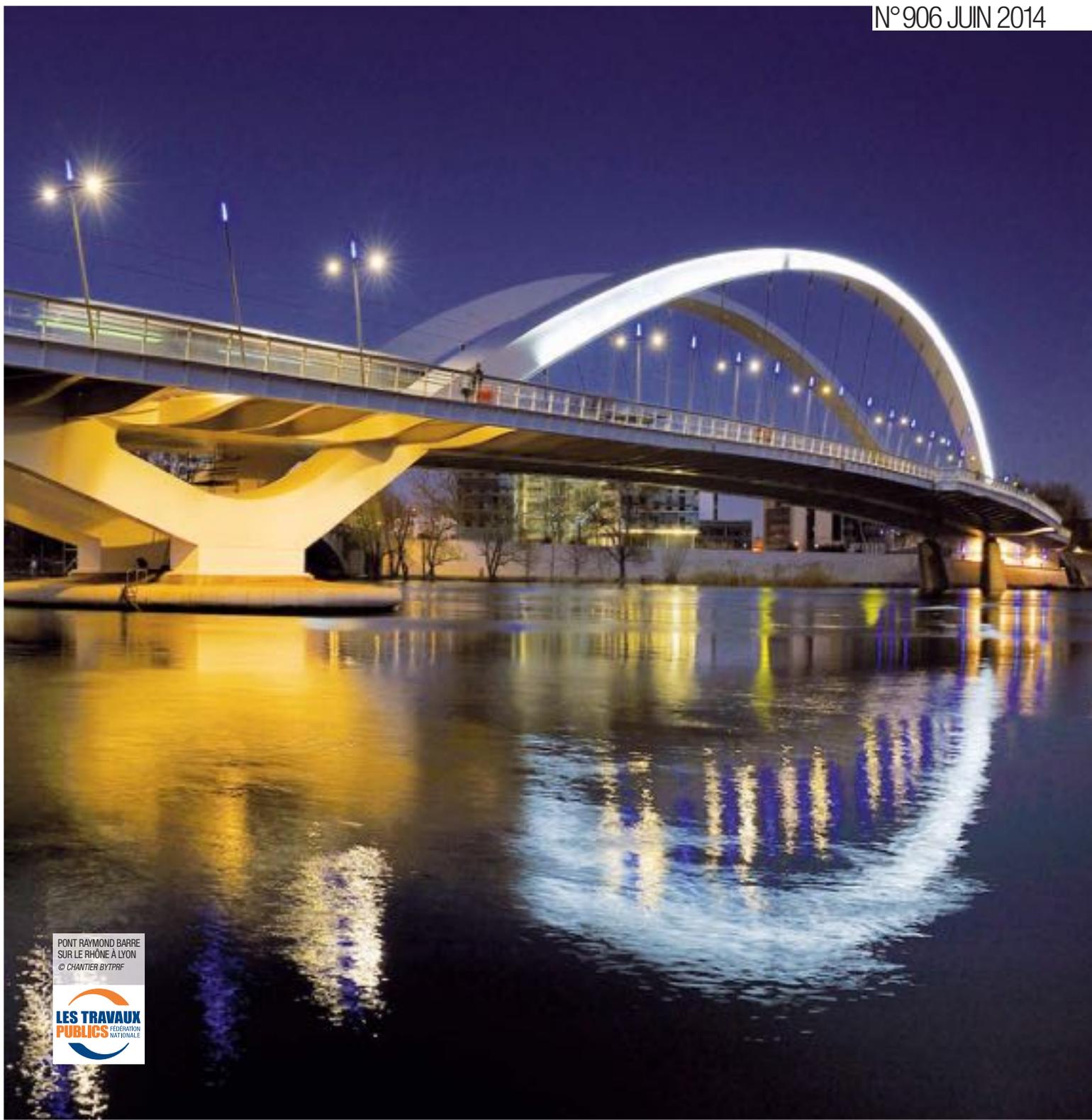


TRAVAUX

REVUE TECHNIQUE DES ENTREPRISES DE TRAVAUX PUBLICS

OUVRAGES D'ART. TRAMWAY DE LYON : LIGNE T1. PROJET NSRU SYDNEY. VIADUCS INNOVANTS : LGV BPL. VIADUC DE LA SCIE. VIADUC DE DETTWILLER : LGV EST. VIADUC DE PONT-CHATEAU SUR LE BRIVET. PASSERELLE CONSOL ENERGY WING TIP BRIDGE : USA. OUVRAGE D'ART DE LA LIGNE DE TRAMWAY ENVOL A TOULOUSE. ESTACADE DE CENON. OUVRAGES D'ART COURANTS PRO PRAD : LGV SEA. LE PONT CANADA DE TREGUIER DANS LES COTES-D'ARMOR

N°906 JUIN 2014



PONT RAYMOND BARRE
SUR LE RHÔNE À LYON
© CHANTIER BYTPRF



Directeur de la publication
Bruno Cavagné

Directeur délégué
Rédacteur en chef
Michel Morgenthaler
3, rue de Berri - 75008 Paris
Tél. : +33 (0)1 44 13 31 03
Email : morgenthalerm@fnfp.fr

Comité de rédaction
Hélène Abel (Ingérop), David
Jean-Bernard Datry (Setec), Philippe
Gotteland (Fnfp), Jean-Christophe
Goux-Reverchon (Fnfp), Laurent
Guilbaud (Saipem), Ziad Hajar
(Eiffage TP), Florent Imbert
(Razel-Bec), Claude Le Quéré (Egis),
Louis Marracci (Bouygues TP),
Stéphane Monleau (Soletanche Bachy),
Jacques Robert (Arcadis), Claude
Servant (Eiffage TP), Philippe Vion
(Systra), Michel Morgenthaler (Fnfp)

Ont collaboré à ce numéro
Rédaction
Monique Trancart, Marc Montagnon

Service Abonnement et Vente
Com et Com
Service Abonnement TRAVAUX
Bât. Copernic - 20 av. Édouard 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.fr

France (9 à 10 numéros) : 190 € TTC
International (9 à 10 numéros) : 240 €
Enseignants (9 à 10 numéros) : 75 €
Étudiants (9 à 10 numéros) : 50 €
Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)
Multi-abonnement : prix dégressifs
(nous consulter)

Publicité
Emmanuelle Hammaoui
9, rue de Berri
75008 Paris
Tél. : +33 (0)1 44 13 31 41
Email : ehammaoui@fnfp.fr

Site internet : www.revue-travaux.com

Réalisation et impression
Com'1 évidence
Siège : Immeuble Louis Vuitton
101, avenue des Champs-Élysées
75008 PARIS
Tél. bureaux : +33 (0)2 32 32 03 52
Email :
revuetravaux@com1evidence.com

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°0116 T 80259
ISSN 0041-1906

INGÉNIEURS ET ARCHITECTES, MÊME COMBAT !



© DR

Ouvrages d'art : c'est un trait de génie de la langue française d'avoir associé ces deux mots, en montrant que dans ce domaine, comme dans tous les domaines de la construction, mais ici avec une force particulière, il est vain de différencier voire d'opposer architecture et ingénierie. Cette séparation des deux composantes indissociables de l'art de construire est un avatar de l'histoire récente, du siècle des lumières au siècle dernier. Mais depuis quelques décennies un retour aux sources a été amorcé, avec en particulier l'organisation de concours associant ingénieurs et architectes pour la conception des ponts ; le monde du génie civil a ainsi adopté une pratique déjà ancienne dans le domaine du bâtiment, depuis l'organisation du concours de conception de l'Opéra Garnier en 1861. Le Corbusier, qui avait pressenti cette évolution dès le début du XX^e siècle, écrivait dans son dernier livre *Mise au point*, en 1965, peu avant sa mort : « **Les constructeurs sont précisément la nouvelle profession qui doit lier en un dialogue inlassable et fraternel l'ingénieur et l'architecte, cette main gauche et cette main droite de l'art de bâtir** ». Avant lui Paul Valéry écrivait dans *Eupalynos*, un dialogue publié en 1921 en guise d'introduction à un recueil intitulé *Architectures* : « **Je ne sépare pas l'idée d'un temple de celle de sa construction** ».

Cette vision se concrétise aujourd'hui par le succès grandissant des cursus architecte-ingénieur : ce qui fut le fait de quelques éminents précurseurs comme Henri Vicariot ou Paul Andreu devient aujourd'hui pratique courante, pour le plus grand bien du monde de la construction.

La place importante prise aujourd'hui par les architectes dans la conception des infrastructures, en particulier celle des ouvrages d'art, est souvent perçue négativement par les ingénieurs, qui peuvent se sentir dépossédés injustement du rôle prééminent qu'ils jouent dans ce domaine. À condition qu'il s'agisse bien, comme nous y engage Le Corbusier, d'un « dialogue inlassable et fraternel », j'y vois pour ma part l'opportunité pour l'ensemble de notre profession de réussir, projet après projet, une synthèse harmonieuse entre les attentes de notre société et les contraintes environnementales et technico-économiques qui s'imposent aux constructeurs. La complexité des projets et de leur contexte rend aujourd'hui indispensable une approche globale et pluridisciplinaire, associant non seulement ingénieurs et architectes, mais aussi paysagistes, sociologues, économistes, juristes, dans l'irremplaçable travail en atelier, en « workshop » pour céder à la mode.

Pour employer un langage d'économiste, la grande créativité dans le domaine des ouvrages d'art à laquelle nous assistons aujourd'hui trouve son origine dans la rencontre entre la demande – les attentes de la société, traduites par les maîtres d'ouvrage dans leurs programmes – et l'offre, concrétisée par la capacité d'innovation des ingénieurs, des architectes et des entreprises. Rencontre qui suppose un dialogue approfondi et constructif entre tous les acteurs, sans appropriation du projet par l'un ou par l'autre dans son seul intérêt.

Lisez la Revue Travaux bien sûr, mais lisez ou relisez aussi Paul Valéry et Le Corbusier, ils sont d'une actualité étonnante !

MICHEL MOUSSARD
ARCADIS
CONSULTANT GÉNIE CIVIL ET OUVRAGES D'ART





TOULOUSE UN PONT WARREN POUR LE TRAMWAY

LORSQU'ILS ne savent pas quoi faire à Toulouse pendant un week-end, rien de plus distrayant pour GTM, Arcadis et Ingérop que d'installer un pont au-dessus d'une voie rapide 2 x 3 voies.

Les culées ont été réalisées dans l'engorgement de parois moulées tirantées pré-existantes. Les tronçons du pont ont été acheminés par la route et assemblés sur place.

Quelques remorques ont fait l'affaire pour présenter l'ouvrage et le déposer sur ses culées. (voir article page 74).



© ARCADIS



ZM

UN PONT D'ARCHITECTE POUR DÉSENGORGER PONT-CHÂTEAU

DES CAUSES bien triviales - désengorger une petite ville et supprimer un passage à niveau dangereux - peuvent faire éclore un beau projet.

Conçu par Egis JMI et dessiné par Lavigne & Chéron Architecture et Ouvrages d'Art, ce pont mixte en béton et en acier, sobre et élégant, comporte un tablier de 190 m qui repose sur des appuis en béquille courbe à caisson métallique. Il franchit le Brivet et la voie ferrée Savenay-Landerneau en s'intégrant harmonieusement au site.

(voir article page 60).



© ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART



LA PRESSION IMMOBILIÈRE REND LES FRICHES POLLUÉES PLUS ATTRACTIVES

Usines et ateliers à l'abandon attirent de plus en plus les aménageurs à la recherche de parcelles bien situées. Le risque de pollution commence à être mieux maîtrisé.



Avec l'aide financière de l'Ademe pour la dépollution, 4 millions de mètres carrés ont été récupérés sur d'anciennes friches depuis 2009.

Salle comble aux journées techniques nationales sur la reconversion des friches urbaines polluées, les 25 et 26 mars, à Paris, avec 600 personnes⁽¹⁾. Urbanistes, sociétés immobilières, collectivités locales, établissements publics fonciers, institutionnels, entreprises et bureaux d'études du secteur, propriétaires de foncier ont fait le déplacement depuis toute la France. « *Le sujet prend de plus en plus d'importance avec la lutte contre l'étalement urbain davantage prise en compte, les problèmes de transport (moyens et énergie) et la consommation de terrains agricoles qui lui sont liés,* » observe José Caire, directeur villes et territoires durables de l'Agence de l'environnement et de la maîtrise de l'énergie (Ademe), organisatrice du colloque avec le ministère de l'Égalité des territoires et du Logement (à l'époque) et le ministère de l'Écologie.

ronnement et de la maîtrise de l'énergie (Ademe), organisatrice du colloque avec le ministère de l'Égalité des territoires et du Logement (à l'époque) et le ministère de l'Écologie.

→ Projets à l'équilibre

Des enseignements ont été tirés des expériences négatives. Les métiers de la dépollution sont montés en gamme. Le domaine est mieux connu. La dépollution est davantage intégrée aux projets. « *Il est très important d'anticiper dans ce domaine et de faire la liaison avec les documents d'urbanisme,* a souligné Patrice Philippe, chef du service friches urbaines et sites pollués de l'Ademe. *Il faut articuler conduite de projet et*

gestion de la pollution. Si le projet est bien conduit, les études de qualité, alors les incertitudes sont réduites et les projets arrivent à l'équilibre financier, sauf exception. »

Depuis vingt ans, l'Ademe est maître d'ouvrage pour la mise en sécurité des sites orphelins, soit 360 sites et 260 millions d'euros de travaux. Par ailleurs, elle apporte un soutien financier à la dépollution dans le cadre du plan de relance 2009-2013. Elle a retenu 120 dossiers par appels à projets. Une surface de 4 millions de mètres carrés, dédiée en majorité à des logements, a été récupérée sur 550 hectares. L'agence a apporté 50 millions d'aides sur 170 millions d'euros de travaux.

→ Déclarer le risque pollution

Le contexte réglementaire des friches évolue avec la loi relative à l'accès au logement et à un urbanisme rénové (Alur) parue le 24 mars (n°2014-366). Elle comprend des dispositions sur les sites et sols pollués à l'article 173. Elle relie l'objectif gouvernemental de 500 000 logements à construire par an et la reconversion de parcelles industrielles désertées en centre-ville ou à proximité, une solution qui freine l'artificialisation des sols et l'étalement urbain.

L'article 173 prévoit la création de secteurs d'information sur des sols identifiés par les préfetures, un zonage

à intégrer aux documents d'urbanisme et transmis au changement de propriétaire ou de locataire. De plus, un certificat d'urbanisme devra mentionner la présence du site dans les bases de données "friches" de l'État (Basol et Basias) et dans des sources locales, des inventaires historiques, etc. L'étude des sols sera confiée à un bureau d'études certifié (norme NFX 31620).

→ Se substituer à l'industriel

Enfin, la loi Alur envisage qu'un aménageur, quel qu'il soit, puisse se substituer à l'ancien exploitant dans le cas d'une installation classée pour la protection de l'environnement (ICPE). Ceci afin de débloquer certaines situations. Le tiers demandeur prend en charge la réhabilitation d'un terrain et la finance (avec une ristourne sur le prix d'achat). Il doit apporter des garanties financières. S'il défaille, la responsabilité revient à l'exploitant d'origine. Le principe pollueur-payeur persiste.

Pour en savoir plus :

Friches urbaines polluées et développement durable, 9 fiches Ademe, février 2014, téléchargeables sur www.ademe.fr, rubrique média-thèque puis publications. ■

⁽¹⁾ Ces journées techniques se sont tenues en 2006, 2009, 2011 et 2014. Il existe des rencontres de la recherche sur les sites et sols pollués (3^e édition : 18-19 novembre 2014).

TRI SUR SITE

En 2013, la plate-forme de tri de terres polluées installée sur la friche Giat à Saint-Chamond (Loire) a contribué à abaisser le coût du traitement des pollutions organiques de 23,5% et celui des inorganiques de 80% par rapport à une évacuation à l'extérieur avec apport de matériaux nobles.

Les terres à pollution biodégradable sont traitées sur place par biotertre.

Les sols contenant des métaux lourds sont confinés sur place. L'écoquartier Novaciéries est en construction sur le site (réalisation : SPL Cap Métropole).

