquante ans au niveau du tablier.

L'étude topographique a été réalisée dans la soufflerie à couche limite du CSTB sur une maquette à l'échelle 1/1250 reproduisant le relief dans un cercle de 5 km de diamètre.

Deux sondes à fil chaud à trois composantes furent utilisées pour mesurer les fluctuations du vent (intensité des turbulences, densités spectrales) et leurs corrélations spatiales (échelles de turbulence, fonctions de cohérence) sur toute la longueur du viaduc et sur les piles, pour les orientations dominantes du vent déterminées par l'étude sur site et l'analyse statistique associée.

La synthèse de ces études climatiques a permis de définir des « modèles » de vent, fonction de la direction du vent et de la position sur le viaduc. Ces modèles ne prédisent en aucun cas quelles seront les caractéristiques climatiques à une date future donnée ; ils permettent par contre, à partir des statistiques issues de plusieurs dizaines d'années passées, d'extrapoler aux années à venir quelles seront les conditions de vent les plus sévères auxquelles le pont devra résister, ce sont ces modèles de



vent qui sont utilisés pour le dimensionnement de l'ouvrage.

Malgré la très grande hauteur des piles, les caractéristiques du vent au niveau du tablier du viaduc de Millau ne sont pas plus sévères qu'au pont de Normandie : la vitesse moyenne du vent est nettement plus faible mais les niveaux de turbulence sont plus élevés, ce qui conduit à des vitesses maximales équivalentes (55 m/s, vent de pointe cinquantenal). Les caractéristiques spatiales de la turbulence sont également globalement comparables ; la différence essentielle entre le vent « Millau » et le vent « Normandie » est la nécessité de prendre en considération des vents moyens non horizontaux au-dessus du site de Millau. Les mesures par Sodar montrent qu'il faut tenir compte, pour

2- Implantation au sol des appareils utilisés pour la mesure du vent.

3- Modèle numérique représentant l'ensemble du site autour du viaduc et de la station météorologique.

2- Ground layout of equipment used for wind measurement.

3- Numerical model representing the entire site around the viaduct and the meteorological station.

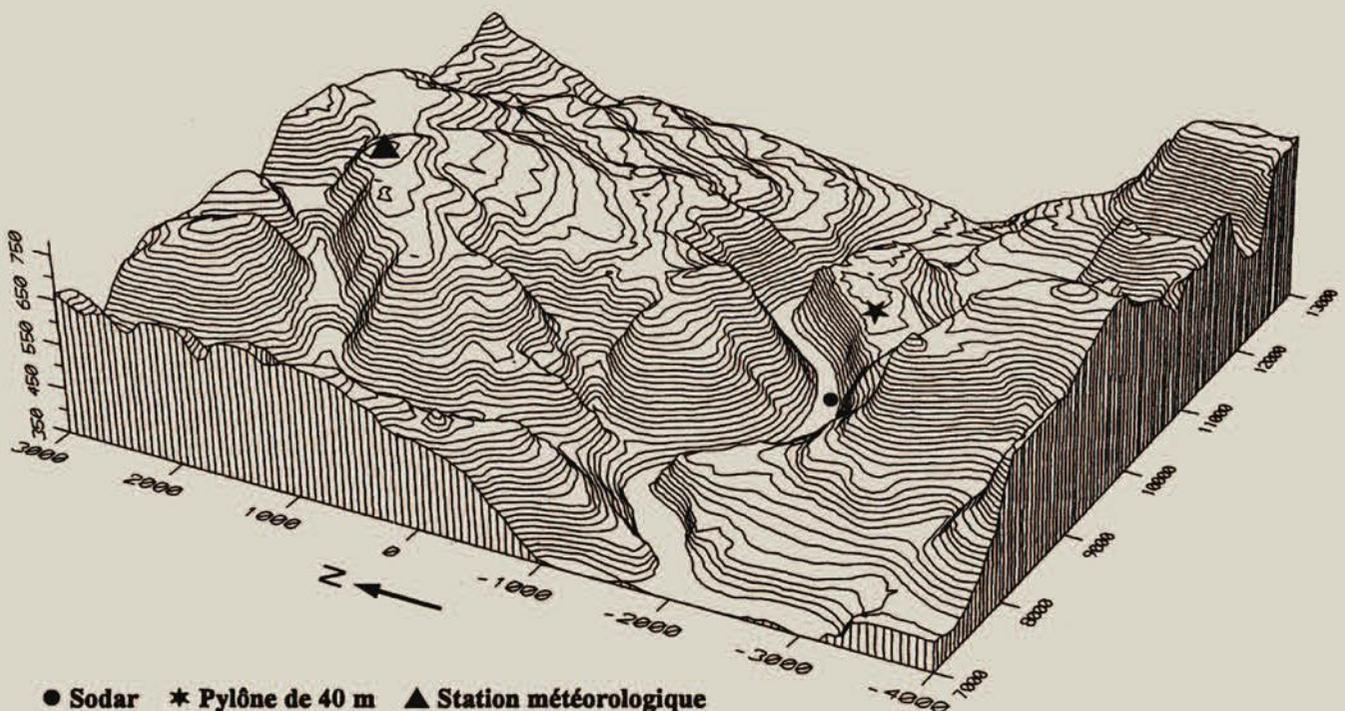
l'inclinaison moyenne du vent, d'une fourchette de $\pm 2,5^\circ$ à 270 m au-dessus du Tam et de $\pm 5^\circ$ à 130 m au-dessus du Plat de Peyre.

LES EFFORTS ENGENDRÉS PAR LE VENT, LES PROPRIÉTÉS AÉRODYNAMIQUES DES ÉLÉMENTS DU VIADUC

Chacun des éléments du pont est sujet à l'effort des vents violents : les piles, dont la hauteur est un record mondial, le tablier, dont la légèreté facilite l'apparition de vibrations, les pylônes qui sont les points les plus hauts du pont et les câbles qui sont tendus comme les cordes d'une harpe entre le tablier et les pylônes.

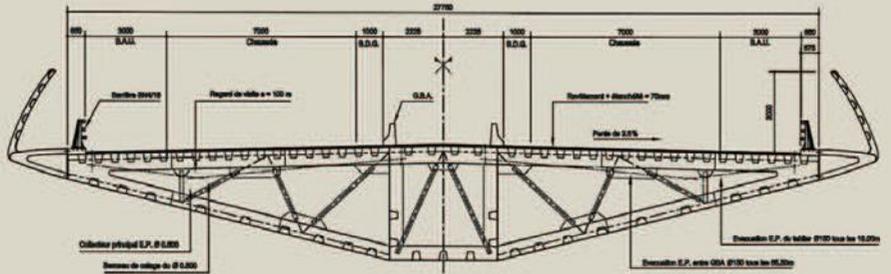
Une première approche a donc consisté à étudier séparément chacune de ces

MODÈLE NUMÉRIQUE REPRÉSENTANT L'ENSEMBLE DU SITE





LE TABLIER TRAPÉZOÏDAL MÉTALLIQUE DU VIADUC DE MILLAU



parties au moyen de maquettes simples, des maquettes sectionnelles.

Par exemple pour le tablier du pont, sa forme extérieure étant la même sur l'ensemble du pont, les efforts de vent ont été mesurés sur un tronçon pour extrapoler ensuite sur la longueur complète de l'ouvrage (photo 4).

C'est le même type de maquette qui a été utilisé pour connaître les efforts du vent sur un bout de pile, sur un morceau de hauban, sur une partie de pylône. On reconstruit ensuite le pont complet en affectant à chaque élément sa longueur réelle. Des essais de stabilité ont complété les mesures d'efforts sur la maquette de tablier du viaduc pour vérifier la qualité du profil géométrique vis-à-vis des problèmes de vibration verticale ou de torsion.

Pour ce type d'essais la maquette est montée sur un système de suspension dont les caractéristiques sont déduites de la raideur de l'ouvrage réel. L'observation du comportement de la maquette en fonction de la vitesse du vent en soufflerie permet d'en déduire celui de l'ouvrage réel.

C'est à cette étape que le tablier du viaduc de Millau a évolué, d'une forme initiale d'abord trapézoïdale, puis triangulaire, à une forme finale trapézoïdale à base étroite très performante d'un point de vue purement aérodynamique, alliant faibles efforts transversaux et

très bonne stabilité malgré les écrans pare-vent latéraux (protection des véhicules sur l'ouvrage) très pénalisants (figure 5).

Mais le vent est variable dans le temps et dans l'espace, une « rafale » de vent n'agit à un instant donné que sur une partie de l'ouvrage. Le calcul des actions du vent sur l'ouvrage complet nécessite donc d'introduire cette variabilité spatio-temporelle du vent : il faut tout d'abord générer la vitesse du vent en chaque point du pont au cours du temps par une « simulation temporelle du champ de vent ». Cette carte, en trois dimensions, des vitesses instantanées du vent est ensuite transformée en un « champ des efforts », en associant en chaque point du pont la vitesse du vent aux propriétés aérodynamiques de l'élément de pont concerné mesurées en soufflerie. En pratique, il s'avère plus simple pour des raisons mathématiques de raisonner dans le domaine des fréquences en utilisant des approches spectrales où les propriétés spatiales de la turbulence sont caractérisées par des échelles de turbulence qui ont la dimension de longueurs et qui représentent une moyenne statistique de la taille des tourbillons du vent naturel.

De tels calculs ont été conduits par les bureaux d'études EEG, Serf et Structures, ce dernier agissant en tant que sous-traitant du groupement des

4- Essai sur un tronçon de tablier du viaduc de Millau dans la veine de la soufflerie atmosphérique du CSTB.

5- Le tablier trapézoïdal métallique du viaduc de Millau.

6 & 7- Deux maquettes du viaduc de Millau en soufflerie à couche limite atmosphérique, pour le projet béton (à gauche) puis pour le projet final (à droite) en phase de construction.

8- Maquette sectionnelle du tablier du viaduc équipée de prises de pression pariétales pour la mesure de la fonction d'admittance aérodynamique.

4- Testing on a deck section of Millau Viaduct in the airstream of the CSTB's atmospheric wind tunnel.

5- The trapezoidal steel deck of Millau Viaduct.

6 & 7- Two models of Millau Viaduct in wind tunnel at the atmospheric boundary layer, for the concrete project (on the left) and then for the final project (on the right) during the construction stage.

8- Sectional model of the viaduct deck fitted with wall pressure taps for measuring the aerodynamic admittance function.

concepteurs, d'abord dans les phases de définition du viaduc, puis par le bureau Greisch pour le concessionnaire Eiffage en collaboration avec l'ingénieur-concepteur Michel Virlogeux. La phase en service et l'ensemble des phases de construction ont ainsi été étudiés en utilisant comme entrée les modèles de vent issus de l'analyse climatique et les propriétés aérodynamiques du viaduc mesurées sur maquettes sectionnelles en soufflerie.

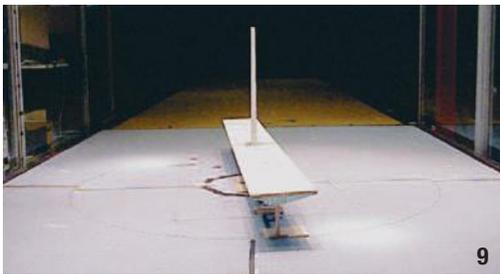
LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

La connaissance des efforts directement induits par le vent sur le viaduc n'est qu'une première étape. En effet plus un ouvrage d'art est élancé, audacieux, plus il est souple, susceptible de se déformer sous les sollicitations externes. Le vent turbulent, variant sans cesse, génère des déplacements des parties les plus souples de la structure, dont les valeurs extrêmes sont celles qui conditionnent la résistance.

Cette « réponse dynamique » du pont sous l'excitation du vent turbulent est elle aussi appréhendée d'un point de vue expérimental via des maquettes spécifiques en soufflerie parallèlement à des calculs sur ordinateurs qui complètent les mesures physiques.

Ce type de maquette « aéroélastique » permet de reproduire tous les effets ▷





9



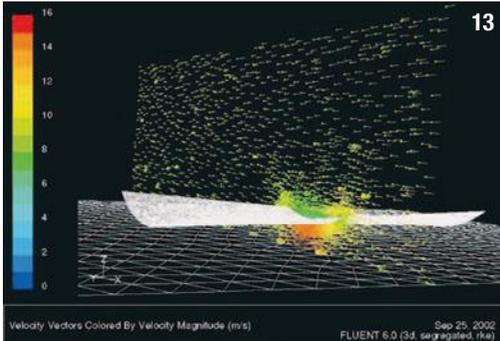
10



11



12



13

9 & 10- Maquettes spécifiques pour l'étude des effets du vent sur le pylône (à gauche) ou sur les palées métalliques provisoires (à droite).

11 & 12- Prototype grandeur nature du brise-vent du viaduc de Millau utilisé pour la mesure du bruit.

13- Étude numérique et expérimentale de la couverture du péage du viaduc.

9 & 10- Special models for studying the effects of wind on the pylon (on the left) and on the temporary steel bents (on the right).

11 & 12- Full-scale prototype of the Millau Viaduct windbreak used for noise measurement.

13- Experimental digital design of the viaduct toll system roof.

du vent turbulent, les effets de sillage, l'influence de la topographie. Comme cette maquette est structurellement semblable à l'ouvrage réel, on peut lui adjoindre des éléments structurels tels que câbles de retenue, amortisseurs, masse additionnelle... afin de tester les différentes mesures que l'on peut mettre en application pour mitiger l'excitation du vent.

En pratique ces maquettes complexes sont plus particulièrement utilisées pour valider les étapes cruciales de la phase de construction, car c'est généralement pendant les travaux qu'un ouvrage d'art est le plus fragile.

Pour le viaduc de Millau, la solution béton puis le projet métal finalement choisis ont fait l'objet d'études spécifiques de leur phase de construction la plus sensible sur maquette aéroélastique en soufflerie (photos 6 et 7).

Les mesures de déplacement réalisées sont directement extrapolées à la vraie grandeur ; on en déduit aussi des paramètres essentiels pour les calculs, comme les fonctions d'« admittance » ou l'« amortissement aérodynamique » de chacun des modes de vibration. Les modèles des ordinateurs sont ainsi « recalés » sur l'expérience physique en soufflerie et peuvent ensuite être appliqués à nombre de cas proches.

On peut aussi à tout moment d'un projet souhaiter étudier en détail un élément particulier de l'action du vent sur l'ouvrage, parce que les calculs ont mis en évidence son importance.

Pour le viaduc de Millau c'est ce qui a été réalisé pour l'admittance aérodynamique du tablier.

Cette fonction particulière, qui exprime la manière dont les forces instantanées du vent sur le tablier peuvent être mieux ou moins bien corrélées que la structure du vent incident, a été mesurée sur une maquette spéciale à la fin du processus de calcul, pour affiner celui-ci dans les phases constructives les plus sensibles (photo 8).

Des études particulières ont aussi été conduites sur les pylônes et les palées provisoires, gigantesques treillis d'acier qui supportent le tablier pendant la phase de lancement. La conception d'un pont est donc bien un aller-retour permanent entre la modélisation et les mesures physiques qui permettent de l'asseoir (photos 9 et 10).

LE CONFORT ET LA SÉCURITÉ

Si on adapte la structure au vent, encore faut-il que les véhicules qui empruntent le pont ne subissent pas non plus ses effets. Un brise-vent a donc été conçu

et a été étudié, du point de vue de son efficacité, sur des maquettes à échelle réduite, en soufflerie. Il s'agissait alors de protéger les véhicules contre les rafales, de la moto au camion, sans augmenter outre mesure les efforts du vent sur le pont.

Le principe retenu est une structure poreuse de 3 m de hauteur en matériaux transparents qui mitige les effets du vent tout en conservant aux usagers du viaduc la possibilité d'apercevoir la vallée. Car le confort, c'est aussi de se sentir bien sur l'ouvrage.

Dans le même esprit il a été décidé de se prémunir contre la génération de bruit aéroacoustique par ce brise-vent, il est arrivé à d'autres ouvrages de « siffler » à des kilomètres à la ronde les jours de vent.

Cette validation a été réalisée sur un prototype à pleine échelle dans la veine haute vitesse de la soufflerie climatique du CSTB. C'est le stade ultime des études relatives à un pont où l'on « teste » plus que l'on « étudie » ses composants alors que le projet en est déjà à la phase de réalisation (photos 11 et 12). Finalement ce souci de sécurité s'est étendu à la barrière de péage dont la couverture à forme d'aile pouvait être sollicitée fortement par le vent.

Une étude numérique, validée par un essai en soufflerie, a permis de définir les charges aérodynamiques nécessaires à son dimensionnement (figure 13).

Pour faire suite à ces études et pour les compléter, il est utile de vérifier maintenant que l'ouvrage est achevé que les marges de sécurité avec les hypothèses retenues sont bonnes.

C'est le rôle du « monitoring » de relever les déplacements, les vibrations et les efforts au sein de l'ouvrage, en même temps que les conditions réelles de vent. Cet outil, outre la sécurité qu'il apporte aux utilisateurs, est aussi très utile pour la politique de maintenance de l'ouvrage, il apporte enfin beaucoup d'enseignements aux concepteurs pour les ouvrages futurs. On connaît déjà les résultats des essais statiques et dynamiques conduits courant novembre 2004, ils sont tout à fait conformes aux prévisions. Les essais dynamiques confiés au CSTB ont permis d'identifier 17 des 18 premiers modes de vibrations calculés, ainsi que quelques autres d'ordre plus élevé.

Les enregistrements qui seront réalisés lors des tempêtes à venir devraient permettre d'en identifier d'autres et de confirmer les résultats des modèles numériques et expérimentaux. □

LE TRANSPORT ET LE LEVAGE DES PYLÔNES

AUTEUR : CARL SARENS, CHEF DE PROJET, SARENS SA



1- Transport pylône.

1- Transporting pylon.

La société Sarens est partie d'une petite entreprise familiale ; c'est aujourd'hui un groupe international de 830 personnes, réparties dans le monde entier.

L'entreprise spécialisée dans le transport et le levage de colis lourds, offre surtout des solutions sur mesure pour chaque déplacement d'objet, vers n'importe quelle destination. Transport non seulement de A vers B, mais de A jusqu'à Z.

Pour le chantier du viaduc de Millau, nous avons tout d'abord procédé à une description très détaillée des travaux à entreprendre. Pour cela, une collaboration très étroite avec les entreprises Eiffel et Eiffage TP – d'ailleurs facilitée par une coopération réussie sur de précédents projets – était indispensable. Notre contribution comportait deux parties importantes : d'une part le transport, le levage et la mise en place des 53 voussoirs en béton (70 tonnes) de l'auvent de la barrière de péage, et d'autre part l'installation de cinq pylônes d'un poids supérieur à 700 tonnes chacun.

TRANSPORT ET LEVAGE DES VOUSSOIRS DE L'AUVENT DE LA BARRIÈRE DE PÉAGE

Cette opération de transport des voussoirs de l'auvent consiste à leur transfert depuis la plate-forme de préfabrication jusqu'au chantier de la barrière de péage 6 km au nord, à l'aide d'une remorque hydraulique multiroues de 15 essieux (type Kamag-Goldhofer) puis à leur mise en place par une grue treillis (capacité 600 t).

Les voussoirs sont ensuite arrimés et basculés dans deux directions à l'aide, d'une part, de vérins à câbles, et d'autre part au moyen d'un « crochet basculeur » étudié, conçu et construit au sein même de l'entreprise.

TRANSPORT DES PYLÔNES

Il s'agit là de transférer le pylône depuis son aire de montage, située à l'arrière de chaque culée, jusqu'au droit de la pile où il sera pris en charge par le dispositif de levage.

Le transport se fait avec des remorques hydrauliques multiroues (Kamags). Pendant cette opération, les restrictions

géométriques (déviation de la trajectoire) et les conditions météorologiques (risque d'orage - vitesse de vent) sont très importantes et doivent être impérativement respectées car le transport est un cas de charge critique pour certains éléments du tablier.

Les aires de montage se situent sur les plates-formes de l'autoroute de part et d'autre du viaduc. Les pylônes se présentent couchés, parallèlement à l'axe du tracé de lancement, la tête dirigée vers l'ouvrage. Le pylône P1 se trouve sur la plate-forme nord, les pylônes P4, P5, P6, P7 sont sur la plate-forme sud. Les pylônes sont positionnés sur des chaises d'assemblage à environ 1 300 mm du sol ce qui permet de glisser les Kamags par en dessous. Les pylônes pèsent environ 650 t pendant leur transport sur le tablier.

Les quatre trains des Kamags sont constitués chacun d'une file de 10 essieux (deux Kamags couplés bout à bout - un module de quatre essieux et un module de six essieux) et équipés chacun d'un groupe de servitude. Le ripage transversal du pylône amène

le pylône dans l'axe de la plate-forme d'assemblage. Les Kamags sont placés transversalement sous le pylône.

Ils doivent être désaxés dans le sens transversal du pylône afin d'éviter les remblais. Le pylône est ensuite pris en charge par le système de levage-suspension hydraulique.

Le transport se fait en quatre points et il est nécessaire de rouler quelques mètres tout droit afin de libérer la place pour l'assemblage des chèvres.

Une fois dans l'axe de la plate-forme le pylône est posé sur des cales temporaires où il sera équipé à ses extrémités de supports provisoires appelés chèvres. Celles-ci sont des structures tubulaires/poutres qui permettent de placer les quatre Kamags (10 essieux) en parfaite position de transport.

Les Kamags sont reliés hydrauliquement comme suit :

→ **Point 1** : tous les vérins des deux Kamags de tête sont interconnectés ;

→ **Point 2** : tous les vérins du Kamag arrière gauche sont interconnectés ;

→ **Point 3** : tous les vérins du Kamag arrière droit sont interconnectés. ▷



Le couple de renversement transversal est ainsi seulement repris par les Kamags arrière.

Pendant la prise en charge tous les points suivants sont contrôlés : circuit hydraulique, pression en relation avec la charge, comportement du châssis-kamag, déformation, comportement de la chèvre.

Avant tout déplacement du pylône, la trajectoire et la zone de circulation à respecter ont été tracées sur la plateforme et le tablier afin de limiter les déviations de trajectoire en cas d'obstacles.

L'effort nécessaire pour le transport est assuré par les quatre trains de

Kamags – par couplage électronique l'effort développé par les engins est identique à l'avant et à l'arrière.

La manœuvre est menée par deux opérateurs :

→ **Le premier** est à la commande des engins avant, à la conduite des Kamags avant et à la propulsion de l'ensemble ;

→ **Le second** commande les engins arrière et assure la direction de Kamags arrière.

Les deux opérateurs peuvent arrêter le convoi si nécessaire à n'importe quel moment.

Pendant l'opération les points suivants sont en permanence contrôlés : système

hydraulique (fuites...), inclinaison transversale, trajectoire.

À leur arrivée en position finale, les pylônes sont pris en charge par le système de levage. Ils sont posés sur des cales temporaires à l'aide de la suspension des Kamags. Les chèvres peuvent alors être démontées et les Kamags dégagés.

Au cours du transport la trajectoire du Kamag doit respecter une tolérance transversale de 25 cm par rapport au tracé théorique. Quant à la vitesse maximale de déplacement elle ne doit pas dépasser 1 km/h.

La vitesse de vent maximum admissible est de 85 km/h en pointe.

LEVAGE DES PYLÔNES

L'opération de levage consiste, à l'aide du système Sartower, à positionner verticalement les cinq pylônes, P1, P4, P5, P6, P7, transportés précédemment. La base du Sartower (20 tonnes) est l'ensemble des vérins placés dans les HEB 1000.

Celle-ci est posée au centre, sur des cales métalliques, et aux extrémités sur deux cales élastomère.

Avant la pose une vérification de l'axe et de l'horizontalité du calage est nécessaire.

Les bases sont positionnées dans l'axe transversal du pylône et sont axées dans le sens longitudinal.

LEVAGE DES PYLÔNES





2 & 3-
Transport
des voussoirs.
4- Préparation
au levage.
5- Clavage.
6A à 6E-
Levage
des pylônes.

2 & 3-
Transporting
segments.
4- Preparation
for lifting.
5- Keying.
6A to 6E-
Lifting.

Il faut ensuite équiper une base avec trois éléments treillis et placer, dans le même couvert météo, les bracons transversaux et les haubans de montage longitudinaux. Une fois la première tour équipée, le montage de la deuxième tour, bracons et haubans peut être entrepris si la météo est favorable.

Après montage de l'ensemble intervient le réglage transversal et longitudinal. Dans le sens transversal des cales sont montées et/ou enlevées entre l'oreille de fixation et la poutre qui connecte les bracons.

Dans le sens longitudinal le réglage se fait à l'aide de vérins à câble qui

sont prétendus et qui ont une longueur réglable. La relation entre la pression hydraulique dans le vérin à câble et la tension (prétension) est ici fondamentale. Un Kamag d'accompagnement muni de six essieux suit une trajectoire avec une tolérance de ± 10 mm. Le Kamag porte le pied du pylône par l'intermédiaire d'un axe transversal et d'un appui à fourche centré longitudinalement et transversalement sur le Kamag.

Un effort longitudinal de retenue, contrôlé et constant doit être appliqué au Kamag pour limiter la composante verticale. Cet effort est donné par un treuil hydraulique avec un réglage sur la pression du moteur hydraulique.

Le levage du pylône se fait sous couvert météo d'au moins 12 heures et la vitesse maximale de vent autorisée pour l'opération est de 72 km/h en pointe (soit 20 m/s). Il faut environ 5 à 6 heures pour lever un pylône à une vitesse de 6 à 7 m par heure.

Au cours du levage, l'axe du tourillon est maintenu horizontal avec une différence de 5 mm d'une extrémité à l'autre du tourillon.

Réglage d'orientation du pylône

Dans le sens longitudinal du tablier, le réglage se fait à l'aide de vérins à câble. Transversalement il se fait par inclinaison des tourillons. Pour poser le pylône une inclinaison du tourillon

de $1,2 \times 10^{-3}$ rad correspondant à un déplacement de 43 mm est nécessaire. Des guides doivent être prévus pour positionner le pylône.

EN CONCLUSION

Pour la préparation du transfert, le transport et la mise en place de chaque pylône deux semaines environ de travail étaient nécessaires. Les cinq pylônes à relever ont été mis en place par une équipe Sarens de six personnes, qui est restée trois mois à Millau pour effectuer cette opération exceptionnelle.

L'entreprise est maintenant en route pour participer à de nouveaux projets records. □



LES STRUCTURES DU VIADUC SOUS HAUTE SURVEILLANCE

AUTEURS : HERVÉ LANÇON, DIRECTEUR TECHNIQUE, SITES -
PIERRE BROUILLAC, INGÉNIEUR INSTRUMENTATION, SITES

Présent dès la naissance des premières semelles de piles, la société Sites a élaboré pour le viaduc de Millau, avec les experts d'Eiffage, une stratégie de suivi et d'auscultation continue, depuis la phase d'étude jusqu'à la mise en circulation du viaduc et plus.

Extensomètres à fibre optique, accéléromètres, inclinomètres, température, déplacements, vents... acquis suivant des modes lents et dynamiques et visualisés dans les locaux en gare de péage, constituent l'essentiel du système déployé.

Bureau d'études et prestataire de services en ingénierie de la mesure, instrumentation, inspection d'ouvrages de génie civil, Sites a ainsi apporté au groupe Eiffage, ses savoir-faire en mesures et instrumentations de haute technologie, seuls à même de répondre aux exigences d'un ouvrage d'une telle ampleur...

À ouvrage exceptionnel, instrumentation exceptionnelle !

CONTEXTE

Intégrée à l'appel d'offres de concession, l'annexe 10 du cahier des charges stipulait les exigences contractuelles vis-à-vis de la pérennité de l'ouvrage et des obligations de surveillance.

Pour le compte d'Eiffage TP, la société Sites réalisait une première étude sur la définition des systèmes de surveillance et procédures associées à mettre en œuvre pour répondre à ces exigences. Une fois le projet lancé, une étude plus détaillée, sur les bases précises de la solution retenue, a été menée avec

le groupement d'entreprises Eiffage TP - Eiffel. Cette phase a conduit à la définition quasi exhaustive de toute la « métrologie » installée sur le viaduc, déclinée en trois phases chronologiques (construction, lancement et exploitation), et une étape (réception).

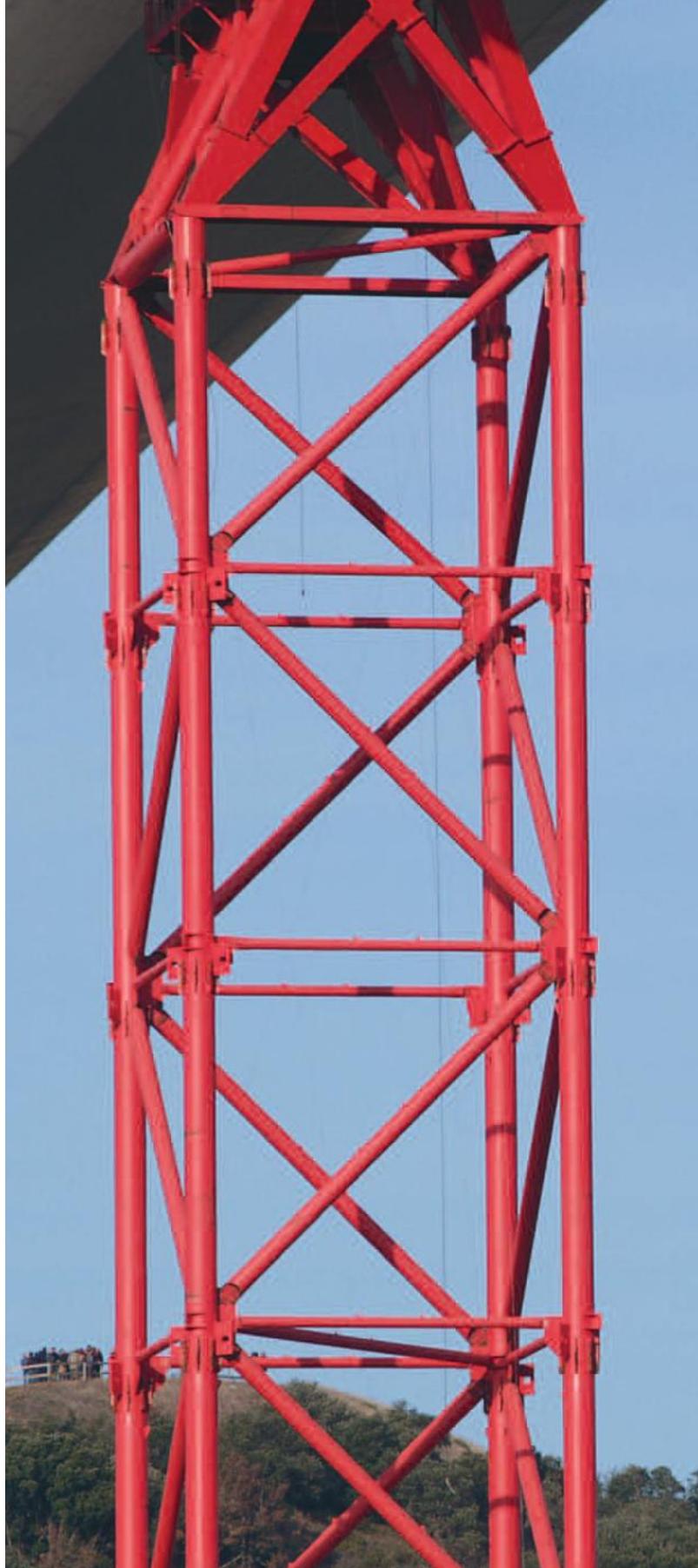
Cette étude détaillée a permis d'optimiser l'ensemble des moyens de mesure, tant sur les coûts que sur les besoins techniques, et d'intégrer également les prestations topographiques réalisées au quotidien par l'équipe de géomètres du chantier.

PRÉSENTATION DU PROGRAMME

Le programme de surveillance a été établi sur la prise en compte de trois sources de besoin :

- Les exigences contractuelles liées à la surveillance préventive de l'ouvrage sur sa durée de vie ;
- Les besoins des études et de la conception (besoin de validation d'hypothèses in situ, confrontation calcul/réalité) ;
- Les besoins liés aux méthodes de construction.

Les difficultés techniques pour la mise en œuvre d'une instrumentation de surveillance sur un tel ouvrage sont liées d'une part à l'étendue temporelle des phénomènes à appréhender (d'une fraction de seconde pour les sollicitations dynamiques à de nombreuses années pour le suivi du vieillissement des matériaux) et d'autre part aux grandes dimensions spatiales de l'ouvrage rendant certaines techniques de mesures « classiques » inopérantes.



GRANDEURS PHYSIQUES MESURÉES

Hors mesures topométriques de précision effectuées par le groupement d'entreprises en phase construction (nivellement, tachéométrie robotisée, GPS), le tableau I précise la nature des principales grandeurs mesurées par l'instrumentation.

À noter que l'avent de la gare de péage a également fait l'objet de mesures spécifiques au cours de la préfabrication des voussoirs (extensométrie).