GÉRER LES TERRAINS INDUSTRIELS AVEC MÉTHODE

Comme en 2011, la gestion des terres excavées était au programme des journées techniques 2014 sur la reconversion des friches urbaines polluées (voir ci-dessus). Le Bureau de recherches géologiques et minières (BRGM) y a présenté ses outils et des opérations auxquelles il a participé. Le premier des outils qu'il met à disposition des professionnels s'appelle Terrass. Il assure la traçabilité des terres qui sont des déchets dès qu'elles sortent d'un site. Si elles sont réutilisées, leur lieu, qualité, volume et réemploi sont enregistrés sur la plate-forme terrass.brgm.fr. Ce site sert aussi de bourse aux terres. Celui qui a besoin de matériaux de remblai va y faire son

marché. Le Selecdepol sert à présélectionner une technique de dépollution. Selon les polluants détectés dans l'eau ou la terre, le contexte local, il indique les techniques applicables et leur coût.

→ Économie : près de 1 million d'euros par an

Le BRGM a publié deux guides sur la gestion des terres excavées : l'un en février 2012 sur leur réutilisation hors site en technique routière et dans les projets d'aménagement, l'autre en décembre 2013 sur la caractérisation de ces mêmes terres avec une méthode pour les prélèvements sur le site d'origine et sur le receveur. Le centre scientifique et technique a épaulé la Société d'aména-

gement de la métropole ouest-atlantique (Samoa) dans son étude de faisabilité du tri et de valorisation des terres produites par les programmes sur l'île de Nantes. Grâce à une meilleure gestion des terres excavées, la Samoa espère économiser entre 750 000 et 1 million d'euros par an entre 2015 et 2025.

→ Produire des matériaux et les vendre

L'organisme public fait aussi partie du consortium Valtex, projet de recherche et développement sur la pertinence économique d'une plate-forme de stockage de terres et de sédiments pollués, et la production de matériaux commercialisables. ■

INTENSIFIER L'UTILISATION DES INFRASTRUCTURES

« Il faudra faire plus de voyages avec les mêmes infrastructures parce que la crise financière met les institutions en difficulté, que la société évolue vers plus de protection de la santé et de l'environnement, que les déplacements de personnes et de biens ne vont pas se ralentir et que les gens n'ont pas beaucoup d'argent, » a affirmé Yves Krattinger, président de l'Institut des routes, des rues et des infrastructures pour la mobilité, au séminaire Optima le 16 avril⁽¹⁾.

Pour utiliser plus les infrastructures existantes, deux voies : réorganiser les transports et accroître la fréquentation des axes.

Bordeaux métropole (2,5 millions d'habitants) a repensé les déplacements sur son territoire. « Nous avons observé peu de report modal de la voiture vers les transports en commun entre 1998 et 2009, malgré le tramway de 44 km, » a indiqué Thibaut Lurcin de l'Agence d'urbanisme Bordeaux métropole Aquitaine, chargé de mission du Grenelle des mobilités (2011-2012), réflexion multi acteurs, source d'un plan d'actions⁽²⁾. En 2009, 60% des déplacements s'effectuaient en voiture, 11% en transport collectif, 24% à pied et 4% en vélo.

Parmi les grands principes de ce Grenelle, citons : ne pas vouloir desservir tout, partout, tout le temps ; donner la priorité aux destinations liées aux activités économiques, au travail, aux études, aux livraisons, etc. ; il est plus important de connaître son temps de transport que d'aller vite.

Les actions qui découlent de ce Grenelle sont inscrites au plan de déplacements urbains. Par exemple, le réseau de transports collectifs urbain sera mieux connecté avec l'interurbain. De grandes allées accueilleront des flux de véhicules à vitesses différentes, la rapide étant dédiée à ceux qui vont loin. Leur tracé figure dans le schéma de cohérence territoriale.

→ La solution des voies réservées

L'optimisation des infrastructures se traduit souvent par une intensification du trafic de bus et d'autocars sur voies réservées. Séoul (Corée du Sud) remet en question cette solution : « La réorganisation des lignes de bus et la baisse du prix du ticket ont été un succès mais elles arrivent à leur limite à cause des subventions versées par l'agglomération aux compagnies privées qui assurent ce service, a expliqué Keechoo Choi, universitaire, invité à Optima. Nous réfléchissons



Réduire la part de la voiture dans les déplacements est un des objectifs de Bordeaux métropole inscrite dans son Grenelle des mobilités.

à un métro rapide et à une plus grande utilisation des deux roues. »

L'analyse du recours aux voies dédiées, en France et à l'étranger, a été présentée à Optima par les chercheurs de l'Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux, et ceux du Centre d'expertise pour les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement.

L'occupation de la bande d'arrêt d'urgence soulage le trafic, en région parisienne par exemple. Mais elle peut aussi entrer en conflit avec la première fonction de cette voie. Sur la BAU de l'A48 (Gre-

noble) qui accueille des cars, il y a quand même 4 arrêts urgents par jour.

→ Étroitiser les voies

Sur l'A7, au nord de Marseille, une voie est réservée aux bus et aux taxis en dehors de la BAU. La congestion du matin persiste mais est plus courte, et les autocars vers Aix-en-Provence roulent plus régulièrement. Aux Pays-Bas, une voie supplémentaire est créée en élargissant les autres et sans empiéter sur la BAU. ■

⁽¹⁾ "Optimiser les trafics, les infrastructures et les mobilités", 16 avril, Cnit, La Défense.

⁽²⁾ Rapport disponible sur www.aurba.org, rubrique publications puis ouvrages.

LA VOITURE, 1^{ER} MOYEN DE TRANSPORT

Les Français parcourent en moyenne 14 700 km par an dont 10 700 km en voiture, selon André Broto, président du comité technique de l'Association mondiale de la route (AIPCR), au séminaire Optima (cf. ci-contre). Le trajet pour aller au travail ou étudier est de 30 km (aller-retour), soit 8 500 km dont 7 000 en automobile.

« En périurbain, la voiture bien remplie peut être la solution ou le transport collectif individualisé à la demande, » estime Thibaut Lurcin de l'Agence d'urbanisme Bordeaux métropole Aquitaine.

ICPE : REGROUPEUR LES AUTORISATIONS

Plusieurs régions expérimentent pendant trois ans le regroupement en un dossier unique des procédures d'autorisation des installations classées pour la protection de l'environnement (ICPE).

Elles répondent à la volonté du gouvernement de simplifier et de moderniser le droit de l'environnement. Pour les ICPE, il s'agit de raccourcir les délais d'instruction.

L'ordonnance gouvernementale du 20 mars* concerne tout d'abord les productions d'énergies renouvelables (éolien, méthanisation). La demande d'autorisation ICPE adressée au préfet du département regroupe aussi le permis de construire et l'autorisation au titre du code de l'énergie, et le cas échéant, le défrichement et la dérogation sur les espèces protégées. Participent à l'expérimentation : la Basse-Normandie, la Bretagne, Midi-Pyrénées, le Nord/Pas-de-Calais et la Picardie.

Les régions Champagne-Ardenne et Franche-Comté étendent cette simplification à toutes les installations classées.

Une seconde ordonnance à la même date instaure la délivrance d'un certificat de projet ICPE. Le préfet délivre sous deux mois un document où il s'engage sur les procédures auxquelles le projet est soumis.

Il mentionne les difficultés détectées afin qu'à ce stade des modifications puissent être apportées. Ce dispositif est expérimenté par l'Aquitaine, Champagne-Ardenne, la Franche-Comté et la Bretagne qui instaure également un guichet unique urbanisme, archéologie préventive et étude d'impact environnemental.

* Décret n°2014-450 du 2 mai 2014.

CONCESSIONS HYDRAULIQUES MIXTES

Que les concessions hydrauliques prennent la forme de sociétés d'économie mixte (Sem), c'est la proposition que Ségolène Royal, ministre de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie, aimerait inclure dans le projet de loi de programmation pour la transition énergétique.

« La mise en concurrence pure et simple présente des risques pour l'intérêt général de la gestion de la ressource en eau, de l'équilibre écologique des vallées et des conditions de distribution de l'électricité, » écrit-elle dans un communiqué. La Sem permet de prendre en compte la cohérence des vallées au lieu d'attribuer la concession barrage par barrage, estime Jean-Jack Queyranne, président de la Région Rhône-Alpes.

Cent-cinquante concessions hydrauliques, soit un quart de la production d'électricité hydraulique, arrivent à échéance avant 2023.

DÉFENSEUR DE L'APPRENTISSAGE

René Chauvet, président du Comité de concertation et de coordination de l'apprentissage du bâtiment et des travaux publics depuis juillet 2013, est décédé accidentellement à 72 ans. Pendant des années, il s'est préoccupé de la formation des jeunes spécialement par l'apprentissage.

LA CONSOMMATION DE CIMENT CONTINUE DE RECULER



Les cimentiers français fournissent 90 % du ciment consommé en France.

« *Fondamental* » : c'est ainsi que Jean-Yves Le Dreff, président du Syndicat français de l'industrie cimentière (Sfic), qualifie l'objectif du gouvernement de construire 500 000 logements neufs par an, s'il était atteint. « Cela signifierait 200 000 logements de plus qu'actuellement, soit 4 millions de tonnes de ciment consommées en plus, ce qui permettrait de rejoindre le niveau d'activité de 2007 à 24 millions de tonnes pour l'année, ajoute-t-il. Les usines ont la capacité de les produire. Si, déjà, 400 000 logements étaient réalisés, cela accroîtrait de 10 % le volume d'activité. »

Toutefois, même si l'espoir est là, le Sfic ne se berce pas d'illusions. Le produit intérieur brut n'augmentera que de 1 % en 2014 selon la Banque de France. Les trois principaux secteurs utilisateurs de ciment ne sont pas optimistes. Le bâtiment, par la voix de la Fédération française (FFB), anticipe une année « stable mais négative », après 2013 terminée à un bas niveau sans signaux positifs pour l'avenir. Sur les 331 000 logements neufs mis en chantier l'année dernière, 140 000 consistent en des agrandissements de l'existant. La construction de logements collectifs reste stable et devrait mieux se maintenir que l'habitat individuel en 2014.

→ **Un tiers consommé par les TP**

Enfin, le 3^e tiers des 19,2 millions de tonnes de ciment vendues en France en 2013, a été utilisé par les travaux publics qui, eux, ont bénéficié d'engagements avant les élections municipales : +10 % d'activité en décembre et bon niveau au début 2014. Cependant, la Fédération nationale des travaux publics est pessi-

miste pour la suite. Les grands chantiers se font rares.

Le report de l'écotaxe sur les poids lourds se répercute sur les investissements dans les routes et les transports en commun.

→ **Baisse de 2,5 % cette année**

Dans ce contexte, après une baisse de 3,8 % de la consommation de ciment en 2013, le Sfic entrevoit un recul de 2,5 % en 2014 à 18,7 millions de tonnes, niveau de 1997. « L'embellie de 2011 ne s'est pas confirmée, » regrette Jean-Yves Le Dreff. Le résultat du premier trimestre

+6 % - est inférieur à celui de la même période en 2012 et 2013, et l'activité varie beaucoup d'un trimestre à l'autre. Rappelons que les cinq cimentiers regroupés dans le Sfic⁽¹⁾ réalisent un chiffre d'affaires de 2,5 milliards d'euros avec 40 usines en France. Ils produisent 17,5 millions de tonnes, soit 90 % du ciment consommé en France, le reste étant importé en dehors d'eux. ■

⁽¹⁾ Ciments Calcia, Ciments Lafarge, Holcim, Kernéos, Vicat.

ÉLECTRICITÉ CHÈRE POUR L'INDUSTRIE

Le Syndicat français de l'industrie cimentière aimerait que davantage de déchets soient utilisés pour produire de l'énergie (incinération) afin d'abaisser cette dépense. L'électricité peut représenter jusqu'à 30 % du coût de production du ciment.

Grâce à cette énergie d'origine renouvelable, l'industrie du ciment subirait moins fortement la hausse prévisible des tarifs de l'électricité. « Contrairement à une idée reçue, le prix de gros de l'électricité est déjà bien supérieur en France à ceux pratiqués en Allemagne avec 42 euros par mégawattheure contre 36, » signale le Sfic dans un communiqué. Et ce prix va augmenter à travers le mécanisme d'Accès régulé à l'électricité nucléaire historique (Arenh) créé en 2011 par la loi sur la Nouvelle organisation du marché de l'électricité.

MARGE AMPUTÉE DE 15-20 %

Les fournisseurs d'énergie visent un tarif de 50 euros/MWh voire plus. La révision de l'Arenh pourrait s'appliquer fin 2014.

Parallèlement, la contribution au service public d'électricité pourrait ne plus être plafonnée à 4,5 % de la valeur ajoutée des entreprises, conformément à la demande de la Commission européenne. Au total, la dépense supplémentaire due à l'électricité serait de 60 millions d'euros pour l'industrie cimentière et entamerait de 15-20 % sa marge opérationnelle, selon le Sfic.

PIÉTONS ET VÉLOS À FLANC DE VIADUC

La passerelle au-dessus du Tarn à Albi sera posée en encorbellement sur un viaduc ferroviaire. Le projet des architectes Ney & Partners la place suffisamment bas pour la rendre discrète et profiter des arches du pont comme abri. Piétons et cyclistes y circuleront et s'arrêteront aux belvédères pour contempler le fleuve et la cité épiscopale classée au patrimoine mondial de l'Unesco en 2010. Ainsi, l'agglomération du Grand Albigeois se dote-t-elle d'un troisième franchissement du fleuve. Actuellement, le pont vieux qui remonte au XI^e siècle et le pont neuf absorbent 33 000 véhicules par jour, ce qui laisse peu de confort aux piétons et aux cyclistes.

→ Convention avec RFF

La passerelle reliera le centre-ville au quartier de la Madeleine et à l'espace naturel de Pratgraussals, en 700 m au lieu de 1,4 km, une distance praticable à pied ou en vélo. Un parking relais gratuit de 240 places sera aménagé à proximité, ce qui soulagera d'autant les ponts et les rues du centre.

L'idée de la passerelle, exprimée par les habitants dès 2006, figurait dans le dossier Unesco et est inscrite dans les attendus du plan des déplacements urbains et au schéma directeur cyclable du Grand Albigeois.



La passerelle s'élargit jusqu'à 8 m sous les arches. Promeneurs et cyclistes devraient moins se gêner.

Les élus ne veulent pas "muséifier" la ville historique mais l'adapter aux mutations socio-économiques.

L'ouvrage sera intégré au tracé d'une voie verte cycliste et d'un véloroute.

Les marcheurs qui empruntent le GR36 y seront plus en sécurité que sur le pont vieux.

Une convention d'utilisation du viaduc du XIX^e siècle a été signée en 2012 entre RFF Midi-Pyrénées et l'agglomération, maître d'ouvrage de la passerelle.

→ Résine en polyuréthane

La structure en acier de section triangulaire mesure 180 m de long et 3,50 m de

large. Elle s'élargit à 8 m sous les arches. Ceux qui circulent et ceux qui se promènent ne devraient pas se gêner.

Une résine en polyuréthane saupoudrée de grains de quartz la rend antidérapante, la protège et garantit un comportement souple, selon ses concepteurs.

Sa construction coûtera plus de 3 millions d'euros avec les raccordements à la voirie. Les travaux de requalification des espaces publics sont estimés à 1,5 million. Le projet pourrait bénéficier des aides du département, de la région et de l'État dans le cadre du contrat de plan État-région 2014-2020. ■

UNE PASSERELLE PIÉTONNE DEVIENT MULTIMODALE



La "grande passerelle" devient viaduc et accueillera des bus rapides mais pas de voitures.

La "grande passerelle" de Poitiers (Vienne) devient viaduc Léon Blum. L'ouvrage en métal des années 1950 qui permettait de relier à pied et en vélo le centre-ville à l'ouest de l'agglomération,

a été démolé et reconstruit afin d'accueillir aussi des bus.

Quatre lignes l'empruntent, et à partir de 2017, il s'agira de bus à haut niveau de service. Le pont comporte une station en

liaison directe avec un pôle multimodal dont la gare. De 330 m de long sur 15 de large, le viaduc n'accueille pas de voitures. Il comporte un trottoir de 3 m de large, une piste cyclable à deux sens de 3 m au total et deux voies de bus de 3,50 m chacune. Le nouvel ouvrage à structure métallique et tablier en béton a été conçu par Jean-François Blassel assisté de Michel Desvigne, paysagiste. Les travaux ont été confiés au groupeement comprenant GTM Ouest (mandataire), GTM Normandie-Centre, RFR et Freyssinet.

L'opération coûte 28 millions d'euros dont plus de 15 financés par le Grand Poitiers et 2 par la ville.

Le reste est pris en charge par le Fonds européen de développement régional, le Fonds national d'aménagement et de développement du territoire, le Conseil général de la Vienne, etc. ■

TRANSPORT PAR CÂBLE À MIAMI

Poma va fournir un train court tracté par câble à l'aéroport international de Miami (États-Unis). Ce mini-métro reliera le terminal E au satellite E, soit 375 m. Il remplace un appareil automoteur datant de 1980.

Il contient 150 personnes. Il peut transporter 5 600 passagers par heure et par direction et rouler jusqu'à 40 km/h ou 11 m/s.

Le Miami Dade Aviation Department, gestionnaire de l'aéroport, a confié le contrat de 76 millions de dollars (55 millions d'euros, avril 2014) à Beauchamp Construction avec Leitner Poma of America (LPOA), filiale de Poma, entreprise française. LPOA assure l'exploitation et la maintenance pendant quinze ans. La mise en service est prévue pour début 2016. Une seconde ligne sera installée en 2017.



Ce mini-métro relie un terminal d'aéroport à son satellite.

PROLONGEMENT DU RER E

Le Syndicat des transports d'Ile-de-France (Stif) a validé le prolongement du RER E vers l'ouest de Paris, jusqu'à Mantes-la-Jolie (Yvelines). Le projet, évalué à 3,3 milliards d'euros, comprend notamment un tunnel de 8 km entre Paris et Nanterre. Début des travaux : 2015. Mise en service totale : 2022.

EGIS AU MYANMAR

Muse Development Public Company au Myanmar (ex-Birmanie) a confié à Egis les études de préfaisabilité et le schéma directeur d'une zone de développement économique sur un terrain de 945 ha à Muse, ville du Nord-Est.

PARIS : LA LIGNE 14 SE RALLONGE

Les premiers travaux du prolongement de la ligne de métro automatique à Paris (n°14) ont été confiés au groupement Eiffage TP avec Razel Bec/Fayat par la RATP. Le tronçon va de Saint-Lazare, terminus actuel, à Porte de Clichy, toujours dans Paris.

Ces travaux qui débutent, comprennent un tunnel de 3,6 km et des stations avec les correspondances. Montant : 219 millions d'euros HT.

CANADA : PONT TOUS MODES

Un pont entre Montréal (Canada) et la ville de Brossard ouvrira en 2018. L'appel à qualification des entreprises a été lancé ce printemps pour une sélection finale un an plus tard.

L'ouvrage a été dessiné par l'architecte danois Poul Ove Jensen. Il est suspendu par câbles accrochés à des pylônes pour la partie au-dessus du Saint-Laurent. Il comporte un corridor pour un système léger sur rail, une piste pour piétons et cyclistes, et 6 voies automobiles.

Source : Bulletin européen du Moniteur, 6 février 2014.

UN PONT FAIT ESPLANADE À BORDEAUX



© OMA, CLÉMENT BLANCHET/REM KOOLHAAS

Avec 44 m de large et de grands trottoirs, le pont forme une plate-forme qui peut accueillir des événements.

Le sixième pont routier au-dessus de la Garonne à Bordeaux (Gironde) ne sera pas un pont habitable mais "occupable". Avec un tablier plat de 44 m de large sur 550 m de long, il accueillera ceux qui veulent traverser le fleuve mais pas seulement. « Le parti pris de ce projet est de proposer un ouvrage très simple mais qui offre une plate-forme au-dessus du fleuve, de très grande largeur et complètement évolutive embrassant les besoins d'une métropole en pleine évolution, » écrit Oma, l'agence d'architecture de Rem Koolhaas, présente en France avec

Clément Blanchet directeur d'Oma France. Les voies prévues pour la circulation - voitures, transport en commun, piétons, cyclistes - peuvent être en partie ou totalement neutralisées pour former une esplanade.

L'ouvrage dont les travaux vont commencer en 2016 pour une ouverture en 2018 a toutefois comme vocation première la liaison entre Bordeaux et Bègles par Floirac, au sud de l'agglomération. Baptisé Jean-Jacques Bosc⁽¹⁾, il comporte une ou deux voies par sens pour les véhicules légers et les poids lourds, une voie

dédiée au transport en commun en site propre, deux trottoirs dont un plus large que l'autre.

Il s'intègre dans le sud de l'agglomération en pleine mutation avec l'opération Bordeaux Euratlantique et une grande salle de spectacles à Floirac. « Grâce à ses dimensions généreuses et une surface continue, le pont va redéfinir et renforcer le caractère urbain de ce secteur émergent de la ville, ajoutent les concepteurs. La configuration du pont doit permettre de prolonger les territoires sur le fleuve (...). Il s'agit de créer un effet de centralité qui élargit le périmètre de l'hypercentre et renforce l'unité des territoires investis par le projet Euratlantique. »

→ 100 millions d'euros HT

Les espaces libres en tête du pont font l'objet d'aménagements paysagers confiés à Michel Desvigne.

Le coût du pont est estimé à plus de 100 millions d'euros HT, maîtrise d'œuvre, raccordements à la voirie et espaces publics en continuité de la plate-forme, inclus. ■

⁽¹⁾ Homme politique bordelais (1757-1840).

PROJET DE FUSION ENTRE LAFARGE ET HOLCIM

Le Suisse Holcim et le Français Lafarge envisagent de fusionner. La décision des deux groupes fabricants et distributeurs de ciment, granulats, bétons, asphalte, est soumise à l'avis des autorités de régulation pour écarter toute situation de monopole. La fusion se concrétisera au plus tôt au premier semestre 2015.

Holcim compte 200 sites en France dont 138 centrales à bétons et 4 cimenteries. Il emploie 1 863 collaborateurs. Le groupe détient des participations dans 70 pays et fait travailler 70 000 personnes. En 2013, son chiffre d'affaires s'est élevé à 16 milliards d'euros (19,7 milliards de francs suisses).

Lafarge a réalisé un chiffre d'affaires de 15,2 milliards d'euros avec 64 000 collaborateurs dans 62 pays. En France, il dispose de 430 sites avec 6 000 salariés.

→ Économie : 1,4 milliard d'euros en trois ans

L'opération prendrait la forme d'une fusion entre égaux. Holcim ferait une offre publique d'échange d'actions avec Lafarge, sur la base d'une action de l'un vaut une action de l'autre.

Le nouveau groupe pourrait être domicilié en Suisse, selon un communiqué commun du 7 avril. Holcim et Lafarge sont dirigés par des Français : Bernard Fontana et Bruno Lafont.

Ce rapprochement devrait permettre d'affronter la crise en Europe et de développer l'activité dans les pays émergents. Les économies sont chiffrées à 1,4 milliard d'euros en trois ans dont un tiers la première année grâce « à l'adoption de meilleures pratiques, l'effet de taille et au partage de produits et de solutions innovants, à la baisse des frais financiers et

à l'optimisation des investissements », précise le communiqué.

→ Faire tourner les usines

Les partenaires ont des capacités de production qui ne demandent qu'à être utilisées : 205 millions de tonnes par an pour le Français et 174 pour le Suisse⁽¹⁾. Ils devront probablement se séparer de certains sites pour satisfaire aux règles de la concurrence. « Aucun pays ne représenterait plus de 10% environ des ventes du nouvel ensemble, » indiquent-ils. ■

⁽¹⁾ Source : Globalcement cité dans Le Monde 6-7 avril 2014.



Holcim dispose de 138 centrales à béton en France. Ici, celle de Tolbiac à Paris.

© HOLCIM FRANCE

DES OUVRAGES MARITIMES BÉNÉFIQUES AUX POISSONS

Une algue est réimplantée dans la rade de Marseille pour recréer un milieu favorable aux poissons.

Les ouvrages maritimes du port ont fait disparaître *Cystoseira amentacea stricta* qui servait d'abri aux jeunes.

Elle est toujours présente aux alentours sur les côtes rocheuses (Côte bleue, Calanques, Iles du Frioul, etc.) mais elle est sensible à la pollution.

En Méditerranée française, mille aménagements occupent 5% des fonds marins, soit 5 200 ha jusqu'à 10 m de profondeur. Les écosystèmes sont alors fragmentés, ce qui fragilise certaines espèces.

Le bilan écologique des ports, terre-pleins, ouvrages anti-érosion est négatif. Sauf exceptions. « Des exemples montrent que ceux-ci peuvent abriter, selon leur localisation et leurs caractéristiques, une biodiversité notable de poissons, crustacés, mollusques, involontairement, » écrit Safège, filiale de Suez Environnement, qui pilote le programme Cystore à Marseille. Il est donc possible d'installer une nurserie ou un habitat marin dans les ouvrages maritimes.

Le mieux étant d'y penser à la conception. Le profil d'un ouvrage peut être modifié et les matériaux choisis pour créer un milieu complexe.

L'algue a été implantée en avril sur quatre sites du port de Marseille dans des casiers qui la protègent des poissons



Transplantation des algues sur la digue du large dans le port de Marseille.

© F. JAVEL/SAFÈGE

herbivores. Sa fixation naturelle sur la surface des ouvrages sera vérifiée à partir de cet automne.

→ Soutien de l'Agence de l'eau

Le programme Cystore vise à porter à un niveau opérationnel les méthodes de transplantation de ces algues⁽¹⁾. Il s'insère dans le programme Gestion des infrastructures pour la restauration écologique du littoral (Girel, 2011-2016) soutenu financièrement par l'Agence de l'eau Rhône-Méditerranée⁽²⁾.

Safège a également participé à l'éco-conception de la halte de plaisance de Deshaies (Guadeloupe) bénéfique aux coraux et aux jeunes poissons. Le maître d'œuvre est également mandataire de l'éco-aménagement du port de Treffogat-Le Guilvinec (Finistère). ■

⁽¹⁾ Cystore réunit Safège, l'Institut méditerranéen d'océanographie, l'Institut Pytheas et l'entreprise de travaux en milieu marin ECTM.

⁽²⁾ Avec le Grand port maritime de Marseille, le Pôle Mer Méditerranée, Safège, Suez Environnement, Ecocean et Egis Eau.

ANTI TERMITES SANS INSECTICIDE

Termigrid est une barrière physique anti termites qui ne contient pas d'insecticide. Elle est constituée d'un textile à mailles stabilisées sur lequel est fixée une poudre abrasive en oxyde d'aluminium. Selon Sika qui le fabrique, ce matériau est infranchissable par ces ravageurs qui pénètrent dans les constructions par le sol ou le niveau le plus bas.

La couche de protection se pose en périphérie des dalles, vides sanitaires, sous-sol ou encore isolation par l'extérieur. Elle peut aussi barrer la route aux termites à l'endroit d'un tuyau (photo).

Rappelons que plus de 50 départements français sont concernés par la réglementation anti termites.

Les maîtres d'ouvrage doivent apporter la preuve des dispositifs mis en place contre leur intrusion.

Sika propose également un film à étendre sur une dalle avant coulage du béton, en trois couches dont celle du milieu contient un insecticide.



Application autour d'une canalisation pour barrer la route aux termites.

© SIKA

MINI PELLES PLUS ÉCONOMIQUES



© JCB

Modèle JCB 86C-1 de la gamme de mini-pelles qui consomment 10% de diesel en moins.

JCB sort de nouveaux modèles de mini-pelles. « Le marché des mini-pelles devrait dépasser les 200 000 unités d'ici à 2017, » estime Tim Burnhope, responsable de l'innovation et de la croissance

du constructeur. La nouvelle gamme de "midi-pelles" comporte trois modèles.

Les JCB 67C-1 et JCB 86C-1 (photo) bénéficient d'un rayon arrière conventionnel tandis que le JCB 85Z-1 a zéro déport arrière. Leur châssis inférieur est en forme de H avec des poutres latérales inclinées. La vitesse de translation est passée de 4,2 km/h à 5 depuis les modèles précédents. La carrosserie tout en acier est robuste et l'habitacle, spacieux, avec 6% d'espace en plus et 11% de visibilité en plus. La circulation d'air a été améliorée.

Ces machines sont économes en carburant et en entretien. Leurs moteurs consomment 10% de moins de diesel. Elles respectent les normes anti pollution européennes III B sans filtre à particules. La cabine s'incline à 30° pour faciliter

l'accès aux flexibles et aux composants hydrauliques. Axes et bagues sont en graphite, d'où une lubrification toutes les cinq cents heures seulement.

→ Retrait des équipements au sol

L'accent est mis sur la sécurité du conducteur et de son environnement. Le système hydraulique se coupe facilement mais ne se met en marche qu'avec une action claire de l'opérateur et seulement si celui-ci est assis, ceinture de sécurité bouclée. Les midi-pelles comportent un système d'attache rapide à double verrouillage qui rend obligatoire le retrait des équipements au niveau du sol uniquement et jamais en l'air.

Les machines sont équipées en série d'une fonction de rotation/inclinaison prête à l'emploi compatible avec nombre de supports de godets. ■

BARDAGE SOLAIRE

Le mur solaire de Conserval Engineering (Canada) est construit avec des bardages Arcelor Mittal fabriqués à Haironville (Meuse) pour être diffusé en France. Solarwall Europe le commercialise depuis le début de l'année.

Ce système de préchauffage de l'air neuf par le soleil vient devant la façade d'un bâtiment. Il comprend un profil de bardage en acier galvanisé prélaqué percé de milliers de perforations. Le soleil chauffe ce capteur métallique puis une ventilation force l'air à transiter de l'extérieur, par les petits trous, vers l'intérieur du bâtiment où il s'intègre au réseau d'air neuf.

Selon Conserval, le dispositif couvre 50 % des besoins de chauffage. Il peut recevoir des capteurs photovoltaïques.

CLÉ DE SERRAGE À CAPTEUR

La clé de serrage Traxx complète l'appareil M2-B destiné au serrage et à la mesure de tension de serrage des assemblages vissés. Elle est dotée d'un capteur qui va garder le contact avec la tête de vis quel que soit le mouvement de la main de l'utilisateur. Elle transmet les mesures de la tension à l'appareil auquel elle est reliée. L'ergonomie de cet outil manuel a été particulièrement soignée.



Outil manuel à l'ergonomie soignée.

PRÉCHAUFFER L'EAU PAR ÉCHANGE SUR DES EAUX GRISES



© NORBERT HUFSCHEMITT

Dans l'écoquartier de Roquebrune Cap Martin (Alpes-Maritimes), les installations thermiques sont assistées par la récupération de calories sur la station d'épuration.

La récupération de chaleur sur les eaux grises devient plus courante.

À Roquebrune Cap-Martin (Alpes-Maritimes), l'eau chaude sanitaire et le chauffage sont produits par une pompe à chaleur fonctionnant sur la récupération de chaleur des eaux épurées d'une nouvelle station d'épuration, à 500 m de là. Les bâtiments qui en profitent affichent une consommation d'énergie primaire de 40 kWh/m² par an grâce également à la réduction des besoins.

L'écoquartier qui abrite cette innovation, est implanté sur une partie des 7 hec-

tares d'une friche industrielle GDF. La première tranche, conçue par Jean-Philippe Cabane du cabinet ABC Architecte, a été réalisée par GFC Construction pour Bouygues Immobilier. La construction de l'ensemble de Cap Azur touchait à sa fin ce printemps. Il comprend 279 logements, une résidence de tourisme, des bureaux, une crèche et des parkings. Bouygues Immobilier a développé ce procédé de préchauffage de l'eau avec Veolia Eau et EDF Optimal Solutions. En été, le système peut servir à la climatisation. Autre exemple, cette fois avec une récu-

pération de chaleur sur l'eau des douches. Alliade Habitat, bailleur social de l'agglomération lyonnaise, a fait installer le système Power Pipe⁽¹⁾ aux Fontaniers, une résidence de 55 logements sociaux à La Mulatière (Grand Lyon). L'échangeur de chaleur est composé d'un tuyau d'évacuation en cuivre enrobé d'un serpentin de 4 à 6 tubes également en cuivre. « Il s'insère dans la continuité du tuyau d'évacuation des eaux usées en remplaçant une section de ce dernier, écrit Solénove Energie. La chaleur est transférée à l'eau froide d'alimentation. »

→ Hausse de 9°C à 25°C

Selon le fabricant, une eau à 9°C peut ainsi monter à 25°C. Ce gain de calories associé à de l'isolation et à d'autres travaux thermiques - 3,25 millions d'euros au total - a abaissé la consommation d'énergie des Fontaniers à 60 kWh/m² par an au lieu de 286 avant. Les locataires ont accepté une hausse de loyer de 19 euros par mois en échange d'une baisse plus importante des charges. Cette opération terminée fin 2013 a bénéficié de l'expertise et de l'aide financière de l'Agence de l'environnement et de la maîtrise de l'énergie. Elle fait l'objet d'un suivi. ■

⁽¹⁾ Procédé québécois reconnu officiellement dans les calculs de réglementation thermique (arrêté du 5 octobre 2012, paru au JO du 1^{er} novembre, page 17130).