ACQUISITION DES MESURES

Présentation générale

Les grandeurs physiques à mesurer, présentées ci-avant, ont des besoins d'acquisition très différents en terme de périodicité. Il faut distinguer les acquisitions continues (celles qui ont pour but de surveiller en permanence le non dépassement de seuil et/ou d'enregistrer uniquement sur dépassement d'un critère) des acquisitions périodiques ayant pour objet principal le suivi du comportement à moyen ou long terme.



L'acquisition périodique est réalisée manuellement pour des périodes supérieures à la semaine et de façon automatique pour des périodes plus faibles. En phase construction, des modems GSM permettent la consultation des acquisitions depuis un poste distant. Les mesures en mode continu sont confiées à des unités d'acquisition industrielle permettant un échantillonnage à 25 Hz pour les mesures accélérométriques et jusqu'à 100 Hz pour les déplacements pendant lancement.

Concrètement (hors mesures manuelles), les dispositions techniques mises en œuvre se déclinent suivant trois familles de système :

→ Des systèmes d'acquisition lents (jusqu'à une mesure par seconde), autonomes, pour des mesures périodiques dont la visualisation en temps réel n'est pas utile ;

→ Des systèmes d'acquisition lents, en réseau, et dont l'architecture permet leur traitement depuis le poste de supervision au niveau de la gare de péage

en phase d'exploitation ;

→ Des systèmes d'acquisition dynamique, en réseau, organisés suivant la même architecture mais déclenchés sur dépassement de seuil de vent ou d'accélération.

Ces deux derniers types de système ont été également utilisés pendant les phases de lancement avec une visualisation en temps réel au niveau des bureaux de chantier, fournissant des indications précieuses pour le bon déroulement de la phase (figure 5).

Les mesures en provenance du tablier en mouvement, sont véhiculées par une fibre optique se déroulant à l'avancement, sur un protocole de type Ethernet.

En phase d'exploitation du viaduc, c'est sur ce même protocole, par le biais d'un réseau cheminant à l'intérieur du tablier et jusqu'à la barrière de péage située à environ 6 km au nord, qu'est rapatrié l'ensemble des mesures des grandeurs intéressant le comportement de l'ouvrage. ▷



Cas particulier des acquisitions dynamiques

En phase exploitation, l'acquisition dynamique concerne les 24 voies des accéléromètres bidirectionnels installés sur piles, pylônes et tablier ainsi que les extensomètres installés sur P2 et P7. Ces acquisitions sont accompagnées des enregistrements des mesures de vitesse de vent en 3D, prélevées en haut du pylône PY2. Afin que ces mesures puissent être analysées dans le domaine fréquentiel, il convient qu'elles soient acquises de façon synchrone, malgré l'éloignement des différents capteurs et leur raccordement individuel à une liaison numérique de type Ethernet, dont les temps de réponse dépendent du trafic de la ligne.

Pour assurer cette synchronisation, l'originalité du système réside dans la mise en place, au niveau de chaque concentrateur en contact direct avec les capteurs, d'un récepteur radio, captant des signaux de synchronisation émis par des satellites.

Ces signaux se trouvent donc enregistrés en parallèle aux mesures dynamiques de chaque capteur et permettent ainsi de garantir une acquisition synchrone de toutes les voies de mesures et offrir des possibilités de traitement fréquentiel fiable.

Une application informatique spécifique, baptisée S3_{DYN}, permet la supervision de l'activité « dynamique » simultanément aux acquisitions statiques continues.

TRAITEMENT DES MESURES

Suivant la nature des mesures effectuées et la phase à laquelle elles se rapportent,

le traitement des mesures est très différent.

On peut citer (liste non-exhaustive) :

→ **Vent** : les mesures en permanence permettent la corrélation avec les relevés de Météo France effectués par la station de Millau Soulobres et permettent également le déclenchement des acquisitions accélérométriques sur le tablier hors lançage et pendant lançage.

Elles fournissent de précieuses informations pour la planification des opérations de construction et sur le comportement dynamique réel du tablier ;

→ **Température** : mesures indispensables au traitement correct des autres mesures (dilatation, retrait, fluage) ;

→ **Humidité** : pour correction du suivi du retrait-fluage du béton et pour sur-

1- Anémomètre 3D et 2D (redondance), en cours de lançage.

2- Vue d'un accéléromètre en fond de caisson central.

3- Télémètre laser pour surveillance continue des mouvements transversaux et longitudinaux de la palée pendant lançage.

1- 3D and 2D anemometers (redundant) during launching.

2- View of an accelerometer at the end of the central box section.

3- Laser telemeter for continuous monitoring of transverse and longitudinal movements of the bent during launching.

veillance de l'humidité dans le caisson métallique (corrosion) ;

→ **Inclinaisons/rotations** : pour surveillance à long terme des basculements d'appui en complément aux nivellements de précision et des inclinaisons de piles et pour le suivi des pylônes pendant les lançages ;

→ **Extensométrie base longue** : dans la semelle de P2, surveillance des variations dimensionnelles différentielles entre le niveau supérieur des têtes de puits marocains et la pleine masse de la semelle ;

→ **Suivi du retrait/fluage et surveillance** des contraintes dans les fûts de piles, notamment sous les effets dynamiques du vent ;

→ **Extensométrie par jauge de**

TABLEAU I : NATURE DES GRANDEURS PHYSIQUES MESURÉES PAR L'INSTRUMENTATION DE SURVEILLANCE

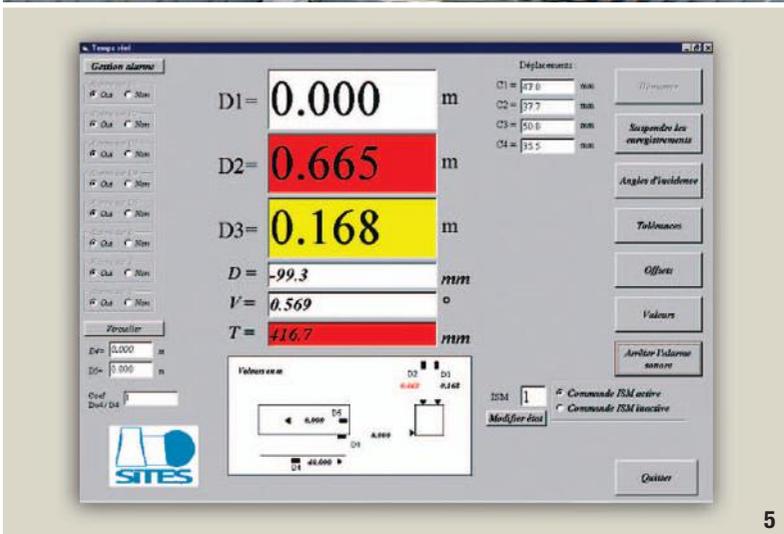
Grandeur	Unité	Concerne	Nombre	Type capteur	Phase (*)
Vitesse vent	m/s	Sur tablier	3	Anémomètre 3D à Ultrason, anémomètre girouette 2D (photo 1)	C, L, R, E
Température	°C	Air, béton pile, tablier	150	Pt 100, Pt 100 1/3 DIN sur cannes noyées	C, L, E
Humidité	%HR	Pile, tablier	4		C, L, E
Inclinaison, rotations	mrad	Semelles, piles, pylônes	35	Embases scellées pour mesures manuelles, inclinomètres électroniques	C, L, E
Extensométrie base longue	µm/m	Semelles, piles	15+54	Extensomètre fibre optique de type SOFO de longueur de 1 à 10 m, capteur LVDT sur barre invar 1 m	C, E
Extensométrie	µm/m	Palée - tablier	80+20	Jauges de contrainte	C, R
Accélération	mg	Piles, tablier, pylône	24	Servo-accéléromètres 2D, XY ou XZ (photo 2)	L, E
Déplacement	mm	Tablier, palées, joint de chaussée, balancelles	48	Télémètres laser - Système Tracksites (photo 3), capteurs potentiométriques	L, E

(*) C : Construction - L : Lançage - R : Réception - E : Exploitation



4

4- Installation de capteurs extensométriques à fibre optique, noyés dans la semelle de P2.



5

5- Extrait des visualisations présentes au cours des lançages.

6- Accéléro-gramme obtenu sur dépassement seuil.
7- Enregistrement déplacements appui P17 pendant un lançage.

4- Installation of optical fibre strain sensors, bedded in the P2 footing.

5- Excerpt from the views taken during launching.

6- Accelerogram obtained when the threshold is exceeded.

7- Recording displacements of support P17 during a launching operation.

contrainte : caractérisation des contraintes et de la raideur de la palée d'extrémité pour confrontation au calcul. Essai de flexion locale du tablier lors de la réception ;

→ **Accélération** : données utiles à la caractérisation modale du tablier (sur excitation vent et lors des essais de réception par lacher). Surveillance en continu des accélérations induites par la sollicitation du vent (figure 6) ;

→ **Déplacement** : surveillance continue, par télémétrie laser, des déplacements en tête de palées d'extrémité et des balancelles au cours des lançages (figure 7). Surveillance des déformations des âmes du caisson central (patch-loading). Surveillance des déplacements des joints de chaussée.

Au-delà des utilisations spécifiques citées ci-avant, les données recueillies alimentent déjà la base de données du comportement de l'ouvrage. Celle-ci est désormais enrichie par les acquisitions qui sont effectuées depuis la mise en service de l'ouvrage par le biais de l'application informatique installée en gare de péage.

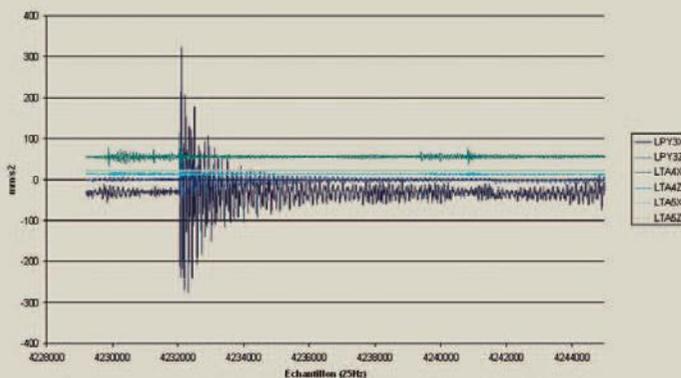
Ensuite, l'exercice va consister, après étude, à ne conserver que les mesures et traitements représentatifs de l'état de santé de l'ouvrage. C'est de cette phase d'étude, déjà initiée, que dépendront la pertinence et la pérennité du système d'instrumentation. L'objectif est d'obtenir, avec le minimum d'indicateurs accessibles au poste de supervision, une vision précise de l'évolution de l'ouvrage.

CONCLUSION

Le viaduc de Millau, ouvrage de tous les records, est également un challenge en matière d'ingénierie de la mesure et de l'instrumentation. La coexistence de besoins de mesures de nature et de mode d'acquisition variées, associée aux grandes dimensions de l'ouvrage a conduit à adopter des solutions techniques innovantes.

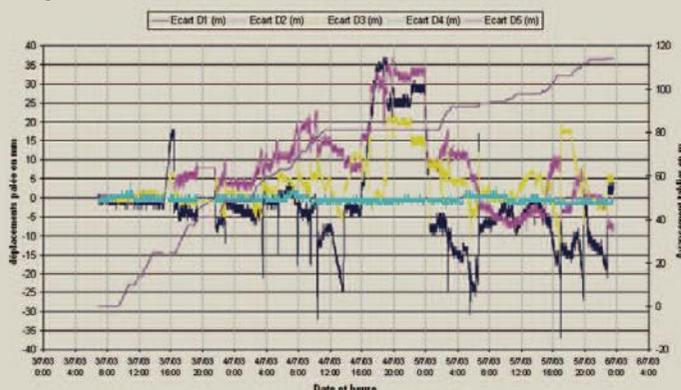
L'ambition d'une telle approche est, non plus d'intervenir après la construction avec un suivi et une surveillance se basant sur les premiers calculs théoriques, mais bien de connaître la structure et son vieillissement, pour un suivi préventif approfondi capable d'assurer une meilleure pérennité de l'ouvrage. Cette approche s'avère beaucoup plus pertinente techniquement, car utile au plus tôt à la construction de l'ouvrage, mais aussi moins coûteuse que la mise en place plus tardive, pendant l'exploitation, d'une instrumentation de surveillance forcément incomplète. □

ACCÉLÉRATION



6

LANÇAGE L3 - TÉLÉMÉTRIE



7



LA MAÎTRISE D'ŒUVRE DU VIADUC DE MILLAU

AUTEURS : MICHEL LÉVY, DIRECTEUR, SETEC TPI - JEAN-BERNARD DATRY, DIRECTEUR, SETEC TPI -
JEAN-CLAUDE CALCOEN, DIRECTEUR, SETEC TPI

LE GROUPE EIFFAGE AYANT REÇU UNE CONCESSION DE LONGUE DURÉE (78,5 ANS) POUR ÉTUDIER, CONSTRUIRE ET FINANCER À 100 % UN OUVRAGE DONT LA DURÉE DE VIE SOIT DE 120 ANS, SANS RÉPARATIONS MAJEURES, SE DEVAIT DE METTRE SUR PIED UNE ORGANISATION DONNANT LE MAXIMUM DE GARANTIES POUR ATTEINDRE, DANS LA CONCEPTION ET LA RÉALISATION DE L'OUVRAGE, DES OBJECTIFS DE QUALITÉ EXCEPTIONNELLEMENT ÉLEVÉS. À CETTE FIN, LA CEVM (COMPAGNIE EIFFAGE DU VIADUC DE MILLAU), FILIALE DU GROUPE CRÉÉE POUR ASSURER LA MAÎTRISE D'OUVRAGE, S'EST ATTACHÉE, CONFORMÉMENT AU CONTRAT DE CONCESSION, LES SERVICES D'UN MAÎTRE D'ŒUVRE INDÉPENDANT D'EIFFAGE, POUR ASSURER LE CONTRÔLE EXTÉRIEUR DE LA CONCEPTION ET DE LA RÉALISATION ET POUR L'ASSISTER DANS DIVERS DOMAINES (PLANNING, ÉQUIPEMENTS ÉLECTROMÉCANIQUES, AIRE DE PÉAGE, ETC.).

Le maître d'œuvre retenu a été constitué par un groupement formé par Setec (mandataire) qui avait participé, au côté d'Eiffage, à la préparation de l'offre et par SNCF-Ingénierie qui a reçu une mission particulière de contrôle de la fabrication en usine et d'assemblage, sur le site, de la charpente métallique (tablier, pylônes, palées provisoires).

MISSIONS DU MAÎTRE D'ŒUVRE *Contrôle extérieur des études*

Une équipe d'une douzaine d'ingénieurs de haut niveau de Setec TPI dirigée par J.-B. Datry, directeur à Setec TPI, assistée par Terrasol (filiale de Setec) pour la géotechnique et les fondations, a refait tous les calculs généraux de l'ouvrage, à l'aide du logiciel « maison » PYTHAGORE (qui permet les calculs de structures

3D complexes en tenant compte des grands déplacements, des effets du second ordre, du vent turbulent, etc.) et a refait les analyses de détail des zones les plus complexes, à l'aide du logiciel d'éléments finis ANSYS. L'ensemble des dessins d'exécution des ouvrages définitifs et provisoires a été examiné de même que les procédures d'exécution des diverses phases de chantier.

Contrôle extérieur des travaux en usine et sur le site

Une équipe intégrée de 18 personnes (12 ingénieurs, 5 contrôleurs et 1 secrétaire), dirigée par J.-C. Calcoen, directeur à Setec TPI, a vérifié les procédures d'exécution et le bon fonctionnement, au jour le jour, du système qualité des entreprises dans tous les domaines : fondations et géotechniques (Terrasol), ▷



1- Appui d'un chevêtre provisoire de pile.
2- Effets du vent en construction : principaux modes de vibration.

1- Support for a temporary pier header.
2- Effects of wind in construction : chief vibration modes.

pires et culées (Setec TPI), implantations (Setec TPI), charpente métallique dans les sept usines (réparties en France et en Allemagne) et sur le chantier (SNCF), opérations de lançage du tablier (Setec TPI), haubans, chaussée et superstructures (Setec TPI), équipements électromécaniques (Setec ITS et TPI), aire de péage (Setec TPI), planification (Planitec BTP filiale de Setec).

Participation au Comité technique

Le maître d'œuvre a été invité à déléguer trois experts (MM. Detry, Ramondenc et Lévy), au Comité technique constitué par la CEVM, pour l'aider à statuer sur les problèmes techniques importants.