RELEVÉ TOPOGRAPHIQUE PAR DRONE

Des aéronefs pilotés à distance peuvent effectuer des relevés topographiques. Redbird propose des drones aux acteurs des travaux publics et de l'industrie des mines et carrières. Le relevé s'accompagne d'un traitement des données aériennes ainsi recueillies et de leur intégration dans le système informatique de l'utilisateur. L'engin peut suivre l'avancement d'un chantier, estimer des stocks ou des volumes à déplacer, survoler des zones difficiles d'accès. Il produit des modèles numériques de terrain et des semis de points à la densité de 120 points par mètre carré.

→ Prix selon utilisation

Le prix de la location d'un drone civil de ce type varie selon la taille du site à lever, la précision et la fréquence des vols planifiés. Le groupe Monneyeur (engins de chantier) a pris une participation dans Redbird. ■



Drone multicoptère utilisé pour une mission dans une carrière.

© REDBIRD

AMÉNAGEMENT DE VOIES RÉSERVÉES

Le second volet de *Voies structurantes d'agglomération* porte sur l'aménagement des voies réservées. Après s'être penché sur la conception des artères urbaines à 70 km/h (voir *Travaux*, septembre 2013, page 16), la direction technique Territoires et ville (ex-Certu) du Centre d'études et d'expertises sur les risques, l'environnement, la mobilité et

l'aménagement (Cerema) propose un dossier technique sur les voies hors centres urbains dédiées aux modes de transport alternatifs à la "voiture solo", par exemple le covoiturage ou les autocars, et sur les dispositifs associés comme les aires multimodales et les stations.

L'ouvrage aide à la conception de ces

aménagements sur la base de retours d'expériences, considérant qu'à l'heure actuelle l'assise réglementaire et les référentiels techniques ne sont pas encore stabilisés. Il différencie les solutions selon la vitesse de circulation sur ces voies : 70, 90 ou 110 km/h.

www.certu.fr ■



AVOIR LES EUROCODES STRUCTURES SOUS LA MAIN

Afnor propose la 7^e édition du recueil des eurocodes - règles harmonisées en Europe de conception et de calcul des structures de bâtiment et de génie civil - utilisés par les professionnels du bâtiment et des travaux publics. Cette édition comporte une mise à jour des

textes européens qui leur sont liés. Le format CD-rom permet une recherche rapide à partir d'une référence ou par l'index alphabétique.

Le CD regroupe les eurocodes transversaux (n°0, 1, 7 et 8), puis ceux par matériau (n°2 à 5 puis 6 et 9). Dans une

troisième partie, il développe l'exécution des structures en béton, acier et aluminium. Enfin, il propose une partie réglementation dont les fascicules du CCTG travaux référant aux eurocodes.

www.boutique.afnor.org ■



AFTES
ASSOCIATION FRANÇAISE
DES TUNNELS ET DE
L'ESPACE SOUTERRAIN

**CONGRÈS INTERNATIONAL
LYON 13.14.15 OCTOBRE 2014**

www.aftes.asso.fr

Tunnels et
Espace souterrain

risques & opportunités

ALLIER BEAUTÉ DE L'OUVRAGE ET QUALITÉ TECHNIQUE DE LA CONCEPTION

« CONCEVOIR, C'EST PARTAGER ». C'EST PARTAGER ENTRE ARCHITECTES ET INGÉNIEURS UNE MÊME VISION DU SITE, UNE AMBITION COMMUNE, UNE JUSTE COMPRÉHENSION DES ENJEUX ET DES LIMITES DE LA MATIÈRE. TELLE EST LA PHILOSOPHIE DE L'AGENCE LAVIGNE-CHÉRON (ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART), SPÉCIALISÉE DANS L'ARCHITECTURE DES OUVRAGES D'ART, L'AMÉNAGEMENT URBAIN ET LES GRANDS TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL SOUS TOUS LEURS ASPECTS.

ENTRETIEN AVEC THOMAS LAVIGNE ET CHRISTOPHE CHÉRON, DIRECTEURS DE ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART (AOA). PROPOS RECUEILLIS PAR MARC MONTAGNON



© MARC MONTAGNON

VÉRITABLE HÉRITAGE DE L'ESPRIT QUI A ANIMÉ TOUTE L'ŒUVRE DE CHARLES LAVIGNE, L'AGENCE AOA, DIRIGÉE PAR THOMAS LAVIGNE, SON FILS, ET CHRISTOPHE CHÉRON, SON COLLABORATEUR PENDANT PLUS DE 10 ANS, EST NÉE DE L'ASSOCIATION DE TROIS ARCHITECTES PASSIONNÉS PAR LE MONDE DES OUVRAGES D'ART.

Après un bref rappel historique sur les origines de l'AOA, pouvez-vous préciser quelle est l'approche particulière et technique que requiert ce type de projet ?

L'agence Lavigne - Chéron fête cette année ses 30 ans d'existence.

En effet, Charles Lavigne, après avoir été très rapidement l'architecte respon-

sable de la section « ouvrages d'art » de l'agence d'Auguste Arzac au sein de laquelle il réalisa, notamment, la reconstruction du pont de l'Alma, a créé sa propre structure dès 1984 qui devint par la suite, en 2003, toujours à son initiative, la SARL « Architecture et Ouvrages d'Art (AOA) » intégrant Charles et Thomas Lavigne ainsi que

Christophe Chéron, son collaborateur depuis plus de 10 ans. Les ouvrages d'art ont toujours été son domaine, ce qui était rare au début des années 80, car la conception des ponts était confiée essentiellement aux ingénieurs d'État au sein du Setra, dirigé à cette période par notre ami Michel Virlogeux. Dès cette époque, Charles Lavigne a

travaillé énormément avec Michel Virlogeux et signé avec le Setra quelques uns des plus beaux ponts français et internationaux. Pour n'en citer que quelques uns, rappelons le pont de l'île de Ré en 1988, le pont Chateaubriand sur la Rance en 1995, le pont de Normandie en 1995, record du monde des ponts à hauban avec 856 m entre



© LAVIGNE CHÉRON



© MRW ZEPPELINE - JEAN MARX

les deux pylônes. L'agence est également intervenue sur plusieurs grands ouvrages autoroutiers et ferroviaires : le viaduc de Tulle, sur le réseau ASF, avec des piles de près de 130 m de haut, un record pour l'époque, le viaduc de Ventabren, sur la ligne du TGV Méditerranée, dont le fléau central a été mis en place par rotation et qui a été rendu célèbre, par ailleurs, par l'une des scènes les plus spectaculaires du premier film « Taxi » de Luc Besson. Parmi les grandes références de l'agence, il faut également citer le pont Vasco de Gama, à Lisbonne, construit pour l'exposition universelle de 1998, le plus long pont d'Europe avec 17 km. La France est un des rares pays qui, depuis au moins une trentaine d'années, porte une attention particulière à l'intégration dans le paysage de ses ouvrages d'art ainsi qu'au respect de l'environnement qu'ils traversent. Elle développe une véritable culture des ouvrages d'art et se situe d'ailleurs en pointe dans ce domaine.

L'agence Charles Lavigne, devenue donc, en 2003, Architecture et Ouvrages d'Art, a-t-elle poursuivi son chemin dans la même direction que celle impulsée par son créateur, depuis sa disparition en 2005 ?

Elle est toujours spécialisée dans le domaine de l'architecture des ouvrages d'art mais a néanmoins connu une évolution : nous réalisons de plus en plus d'ouvrages en milieu urbain ainsi que des aménagements urbains, par exemple des passerelles et des ponts mobiles, des places et des parvis, tout en conservant une réelle implication dans les grands ouvrages routiers, autoroutiers et ferroviaires, notamment avec le projet de la LGV Sud Europe Atlantique (SEA) qui est l'un de nos

TROIS OBJECTIFS DE DÉVELOPPEMENT

Thomas Lavigne et Christophe Chéron conjuguent une double formation d'architecte et d'ingénieur qui leur permet d'optimiser le dialogue avec les bureaux d'études. La présence d'un urbaniste à l'agence vient renforcer ses compétences dans les projets situés en cœur de ville.

L'objectif de développement de l'agence est triple :

- **Valoriser et perfectionner notre savoir faire à l'échelle européenne et internationale dans l'esprit de continuité qui animait Charles Lavigne pour les grands projets ferroviaires et d'infrastructures de transport.**
- **Développer les projets à échelle humaine : passerelles, ponts et aménagements en milieu urbain, pôles d'échange où les problématiques sont tout autres et non moins passionnantes.**
- **Inscrire notre travail dans une démarche globale de développement durable (conception respectueuse des sites - ouvrages d'art dédiés au tramway et au TCSP - démarche HQE).**

gros projets actuellement en cours. Mais la commande a évolué par rapport aux années 80. En France, on construit de moins en moins d'autoroutes, les maîtres d'ouvrage ne sont plus les

mêmes ; nous sommes ainsi amenés à travailler de plus en plus pour les Communautés Urbaines, les Villes, les Conseils Généraux et beaucoup moins pour l'État que précédemment.

Nous faisons de nombreux aménagements urbains au travers de projets d'urbanisme liés à la construction des ouvrages et nous avons d'ailleurs à l'agence une urbaniste, Cecilia Amor Mahia, qui intervient notamment pour les projets d'ouvrages d'art urbains intégrant un aménagement des abords et des accès.

Par exemple, cette démarche est fréquente dans ce que l'on appelle les « pôles d'échange multimodaux » pour lesquels il faut créer, dans le cadre des aménagements des gares, une passerelle au dessus des voies et un parvis pour l'ensemble des circulations.

Nous avons remporté les concours pour les gares de Morlaix et Saint-Brieuc, en Bretagne, à Angoulême en Charente et à Cluse, en Haute-Savoie. Nous sommes actuellement en train de répondre au concours qui vient

d'être lancé pour la gare de Nantes. Notre activité concerne également les ouvrages d'art urbains puisque nous avons en charge l'ensemble des viaducs aériens de la ligne « b » du métro de Rennes. Il s'agit d'ouvrages en béton blanc dont les formes sont novatrices avec des piles en « Y » et des tabliers en « arêtes de poisson ». Nous avons réalisé d'autres ouvrages significatifs en milieu urbain : la passerelle en lamellé-collé de l'Almont à Melun, le pont des Docks sur le bassin Paul Vatine au Havre, théâtre du départ de la course transatlantique Jacques Vabre, la passerelle suspendue de Décines à Lyon, le pont sur le Brivet à Pontchâteau, le nouveau pont suspendu entièrement métallique de Verdun-sur-Garonne, sans appui dans le lit de la rivière, la réhabilitation du pont de Recouvrance à Brest réalisé dans les années 50 : tout en conservant les piliers de l'époque, il fallait changer les tabliers en respectant l'esprit d'origine pour leur permettre d'accueillir tramways, cyclistes et piétons. Sans oublier le viaduc de l'Anguienne à Angoulême, qui a d'ailleurs été repris dans la bande dessinée Golden City, avec deux arcs imbriqués descendant au fond d'une vallée et semblant jaillir d'un lac artificiel.

Parmi les réalisations récentes de l'agence, quelles sont celles qui illustrent le mieux ses qualités architecturales et techniques ?

Après 10 ans de préparation, le pont Chaban Delmas, sur la Garonne, à Bordeaux, a été inauguré l'année dernière par le président de la République François Hollande et le Maire de Bordeaux Alain Juppé. Il s'agit du plus grand pont levant d'Europe, avec une travée centrale pouvant s'élever à 55 m de hauteur. ▶

1- De gauche à droite, Thomas Lavigne et Christophe Chéron.

2- La nouvelle Route du Littoral à La Réunion : un ouvrage pharaonique.

3- Le pont de Térénez dans le Finistère : World Infrastructure Award 2013.

4- Le futur pôle d'échange multimodal de la gare de Morlaix, en Bretagne.

5- Le viaduc de l'Anguienne à Angoulême.

© LAVIGNE CHÉRON

4



© MRW ZEPPELINE - JEAN MARX

5



C'est un ouvrage que les Bordelais ont immédiatement adopté, à telle enseigne qu'il participe déjà à l'image du nouveau Bordeaux.

Il est à la fois « urbain » puisqu'il permet la traversée de la Garonne au niveau des quais aux piétons, cyclistes et automobilistes, et « maritime » puisque sa travée mobile de 120 m de portée monte à 55 m pour permettre le passage des grands voiliers et des grands paquebots qui arrivent ainsi directement en face de la place des Quinconces.

Les Bordelais tenaient absolument à disposer d'un pont réellement urbain qui se situe dans la continuité du quai des Chartrons et de ses anciens docks récemment aménagés.

L'ouvrage lui-même, conçu avec les ingénieurs Jean Marc Tanis d'Egis JMI, Michel Virlogeux et Paul Skelton d'Hardesty Hannover constitue une prouesse technique puisque le tablier métallique de la travée centrale, de 120 m x 40 m, fabriqué en Italie par le charpentier métallique Cimolai, a parcouru 5 000 kilomètres, en passant par Gibraltar avant d'atteindre l'estuaire de la Gironde.

Il a été mis en place entre ses appuis à marée haute et l'entreprise a utilisé le marnage de 6 m que connaît la Garonne à Bordeaux pour le poser, à marée basse, sur ses appuis définitifs. Son inauguration a donné lieu à une immense fête qui a rassemblé plus de 100 000 personnes. Depuis sa mise en service, il fait l'objet de très nombreuses visites de maîtres d'ouvrage étrangers - chinois, russes et américains, notamment - car il constitue une référence en tant que geste de bienvenue à l'entrée de la ville tout en représentant une prouesse technique réalisée par Vinci-GTM. Il a également contribué à augmenter très sensible-

**LES PRIX RÉCENTS
DE L'AGENCE LAVIGNE CHÉRON**

FIB 2014 Awards : pont de Térénez (Finistère).
Grand Prix National de l'ingénierie 2013/Prix d'architecture du Festival International de l'automobile en 2014 : pont Chaban Delmas à Bordeaux.
World Infrastructure Award 2013 : pont de Térénez (Finistère).
European Steel Bridges Awards 2012 : pont Confluences à Angers.
Prix de l'aménagement palmarès des mobilités 2010/Prix de l'innovation Vinci 2011 : viaduc de la Côtière à Beynost (Ain) sur la LGV Rhône-Alpes.

ment le nombre des paquebots qui arrivent désormais directement au centre de Bordeaux.

Une autre réalisation emblématique de votre agence est le pont de Térénez qui, en 2013, a été récompensé par le World Infrastructure Award et, en 2014, a reçu à Bombay le prix du plus bel ouvrage d'art de la Fédération internationale.

En effet, ces deux distinctions confirment la portée mondiale de ce pont à la technicité et à l'esthétique uniques en leur genre.

Le pont de Térénez est la porte d'entrée de la presqu'île de Crozon, en venant de Brest et du Faou (l'autre route d'accès à la presqu'île étant celle de Quimper/Châteaulin).

Autrefois le passage de l'Aulne se faisait par l'intermédiaire de passeurs qui prenaient personnes, animaux et véhicules sur leurs embarcations.

L'histoire de cet ouvrage se déroule en plusieurs épisodes : un premier ouvrage entamé en 1913 ne fut achevé qu'en 1925.

En 1944, pour retarder les troupes alliées, l'armée allemande dynamitait la pile de la rive gauche. Plus de pont !

L'ancien bac du passeur reprenait donc du service, jusqu'en 1952, date d'achèvement du second pont.

Mais la qualité du ciment employé dans les bétons d'après-guerre n'est pas bonne. Le pont vieillit bien trop vite, atteint par la maladie du béton nommée l'alcali-réaction. Le coût des travaux de surveillance et de maintenance était tel que la décision de construire un 3^e pont de Térénez, à proximité de l'autre, avant de le démolir, fut prise par le Conseil Général.

L'ouvrage devait répondre à plusieurs contraintes fortes : il était interdit de mettre des appuis dans l'Aulne, ce qui impliquait une structure haubanée, compte tenu de la largeur à franchir, de près de 300 mètres entre les pylônes. Il importait par ailleurs d'aménager des accès courbes pour entrer sur le pont, afin de réduire les risques d'accident, très nombreux avec l'ouvrage précédent.

La conjonction de ces deux contraintes a abouti à un ouvrage qui est le premier pont courbe à haubans de France et le plus long de ce type au monde, avec une portée de 285 mètres. Les pylônes ont une hauteur de 90 mètres, soit environ 20 mètres de plus que ceux de l'ancien ouvrage.

Sa gestation a été particulièrement longue puisque les études ont démarré en 1998 et qu'il a été inauguré le 16 avril 2011.

Le troisième pont de Térénez est un bel exemple de collaboration entre architectes et ingénieurs puisqu'il a été conçu par Charles Lavigne en collaboration avec Michel Virlogeux et les équipes du Setra.

Le pont de Térénez est un ouvrage en béton réalisé par Vinci, dont le tablier est très fin - de l'ordre du mètre d'épaisseur - avec deux pylônes en forme de λ inclinés en porte-à-faux au dessus du tablier.

Cette forme est logique structurellement ; elle est le résultat d'une analyse technique et ne constitue pas un geste architectural pour le plaisir.

Par ailleurs, l'ouvrage est associé à un cheminement piéton très soigné qui procure une vue magnifique sur la rivière, dans un site protégé.

Ceci nous permet de rappeler, au passage, que notre agence travaille en permanence avec, outre le Setra, la plupart des grands bureaux d'études français que sont, pour ne citer que les plus importants, Arcadis, Artélia, Egis Jean Muller International, Ingerop, Setec, et les grandes entreprises de génie civil, Bouygues, Eiffage, Razel, Vinci...

C'est avec Jean-Marc Tanis, le patron d'Egis JMI, que nous avons d'ailleurs réalisé le pont Chaban Delmas, à Bordeaux.

Tous ces grands ouvrages, nous les réalisons la main dans la main avec les ingénieurs des bureaux d'études.

Ils sont l'aboutissement d'un véritable échange d'idées afin d'aboutir à la solution qui soit la plus satisfaisante tant au plan de l'architecture que de la réalisation proprement dite.

© MRW ZEPPELINE - JEAN MARX



Cette démarche de collaboration entre architectes et ingénieurs est-elle courante en France ?

C'est en tout cas la nôtre depuis la création de l'agence voici 30 ans. La force de Charles Lavigne a toujours été de travailler avec les ingénieurs et d'être à leur écoute en permanence. Ce sont des partenaires qui sont passionnants.

Un pont étant d'abord une structure, il faut toujours dialoguer avec les ingénieurs pour faire le choix entre le possible et l'impossible.

Nous arrivons ainsi à réaliser des ouvrages très techniques et qui s'intègrent bien, soit dans l'environnement naturel, soit en ville où nous sommes de plus en plus présents.

Un bel exemple de cette orientation est ainsi fourni par le pont Confluences, à Angers, dont l'usage est réservé exclusivement au tramway et aux circulations douces : cyclistes et piétons. Pour cet ouvrage, la solution s'est rapidement démarquée des autres par la beauté et la simplicité du geste, par sa douceur et son caractère presque naturel dans le paysage. L'arc avait l'avantage de ne pas mettre d'appui dans le lit mineur de la rivière mais, surtout, il magnifiait la rivière en recentrant le pont sur son lit mineur.

Nous avons mis ensuite au point la solution fine de l'ouvrage. Nous avons conçu avec Frédéric Menuel et Gilles Frantz d'Egis JMI un arc central très épuré placé dans l'axe du pont et de la chapelle de l'Hôpital ainsi mise en valeur. Le tablier, réalisé en caisson métallique dont la forme rappelle celle d'une aile d'avion inversée, est d'une extrême finesse pour un ouvrage portant les charges d'un tramway.

À l'image d'une passerelle, le tablier s'inscrit comme un simple ruban dans le paysage.

Mais l'ouvrage devait s'intégrer également dans la ville. En 2006, à l'origine du projet, le parvis devant le site était quasiment inexistant et faisait face à un grand giratoire au caractère totalement routier.

En travaillant au sein de l'agence avec notre architecte-urbaniste Cecilia Amor Mahia, nous avons imaginé redonner cet espace stratégique aux Angevins : nous avons ainsi conçu un grand parvis minéral devant le cinéma Gaumont qui se répand sous l'ouvrage.

Depuis ce parvis, on peut accéder au pont et aux berges par des escaliers intégrés dans la structure même du pont.

Parmi les autres réalisations qui nous ont été confiées et qui sont en cours, il faut citer la Route du Littoral.

La Route du Littoral est l'un des axes majeurs de l'île de la Réunion, au pied d'une falaise qui connaît fréquemment des éboulements. L'idée est de construire une route parallèle à

la route actuelle, avec des digues en enrochements et des viaducs, d'une longueur totale d'une dizaine de kilomètres, mais à 200 mètres en mer, c'est-à-dire jusqu'à la limite des hauts fonds, afin de ne plus être exposée aux éboulements.

Cela nécessite notamment la construction d'un premier viaduc de plus de 5 kilomètres dont les travaux confiés au groupement Vinci/Bouygues ont démarré en 2013.

Nous avons conçu cet ouvrage en collaboration avec Egis JMI ainsi qu'avec l'agence de paysage Signes, en rédigeant un livre blanc recensant les orientations à suivre pour parvenir à un ouvrage à l'esthétique maritime, avec des formes courbes pour bien s'intégrer à l'environnement. Toutes les lignes de la nouvelle route ont alors été dessinées à l'agence ce qui a abouti en particulier à des piles en forme de queue de baleine, à l'écartement de l'ordre de 120 m, supportant un tablier en béton précontraint.

Les contraintes techniques de cet ouvrage sont importantes : elles prennent en compte les cyclones, ainsi que l'éventuelle rehausse du niveau d'eau et les risques sismiques.

Cet ouvrage pharaonique devrait faire appel à des techniques d'exception. Sa mise en service est programmée pour 2020.

Votre agence exerce-t-elle également une activité à l'étranger ?

Parmi nos références récentes, nous pouvons citer deux des grands ouvrages du Gautrain Railway reliant Pretoria à Johannesburg en Afrique du Sud avec Bouygues ainsi qu'un pont de 12 km de longueur de franchissement du Tage et de zones inondables à Leiziria, au nord de Lisbonne, avec un consortium d'entreprises portugaises.

L'AOA a participé depuis sa création par Charles Lavigne à la plupart des grands projets routiers et ferroviaires en France. En est-il toujours ainsi actuellement ?

Nous serions tentés de dire plus que jamais puisque l'agence a remporté avec Vinci le marché de l'ensemble des ponts-rail et des ponts-route de la LGV Sud Europe Atlantique, qui est d'ailleurs la première concession ferroviaire en France. Ce chantier d'une longueur d'environ 300 km comporte 450 ponts dont 40 non courants dont nous avons réalisé l'intégralité de la conception architecturale en collaboration avec plusieurs bureaux d'études. La ligne franchit la Dordogne, la Charente à trois reprises, la Vienne, la Boivre et différentes vallées comme la vallée du Claix. Pour cette réalisation, nous avons dessiné une ligne architecturale unique comprenant des piles elliptiques et des corniches en forme de vague qui confèrent une unité à l'infrastructure ferroviaire et font appel à des bétons de teinte claire rappelant les couleurs des pierres régionales.

Avez-vous d'autres projets d'envergure dans vos cartons ?

Le plus important d'entre eux est actuellement suspendu mais il pourrait déboucher, si sa réalisation était décidée, sur un projet d'une ampleur exceptionnelle : il s'agit des 25 km de ponts et 15 km de digues du Qatar Bahrain Causeway, un franchissement entre le Qatar et l'île de Bahrein. Les études architecturales ont été réalisées avec Vinci. Nous attendons la décision de démarrage du maître d'ouvrage. Nous travaillons aussi avec Bouygues sur un grand projet à l'île Maurice : le « Mauritius Ring Road » qui comprend notamment un grand pont haubané sur le port. □

6- Le pont de Normandie : record du monde des ponts à haubans avec 856 m de portée entre pylônes.

7- Pont Chaban Delmas à Bordeaux, Grand Prix National de l'Ingénierie 2013.

8- Le pont Confluences à Angers : European Steel Bridges Awards 2012.

9- Le projet Qatar - Bahrein Causeway : 25 km de ponts et 15 km de digues.

© LAVIGNE CHÉRON

8



© LAVIGNE CHÉRON

9



1- Mesures
sur un aéro-
réfrigérant
avec le système
Scansites3D®.

© SITES

SITES

30 ANS DE DÉVELOPPEMENT DE L'INGÉNIERIE DE LA DURABILITÉ

REPORTAGE DE MARC MONTAGNON

CONSTRUIRE EST UNE CHOSE. ADMETTRE QUE TOUTE STRUCTURE CONSTRUITE PAR L'HOMME EST APPELÉE À VIEILLIR, SE DÉGRADER ET FINALEMENT TOMBER EN RUINE, EN EST UNE AUTRE. ALORS QUE, PENDANT LONGTEMPS, ON S'EST ACCOMMODÉ DE L'APPARITION INÉLUCTABLE DES DÉGRADATIONS ET ACCIDENTS QUI POUVAIENT SURVENIR AUX STRUCTURES, AUJOURD'HUI, LA PRISE EN COMPTE DE LA SÉCURITÉ DES PERSONNES, DE L'OPTIMISATION DES COÛTS DE MAINTENANCE, DES RISQUES ET DE LA DURABILITÉ, ONT MIS EN LUMIÈRE LA NÉCESSITE DE MAÎTRISER LE PLUS TÔT POSSIBLE, DANS LA VIE D'UNE STRUCTURE, SON VIEILLISSEMENT.

2- De gauche à droite : Marie-Hélène Inchauspé, directrice générale et Hervé Lançon, directeur technique.

SITES a été créée en 1984, à l'initiative de Jean-François Sageau, son président, sur la base de la constatation ci-dessus. 30 ans plus tard, l'entreprise emploie 250 ingénieurs et techniciens, dispose de 5 entités en France et 2 filiales à l'étranger - en Afrique du Sud et en Chine - et assure le suivi de plus de 5000 structures dans le monde. Elle dispose par ailleurs d'une base de données unique au monde sur les structures nucléaires et les grandes structures de génie civil.

Le cœur de métier de l'entreprise est d'offrir à tous les propriétaires et exploitants de grands ouvrages une solution globale leur permettant de suivre dans le temps l'évolution du vieillissement de leurs structures et la capacité de ces grands ouvrages à remplir les fonctions pour lesquelles ils ont été construits.

« Il s'agissait, à l'époque de la création de l'entreprise, précise Jean-François Sageau, d'un métier totalement neuf puisqu'en marge de la conception, de la construction et de la maintenance ainsi même que des contrôles : en effet, SITES donne un diagnostic non contraignant, que le propriétaire n'est pas obligé de suivre mais qui lui indique quels sont les travaux à effec-



2

SITES EN BREF

SITES (Société d'Instrumentation et de Traitement d'Essais sur Sites) est basée à Rueil-Malmaison, dans les Hauts-de-Seine. L'entreprise emploie 250 personnes - ingénieurs et techniciens - s'intéressant tous à la santé des structures et dont les profils sont complémentaires.

7% du temps est consacré à la recherche et au développement : capteurs et sondes à fibre optique, structures communicantes par capteurs embarqués sans fil, portail SIMon-E®, caractérisation haute définition des installations, ouvrages connectés par capteurs et transmetteurs sans fil autoalimentés, visites et expertise informatisées, visites virtuelles en 3D...

Jean-François Sageau, fondateur et président de SITES, est assisté par un directoire composé de Marie-Hélène Inchauspé, directrice générale, Hervé Lançon, directeur technique et Julien Baron, directeur délégué Nord qui en assurent collégialement la conduite opérationnelle.

SITES réalise un chiffre d'affaires annuel de 19 millions d'euros, dont 10% à l'étranger.

L'entreprise dispose de 5 agences en France (Île-de-France, Centre, Nord, Provence et Rhône-Alpes) et de 2 filiales à l'étranger (Afrique du Sud, à Johannesburg, et Chine, à Canton).

Elle participe en permanence à des projets nationaux et collaboratifs : CEOS (Comportement et Évaluation des Ouvrages Spéciaux Fissuration Retrait), Smartfence (détection des paramètres d'intrusion par fibre optique), HPPP et mHPP (High Pulse Poroelasticity Protocol - Géotechnie).

tuer sur sa structure pour assurer sa pérennité. »

À partir du moment où le propriétaire choisit de suivre ses avis, SITES met à sa disposition une force d'experts qui intervient pendant la mise à niveau de la structure pour contrôler la qualité de sa réalisation.

QUATRE PÔLES D'INTERVENTION

Le métier de SITES s'organise autour de neuf groupes de compétence qui travaillent indépendamment les uns des autres ou en conjonction afin de répondre aux quatre questions que peut se poser le propriétaire d'une structure quelle qu'elle soit : Comment connaître l'état de ma structure ? Comment en surveiller l'évolution ? Quelles actions mettre en place et quand ? Comment suivre les actions préconisées ?

Pour répondre à chaque problématique, SITES propose des solutions globales au travers de ses groupes de compétences.

Les investigations consistent à détecter, analyser, quantifier les modifications apportées par les défaillances de la structure : elle développe à cet effet une série de techniques qui vont lui permettre de mettre en évidence ces modifications par des moyens visuels, vibratoires, topométriques, chimiques. Cet ensemble de données est ensuite traité pour les traduire en défaillances structurelles : quel est, par exemple, l'impact d'un affaissement sur la résistance de la structure ?

Viennent alors les préconisations, les solutions, de la mise en place de nouveaux monitorings qui sont proposés au client, qui a la liberté de les suivre ou non.



3

© P. BARRAL

Dans la première solution, c'est là qu'entrent en ligne les compétences, sur le terrain, pour surveiller les conditions de réalisation de la mise à niveau mais, en même temps, pour relancer le monitoring, afin d'anticiper sur l'éventuelle réparation suivante.

« Pour résumer, poursuit Hervé Lançon, les investigations sont traduites en défaillances, qui sont elles-mêmes traduites en risques pour la structure, et l'entreprise émet des préconisations qui sont non contraignantes. Par ailleurs, SITES maîtrise de A à Z toutes les techniques proposées. »

D'une manière plus générale, l'objectif est de dresser un état des lieux de la structure d'un ouvrage, indépendamment de celui qui peut être assuré parallèlement par le constructeur, afin de vérifier que la structure remplit sa fonction et ses obligations. La prestation peut aller jusqu'à la phase de déconstruction, opération qui peut être délicate lorsqu'il s'agit d'ouvrages en béton précontraint ou de structures complexes.

UNE EXPERTISE SANS ÉQUIVALENT

Pour y parvenir, SITES met en œuvre des méthodes, des techniques, des compétences et une expertise unique pour suivre et maîtriser le vieillissement des structures.

« Ce qui intéresse nos équipes sur une structure, indique Hervé Lançon, c'est, premièrement, sa sensibilité à des aléas externes, c'est-à-dire sa vulnérabilité. C'est ensuite, sa robustesse. À partir



4



5

© SITES

3- Viaduc de Millau : 412 points de mesure.

4- Pyramide du Louvre à Paris : 80 mesures toutes les 15 minutes.

5- Dans le CNIT à Paris - La Défense : 2 307 photos avec Scansites3D® !

de ces états, on en déduit l'état des risques et la manière dont il est possible de la remettre à niveau. Il y a aussi des structures qui ont des fonctions : par exemple, un escalier conçu pour recevoir des charges de 500 kg ne peut plus remplir sa fonction si on fait passer cette charge à 1 000 kg. Cela fait aussi partie de notre métier de dire si la structure remplit sa fonction ».

« Enfin, il faut qu'une structure remplisse un certain nombre d'obligations : par exemple, un pont roulant utilisé dans une centrale construite en zone sismique a pour obligation de pouvoir résister à un séisme. Là encore, c'est à nous de le déterminer. »

Il en résulte que les études et les investigations menées par les équipes de SITES sur le terrain vont bien au-delà de la simple constatation d'un incident, voire d'un accident : elles sont relatives à l'intégrité globale d'une structure. Ceci nécessite la mise en œuvre de techniques multiples, tant sur le terrain qu'au bureau d'études.



© SITES
6a



© SITES
6b



© SITES
7



8

Par ailleurs, l'entreprise intervenant essentiellement dans le domaine du vieillissement, c'est-à-dire de la prévision, elle dispose à cet effet et utilise des bases de données, dont la richesse fait vraisemblablement d'elle le leader en France, qui informent sur les différentes variations observées sur les structures des grands ouvrages répertoriées en France depuis une trentaine d'années et sur leurs effets dans le temps.