CONTRÔLE DES ÉTUDES D'EXÉCUTION

La méthodologie retenue pour le contrôle consiste à :

- Privilégier les calculs de contrôle indépendants ;
- Vérifier de façon exhaustive le premier élément de chaque série d'ouvrages. Dans la pratique, afin de suivre la production des documents d'exécution, ce contrôle a été systématique pour la totalité des éléments ;
- Contrôler les procédures de mise en œuvre ;
- Procéder à l'agrément des fournitures : appareils d'appuis, joints, écrans brise-vent, haubans, dispositifs de poussage, etc.

La validation des calculs d'exécution concerne aussi bien l'ouvrage en service qu'en construction. Les modèles de calcul ont fait l'objet d'une mise à jour

en temps réel, au fur et à mesure des évolutions du projet. Lors des phases de construction, chaque phase de lançage a fait l'objet de vérifications détaillées. Les ouvrages provisoires nécessaires au lançage (avant- bec, chevêtres sur piles béton, palées provisoires) ont également fait l'objet de vérifications détaillées.

Les principales interventions du maître d'œuvre ont concerné :

- Les effets du vent, en service et en construction, sur le tablier, les piles, les pylônes et les palées ;
- La liaison des fûts dédoublés des piles de béton avec le fût de base ;
- Les études de détail de la tête de pile et la transmission des efforts par

des pièces métalliques noyées dans le béton ;

→ Le comportement des piles d'extrémité sous les effets thermiques appliqués au tablier qui est continu sur toute sa longueur ;

→ Les vérifications particulières du tablier : patch loading (voilement dû au cumul de la réaction ponctuelle d'appui et du moment de console du tablier, en cours de lançage), liaison tablier-pylône ;

→ La vérification des pylônes en cours de montage ;

→ Les vérifications particulières des liaisons tablier - avant-bec ;

→ Les vérifications de détail des assemblages des palées provisoires tubulaires ;

→ Le suivi du comportement des palées au cours des opérations de lançage ;

→ Le suivi particulier des équipements : écrans brise-vent, étanchéité, points singuliers ;

→ Le suivi du réglage de la longueur et de la tension des haubans ;

→ Le suivi des essais de chargement statique et dynamique de l'ouvrage.

CONTRÔLE EXTÉRIEUR DE LA CHARPENTE MÉTALLIQUE

Des aciers S355 et S460 ont été utilisés, avec des épaisseurs allant jusqu'à 100 mm.

Le contrôle extérieur mis en place par la SNCF (M. Plu, quatre contrôleurs et un ingénieur peinture) a permis de valider les Plans d'assurance qualité de l'entreprise et de chacun de ses sous-traitants (organisation, qualifications, procédures de fabrication et de contrôle), d'agréer les méthodes et matériels de soudure et de procéder, à l'aide d'un laboratoire extérieur, à des essais non destructifs

de contrôle des soudures (ressuage, magnétoscope, ultrasons).

Pour une description plus détaillée, on pourra se reporter à l'article de MM. Plu, Catteau et Kirch paru dans le Bulletin n° 23 de l'OTUA « Ponts métalliques 2004 ».

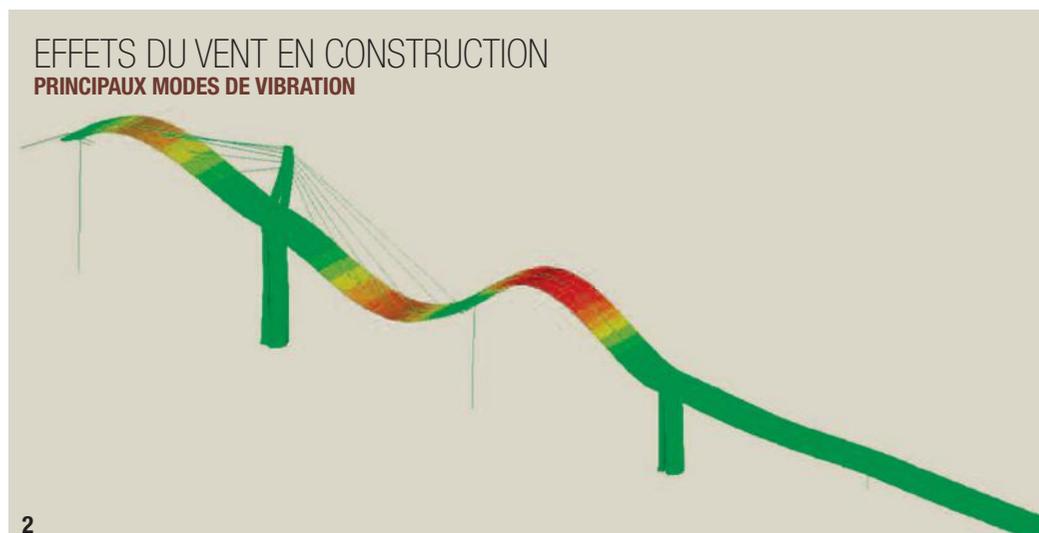
CONCLUSIONS SUR L'ACTION DU MAÎTRE D'ŒUVRE

Bien que discrète, l'action du maître d'œuvre a contribué de façon essentielle au succès de l'opération.

Concernant les études, la confrontation des résultats de deux logiciels différents (FINEG de BEG et PYTHAGORE de Setec) utilisés par deux équipes les connaissant parfaitement, car les ayant écrits, a permis de corriger les erreurs et de mettre en évidence des problèmes de principe fondamentaux résolus après débat en Comité technique.

Concernant la fabrication, l'objectif initial, fixé par le maître d'ouvrage, d'obtenir un ouvrage de qualité, malgré les dimensions énormes de l'ouvrage et un délai court, a été atteint. Concernant la réalisation sur chantier, la présence d'un contrôle extérieur compétent et rigoureux a évité aux entreprises toute tentation pour prendre des libertés avec leur système d'assurance qualité lorsque les contraintes de délai et de budget pouvaient les y pousser. L'apport de Planitec BTP a été important dans la bonne organisation de l'opération et le respect d'un planning plus court (38 mois) que les 39 mois escomptés, qui paraissaient déjà très ambitieux au départ.

Tous ces résultats ont été rendus possibles par le soutien constant apporté par la CEVM à son maître d'œuvre et par la bonne coopération des entreprises et de leurs bureaux d'études. □



ÉQUIPEMENTS DE POUSSAGE, D'APPUI ET DE JOINTS DE CHAUSSÉE

AUTEURS : RAINER ROOS, DIRECTEUR COMMERCIAL EUROPE, MAURER SÖHNE - BERND SPECK, DIRECTEUR COMMERCIAL FRANCE, MAURER FRANCE



LES APPUIS

Les appuis des piles P1 à P7

(photos 1 et 2)

Chaque tête de pile est équipée de quatre appuis, deux appuis fixes et deux appuis unidirectionnels transversalement.

Leur rôle est d'assurer la rotation entre le tablier et la tête de pile ; l'ensemble des quatre appuis assure un point fixe dans le sens longitudinal de l'ouvrage, les déformations du tablier étant reprises par la déformation des piles.

La disposition de deux appuis unidirectionnels permet au tablier de se dilater transversalement (jeu possible ± 75 mm).

Compte tenu du manque de place en tête de pile par rapport à la nécessité de loger les câbles de précontrainte anti-soulèvement et les emplacements de vérinage, une conception la plus réduite possible pour les appuis s'avérait nécessaire.

Le choix s'est porté sur des appuis sphériques équipés de DUB (alliage de bronze). Matériaux du type CM1 qui accepte des pressions jusqu'à 180 N/mm² (à l'Elu). Un des arguments qui était également en faveur du DUB était le soulèvement envisageable au niveau d'un appui en cas de charge extrême. Les appuis sont conçus pour fonctionner sous un soulèvement maximum de 26 mm ; dans ce cas, la partie supérieure se repose sur la partie inférieure ; seuls des matériaux du type DUB sont autorisés à recevoir ce genre de sollicitations.

TABLEAU I

Efforts sur les appuis	Charge verticale maxi	Environ 115 000 KN à l'ELU
	Charge verticale mini	0 (soulèvement 26 mm)
	Efforts horizontaux maxi	Environ $\pm 6 750$ KN à l'ELU
Rotations		± 1 %
Dimensions	Appuis fixes	Diamètre 1 640 mm - hauteur 403 mm
	Appuis unidirectionnels	1 540 / 1 390 mm - hauteur 414 mm

TABLEAU II

Efforts sur les appuis	Charge verticale maxi	Environ 11 000 KN à l'ELU
	Charge verticale mini	0 (pas de soulèvement)
	Efforts horizontaux maxi (appui unidirectionnel)	Environ $\pm 3 000$ KN à l'ELU
Rotations		± 2 %
Dimensions	Appuis multidirectionnels	1 980 / 670 mm - hauteur 240 mm
	Appuis unidirectionnels	1 980 / 800 mm - hauteur 290 mm

TABLEAU III

Matériaux utilisés	Matériaux de glissement	MSM	Épaisseur 5 mm
	Partenaire de glissement	Inox 1.4404	Épaisseur 2,5 mm
	Acier pour cales biaisées et tôles latérales	S 355 J2G3	Épaisseurs de 100 à 142 mm
	Tôles striées	S 690	Épaisseur 20 mm
	Boulons	M 30 10.9	
	Axe de liaison des vérins (vérins et système centralisé Enerpac)	30Cr Ni Mo8 1.6580	
	Poids		Environ 12,5 t / unité

TABLEAU IV

Dimensions	Largeur maxi visible	Environ 1,80 m en position moyenne
	Largeur maxi hors tout	Environ 3 m - Caissons des traverses sous chaussée
	Longueur	27,70 m
	Poids	Environ 48 t (DS 1200)

1- Appuis sur pile : pose des plaques de DUB.
2- Appuis sur pile : vue de la partie concave terminée.

1- Supports on pier : laying DUB plates.
2- Supports on pier : view of the completed concave section.

Le partenaire de glissement du DUB en partie supérieure de l'appui est constitué d'une plaque en Inox de qualité 1.4401, et la partie inférieure de la calotte est traitée en chrome d'une épaisseur de 100 μ m.

Le DUB est couramment utilisé en tant que matériau pour le guidage latéral d'appuis spéciaux ; dans les appuis sphériques, la difficulté consiste à insérer des plats métalliques dans une surface concave, et à assurer le contact de la calotte sur l'ensemble de la surface constituée de multiples éléments de DUB (fraisage de logements, mise en place de petits éléments prédéformés, fixation complémentaire par rivets, précisions importantes à respecter, moyens de mesure précis, etc.).

La technologie de l'utilisation du DUB pour des appuis du type sphérique avait été mise au point par Maurer Söhne sur la gare centrale de Berlin Lehrter ▷

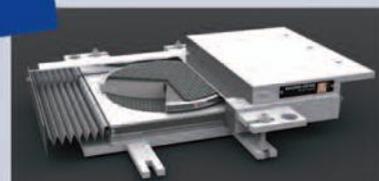


Systèmes de protection de structures

La calotte qui brille



Nouveau
MSA® pour appuis
sphériques!



MAURER Sliding Alloy

MSA®, un nouvel alliage métallique glissant spécialement développé pour les appuis sphériques destinés aux ouvrages d'art et structures.

- **Brillant**: qualité du traitement de surface spécifique permettant une diminution du coefficient de frottement et de l'usure
- **Résistant en milieu industriel** et en particulier aux solutions d'acide de fluor et de chlore ionisés
- **Une excellente résistance à la corrosion**
- **Plus économique**
- **Augmentation de la durée de vie**
- **Agrément No. AbZ Z-16.4-436**

Notre gamme

- Joints MAURER
- Appuis néoprene MAURER
- Dispositifs anti-sismiques MAURER
- Dispositifs d'amortissement MAURER
- Monitoring de structures MAURER

Maurer Söhne Maison Mère
Frankfurter Ring 193
80807 Munich/Allemagne
www.maurer-soehne.com

Maurer Söhne Filiale française
75, avenue Parmentier
75011 Paris/France
Tél. +33/1/43 70 26 60
Fax: +33/1/43 70 25 94
maurerfrance@wanadoo.fr

MAURER SÖHNE
forces in motion



Since 1876



3



4



5

Les appuis provisoires pour le bridage des corbeaux sur les têtes de piles

Il s'agit de 536 appuis en néoprène fretté (caoutchouc naturel) situés à l'interface entre le béton des têtes de piles et les corbeaux métalliques, supports des balancelles ne trouvant pas de place en tête de piles, compte tenu de leur encombrement, les dimensions variant de 300 x 200 x 23 mm jusqu'à 1040 x 600 x 90 mm.

LES BALANCELLES

(photos 3 et 4)

Les balancelles ou lanceurs servaient au déplacement simultané du tablier de l'ouvrage. Au moment de la jonction des deux tabliers, ils étaient au nombre de 64 unités (44 unités sur la rive sud et 20 unités sur la rive nord).

On distingue deux types de balancelles selon la rive (sens descendant - sens montant). Dans chaque type on trouve une sous-famille de huit balancelles différentes : les huit premières de chaque côté en partant de l'aire de préfabrication. Elles sont équipées de tôles striées en face supérieure pour créer un coefficient de frottement le plus élevé possible pour faire face aux efforts horizontaux créés par la pente.

Le coefficient de frottement a été testé en l'usine avant la livraison des premières balancelles sur le site, en mettant deux balancelles en opposition et en les reliant à l'aide de tôles extérieures (31 193 kN).

Le coefficient de frottement obtenu est de 2,2 % (le coefficient moyen mesuré par la suite, sur le chantier, se situe à environ 1 %, la diminution s'expliquant par la phase de mise en route des partenaires de glissement qui n'a pu être simulée à l'usine (tableau III).

Compte tenu des faibles largeurs des balancelles, des charges appliquées et des vitesses d'avancement élevées, le MSM est le seul matériau de glissement existant capable d'assurer le poussage du viaduc (pression théorique moyenne centrée supérieure à 50 N/mm², mais en réalité beaucoup plus par endroit, coefficient de frottement inférieur à 2 %).

LES JOINTS DE CHAUSSÉE

(photo 5 et figures 6 et 7)

Il s'agit de deux joints du type à traverses pivotantes. Le soufflé est de 1 040 mm côté culée C8 (DS 1040), et de 1 200 mm côté culée C1 (DS 1200). Les joints de ce type sont constitués par les éléments principaux suivants :

- Les profilés latéraux ;
- Les lamelles intermédiaires ;

3- Balancelle : essais en usine.

4- Balancelle : installation de deux balancelles en tête de palée provisoire.

5- Joint de chaussée : vue de dessus du joint DS 1200.

3- Rocker : testing in factory.

4- Rocker : installation of two rockers on the temporary bent head.

5- Pavement joint : plan view of joint DS 1200.

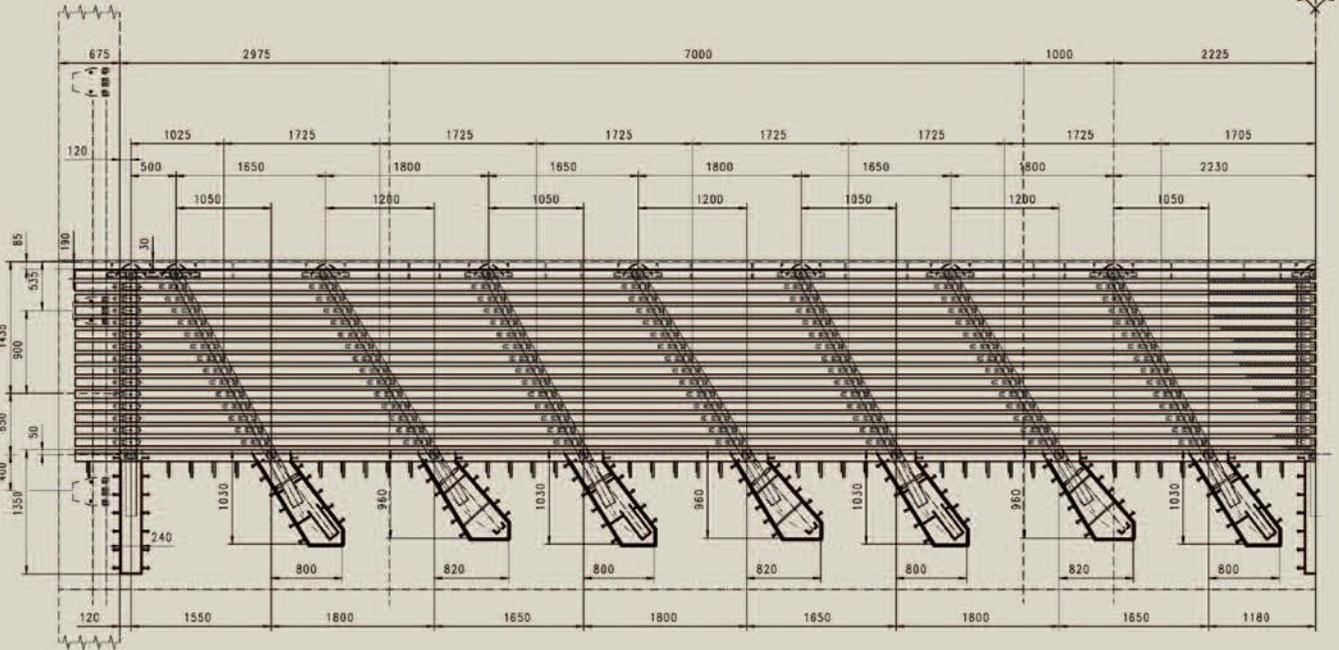
Bahnhof (72 appuis anti-soulèvement de 25 000 kN de charge verticale à l'ELS). Par ailleurs, le matériau de glissement DUB a fait l'objet d'essais spécifiques pour Millau dans le laboratoire de l'université de Stuttgart. Sur chaque pile, un des quatre appuis a été conçu pour être réinjecté en partie inférieure afin de pouvoir régler les quatre appuis sur un même plan (tableau I).

Les appuis sont équipés de dispositifs permettant de contrôler l'usure des matériaux de glissement dans le temps.

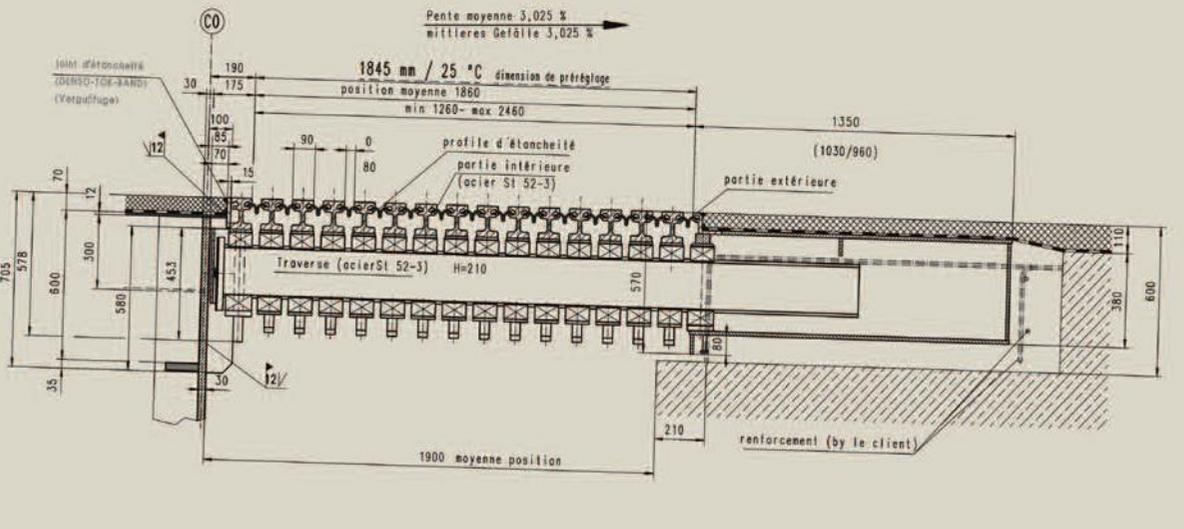
Les appuis des culées C1 et C8

Les lignes d'extrémité sont équipées de deux appuis sphériques, dont un est bidirectionnel et l'autre unidirectionnel selon l'axe de l'ouvrage. Les appuis sont équipés du nouveau matériau de glissement MSM mis au point par Maurer (durée de vie 40 fois supérieure au PTFE, pression admissible doublée, coefficient de frottement inférieur d'environ 30 %, moins d'usure, etc.). L'interface en partie haute se fait sur des plaques inox de qualité 1.4401, en partie basse avec la calotte chromée (tableau II).

JOINT DE CHAUSSÉE
DEMI-VUE EN PLAN



JOINT DE CHAUSSÉE
COUPE TRANSVERSALE AU NIVEAU D'UNE TRAVERSE



6- Joint de chaussée : demi-vue en plan.
7- Joint de chaussée : coupe transversale au niveau d'une traverse.

6- Pavement joint : 1/2 plan view.
7- Pavement joint : cross section of a cross member.

→ Les traverses ;
→ Les éléments de liaison (appuis à ressorts, appuis glissants, tôles inox) ;
→ Les caissons des traverses.
Les lamelles intermédiaires s'appuient (tout en gardant leur capacité de déplacement le long des traverses) sur des traverses communes, elles-mêmes disposées de façon inclinée (vue en plan) par rapport aux traverses voisines.
La disposition des traverses d'une part, et la liaison d'autre part, permettent de solutionner le transfert des efforts et

le guidage du joint de manière très simple.
Le joint est fixé côté tablier par soudure au niveau des profilés latéraux (simples tôles verticales en attente à souder). Côté culée, les caissons des traverses et le profilé latéral sont mis en place et liaisonnés au ferrillage de la culée avant bétonnage.
L'étanchéité durable de l'ensemble est assurée par des profilés d'étanchéité qui relient lamelles intermédiaires et profilés latéraux.

Les joints sont livrés en demi-largeurs d'environ 14 m, et le raccordement des deux éléments s'est fait sur le chantier (soudure des lamelles et profilés latéraux, et vulcanisation des profilés d'étanchéité).
La capacité de déplacement transversal de ce type de joints n'a pas été utilisée sur Millau car l'ouvrage n'est pas en zone sismique (seulement déplacement transversal standard de ± 50 mm).
La particularité des joints Maurer de ce type est la continuité des structures

(extérieur corniche à extérieur corniche) tant pour le métal que pour les profilés d'étanchéité.
Les joints ne comportent aucune vis ni tige d'ancrage, tout est soudé.
Les joints du type DS (DS 80 - DS 2480 et plus) sont prévus pour une durée de vie de 40 ans, la garantie standard étant de 10 ans (y compris l'étanchéité).
Une étude spécifique a été menée pour définir les échéances d'entretien afin de prolonger la durée de vie des joints à 75 ans (tableau IV). □



LES HAUBANS DE MILLAU

AUTEURS : MANUEL PELTIER, DIRECTEUR GRANDS PROJETS, FREYSSINET - JEAN-LUC BRINGER, DIRECTEUR TRAVAUX, FREYSSINET

PIONNIER DE LA TECHNIQUE DES HAUBANS, FREYSSINET ŒUVRE DEPUIS 30 ANS À SON PERFECTIONNEMENT, AU SERVICE DES CONCEPTEURS ET DES MAÎTRES D'OUVRAGE. LE SYSTÈME FREYSSINET QUI COURONNE AUJOURD'HUI LE VIADUC DE MILLAU BÉNÉFICIE DES DERNIÈRES AVANCÉES DE LA TECHNOLOGIE.

Le 27 août 2004, à 12 h 04 précisément, au moment où est posé le dernier hauban du viaduc de Millau, Jean-Luc Bringer, le directeur du chantier de Freyssinet, avoue un certain soulagement. Le délai très court de 12 semaines accordé pour le montage et la mise en tension des 154 haubans a été tenu, et avec lui l'engagement de Freyssinet à ne pas compromettre le planning de réalisation de l'ouvrage phare du groupe Eiffage. Mission accomplie pour l'essentiel, car une partie du personnel reste présente jusqu'à la mi-novembre pour s'acquitter d'ultimes et importantes tâches : réglages de tension des haubans, pose des amortisseurs, injections, etc.

L'engagement de Freyssinet sur le délai et l'organisation de son équipe, qui a approché la centaine de personnes au plus fort de l'activité (bien au-delà des effectifs habituels), se révèle exceptionnel et rappelle une capacité de mobilisation illustrée lors de la réparation de la voûte du tunnel sous la Manche en 1996 – un chantier resté dans toutes les mémoires de l'entreprise.

Au lendemain de l'attribution du marché, en janvier 2002, Manuel Peltier, responsable du projet pour Freyssinet, et Jean-Luc Bringer, alors en poste au Département technique de Freyssinet France, à Gémenos (Bouches-du-Rhône), intéressé de longue date par un projet qu'il « suit depuis 11 ou 12 ans », s'attellent à la définition des profils requis pour le chantier afin de les diffuser dans le groupe. Près de 30 mois plus tard, l'équipe qui se

retrouve à Millau à l'été 2004 mêle les accents des provinces françaises et compte plusieurs techniciens venus des filiales portugaise et britannique ainsi que les hommes des grands projets, tout juste descendus des pylônes du pont de Rion-Antirion en Grèce. Constituée en majorité de volontaires « enchantés et fiers » de participer à ce chantier prestigieux, et favorisée par la météo estivale, l'équipe, dont Jean-Luc Bringer situe la moyenne d'âge entre 25 et 30 ans, se met rapidement au diapason millavois dans une « très bonne ambiance ».

Après l'installation des haubans sur les pylônes P3 et P2 utilisés comme mâts de lancement et l'exécution de travaux parallèles (clouages provisoires du tablier, précontrainte provisoire des chevêtres sur piles), qui requièrent la présence de l'entreprise sur le chantier dès juin 2003, celle-ci se retrouve donc en nombre après le clavage du tablier, comme sur la ligne de départ d'une épreuve de vitesse de 2 460 m – course où elle doit régler son allure sur l'avancée des hommes d'Eiffel chargés d'ériger les cinq pylônes restants, sans entraîner de retard dans les travaux d'étanchéité qui la talonnent. Dans le même temps, une partie de l'équipe exécute le clouage définitif du tablier au niveau des piles. La consigne, quels que soient les aléas, est de ne jamais interrompre la production. Elle sera respectée grâce à la présence sur place d'un ingénieur calculs et aux contacts réguliers avec le bureau d'études belge BEG ainsi qu'à un phasage des opéra- ▷

30 ANS D'ÉVOLUTION À LONGUE PORTÉE

La technologie des haubans constitués de torons de précontrainte fait son apparition sur les ponts de Brotonne, en France, en 1977, et de Rande, en Espagne, en 1978. Les haubans consistent alors en un faisceau de torons parallèles, contenu dans une gaine métallique (Brotonne) ou en polyéthylène (Rande) injectée au coulis de ciment. Au cours des années 1980, la technologie évolue avec la création d'une protection individuelle des armatures et l'amélioration des performances en fatigue des ancrages par clavettes. En 1988, tandis que de nombreux ponts haubanés sont construits aux États-Unis avec une technologie proche du pont de Brotonne, le pont de Wandre, en Belgique, met en œuvre pour la première fois des haubans à torons individuellement protégés. Puis une nouvelle tendance se dessine avec l'injection des haubans à la cire (second pont sur la Severn, en Grande-Bretagne, en 1996). Durant les années 1990, la protection individuelle des torons parallèles se complète : la nécessité de réduire le coefficient de trainée des haubans du pont de Normandie conduit à entourer les torons individuellement protégés d'une enveloppe constituée de deux demi-coquilles profilées et munies d'une double hélice. Aujourd'hui, cette enveloppe a fait place à une gaine continue combinant des fonctions aérodynamiques et esthétiques, assurant de surcroît une protection contre les rayonnements ultraviolets.

tions avec Eiffel auquel Jean-Luc Bringer voue beaucoup d'énergie. « De fait, note celui-ci, seuls les orages d'août, qui ont imposé l'évacuation du tablier parfois plusieurs fois par jour, nous ont fait craindre de ne pas tenir le délai. » La date initialement prévue pour la

livraison étant le 9 septembre, la satisfaction des équipes de Freyssinet en ce 27 août est d'autant plus légitime. . .

UNE SOLUTION SUR MESURE

En obligeant Freyssinet à faire valoir les atouts de son système sur les solu-

tions préfabriquées de la concurrence, le marché de fourniture et d'installation des haubans du viaduc de Millau, principal contrat attribué à l'entreprise dans le cadre du projet, constitue peut-être un premier démenti aux craintes des experts que le marché ne se laisse conquérir par des solutions banalisées. Autrement dit qu'à plus ou moins brève échéance les haubans n'apparaissent plus que comme un produit « low tech » et non comme une solution offrant le meilleur de la technique, s'imposant par ses performances. Manuel Peltier, responsable du projet, rappelle ainsi qu'à l'issue des premiers appels d'offres, à l'été 2000, auxquels Freyssinet répond avec Eiffage pour un projet avec tablier en béton, ce groupe est finalement retenu pour une solution à tablier métallique.

« Le choix du tablier métallique conduisait à un poids total de haubans très inférieur à celui de la solution béton, explique-t-il, et le choix d'Eiffel plaçait Freyssinet en concurrence avec des offres de fournisseurs de câbles préfabriqués, une solution qui s'accordait a priori à la philosophie d'Eiffel, dont les charpentes préfabriquées à Lauterbourg en Alsace et à Fos-sur-Mer sont livrées prêtes à assembler sur chantier ».

« Dès lors, il nous a fallu démontrer tous les avantages du système Freyssinet, poursuit Manuel Peltier. Démontable toron par toron, celui-ci permet une

inspection fine et, en cas de dommage, le remplacement du toron défectueux plutôt que du hauban entier. Enfin, assemblé sur place et non livré prêt à poser, le hauban Freyssinet procure une évidente sécurité en terme de mise à longueur définitive et une flexibilité totale pour les réglages. Point par point, ces atouts répondent aux inconvénients des haubans préfabriqués. Monolithiques, ceux-ci ne sont pas démontables, ce qui suppose des moyens de mise en œuvre très lourds par rapport aux haubans Freyssinet, qui sont installés toron par toron. »

Freyssinet avait encore d'autres atouts pour convaincre : une garantie en terme de durée de vie de ses haubans dépassant les 75 ans de la concession, une qualification de son système qui est la première application des recommandations Setra-CIP-LCPC sur les haubans, avec à la clé sa réussite dans le test d'étanchéité de son dispositif breveté de presse-étoupe protégeant les blocs d'ancrage de la corrosion.

« Dans un projet qui avait encore des allures de challenge, il fallait aussi convaincre de la capacité de l'entreprise à réaliser les travaux en tenant les délais. Le poids de l'expérience accumulée ces 10 dernières années par Freyssinet dans la réalisation de nombreux ponts du même tonnage justifie sans doute le choix d'Eiffel », conclut Manuel Peltier.



LES ATOUTS D'UN SYSTÈME DE POINTE

Le hauban Freyssinet HD, qui peut comprendre de 1 à 169 torons, repose dans son principe sur l'indépendance de chacun de ces éléments à tous les niveaux : ancrage, protection contre la corrosion, installation, mise en tension voire remplacement.

Dans leur partie courante, les haubans Freyssinet constituent un faisceau parallèle de torons semi-adhérents T15,7 – dits monotorons – enfilés dans une gaine collective en PEHD (polyéthylène à haute densité).

Les monotorons ont été développés et brevetés pour garantir une excellente durabilité et une protection anticorrosion optimale.

Les sept fils du toron sont galvanisés et isolés entre eux par une cire pétrolière.

Depuis le milieu des années 1990, le remplissage de cire et l'extrusion de la gaine recouvrant les fils sont réalisés dans des conditions thermodynamiques permettant d'obtenir la « semi-adhérence », qui assure au toron une parfaite tenue aux sollicitations thermiques.

« L'ancrage de haubans Freyssinet, bloc en acier à haute résistance où s'ancrent individuellement les torons au moyen de mors, est caractérisé, au niveau de ses performances mécaniques, par deux paramètres principaux : la limite de fatigue et la résistance résiduelle à la

rupture après fatigue », indique Benoît Lecinq, directeur technique de Freyssinet. L'entreprise a soumis ce système à des essais intensifs de fatigue en traction axiale, combinée à une fatigue transversale, suivis d'essais à rupture par traction.

Les résultats obtenus dans des laboratoires indépendants sont conformes aux critères d'acceptation de la CIP (Commission interministérielle de la précontrainte).

Par ailleurs, la durabilité des ancrages est étroitement liée à leur étanchéité et à leur protection contre la corrosion.

Dans le système Freyssinet, l'étanchéité du guide presse-étoupe a résisté, au cours de tests, à une pression supérieure à 10 bars.

L'ancrage de haubans Freyssinet a également passé avec succès le test d'étanchéité des recommandations CIP. Confiné dans un tube de 3 m rempli d'eau, l'ensemble ancrage/câbles a subi pendant sept semaines l'assaut répété de cycles de traction et de flexion durant lesquels la température de l'eau variait entre 20 °C et 70 °C pour simuler les conditions réelles de l'environnement du câble.

En fin d'essai, la dissection des câbles n'a révélé aucune infiltration d'eau.