« Par exemple, précise Jean-François Sageau, nous avons 80 capteurs sur la pyramide du Louvre depuis sa construction à la fin des années 80, qui nous envoient une donnée par capteur toutes les 15 minutes. »

Il en est de même sur toutes les centrales nucléaires du parc EDF en France ainsi que sur des grands ouvrages d'art tels que le viaduc de Millau dans l'Aveyron, le terminal 2 E de l'aéroport Roissy - Charles de Gaulle, l'EPR de Flamanville 3, le CNIT à La Défense, le pont de Radès La Goulette à Tunis, la ligne à grande vitesse Gautrain Railway entre Pretoria et Johannesburg en Afrique Sud, le pavillon de France de l'exposition universelle de Pékin en 2008, le pont Xupu à Shanghai en Chine.

Les références en cours sont trop nombreuses pour qu'il soit possible de toutes les citer ici d'autant qu'elles concernent aussi bien des ouvrages

6a & 6b- Le pavillon France à l'exposition universelle de Pékin avec le relevé laser en 3D de l'ouvrage.

7- Le viaduc de Radès La Goulette, en Tunisie.

8- Intervention sur le Gautrain Railway en Afrique du Sud.

d'art que des tunnels, des aéroports que des œuvres architecturales complexes, des bâtiments industriels que des monuments historiques.

MILLAU : 1,6 MILLIONS DE MESURE PAR AN

Pour le viaduc de Millau, Eiffage TP, qui est à la fois constructeur et concessionnaire de l'ouvrage, s'est préoccupé, dès la construction, du devenir de cet ouvrage exceptionnel. SITES a mis en place sur l'ouvrage 412 points de mesure qui ont permis d'assister certaines opérations sensibles lors de la construction, d'effectuer pendant les premières années d'exploitation la

validation des hypothèses de construction ainsi que d'appréhender le comportement de l'ouvrage face à son vieillissement.

« Dix ans après sa mise en service en 2004, précise Hervé Lançon, SITES a ainsi recueilli et stocké, chaque année, de l'ordre de 1,6 millions de mesures statiques et 2,5 milliards de mesures dynamiques ! »

Les mesures statiques sont obtenues à l'aide de capteurs installés notamment sur les piles et sur le tablier.

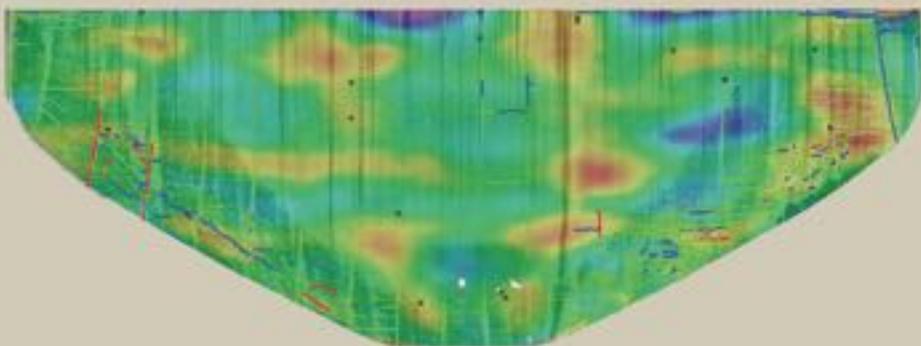
Les mesures dynamiques sont déclenchées par les phénomènes extérieurs, par un exemple un coup de vent, pour caractériser la réponse de l'ouvrage à cette sollicitation exceptionnelle.

En 2014, SITES procède à une « remise à niveau » de l'ensemble des systèmes de mesure et de surveillance installés sur le viaduc de Millau afin de les moderniser, d'une part, et de les adapter à la connaissance actualisée du comportement de l'ouvrage, d'autre part. Il en est de même pour tous les grands ouvrages réputés sensibles sur lesquels SITES assure une veille permanente qui constitue vraiment sa spécialité. Outre les centrales nucléaires existantes, il en est ainsi de toutes les grandes enceintes en construction en Europe de l'Ouest pour lesquels la conception a permis d'intégrer le système de monitoring dès la construction : EPR de ▷

8 GRANDS DOMAINES D'INTERVENTION

- **Ouvrages d'art** : ponts, viaducs, tunnels...
- **Génie civil industriel** : usines, silos, cheminées, réservoirs...
- **Génie civil maritime** : barrages, quais, digues, jetées, voies navigables...
- **Nucléaire** : bâtiments réacteurs, aérorefrigérants, Génie Civil installation Nucleaire de Base...
- **Transport** : aéroports, voies ferrées, tunnels...
- **Environnements naturels** : falaises, murs de soutènement...
- **Industrie pétrolière et gazière** : plates-formes offshore, turbines, forages...
- **Bâtiments et monuments historiques** : IGH, immeubles, églises, châteaux...

CARTOGRAPHIE DES DÉFORMATIONS ET DÉFAUTS d'une grande structure avec Scansite3D®



9
© SITES

Flamanville, réservoirs LNG à Dunkerque (nouveau terminal méthanier), réacteur expérimental RJH de la centrale de Cadarache (Réacteur Jules Horowitz), projet VERCORS de mini-réacteur nucléaire sur le site des Renardières à Fontainebleau ainsi que plusieurs enceintes à l'étranger, notamment en Russie.

SIMon-E® : **UN PORTAIL « OUVERT »**

Parmi les outils que l'entreprise met à disposition de ses clients, l'un d'entre eux est un logiciel « ouvert » dont cha-

cun peut utiliser les résultats en toute liberté : il s'agit de SIMon-E®, un portail de surveillance que l'entreprise a développé pour deux raisons. La première est que l'accès aux informations de surveillance soit disponible à l'exploitant, parce que SITES se bat depuis des années contre l'espèce de secret qui entoure l'expertise. La seconde est qu'elle surveille, pour l'essentiel de ses activités, de très grands ouvrages. Or, les sociétés à qui ils appartiennent disposent elles aussi de pôles d'ingénierie qui peuvent donc travailler directement sur les données que SITES mets

9- Cartographie des déformations et défauts d'une grande structure avec Scansites3D®.

10- Le nouveau terminal méthanier LNG du port de Dunkerque.

11 & 12- Surveillance de l'EPR de Flamanville.

à leur disposition. SIMon-E® présente ainsi deux avantages : la transparence et la complémentarité des savoirs.

SIMon-E®, c'est à ce jour : 15 nouvelles instrumentations de monitoring de plus par an et 5000 capteurs collectés et analysés quotidiennement sur 33 sites géographiques différents.

SCANSITES3D® : **SUIVRE L'ÉVOLUTION DES GRANDES STRUCTURES**

Parmi les autres moyens développés en interne pour suivre l'évolution des grandes structures, le SCANSITES3D® constitue lui aussi une approche radicalement différente pour suivre l'évolution des grandes structures.

Il a été développé dans le but de fournir à un exploitant une caractérisation synthétique et exhaustive des phénomènes d'altération de surface et de déformation géométrique de ses ouvrages et leur évolution au cours du temps.

Cette méthode repose sur une combinaison unique des technologies d'inspection télévisuelle Haute Définition, de laserscanning à longue portée et de photogrammétrie digitale de haute résolution.

Le traitement de tous ces relevés numérisés permet d'accéder, au travers d'une base de données cartographiques multicouches, aux informations



10



11



12

FIGURE 10 © GPM - FIGURES 11 & 12 © MORIN ALEXIS



© SITES

13



14

qualitatives et quantitatives sur les défauts altérant les parements ainsi que sur les déformations géométriques de l'ensemble de l'ouvrage. Ces informations constituent alors une archive exhaustive de l'état apparent, autorisant la « rétro-expertise ».

Parmi les références de SCANSITES3D®, il faut citer celle du CNIT de Paris - La Défense : 2307 photos soit un assemblage réel de 24 milliards de pixels, image résultante de 604 150 x 116 158 (70,17 Gigapixels). C'est un record national ! SCANSITES3D® permet donc un archivage exhaustif.

UNE EXPERTISE EN TOUTE INDÉPENDANCE

À la différence d'un bureau de contrôle qui concentre son action sur la conformité d'un ouvrage au cahier des charges ou à la réglementation, l'équipe de SITES adopte une démarche identique à celle d'un médecin face à un patient : il l'ausculte, rend son jugement impartial, puis met en place des actions de suivi ou des préconisations de réparation. Son impartialité technique, fondamentalement même de sa crédibilité, découle du fait que SITES est indépendante tant du maître d'ouvrage que du constructeur ou de l'exploitant et aussi qu'elle maîtrise l'ensemble des compétences nécessaires au contrôle, au diagnostic et à la surveillance. L'un de ses souhaits, pour lesquels elle milite depuis

13- Inspection d'un aéroréfri-gérant de central nucléaire.

14- Installation d'un anémomètre sur une structure de grande hauteur.

sa création, est que le lot « monitoring » soit sorti des lots d'entreprises pour constituer un lot à part entière dans lequel serait intégré, avant la construction, la conception et la dura-

bilité de l'ouvrage dans le temps. Enfin, l'expertise se nourrissant de « bonnes mesures », SITES s'investit toujours plus dans la métrologie des grandeurs physiques intéressant la surveillance et a fait très récemment l'acquisition de la société Métride, expert en métrologie tridimensionnelle. Cette spécialité va permettre de renforcer encore la fiabilité des systèmes de mesure et de surveillance structurelle par la garantie d'étalonnage et vérification des capteurs spécifiques (tachéométrie robotisée en réseaux de surveillance des chantiers, mesure de déplacements, extensométrie).

PRÉVENIR PLUTÔT QUE GUÉRIR

En effet, à la différence d'un expert qui intervient presque toujours « après » l'accident, les responsables de SITES souhaitent que l'on fasse appel à leurs compétences de façon préventive, dès la phase de construction. Ceci permettrait à ses clients d'optimiser la maintenance de leurs ouvrages tandis que, parallèlement, la sécurité sous toutes ses formes des ouvrages concernés serait améliorée. Ainsi, le patrimoine s'en trouverait-t-il valorisé puisque l'ouvrage serait conservé dans son intégrité tandis que sa structure serait suivie tout au long de sa vie grâce à un monitoring permanent. Lorsque cette intervention est réalisée après l'apparition des premiers désordres, le résultat peut être tout aussi satisfaisant mais nécessite la mise en œuvre de moyens plus complexes et donc plus coûteux. Ce métier exige donc des innovations et une veille technologique importante mais aussi un partenariat étroit avec les chercheurs, les laboratoires, les services techniques de grandes entreprises comme EDF, les sociétés innovantes en instrumentation.

C'était un métier neuf à l'origine, au début des années 80. Il est de plus en plus reconnu - trop lentement au gré de SITES - par les maîtres d'ouvrage et les exploitants soucieux de prendre en compte la notion de construction durable. □

LES EXCLUSIVITÉS

Les solutions que propose SITES s'appuient sur des technologies innovantes. Plusieurs d'entre elles sont des exclusivités :

- **SIMon-E®** : système d'information et de monitoring intégral par internet et smartphone.
- **SCANSITES3D®** : pour des inspections jusqu'à 300 m de distance à haute précision.
- **Fissuro-thermo-logger®** : pour la surveillance des pathologies de type fissures.
- **VERAO®** : tablette numérique pour inspection (saisie numérique des défauts sur le terrain, édition automatique des rapports d'inspection et fourniture de bases de données vieillissement).
- **Sonde HPPP**, à la base du protocole SIMFIP de caractérisation des réservoirs géologiques.



TRAMWAY DE LYON – LIGNE T1 – GÉNIE CIVIL DU PONT RAYMOND BARRE

AUTEUR : A. HENRY, INGÉNIEUR TRAVAUX, BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS RÉGIONS FRANCE

CONCLUE PAR LA POSE DE SA TRAVÉE CENTRALE PAR VOIE NAUTIQUE, LA CONSTRUCTION DU PONT RAYMOND BARRE S'EST RÉVÉLÉE ÊTRE UN MARATHON COURU À L'ALLURE D'UN SPRINT : DEPUIS LE TOP DÉPART FIN 2011, DES ÉTUDES D'EXÉCUTION PARTICULIÈREMENT COMPLEXES ONT PRÉCÉDÉ LE GÉNIE CIVIL AU MILIEU DU RHÔNE ET SUR SES BERGES, EN PARALLÈLE DU MONTAGE DE LA CHARPENTE MÉTALLIQUE, LE TOUT S'ACHEVANT PAR LES TRAVAUX D'ÉQUIPEMENT, NOTAMMENT ARCHITECTURAUX, DES PARTIES CIRCULABLES. LA LIGNE D'ARRIVÉE ÉTAIT FIXÉE AU 19 FÉVRIER 2014, DATE D'OUVREMENT DE LA PROLONGATION DU TRAMWAY T1.

À travers cet article, nous nous proposons de détailler l'aspect opérationnel et logistique des travaux de génie civil du Pont Raymond Barre, soumis aux fortes contraintes du projet : délai, exigüité des emprises, milieu aquatique, environnement urbain, etc. Les autres composantes du chan-

tier (côté fonctionnel de l'ouvrage, études d'exécution, etc.) seront simplement abordées, d'excellents articles les décrivant déjà (cf. Jean-Yves Sablon dans le n° 890 de septembre 2012 de cette même revue *Travaux* et Jean-François Cabut dans l'Ingénieur Constructeur d'octobre 2013).

ORIGINES ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Dans le cadre de son programme 2008 - 2014, le Syndicat des Transports en Commun Lyonnais (Sytral - Maître d'Ouvrage) avait décidé la prolongation de la ligne de tramway T1 à son extrémité sud afin de mieux desservir le nouveau quartier

de la Confluence ainsi que celui de Gerland. Au terme des études préliminaires et d'un concours d'architecture remporté par le groupement de Maîtrise d'œuvre Setec/Cabinet Alain Spielmann, le projet s'est orienté vers la construction d'un nouveau pont au-dessus du Rhône : un bow-string de 270 m de long, s'appuyant sur



1

© CHANTIER BYTPRF

deux piles en rivière et deux culées sur berges, permettra de franchir le fleuve en biais par rapport à son sens d'écoulement. Outre le tramway qui circule entre les deux arches de l'ouvrage, une partie en encorbellement à l'aval est prévue pour les modes doux (figure 2).

Après un appel d'offres public lancé en août 2011, le marché de réalisation de l'ouvrage a été attribué pour un montant d'environ 20 millions d'euros au groupement Bouygues Travaux Publics Régions France, mandataire en charge du génie civil et des équipements, et Matière/Zwahlen & Mayer pour la charpente métallique.

1- Vue générale nocturne.
2- Coupe longitudinale du projet.

1- General night view.
2- Longitudinal section of the project.

L'ordre de service de démarrage a été donné le 1^{er} décembre 2011 pour une durée d'exécution contractuelle de 24 mois.

PLANNING GÉNÉRAL DES TRAVAUX

La particularité des travaux de génie civil vient de son imbrication dans le cadre d'autres chantiers et opérations en cours : Musée des Confluences à proximité de la culée C0, ligne de tramway devant se raccorder à l'ouvrage, dévoiement de réseaux et, surtout, la pose de la charpente métallique, date clé et figée plus d'un an à l'avance à cause des contraintes que l'opération de transport imposait à la circulation fluviale sur le Rhône.

Ces interactions, autant temporelles que spatiales, étaient évidemment rendues contractuelles.

La physionomie des sous-ouvrages à réaliser (piles et culées) et leurs complexités propres ont également été un facteur d'ordonnement des travaux : la descente de charges de l'ouvrage métallique, longue à calculer et nécessitant de nombreuses itérations, influait plus ou moins sur les différents appuis et leurs fondations. Par exemple, pour la pile P2, le choc de bateau était dimensionnant par rapport aux charges rapportées par la charpente métallique.

En ce qui concerne P1, la connaissance des descentes de charges était primordiale et l'étude propre de cette partie d'ouvrage (fondations, batardeau, interaction pour fixation de la charpente métallique au moyen de barres de précontrainte, etc.) n'a pas permis de la réaliser en premier lieu. Enfin, il convient de considérer les ressources disponibles en personnel ou en matériel, en propre ou sous-traitées. Étant donné l'éloignement des ouvrages (hormis la culée C3 et la pile P2) et donc la faible mutualisation possible des moyens mis en œuvre, la juxtaposition temporelle des travaux était justifiée dans un souci de rationalisation de l'encadrement et de la maîtrise.

La prise en compte des critères précédents a abouti à la création d'un planning réaliste satisfaisant à l'ensemble des contraintes énumérées. Mais l'intérêt d'un chantier ne tient qu'à la saveur des aléas qu'il rencontre et qui mettent à mal les plus beaux enchaînements imaginés en phase de préparation : c'est le cas de la pile P1, point d'appui majeur de l'ouvrage, dont la construction est décrite ci-après.