L'ingénierie des vibrations de câbles est devenue au cours des dernières années une des grandes compétences de Freyssinet, qui a développé un modèle

DES OUTILS AU SERVICE DES MÉTHODES

De juin 2003 à avril 2004, le lançage du tablier du viaduc de Millau opéré au cours de « fenêtres météo » d'une durée moyenne de quatre jours, mobilise doublement les hommes de Freyssinet.

Au niveau des piles et des palées provisoires installées pour diviser chaque travée de 342 m en sous-travées de 171 m, il s'agit d'assurer le décloUAGE du tablier puis son reclouage après lançage.

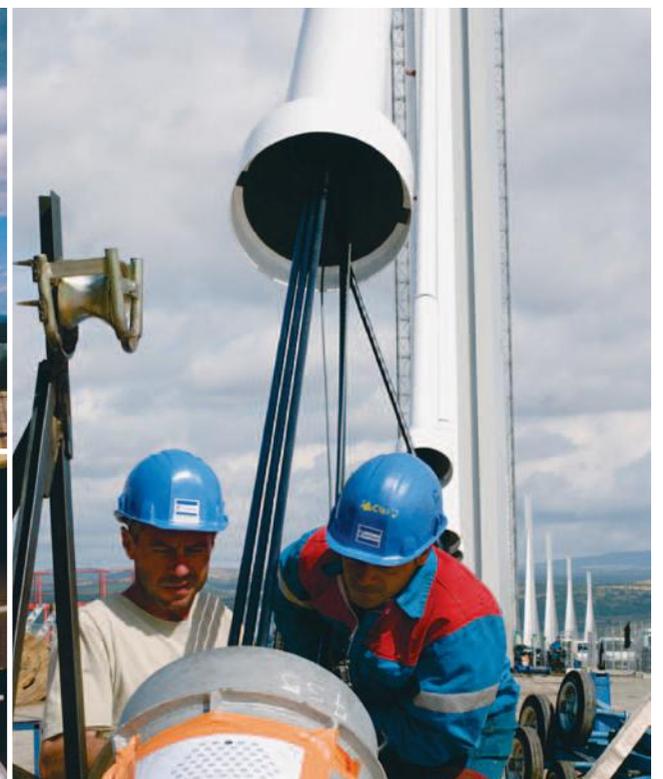
Sur chacun des pylônes P2 et P3, 12 haubans sont utilisés comme câbles de lançage supportant le porte-à-faux du tablier, et, sous l'effet des déformations du tablier, sont successivement mis en tension, lorsque le tablier aborde les palées et les piles, puis détendus. Afin de limiter et de contrôler les déformations angulaires qu'ils subissent au niveau des ancrages, ils sont équipés sur les pylônes et le tablier de selles de déviation spéciales.

« Ces dispositifs, explique Jean-Luc Bringer, garantissent que les torons des câbles ne seront pas soumis à une contrainte combinée de traction et de flexion supérieure à 60 % FRG (force de rupture garantie), et que l'ancrage et les systèmes anticorrosion ne seront pas endommagés pendant le lancement. »

informatique pour calculer les besoins en amortissement et dimensionner les amortisseurs les plus adaptés.

Pour chaque projet, l'entreprise propose un diagnostic précis de la stabilité des haubans et une gamme complète de dispositifs antivibratoires. Outre les gaines extérieures spiralées, Freyssinet dispose d'une large gamme d'amortisseurs internes et externes, les

premiers se logeant dans les ancrages, les seconds reposant sur un support auxiliaire. Pour résorber le phénomène d'« instabilité paramétrique » des câbles, un système d'« aiguilles à été mis au point », des câbles d'interconnexion continus sur toute leur longueur placés de part et d'autre de la nappe de haubans ; ils équipent par exemple le pont de Normandie. □



SYSTÈMES HYDRAULIQUES INTÉGRÉS ENERPAC POUR LE VIADUC DE MILLAU. DÉPLACEMENT ENTRE CIEL ET TERRE SOUS CONTRÔLE HYDRAULIQUE

AUTEUR : GUILLAUME BUTTY, DIRECTEUR FRANCE, ENERPAC



1- Ensemble de quatre translateurs et balancelles avec groupes hydrauliques installés sur une pile temporaire.

1- Set of four side shifters and rockers with hydraulic systems installed on a temporary pier.

Le viaduc de Millau est un extraordinaire ouvrage qui a été réalisé dans un délai record grâce à de nombreuses techniques et méthodes innovantes.

Elles ont été nécessaires non seulement par les dimensions de l'ouvrage, ses caractéristiques mais aussi pour éviter à des hommes de travailler à

300 m au-dessus du sol pendant 2 ans avec tous les risques que cela comporte. Enerpac a été associé par Eiffel à deux de ces méthodes.

Les équipes Eiffel ont été particulièrement en pointe par le choix de méthodes audacieuses et novatrices afin de mettre en place, en moins de 18 mois, les 38 000 t du tablier et des pylônes

métalliques ainsi que le montage par télescopage des palées provisoires nécessaires au franchissement des brèches de 342 m entre piles.

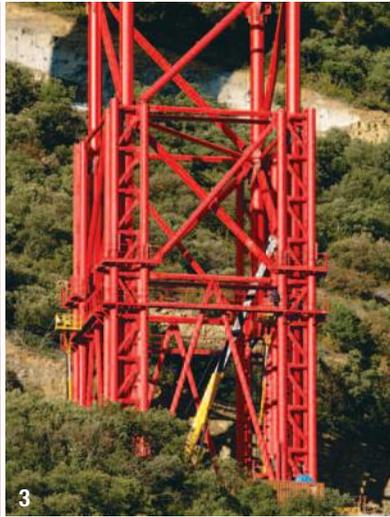
Eiffel avait dans son projet de construction imaginé un système de lancement avec un asservissement en « boucle fermée » entièrement informatisé et doté d'un bus de communication

de 2 000 m. Après avoir reçu la commande pour la construction de l'ouvrage métallique, Eiffel a dessiné et fait fabriquer le « translateur ».

Enerpac a remporté l'appel d'offres et a été chargé de motoriser et de piloter les 64 appareils selon le cahier des charges d'Eiffel. La société Enerpac, spécialiste dans l'étude et la fabrication de systè-



2



3



4

mes hydrauliques intégrés, a mobilisé, dès les premières étapes de ce projet ambitieux, l'ensemble de ses équipes pour la conception, la fabrication et l'assistance à l'exploitation de deux systèmes hydrauliques assistés par automates et dédiés aux opérations de lancement du tablier et le montage-démontage des palées provisoires par télescopage.

OBJECTIFS

La prestation d'Enerpac sur le chantier du viaduc de Millau s'est articulée autour de quelques points fondamentaux :
 → Priorité à la sécurité, avec la mise en place de nombreux capteurs de mesure/contrôle sur l'ensemble des systèmes de lancement et de télescopage afin d'assurer une gestion maîtrisée des mouvements et des charges ;
 → Développement d'interfaces spécifiques entre les opérateurs et les systèmes de commande. L'articulation et l'agencement des écrans tactiles de contrôle et de commande automatés ont fait l'objet d'une attention et d'une

2 & 3- Vue rapprochée de l'un des quatre coins de la cage de télescopage, avec les « crémaillères » et le système hydraulique Enerpac intégré comprenant vérin, pompe et automate pour le contrôle du levage de la palée provisoire.

4- Positionnement des opérateurs assurant la mise en place des coins de reprise d'efforts.

5- Automate de commande.

6- Translateur équipé de son matériel hydraulique.

2 & 3- Close-up view of one of the four corners of the telescopic system's cube structure, with the «toothed racks» and the Enerpac integrated hydraulic system comprising a hydraulic cylinder, a pump and a programmable controller to control lifting of the temporary bent.

4- Positioning of operators performing installation of the locking chocks.

5- Programmable controller.

6- Side shifter with its hydraulic equipment.

coopération particulière avec les équipes d'Eiffel ;

→ Adaptation des matériels au froid, à la chaleur et aux orages ainsi qu'aux conditions de travail sur chantier pour une période de 3 ans, avec le choix de matériels électroniques adaptés, de traitements de surface spécifiques pour les vérins et l'utilisation d'une technologie hydraulique simple et robuste (700 bars - distribution à clapet tout ou rien) ;

→ Mise à disposition d'une assistance technique sur chantier, avec validation de l'ensemble des équipements par les équipes d'Enerpac avant et pendant les opérations de lancement, en service 24 heures sur 24.

SYSTÈME HYDRAULIQUE DE TÉLESCOPAGE DES PALÉES PROVISOIRES

Cinq palées provisoires, d'une hauteur de 87 m (Pi6) à 170 m (Pi2) sont érigées par segment de 12 m de hauteur à l'aide d'un système de télescopage hydraulique synchronisé en quatre points.

Le système a été créé par les équipes d'Eiffel qui ont préféré cette technique à l'utilisation de grues. Ceci pour faire travailler les hommes à 12 m maximum au-dessus du sol. Le système est capable de construire des palées de plus de 1 200 t et de les démonter depuis le sol. Les équipes d'Enerpac, à partir du cahier des charges d'Eiffel, ont mis au point la motorisation du système et son contrôle informatisé (photos 2 et 3).

SPÉCIFICATIONS TECHNIQUES

Le système de télescopage hydraulique comprend quatre ensembles pompes/vérins raccordés à un automate principal de contrôle et de commande. Chaque ensemble a une capacité de poussée égale à 500 t, soit une capacité totale de levage de 2 000 t.

La pression nominale de travail du système (700 bars) permet aux opérateurs de travailler avec une marge de sécurité importante lors des opérations de levage qui se font par incrémentation de course de 1 100 mm.

Les mouvements de levage sont asservis selon une tolérance de synchronisation de 3 mm d'un point par rapport à l'autre. Le système fonctionne selon un cycle semi-automatique de sortie et de rentrée des tiges vérins permettant à huit opérateurs d'effectuer le positionnement des coins de levage supérieurs et inférieurs de reprise d'efforts sur les crémaillères de la cage de télescopage.

En conditions de fortes tempêtes, les vérins sont dimensionnés pour soutenir en position de sûreté (vérins tige rentrée) une charge de 1 500 t par unité.

Le système est instrumenté de manière à mesurer et à gérer en temps réel les transferts de charges d'un point à l'autre ainsi que les défauts de synchronisation (photos 4 et 5).



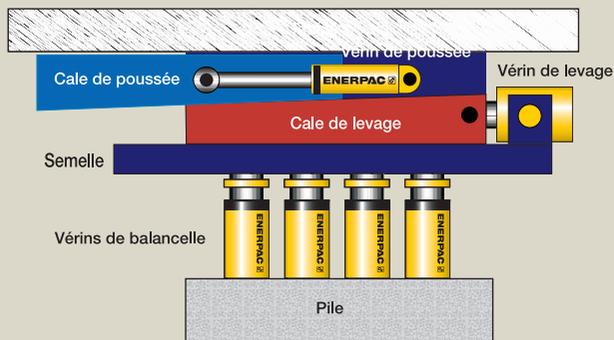
5



6

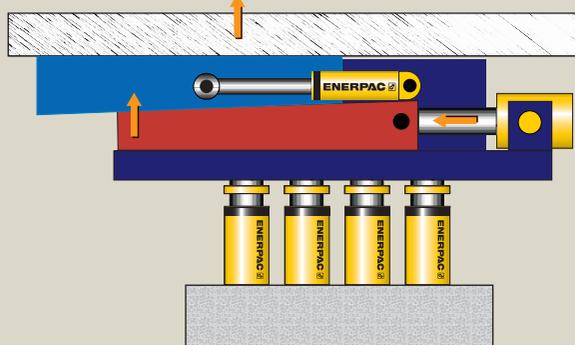
SÉQUENCES DU CYCLE AUTOMATIQUE DE LANÇAGE

POSITION INITIALE



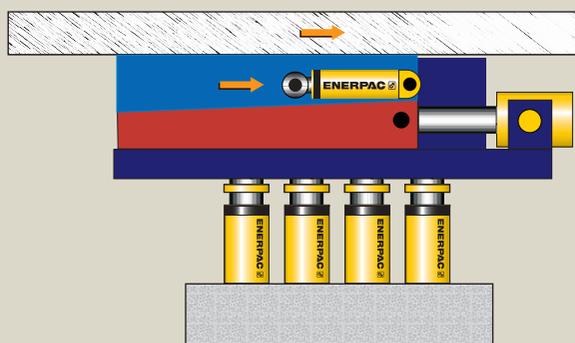
7

LEVAGE



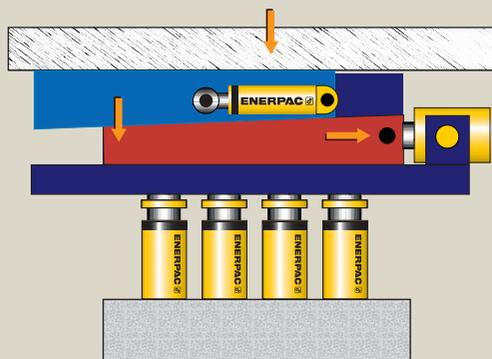
8

POUSSÉE



9

DESCENTE



10

LES TRANSLATEURS ET LE SYSTÈME HYDRAULIQUE DE LANÇAGE (photo 6)

Le système de lancement est constitué de deux sous-ensembles hydrauliques distincts, l'un assurant le déplacement du tablier (translateurs), l'autre assurant son positionnement en altitude et permettant la répartition des charges entre les différents points d'appui (balancelles) (figures 7 à 10).

Le cahier des charges auquel répondent ses deux systèmes est très exigeant :
 → Le système hydraulique fournit une capacité de poussée dans les phases motrices de 120 t par translateur (chaque translateur étant équipé de deux vérins de 60 t), soit 240 t pour les points d'appuis sur culée, et 480 t sur les piles et palées ;

→ Les incréments de mouvements automatiques sont effectués par courses de 600 mm avec une précision de synchronisation des mouvements d'un équipement par rapport à l'autre n'excédant pas un delta supérieur à 1,5 mm ;

→ Les phases de levage et de dépose du tablier sur le châssis des translateurs sont effectuées par un coin motorisé à l'aide d'un vérin double effet d'une capacité de 250 t ;

→ Les performances du système hydraulique garantissent une vitesse globale d'avance du tablier dans les conditions optimales proches de 10 m/h ;

→ Les équipements hydrauliques sont instrumentés et reliés par connexion bus à un automate principal situé en bord de culée, à partir duquel l'ensemble des opérations de mouvement, de positionnement et de contrôle du lancement sont assurées par un seul opérateur ;

→ Le système de lancement permet des mouvements effectués en mode automatique, semi-automatique et manuel (possibilité à tout moment de faire avancer ou de faire reculer le tablier de quelques millimètres) ;

→ Les vérins balancelles développent une capacité de levage de 14 500 t par pile réparties sur quatre jeux de six vérins 600 t. L'interconnexion des circuits balancelles permet un débatement angulaire du tablier de $\pm 2\%$ en oscillation longitudinale ;

→ Chaque équipement sur pile (bien qu'étant relié par connexion bus à l'automate principal) a la possibilité d'être commandé en mode local à l'aide de son propre automate et ce afin de pouvoir éventuellement repositionner les piles au cas par cas ;

→ Enfin, pour assurer la sécurité de l'ouvrage pendant les opérations de lancement, le système hydraulique est entièrement sécurisé avec, entre autres, le doublement des lignes bus par une ligne de sécurité, la mise en place d'alarme et d'arrêts d'urgence sur les mesures temps réel de synchronisation des mouvements, de répartition des charges, de positionnement des piles et de conditions météorologiques (photos 1 et 11).

Avec un parc de 25 centrales hydrauliques (1 300 kW installés), de 18 automates, de 500 vérins et d'innombrables capteurs de pression, de position et de fin de course, la coopération entre les équipes Eiffel et Enerpac a été un facteur clé de la bonne conduite de ces phases critiques de lançages qui consistaient à mouvoir un tablier de 29 000 t et de 1 743 m par étapes de 171 m.

Le viaduc de Millau devient pour les années à venir une référence incontestée pour les méthodes de construction utilisées et aussi pour les techniques et systèmes hydrauliques employés pour la maîtrise du déplacement de charges lourdes à très grande hauteur sur chantier. □

11- Centrale de commande hydraulique sur culée.

11- Hydraulic control unit on abutment.



11

MILLAU : LE VIADUC DE L'INFORMATION

AUTEUR : JEAN-MICHEL BREGERE, RESPONSABLE GRANDS PROJETS, FORCLUM

COURANTS FORTS DU VIADUC

À partir d'un poste de livraison transformation EDF 20 kV, situé en culée nord C0, la tension 20 kV est abaissée via un transformateur abaisseur de 400 KVA à 5,5 kV. Cette tension a été choisie afin d'éviter des chutes de tension trop importantes du fait de la grande longueur du viaduc (2 500 m) (photos 1 et 2). Des locaux électriques sont répartis

tous les 342 m à l'intérieur du tablier aux jonctions piles/pylônes. Ce 5,5 kV est distribué sur deux alimentations, dont l'une est secourue par groupe électrogène, depuis la culée nord C0 jusqu'à la culée sud C8. Dans chacun des locaux électriques (C0, P1 à P7, C8) la tension 5,5 kV est abaissée à 400 V par deux transformateurs de type « Éclairage public » en résine de puis-

sance 30 KVA. Toute la distribution de la zone (pile, pylône et 171 m de part et d'autre du local) est issue du TGBT situé dans chacun des neuf locaux électriques qui sont climatisés : la température en été dépasse les 45 °C à l'intérieur du tablier.

Un point sensible pour ce cheminement a été les joints de dilatation du tablier qui peuvent dépasser le mètre linéaire de chaque côté en C0 et C8. Ces joints ont été traités par des chaînes portecâbles en polyamide à mailles. Tous les cheminements à l'intérieur du tablier se font par chacun de câbles type fil placé dans une aile latérale du tablier (photo 3).

Les équipements courants forts comprennent :

→ L'éclairage intérieur des piles, pylônes et tablier ;

→ La distribution de PC triphasées et monophasées régulièrement réparties ;

→ L'alimentation des déshumidificateurs qui maintiennent un taux d'hygrométrie constant à l'intérieur du tablier et des pylônes métalliques ;

→ La climatisation des locaux électriques ;

→ Les alimentations des équipements routiers (station météo, panneaux dynamiques de signalisation, barrières de fermeture, station de comptage et de pesage) ;

→ Les alimentations de sécurité (caméra vidéo, feux de balisage aériens, automates et téléphonie) ;

→ Pour les équipements sensibles, un onduleur de 6 KVA est installé dans chacun des 9 locaux techniques.

vidéo, poste d'appel d'urgence, station de comptage et pesage téléphonie), les informations transitent à travers des câbles à fibres optiques individuelles. Toutes les liaisons sont ramenées dans chacun des locaux techniques sur des baies 19 pouces 42 u.

La liaison entre la barrière et le viaduc a été réalisée en un seul câble de 72 fibres optiques sans coupure. Ce câble a été tiré par la technique de soufflage après reconstitution des fourreaux dans les chambres de tirage.

VIDÉO SURVEILLANCE

Un ensemble de 16 caméras fixes placées sur les pylônes à une hauteur de 12 m assurent la surveillance vidéo du viaduc grâce à un système de DAI (détection automatique d'incidents) qui permet de détecter un véhicule arrêté ou en contre-sens, un débris ou un bouchon.

Cette anomalie est automatiquement renvoyée et enregistrée au niveau de la barrière de péage.

Deux autres caméras motorisées et équipées de zoom sont installées en tête des pylônes P1 et P7 et surveillent les entrées et sorties du viaduc.

La plate-forme de péage est également équipée de caméras : six mobiles extérieures pour la surveillance des accès extérieurs et dix caméras pour la surveillance du bâtiment.

STATION RDT (RECUEIL DE DONNÉES DE TRAFIC)

Cette station est installée à l'entrée du viaduc et a pour fonction d'analyser les vitesses, le nombre et le poids des véhicules en les différenciant et les classant (voiture, voiture avec remorque, camion, semi-remorque, etc.).

STATIONS MÉTÉOROLOGIQUES

Deux stations sont installées (une sur le viaduc et une à la barrière de péage). Elles analysent les conditions atmosphériques (vent, hygrométrie, précipitations, température de chaussée et état de surface).

Ces stations déterminent notamment si un besoin de salage de la chaussée est nécessaire ou si le viaduc doit être fermé en cas de vent fort.



1



2



3

1- Poste de livraison/transformation 20 kV du viaduc.

2- Poste de distribution 2,5 kV du viaduc.

3- Joint de dilatation par chaîne à câbles.

1- Viaduc 20 kV delivery/transformer sub-station.

2- Viaduc 2.5 kV distribution sub-station.

3- Cable-chain expansion joint.

COURANTS FAIBLES VIADUC

Tous les équipements cités ci-avant communiquent et sont commandés depuis une salle de supervision située dans le bâtiment barrière de péage à 6 km au nord du viaduc.

Un premier réseau Ethernet est réalisé sur toute la longueur du viaduc et recueille les infos issues des automates GTC, des panneaux dynamiques, des stations météo et l'instrumentation.

Le réseau est constitué par deux boucles en câble à fibre optique et est redondant (fibre monomode et multimode). Pour les autres équipements (caméra

SIGNALISATION DYNAMIQUE

Un ensemble de panneaux dynamiques ainsi que deux PMV (panneau à messages variables) installés en amont et en aval du viaduc informent les usagers des conditions routières de l'A75.

Ces informations sont également nécessaires pour assurer la fermeture du viaduc en cas d'incident grave.

La fermeture étant assurée par quatre demi-barrières automatisées situées en entrée et sortie du viaduc (photo 4).

RÉSEAU D'APPEL D'URGENCE

Un ensemble de six couples de postes d'appel d'urgence a été installé derrière les glissières de sécurité.

Ces bornes sont espacées de 511 m (sur portion normale d'autoroute, cette distance est de 2 km).

L'appui sur un des boutons d'appel d'urgence génère en plus de l'appel vers la gendarmerie, une alarme GTC en salle de supervision.

TÉLÉPHONIE

Le viaduc est équipé de prises téléphoniques à l'intérieur du tablier, des piles et des pylônes et ces prises communiquent jusqu'à la barrière de péage à travers le réseau de fibres optiques.

GTC (GESTION TECHNIQUE CENTRALISÉE)

Un ensemble d'automates (neuf placés dans le TGBT) recueillent les alarmes techniques de l'ensemble du viaduc et remontent ces informations sur un PC en salle de supervision.

BALISAGE AÉRIEN

Sept feux à éclats ont été installés en tête des pylônes.

Ces feux d'une puissance de 20 000 candélas (blanc) le jour et 1 600 candélas (rouge) la nuit sont synchrones.

Les défauts de lampes ou autres sont automatiquement gérés par la GTC (photo 5).

DÉTECTION INCENDIE

Tous les locaux électriques sont protégés par des détecteurs incendie. Les informations sont transmises à la GTC.

ILLUMINATIONS DU VIADUC

La mise en valeur de nuit a été réalisée par un éclairage des entrejambes des piles et pylônes.

Cette installation se compose de huit projecteurs situés en terre-plein central pour l'illumination de chaque pylône et de huit projecteurs placés en tête de chaque pile et éclairant vers le bas dans les entrejambes.

CANALISATIONS INTERNES DU VIADUC

En plus des canalisations (diamètre 600 mm) cheminant sur toute la longueur du viaduc et recueillant les eaux de ruissellement, Forclum a installé une canalisation « colonne sèche » pour le réseau incendie. Cette colonne équipée de bouches réparties en terre-plein central est mise sous pression par les pompiers en entrée et sortie du viaduc ou par l'exploitant via la GTC.

Elle est alimentée par deux bâches à eau situées en C0 et C8 et mise en pression par quatre pompes immergées.

BARRIÈRE DE PÉAGE

Tous les équipements électriques de la barrière ont été réalisés par Forclum hors le système de péage. Ces équipements sont :

→ Un poste de transformation de 400 KVA avec groupe électrogène de secours fonctionnant avec un couplage fuyitif (sans coupure) ;

→ Deux onduleurs redondants de 50 KVA secourant tous les équipements sensibles ;

→ La distribution courants forts de la totalité de la barrière ;

→ Les équipements courants faibles :

- détection incendie,
- les réseaux voie-données-image,
- l'interphonie,
- le contrôle d'accès,
- la GTC ainsi que la supervision (photo 6),
- la vidéo surveillance,
- la ventilation, chauffage et climatisation,
- les illuminations du mur extérieur et de l'auvent,
- les éclairages extérieurs,
- les cabines de péage (photo 7).

Pour réaliser ces travaux, Forclum a fait appel à plusieurs de ses filiales qui sont :

→ Forclum Ingénierie – Blanc Mesnil (93) pour la conception, le pilotage, la coordination et les études d'exécution ;

→ Guirande – Rodez (12) pour les exécutions courants forts et faibles ;

→ Forclum Informatique et Systèmes – Blanc Mesnil (93) pour la supervision, la GTC et la vidéo surveillance ;

→ Forclim Sud-Ouest – Toulouse (31) pour la climatisation, ventilation, chauffage ;

→ Piani – Lyon (69) pour le soufflage de la fibre optique entre le viaduc et la barrière ainsi que les raccordements ;

→ Forclum Méditerranée – Marseille (13) pour la réalisation des cabines de péage ;

→ Normandie Tuyauterie – Mondeville (14) et SIMO – Elbeuf (76) pour les tuyauteries et colonnes sèches du viaduc. □



4- Signalisation dynamique et poste d'appel d'urgence.

5- Feu de balisage aérien.

6- Salle de supervision de la barrière de péage.

7- Cabines de péage.

4- Dynamic signing and emergency call station.

5- Aircraft ground lighting.

6- Toll gate supervision room.

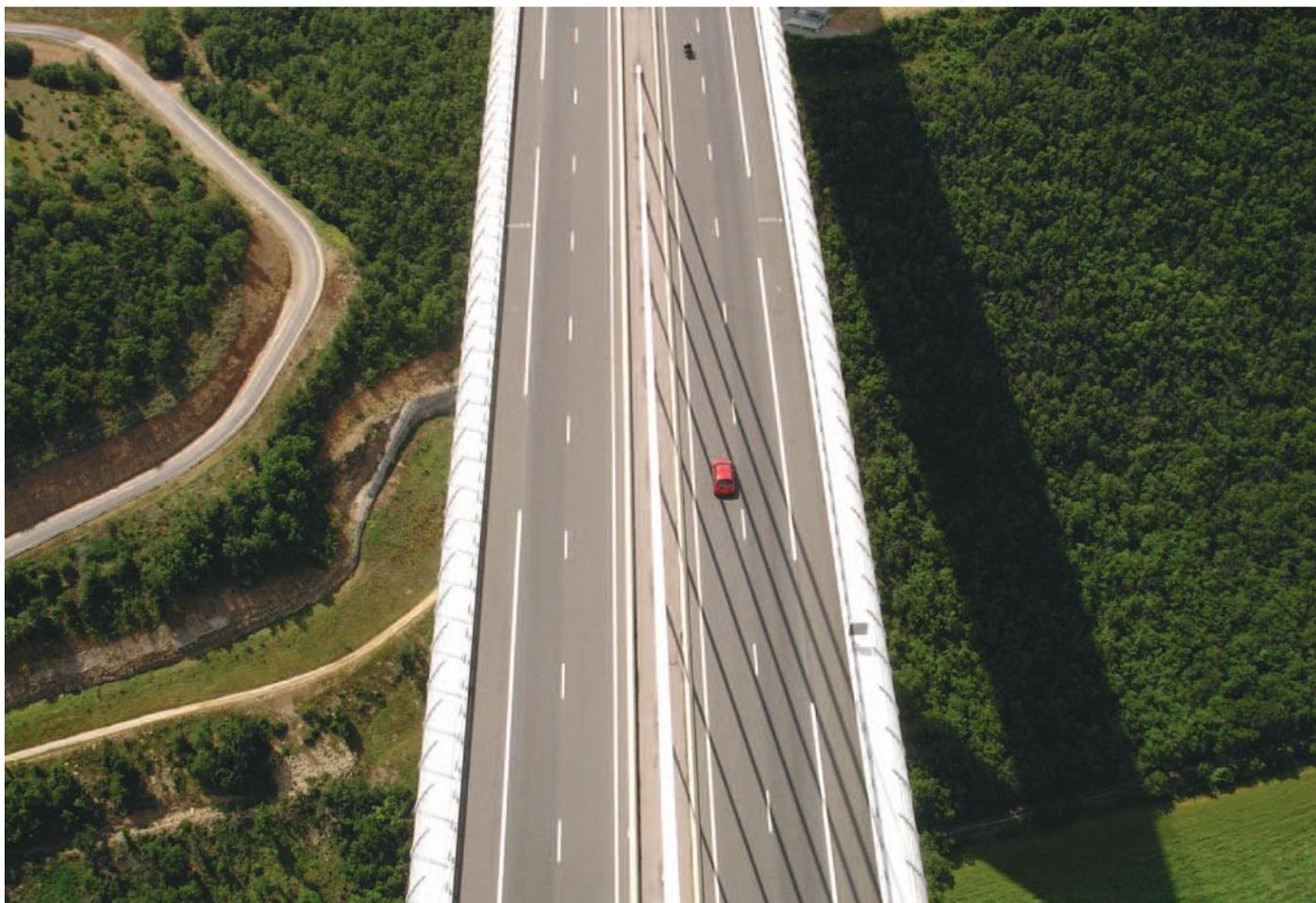
7- Toll system booths.



LES CHAUSSÉES DU VIADUC DE MILLAU

AUTEURS : MARC COURTEHOUS, DIRECTEUR DE TRAVAUX, MAZZA - SERGE KRAFFT, SERVICE TECHNIQUE, APPIA MÉDITERRANÉE

APPIA EST INTERVENU POUR LA CONCEPTION ET LA RÉALISATION DU COMPLEXE ÉTANCHÉITÉ-COUCHE DE ROULEMENT. LES CONCOURS DE PLUSIEURS EXPERTS (SETRA, LCPC) ET LES MOYENS EMPLOYÉS PAR L'ENTREPRISE ONT PERMIS DE VALIDER LES CHOIX TECHNIQUES, DE MISE EN ŒUVRE ET DE CONTRÔLE. POUR LA RÉALISATION DES TRAVAUX, LA FILIALE D'APPIA, MAZZA, S'EST ASSURÉE LE CONCOURS DE PLUSIEURS SOUS-TRAITANTS ET DE NOMBREUSES AUTRES FILIALES DU GROUPE.



INTRODUCTION

L'automobiliste qui emprunte le viaduc de Millau a le regard attiré par le design de l'ouvrage, une raison suffisante pour que la chaussée lui offre confort et sécurité (photo 1).

Appia est intervenu pour la conception et la réalisation des chaussées, ce lot incluant l'étanchéité de l'ouvrage et les dispositifs de sécurité.

En ce qui concerne plus particulièrement les chaussées, elles comprennent dans chaque sens : une bande d'arrêt d'urgence, une voie lente, une voie rapide, chaque chaussée ayant une largeur de 11,00 m. La charge apportée par le complexe étanchéité-roulement est de 10 000 tonnes et de 3 000 tonnes en ce qui concerne les glissières de sécurité en béton (GBA).

STRUCTURE DE CHAUSSÉE

La couche de roulement en enrobés est mise en œuvre sur la feuille d'étanchéité, elle-même soudée sur le tablier métallique.

Ce complexe de faible épaisseur par rapport à une chaussée classique subit des contraintes sévères qui peuvent provoquer sa fissuration et mettre en péril l'étanchéité. L'essai qui permet de

reproduire ces sollicitations a été mis au point par le LCPC et une machine spécifique a été construite au Laboratoire Central d'Appia pour valider les performances du complexe d'étanchéité [1].

DESCRIPTION DU COMPLEXE ÉTANCHÉITÉ-ROULEMENT

Le complexe mis en œuvre sur un platelage métallique doit suivre les défor- ▷



© APPIA

mations du support, le protéger contre la corrosion et assurer les fonctions principales d'une couche de roulement : confort et sécurité.

Dans le cas de Millau, le complexe est du type épais multicouche et comprend :

- Un vernis de protection et de collage ;
- Une couche d'étanchéité par feuilles ;
- Une couche de roulement.

Les caractéristiques des différentes couches figurent dans le tableau I.

Le choix a été fait d'une solution classique d'étanchéité par feuilles, l'effort de développement étant concentré sur la mise au point de l'enrobé. Il est à noter qu'au moment des travaux, l'épaisseur de l'enrobé Orthochape a été augmentée de 60 mm à 70 mm.

PERFORMANCE DU COMPLEXE

Le CCTP du viaduc de Millau prévoyait que le complexe étanchéité-roulement ferait l'objet d'un agrément prononcé par le maître d'œuvre sur avis du Setra et du LCPC à partir des essais effectués sur le complexe et ses composants.

Les essais portent sur les liants, les granulats et le complexe.

Un essai particulier, l'essai de flexion sous moment négatif ou essai de flexion cinq points permet de mesurer la performance de la couche de roulement

1- Vue générale du viaduc.