LA PILE P1, UN OUVRAGE HORS NORMES

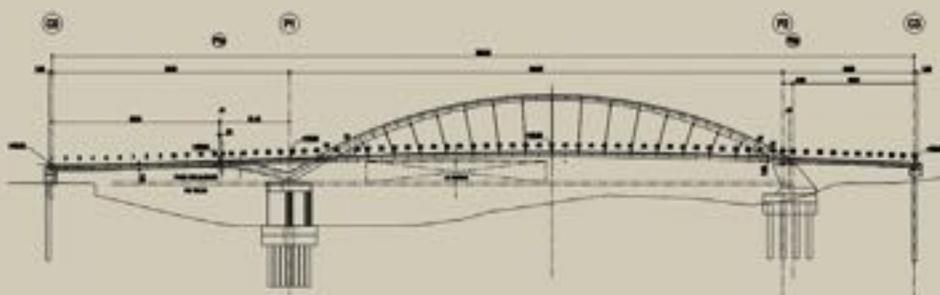
Des deux piles du Pont Raymond Barre, la pile P1 est la seule pouvant être considérée comme étant en rivière (figure 3) ; la pile P2 jouxtant la berge ayant été pourvue, au moyen d'un remblai, d'un accès terrestre.

La construction de cet ouvrage peut être scindée en deux temps :

→ Réalisation du batardeau, terrassement du fond de fouille et réalisation des pieux de fondations à partir de moyens principalement nautiques ;

→ Vidange du batardeau, auscultation des pieux, ferrailage et bétonnage des différentes parties de la pile jusqu'aux plaques d'appui de la charpente métallique. La date de pose de cette dernière avait été fixée au 1^{er} juillet 2013 dans le planning général.

COUPE LONGITUDINALE DU PROJET



2

BATARDEAU ET PIEUX

Pour les raisons énumérées ci-dessus, le battage du batardeau a commencé en octobre 2012. Outre les dimensions importantes des matériaux à mettre en œuvre (335 t de palplanches AZ40 en longueur 25 m, 2 niveaux de liernes de 50 t chacun), les travaux de battage ont été rendus difficiles par la rencontre de sous-sols plus raides que prévu ainsi que par la découverte de fortes variations du niveau du fond du Rhône modifiant ainsi les hypothèses de calcul du rideau. En revanche, hormis la nécessité de surbattre toutes les palplanches, la variabilité du lit du Rhône mesurée à l'achèvement du batardeau a nécessité de reprendre les études, ce qui a provoqué un mois de retard. Les travaux nautiques de réalisation du batardeau et des pieux ont été achevés le 28 février 2013 (figure 4). Les travaux suivants (terrassement,

enrochements et pieux) sont donc passés en trois postes avec un début de battage des pieux en janvier 2013. La technique d'exécution de ces 16 pieux de diamètre 1 600 mm était la suivante :

→ Mise en fiche des tubes et vibrofonçage jusqu'à refus ;

→ Trépannage au trépan émulseur avec alternance de fonçage afin de faire descendre le tube à la cote désirée (soit 135 NGF pour un niveau d'eau à 162 NGF environ, soit à 27 m de profondeur). Le fond de pieu étant à 132 NGF, les trois derniers mètres étaient uniquement trépannés et non pas tubés ;

→ Mise en place des cages de ferrailage et bétonnage à la pompe depuis le Pont Pasteur.

Le trépannage consistait à faire tomber de manière répétée un trépan lourd en fond de pieu afin de détruire

le terrain ; l'évacuation des sédiments se faisant avec un système d'injection d'air comprimé en fond de pieu et des pompes permettant de garder une colonne d'eau constante dans le tube. Cette technique, après quelques ajustements techniques, a été complétée par un second atelier composé d'une benne preneuse capable d'évacuer une couche de gros galets non prévue et

dont le diamètre était supérieur à celui du trépan. Cette modification nécessaire a eu des conséquences malheureuses puisque le terrassement, initialement à la cote voulue, a dû être repris suite au dépôt occasionné en fond de fouille (figure 5).

Afin de gagner cette course contre la montre et suite à ces premiers contretemps, le bétonnage des premiers pieux a été réalisé en parallèle du trépannage des derniers, en portant une attention spéciale au calepinage choisi afin de ne pas détruire les pieux déjà bétonnés.

La réalisation et la mise en œuvre du ferrailage a fait l'objet d'un procédé particulier : alors que les ferrillages des fondations des autres parties d'ouvrage avaient été assemblés en usine, ceux de la pile P1 sont arrivés coupés séparément, ceci dans l'optique de gérer les contraintes planning (la cage

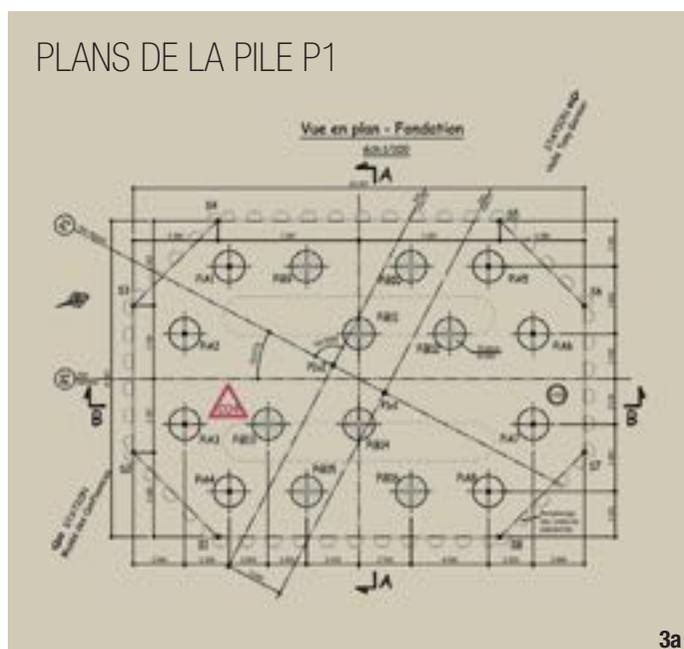
3- Plan de la pile P1.

4- Lierne et batardeau P1.

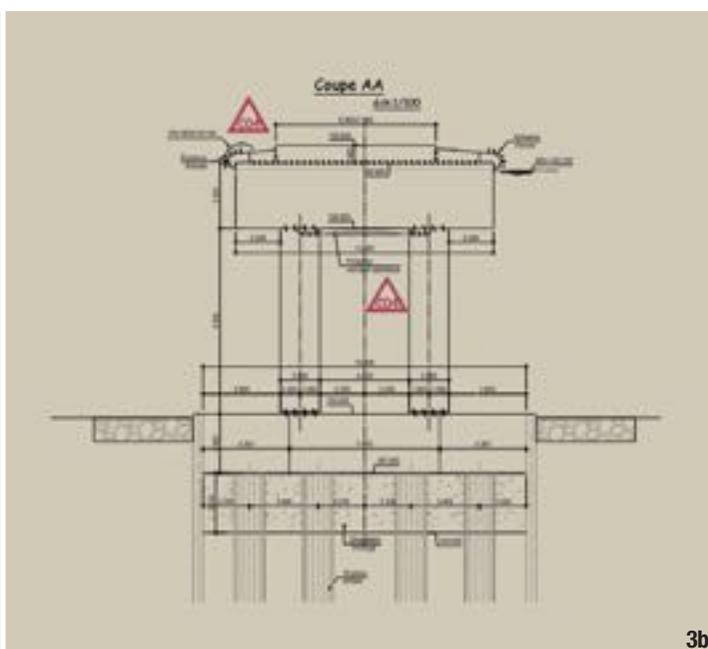
3- Plan view of pier P1.

4- Lierne rib and cofferdam P1.

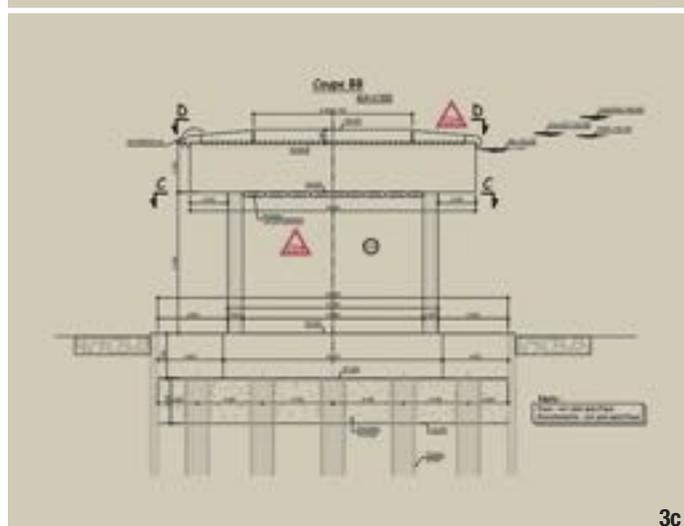
PLANS DE LA PILE P1



3a



3b



3c



4

© CHANTIER BYTPRF (PLAN EXECUTION)

© CHANTIER BYTPRF



© CHANTIER BYTPRF
5



© CHANTIER BYTPRF
6a



6b

complète faisant 32 m de longueur et ayant un diamètre de 1600 mm) et étant donné l'absence quasi-totale de stockage tampon sur la berge, sujet sur lequel nous reviendrons ultérieurement. Les cages ont donc été assemblées au port Édouard Herriot puis acheminées par voie fluviale sur site, afin de s'affranchir de tout aléa de livraison ou de préparation du pieu au bétonnage. Le bétonnage des pieux fut réalisé à la pompe à partir du Pont Pasteur.

BÉTON DE BOUCHON

Une fois les pieux réalisés et le terrassement du fond de fouille repris, le bétonnage du bouchon immergé a eu lieu fin mars 2013, laissant une période de trois mois (incluant le mois de mai et l'intensité exceptionnelle des intempéries qui l'ont marqué) pour réaliser la vidange et l'intégralité du génie

5- Trépannage P1. 6a & 6b- Bétonnage bouchon P1.

5- P1 trepanning. 6a & 6b- Concreting the P1 cap.

civil avant la pose de la charpente métallique.

L'opération de bétonnage consistait à pomper 1000 m³ en fond de batardeau afin de créer un bouchon-poids étanche permettant de travailler à sec après vidange, une fois la résistance du béton obtenue.

À l'instar du bétonnage des pieux, cette opération a été effectuée avec une pompe depuis le Pont Pasteur avec les

contraintes suivantes (figures 6a & 6b) :
→ Obtention de l'arrêté de voirie permettant d'occuper trois voies sur les cinq que comporte le Pont Pasteur. Étant donné la densité du trafic, cette opération n'a pu se faire que de nuit entre 20 h et 6 h du matin ; la cadence de pompage a donc été fixée à 120 m³/h afin d'éviter tout retard dans la remise à disposition de la chaussée aux usagers. Deux centrales ont été ouvertes et dédiées spécialement au chantier afin d'alimenter la pompe ;
→ L'extrémité du tuyau de la pompe doit être immergée dans le béton en cours de coulage, ceci dans le but d'éviter tout délavage et donc toute déstructuration du béton de bouchon. Aucun engin ne permettait d'accéder à l'extrémité sud du batardeau ; l'opération a donc été effectuée à l'aide d'un tube plongeur dans lequel

déversait une pompe avec un bras de dimension raisonnable. Ce béton était mécaniquement lié aux tubes des pieux sur lesquels des connecteurs avaient préalablement été soudés.

VIDANGE ET GÉNIE CIVIL

La vidange a été effectuée le 9 avril 2014 après avoir étanché quelques fuites au niveau des raccords de palplanches. Le chantier s'est alors rapproché de celui d'un ouvrage terrestre, moyennant les contraintes d'accès et d'approvisionnement suivantes :

→ Mise en place d'une grue à tour sur 4 pieux battus à mi-distance entre la berge et le batardeau, protégée par un duc d'Albe bien qu'en dehors de la passe de navigation. Cette option permettait de s'affranchir d'une barge avec grue à chenilles et d'approvisionnements par clapets.



FIGURES 7, 8 & 9 CHANTIER BYTPRF - FIGURE 10 © CHRISTINE CHAUDAGNE

En revanche, le positionnement défini de la grue à tour et ses capacités ne permettaient pas une distribution uniforme sur le batardeau ;

→ Installation de passerelles d'accès entre la berge et le batardeau avec point d'appui intermédiaire sur le chevalet de la grue à tour. Cette disposition était complétée par une série de passerelles périphériques cheminant autour du batardeau, permettant de modifier les points de descente au fond au gré de l'avancement des travaux. Ces moyens d'accès « au-dessus de l'eau » ont permis un grand confort et une souplesse certaine dans l'acheminement du personnel et du petit matériel, permettant de se passer d'une embarcation faisant la navette entre l'ouvrage et la berge et laissant le passage aux embâcles particulièrement fréquentes lors des lâchers de barrages (figure 7) ;

→ Utilisation de la berge en rive droite comme aire de stockage. Cette option, mis à part la construction d'un plate-lage au-dessus du Rhône, était la seule possible. Trois axes d'optimisation ont été mis en œuvre afin de gérer au mieux cette aire de stockage :

1- Discussion et échanges avec les entreprises en charge de la construction du Musée des

Confluences afin de conserver plus longtemps les emprises en partie basse. En effet, des travaux de terrassement et de génie civil dans cette zone étaient à leur charge. L'espace obtenu a donc permis de stocker les produits issus du recépage du batardeau (soit environ 200 m³) et d'être moins dépendant de leurs opérations d'évacuation (pelle et camion). De plus, la grue à tour a pu être démontée depuis la berge ; l'opération aurait été impossible avec des travaux en coactivité. Si ces derniers avaient eu lieu, d'autres solutions étaient en cours d'exploration : démontage par voie fluviale ou mise en œuvre d'une grue sur le Pont Pasteur avec validation des descentes de charge par le service Ouvrages d'Art du Grand Lyon ;

2- Gestion des riverains : depuis l'élaboration du projet, le Sytral a toujours souhaité limiter l'impact de ses travaux sur la vie quotidienne des riverains. Le stationnement et le chargement/déchargement des camions étaient donc proscrits le matin et le soir aux heures de trajets ;

7- Installation passerelles et grue P1.

8- Recépage et attente pieux P1.

9- Étaïement P1.

10- Bétonnage de d'appui.

7- Installation of foot bridges and crane on P1.

8- Cutting-off and waiting for P1 piles.

9- P1 propping.

10- Supporting block concreting.

3- Rigueur du stockage et du planning des approvisionnements : il va sans dire que la propreté et la disposition correcte du matériel étaient requises. Mais il faut également noter que les plannings de livraison devaient être tenus à la lettre : les 125 tonnes de ferrailage du chevrete ne pouvaient pas cohabiter sur la zone avec 250 m² de banches pour la réalisation des fûts !

Eu égard à ces contraintes et au délai particulièrement réduit par rapport au projet initial, plusieurs options ont été mises en œuvre par le chantier :

→ Qualité : vérifications minutieuses des réceptions, gestion des non-conformités anticipées ;

→ Passage en poste ;

→ Coactivité accrue et maîtrisée ;

→ Gestion et choix des sous-traitants.

Ces thèmes sont abordés dans les descriptions suivantes des travaux.

Les travaux de ferrailage de la semelle et d'auscultation et recépage des pieux ont été réalisés simultanément en fond de fouille et ont permis une optimisation de l'enchaînement des tâches (figure 8). À l'occasion du bétonnage de la semelle de la pile P1, un parchemin en mémoire de Raymond Barre a été inséré dans le ferrailage.

Une fois la semelle réalisée, les travaux ont pu être menés par moitié de batardeau, étant donné que chacun des deux fûts en occupait la moitié. Le ferrailage de ce dernier avait été préfabriqué au maximum sur la berge, de manière à limiter le temps de ferrailage sur place.

Après le bétonnage du premier et son décoffrage, le coffrage et le ferrailage du second étaient déjà enclenchés.



© CHRISTINE CHAUDAGNE
11

Pendant ce temps-là, les tours d'étaie-ment permettant de supporter les 3,3 m d'épaisseur du chevêtre avaient été pré-montées sur la berge afin de ne plus avoir qu'à les gruter et les mettre en place de part et d'autre du premier fût (figure 9).

11- Pose du tablier métallique.

11- Placing the steel deck.