2- Mesure APL sur le tablier.

3- Grenailage.

4- Soudage de l'étanchéité.

1- General view of the viaduct.

2- APL measurement on the deck.

3- Shot blasting.

4- Welding the sealing coat.

ment et du collage de l'étanchéité sous trafic [1].

Granulats

Les granulats sont des amphibolites de la carrière d'Arviu déjà utilisés sur A75. Ils ont de bonnes propriétés mécaniques (LA, MDE) et une bonne résistance au polissage (RPA = 61).

Composition des enrobés

Le liant qui entre dans la composition de l'enrobé est un bitume modifié par des polymères type SBS, dénommé Orthoprène.

La formule retenue est un béton bitumineux 0/10 mm de granulométrie continue (BBSG 0/10) avec 6 % de teneur en vides et 5,8 % de bitume (par rapport au poids sec des granulats). Il a été dénommé par la suite Orthochape.

Essai de flexion

sous moment négatif

Le complexe d'étanchéité (feuille + enrobé) pour une plaque d'acier de 14 mm satisfait les critères ci-après :

→ Pour $\theta = 10^\circ\text{C}$: aucune fissure à 2 millions de cycles

→ Pour $\theta = -10^\circ\text{C}$: aucune fissure à 1 million de cycles

→ Aucun décollement aux interfaces acier-étanchéité et étanchéité enrobé.

Il est à noter que l'essai à $\theta = 10^\circ\text{C}$ est beaucoup plus discriminant qu'à -10°C .

ESSAIS PRÉALABLES

ESSAI DE CONVENANCE

(RIVESALTES, MARS 2004) [2]

La planche d'essai inclut une portion « d'ouvrage » identique à celle du viaduc qui a permis de répéter plusieurs opérations :

→ Réalisation de l'étanchéité : les

valeurs d'adhérence de la feuille sur l'ouvrage ainsi que les liaisons feuille bitumineuse-résine des trottoirs ont été vérifiées ;

→ Fabrication des enrobés : capacité du poste d'enrobage à pomper un bitume de forte viscosité, vérification de la maniabilité de la formule ;

→ Compactage : possibilité de compacter l'enrobé sans vibration avec une compacité conforme au CCTP ;

→ Texture : obtention d'une macrotexture conforme aux caractéristiques autoroutières.

ESSAI DE MISE EN ŒUVRE

(VIADUC DE MILLAU, JUILLET 2004)

En dehors de l'essai de convenance qui a permis de qualifier la chaîne de fabrication, il est apparu nécessaire de faire un essai directement sur l'ouvrage pour définir les conditions de mise en œuvre. Initialement, l'application des enrobés était prévue avec un finisseur grande largeur « vis calée ». Pour améliorer l'uni dans le domaine des moyennes ondes, la solution avec poutre de guidage s'avère préférable.

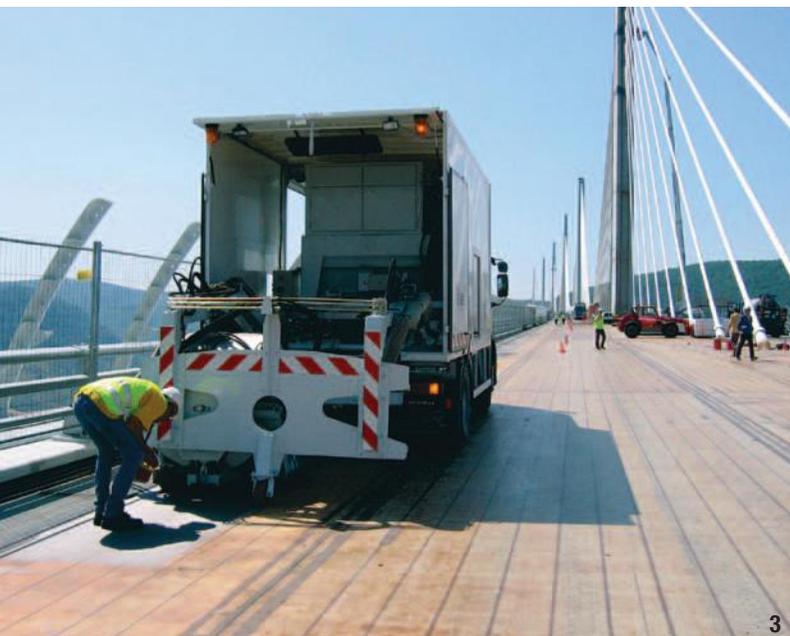
Les mesures d'uni ont été faites avec le LCPC et le LRPC d'Aix-en-Provence, sur la tôle nue, puis après application d'une couche d'enrobés, « démontée » par la suite (photo 2). Les valeurs mesurées (notation en bandes d'ondes, PO - MO - GO) ont permis de fixer des objectifs de confort de la couche de roulement.

Ce point sera évoqué ultérieurement. La faiblesse des notes en moyennes ondes (MO) sur le tablier a été corrigée avec la méthode de guidage du finisseur retenue.

TABLEAU I

Couche	Produit	Fournisseur	Épaisseur/Dosage
Vernis	Siplast Primer	Siplast	100 à 150 g/m ²
Étanchéité	Parafor Ponts	Siplast	4 mm
Roulement	Orthochape	Appia	60 mm*

* valeur prévue initialement



3



4

RÉALISATION DES TRAVAUX PLANNING

L'intervention de l'entreprise sur le viaduc de Millau a commencé au mois d'avril 2004. Préalablement à la mise en œuvre des enrobés, il a fallu réaliser l'étanchéité sur l'ensemble du tablier métallique. L'application de l'Orthochape a duré moins d'une semaine, du 21 au 24 septembre 2004.

COMPLEXE D'ÉTANCHÉITÉ

La pose de l'étanchéité est une opération minutieuse.

Elle demande un enchaînement précis des différentes tâches : décapage de l'acier, vernis de protection et de collage, soudage de la feuille Parafor Ponts. Préalablement à l'application du procédé d'étanchéité, la tôle de platelage a été soumise à un décapage mécanique par grenailage.

Pour les relevés et les points singuliers, le décapage a été réalisé par sablage. La section courante, quant à elle, a été grenillée.

La société AER (Appia Équipement de la Route) s'est acquittée de ces travaux. Elle a mobilisé deux grenailleuses de grande largeur (GR3 et Bison) (photo 3) et une machine spécifique a été construite pour le sablage des rives de l'ouvrage.

L'application manuelle du vernis de protection et de collage a suivi au plus près les opérations de décapage, pour éviter le retour de l'oxydation de la tôle de platelage.

Le soudage de la feuille d'étanchéité bitumineuse Parafor Ponts était assuré par la société Sacan. L'emploi de deux

machines spéciales (Sacan et Siplast Icopal) a permis d'obtenir des cadences de pose importantes et de respecter les délais (photo 4).

Dans une première phase de travaux (avril à juin), un lé d'un mètre de largeur a été mis en œuvre manuellement, de part et d'autre de l'ouvrage, sur la rive de la chaussée.

À partir de la mi-juillet les machines d'application des sociétés Sacan et Siplast Icopal ont pris le relais pour assurer la pose de l'étanchéité sur la section courante de l'ouvrage.

Le 20 septembre 2004, le tablier était prêt à recevoir la couche de roulement en béton bitumineux.

ENROBÉS

La fabrication, le transport et la mise en œuvre de l'enrobé Orthochape n'ont pas nécessité l'utilisation de matériel spécifique. Par contre un soin tout particulier a été accordé au respect des consignes de fabrication, de transport et de mise en œuvre de l'enrobé Orthochape.

Liant Orthoprène

Le liant a été fabriqué à l'usine de Corbas (Lyon) et transporté sur le chantier avec une logistique efficace qui a tenu compte des capacités limitées de stockage sur chantiers (170 m³ pour les cuves des postes et 110 m³ pour une cuve tampon).

Fabrication des enrobés

La fabrication des enrobés était assurée par deux postes mobiles (TSM 17 et TSM 21) installés sur l'aire de Gamasse, située sur l'autoroute A75, à 10 km au nord de l'ouvrage.

Mise en œuvre (photo 5)

L'atelier de mise en œuvre était composé d'un alimentateur d'enrobé Franex, d'un finisseur grande largeur ABG 525 (équipé d'une trémie de réception et de deux poutres de 15 m) et d'un finisseur Voegelé 1900 pour la BAU.

Les deux finisseurs étaient équipés de tables dites « haute compacité ». Le système de guidage du finisseur grande largeur a été validé lors des essais préliminaires du mois de juillet sur l'ouvrage.

Ces dispositions prises au niveau de l'atelier de mise en œuvre ont permis de restituer un profil en long optimum en terme d'uni. À contrario, nous savions qu'elles induiraient des variations dans les épaisseurs d'enrobés appliqués.

Compactage (photo 6)

La compacité est un élément essentiel pour l'obtention des performances mécaniques d'un enrobé.

Dans le cas de l'Orthochape, vu son mode de sollicitation mécanique, cet élément est prépondérant pour la pérennité de la couche de roulement. Le CCTP fixait un objectif minimum de 92 % de compacité à obtenir.

Un objectif de 94 % a été fixé pour garantir les performances mécaniques de l'enrobé, avec en corollaire une éventuelle diminution de la macrotexture exprimée en hauteur au sable.

L'atelier de compactage était composé de cylindre double billes vibrantes Bomag du type BW 180 AD. Dans un souci d'ordre esthétique, trois petits cylindres BW 120 assuraient l'effacement des éventuelles traces de mise en œuvre.

CONTRÔLE DES TRAVAUX - RÉCEPTION DES CHAUSSEES

En dehors des essais de réception des fournitures, granulats contrôlés par Appia Méditerranée, liant Orthoprène contrôlé par le Laboratoire Central de Corbas, la fabrication a fait l'objet d'un contrôle systématique.

Pour les postes d'enrobage, en dehors du suivi par le chef de poste et du contrôle intégré, un technicien était affecté à cette tâche. Les températures des camions étaient suivies en permanence afin de disposer d'un enrobé à la bonne température (170 °C - 180 °C) pour garantir un compactage suffisant.

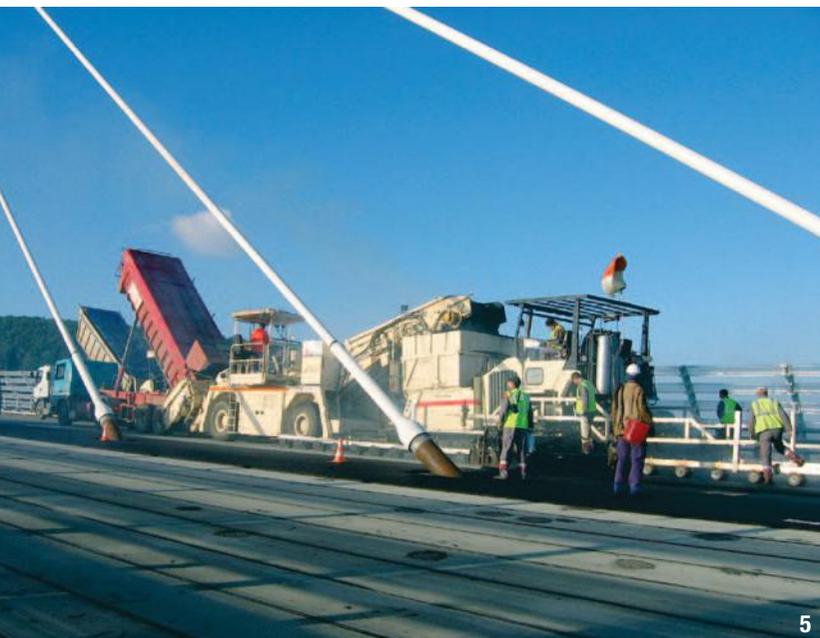
ÉPISSEURS

Le respect des épaisseurs est fondamental pour la tenue mécanique des enrobés. Le contrôle par bouclage a permis de calculer une épaisseur moyenne de l'enrobé Orthochape de 70,5 mm. Cette valeur a été confirmée par des mesures d'épaisseur avec un radar à saut de fréquence.

TEXTURE

Le CCTP fixait un niveau de macrotexture pour la couche de roulement : $HS_v \geq 0,80$ mm en tout point.

Un objectif de compacité de 94 % (contre 92 % dans le CCTP) a été fixé pour garantir les performances mécaniques de l'enrobé. Le corollaire d'une compacité plus importante, indispensable pour assurer la performance mécanique des enrobés, est la diminution de la hauteur au sable sur la couche de roulement. ▷



5



6

La valeur moyenne obtenue est $HS_v = 0,79$ mm, supérieure aux recommandations relatives à l'adhérence des couches de roulement neuves autoroutières ($HS_{spé} = 0,60$ mm).

UNI LONGITUDINAL

L'uni ne faisait pas partie des spécifications pour ce type d'ouvrage. La mise en œuvre d'une seule couche, d'épaisseur réduite limite l'amélioration que l'on peut attendre par rapport à l'uni du support.

Au cours des essais préliminaires, une attention particulière avait été portée aux éventuels défauts provenant des soudures. Avant la réalisation de l'étanchéité, deux types de réception de l'ouvrage ont été faits : relevé des joints entre plaque avec une règle de 4 m, mesure de l'uni à l'APL (LRPC d'Aix-en-Provence).

Ces mesures préliminaires avaient conduit à prendre des dispositions particulières pour la mise en œuvre :

→ Augmentation de l'épaisseur de la couche de roulement (70 mm au lieu de 60 mm) pour tenir compte des défauts de planéité ;

→ Application des enrobés avec alimentateur et poutre de guidage.

À chaque étape, une analyse complète

5- Atelier de mise en œuvre.
6- Compactage des enrobés.

5- Laying equipment.
6- Compacting bituminous mixes.

des mesures APL a été faite avec une équipe du LCPC : examen des pseudo-profilés, examen des densités spectrales de puissance, notation en bandes d'ondes. Les notes globales d'uni figurent dans le tableau II.

Les valeurs obtenues sont satisfaisantes, d'un niveau élevé, comparable aux sections autoroutières classiques.

CONCLUSION

La réalisation du complexe étanchéité-chaussée d'un viaduc à dalle orthotrope est une opération délicate, avec de nombreuses exigences :

→ Assurer dans le temps la pérennité d'une couche d'enrobé très fortement sollicitée ;

→ « Effacer » avec quelques centimètres d'enrobés les défauts inhérents au support métallique ;

→ Garantir à l'utilisateur confort et sécurité. Appia s'est efforcé d'atteindre ces objectifs au moyen d'études préliminaires importantes et d'essais préalables qui ont permis de répéter les opérations à réaliser sur le chantier.

La mise en œuvre des enrobés, du 21 au 24 septembre 2004 a été faite dans de bonnes conditions, en respectant les exigences du CCTP.

Les travaux d'équipement, sécurité et peinture ont été achevés en novembre 2004. □

[Références]

[1] M. Saubot - F. Loup. « Mise au point d'un enrobé bitumineux sur dalle orthotrope ». RGRA n° 819 - Juillet-Août 2003.

[2] M. Courtehoux - S. Krafft - B. Héritier. « Réalisation des chaussées du viaduc de Millau ». RGRA n° 834 - Décembre 2004-Janvier 2005.

PRINCIPAUX INTERVENANTS

APPIA : Mandataire

AER : Grenailage du tablier

SIPLAST : Fourniture de la feuille d'étanchéité

SACAN : Pose de la feuille d'étanchéité

SEPT : Étanchéité résine, traitement des points particuliers

MAZZA : Mise en œuvre des enrobés de terre-plein central et de section courante

ALE (APPIA) : Fabrication du liant modifié Orthoprène

POSTE D'ENROBAGE MAZZA : Fabrication des enrobés

POSTE D'ENROBAGE APPIA MIDI-PYRÉNÉES : Fabrication des enrobés

45° PARALLÈLE : Transports des enrobés

MAZZA ET APPIA GRANDS TRAVAUX : Mise en œuvre des enrobés

AER : Glissières en béton armé

GIROD LINE : Peinture, marquage au sol

CONTRÔLES

GRANULATS (APPIA MÉDITERRANÉE)

LIANTS (LABORATOIRE CENTRAL CORBAS)

MISE EN ŒUVRE (APPIA MÉDITERRANÉE)

UNI APL (LCPC - CETE MÉDITERRANÉE ET CETE SUD-OUEST)

ÉPAISSEURS RADAR (CETE NORMANDIE)

TABLEAU II

Chaussée		NPO	NMO	NGO
Nord-Sud	Voie lente	8.5	10	10
	Voie rapide	9.0	10	10
Sud-Nord	Voie lente	8.4	10	9.8
	Voie rapide	9.0	10	10