Cette coactivité a été gérée grâce à une optimisation des répartitions des temps de grue, une entente des différentes équipes travaillant dans le batardeau et un choix et un suivi rigoureux des sous-traitants. En effet, connaissant l'impératif délai sur cette opération,

le chantier a souvent fait le choix des « mieux-disants », ne tenant pas uniquement compte du caractère financier des offres des sous-traitants et prestataires mais surtout de leur fiabilité pour tenir un planning tendu dans des conditions de travail inconfortables.

Le sous-ouvrage qu'est la pile P1 s'est donc achevé sans retard, dans de bonnes conditions de qualité et de sécurité. Les 104 barres de précontrainte positionnées au sommet de la pile étaient prêtes à recevoir le tablier métallique dont la pose par moyens nautiques a eu lieu en septembre 2013.

LA TRAVÉE CENTRALE DU TABLIER MÉTALLIQUE

Le transport de la partie centrale de l'ouvrage a été un réel tour de force : depuis le port Édouard Herriot, celle-ci a été translaturée sur 8 points d'appui au moyen de Kamags, engins roulants, sur la plateforme de montage jusqu'à la barge de transport.

Une fois déposée sur cette dernière, un pousseur et un remorqueur lui ont permis de remonter le Rhône jusqu'au droit des piles existantes, cela sous l'œil impressionné de l'ensemble des Lyonnais conviés à l'événement et pour le plus grand plaisir des acteurs du projet (figure 11). □

PRINCIPALES QUANTITÉS

- MONTANT DU MARCHÉ : 20 M€** dont 9 M€ pour le génie civil et 11 M€ pour la charpente métallique
- LONGUEUR DE L'OUVRAGE : 262 m**
- NOMBRE TOTAL DE PIEUX : 36** de diamètres 1200 mm à 1600 mm
- QUANTITÉ TOTALE DE BÉTON : 10 000 m³**
- QUANTITÉ TOTALE D'ACIER POUR LE GÉNIE CIVIL : 450 t**
- POIDS DE LA TRAVÉE CENTRALE : 2 700 t**
- DÉLAI DE RÉALISATION : 24 mois**

PRINCIPAUX INTERVENANTS

- MAÎTRE D'OUVRAGE :** Syndicat des Transports en Commun de l'Agglomération Lyonnaise (Sytral)
- MAÎTRE D'ŒUVRE :** Setec et Cabinet Spielmann architecte
- ENTREPRISES :** Bouygues TP Régions France (mandataire et en charge du génie civil), Matière et ZM (cotraitants en charge de la charpente métallique)
- SOUS-TRAITANTS PRINCIPAUX :** Sarens (transport charpente), Tournaud (travaux fluviaux), Cogeci (Bureau d'études génie civil), Cticm (Bureau d'études charpente métallique)

ABSTRACT

LYON TRAMWAY – LINE T1 – CIVIL WORKS ON RAYMOND BARRE BRIDGE

A. HENRY, BOUYGUES

In 2013, laying the centre span of the Raymond Barre Bridge was the culminating point of this civil engineering project. This event might almost cause one to overlook the complex prior civil engineering works, in particular for pier P1 in the centre of the structure: a large-sized cofferdam, deep piles executed by trepanning, civil works performed in the river, all this to tight deadlines due to the unforeseen events encountered on the foundation works and also the dense urban environment and small available land. The conditions of execution of this part of the structure are described with emphasis on the difficulties faced by the work teams. □

TRANVÍA DE LYON – LÍNEA T1 – INGENIERÍA CIVIL DEL PUENTE RAYMOND BARRE

A. HENRY, BOUYGUES

Durante el año 2013, el montaje del tramo central del Puente Raymond Barre fue el punto culminante de esta obra de ingeniería civil. Este acontecimiento casi haría olvidar los complejos trabajos previos de ingeniería civil, en particular para el pilar P1 situado en el centro de la estructura: ataguía de gran dimensión, pilotes profundos realizados por trepanado, ingeniería civil realizada en río y todo ello en un breve plazo debido a los imprevistos que surgieron durante los trabajos de cimentación y también al denso contexto urbano y a la reducida superficie ocupada. En este artículo se describen las condiciones de realización de esta parte de la estructura destacando las dificultades con las que se encontraron los equipos de obra. □



1

© NSRU

PROJET NORTH STRATHFIELD RAIL UNDERPASS (NSRU) À SYDNEY

AUTEURS : DANIEL CLERT, DIRECTEUR DES OPÉRATIONS DU CHANTIER NSRU, BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS - FAYCAL EL IDRISSE, RESPONSABLE STRUCTURES ET GARE DE CONCORD WEST, BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS - MATHIEU GONZALEZ, RESPONSABLE MÉTHODES, BOUYGUES CONSTRUCTION AUSTRALIA

LE PROJET NSRU À SYDNEY A POUR OBJECTIF D'AMÉLIORER LE TRAFIC DE FRET ENTRE STRATHFIELD À L'OUEST DE LA VILLE ET NEWCASTLE AU NORD. S'ÉTALANT SUR 3,2 KM, CE PROJET COMPREND LA CRÉATION D'UN PASSAGE SOUTERRAIN RÉALISÉ EN TUNNEL, LA RÉALISATION D'UNE NOUVELLE GARE AINSI QUE L'INSTALLATION D'UNE VOIE DE FRET ADDITIONNELLE, INCLUANT LES SYSTÈMES DE SIGNALISATION ET DE COMMUNICATION.

CONTEXTE ET DESCRIPTION DU PROJET

Le projet NSRU (North Strathfield Rail Underpass) fait partie du programme Northern Sydney Freight Corridor conduit par l'État Fédéral Australien et l'État du New South Wales qui vise à l'amélioration du trafic de fret entre Strathfield à l'ouest et Newcastle au nord de Sydney.

L'objectif ce programme est de permettre l'accroissement de la capacité de transport de containers inter-états et de résorber d'importants bouchons ferroviaires et automobiles observés le long de la côte Est entre les trois principales villes (Melbourne, Sydney et Brisbane). Plus spécifiquement, le chantier de NSRU contribuera à la séparation et une sécurisation amé-

1- Rampe Nord :
ferrailage des
poutres de cou-
ronnement.

**1- Northern
ramp: capping
beam reinforcing
bars.**

liorée des trafics ferroviaires de fret et de passagers, très denses dans cette partie Ouest de la ville.

Principaux ouvrages :

→ Un tunnel de 148 m de longueur près de la gare Nord Strathfield, transversal aux voies existantes, ainsi que deux trémies d'accès de 300 m de long chacune ;

→ Création d'une nouvelle voie sur

2 400 m reliée au réseau existant, ainsi que la rénovation de 800 m de voie existante ;

→ La réalisation d'une nouvelle gare à Concord West ainsi que la démolition de l'existante ;

→ Travaux structurels de génie civil associés, comprenant des élargissements de ponts ou passerelles exist-

tants, le prolongement d'émissaires traversant les voies, du terrassement, des soutènements, du drainage ;

→ Le remplacement de nombreux portiques de caténaires afin d'intégrer la nouvelle voie ;

→ L'installation de nouveaux éléments ferroviaires incluant la mise à niveau des installations, l'alimentation en

haute et basse tension ainsi que les systèmes de signalisation et de communication ;

→ Des déviations et des protections de réseaux.

La durée des travaux s'échelonne sur 3 ans et prévoit un régime étalé de 13 consignations ferroviaires en weekend.

STATUT DU PROJET

Le projet en conception - construction, d'un montant global de 261 millions de dollars australiens, a été attribué au groupement Bouygues TP - John Holland par le gouvernement du NSW en décembre 2012, sous la forme d'une alliance. L'alliance est un système de rémunération en dépense contrôlée plus frais proportionnels assorti d'un régime de bonus/malus sur des éléments tels que la sécurité, la qualité, les opérations, l'environnement, le programme et les relations avec les tiers (stakeholders : mairie, voisinage, associations, etc.).

Les travaux principaux ont effectivement commencé en mars 2013. Les dates clés incluent l'ouverture de la gare Concord West au public en novembre 2014 ainsi que la livraison totale du projet en novembre 2015.

LE DÉFI DE LA RÉALISATION DU TUNNEL ET DES TRÉMIES D'ACCÈS

Le petit tunnel monovoie d'une longueur de 148 m présente la particularité de tangenter les installations ferroviaires existantes, notamment trois voies en service. Le respect des pentes des trémies pour les convois de fret ne laissant pas beaucoup de latitude quant à l'emplacement de l'ouvrage, le calage du projet s'est vu imposer une faible couverture, de l'ordre de 2,5 m.

Ainsi, la conception et les méthodes de réalisation ont dû intégrer les critères de déformation des voies fixés par l'opérateur Sydney Trains. Les trémies d'accès au tunnel sont constituées de soutènements mixtes pieux - béton projeté (encore appelés parois parisiennes) dont la réalisation, notamment pour les pieux, a dû respecter un phasage très précis du fait de la nécessité d'intégrer le remplacement de portiques de caténaires lors de chaque consignation. Un effort tout particulier a été apporté à la sécurisation du programme et à l'enchaînement des tâches entre génie civil et rail. Les consignations étant en général espacées de trois mois, cet intervalle de temps représente le risque encouru de report de ces ouvrages en cas de non achèvement, pour des tâches situées sur le chemin critique du chantier.

CONTRAINTES LIÉES À LA GARE DE CONCORD WEST

La livraison de la gare Concord West devant être effectuée en novembre 2014, cet ouvrage est également soumis au strict respect du programme pendant les périodes de consignations. ▽



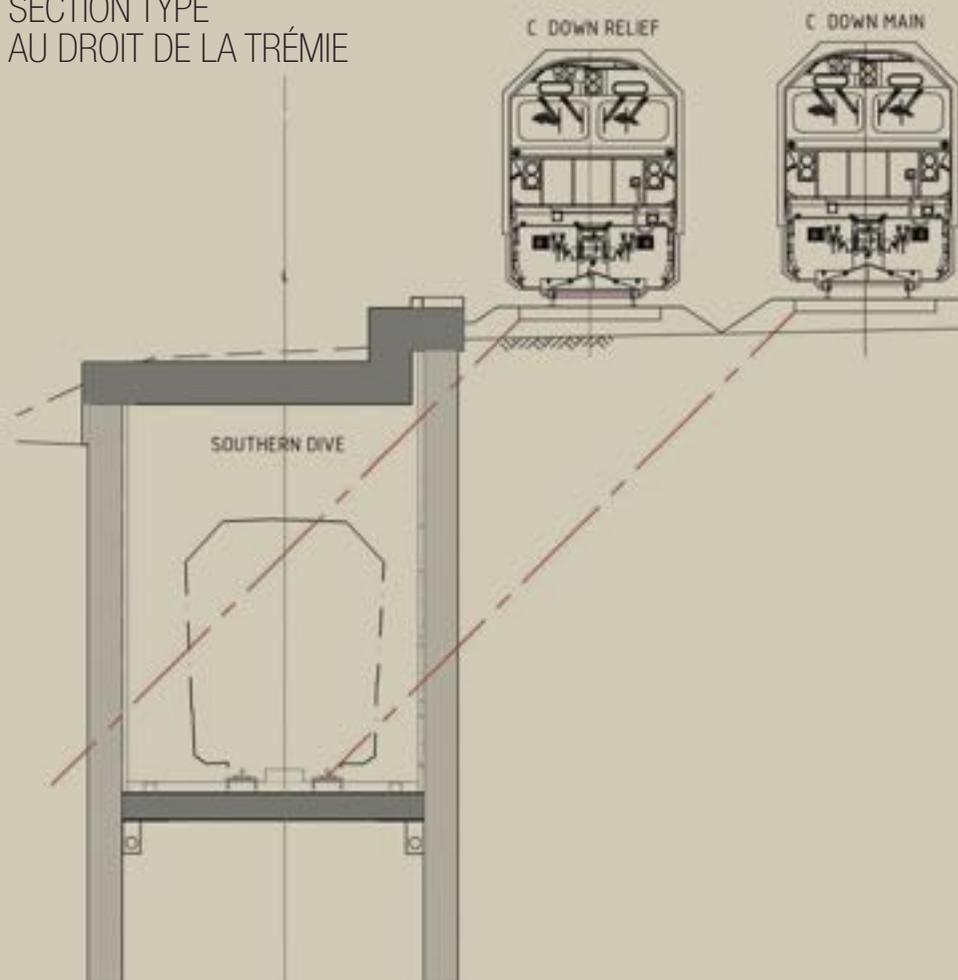
2- Entrée de la trémie Nord.

3- Section type au droit de la trémie.

2- Entrance of the northern underpass.

3- Typical cross section at the underpass approach level.

SECTION TYPE AU DROIT DE LA TRÉMIE



© NSRU

2

© NSRU

3

Il en va de même pour la démolition de la gare existante.

PRINCIPAUX OUVRAGES

LES TRÉMIES D'ACCÈS ET LE TUNNEL

Les trémies d'accès Nord (figure 2) et Sud sont réalisées à l'aide de soutènements de type paroi parisienne (pieux et béton projeté) butonnés pour les sections les plus profondes (jusqu'à 10 m). Les sections plus superficielles sont, quant à elles, réalisées en béton coulé en place. Ces options ont été choisies du fait de la nature des sols, argiles et schistes, et de l'absence de nappe phréatique.

La bonne tenue des terrains et la densité des éléments de structure installés ont permis un terrassement toute hauteur, une fois les butons en béton installés. Le radier est réalisé en une seule fois en y incluant les inserts nécessaires à la pose de la voie.

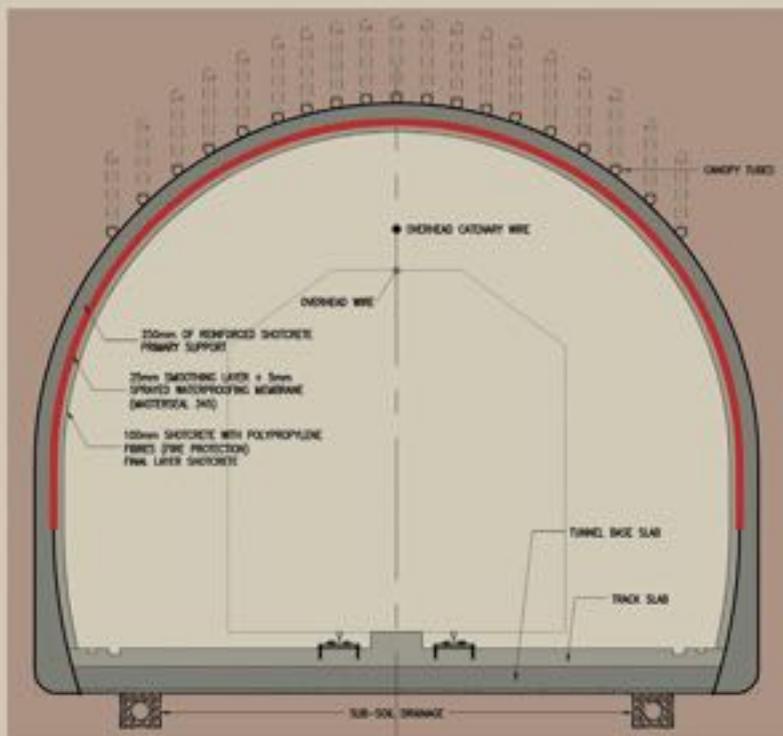
On voit sur la coupe (figure 3) la proximité de la voie qui a imposé d'observer un phasage extrêmement strict pour la mise en œuvre des 600 m de soutènement de chaque trémie. Les travaux de pieux et de longrines ont été réalisés en étroite liaison avec Sydney Trains afin de coordonner la séquence en fonction des mouvements des trains. Les pieux servant également de support pour les nouvelles caténaires, un phasage très précis a été respecté pour leur mise en œuvre pendant les périodes de consignation ferroviaire.

LE TUNNEL

Du fait de la faible longueur de l'ouvrage (142 m) et des terrains traversés principalement constitués de schistes, le tunnel est réalisé selon une méthode traditionnelle de type NATM. La séquence développée par le bureau d'études externe consiste à excaver par tranches successives de 1 m à 1,5 m à l'aide d'une machine ponctuelle et de procéder au bétonnage immédiat à l'aide de béton projeté renforcé de fibres polypropylène sur une première épaisseur d'au moins 15 cm. Cette couche est complétée par une seconde permettant d'atteindre un total de 25 cm, appliquée avec un décalage d'un mètre derrière la section déjà réalisée (figure 4).

Préalablement à l'excavation, une succession de voûtes parapluies constituées chacune de 19 tubes métalliques de longueur unitaire 12 m est mise en place avec un recouvrement de 3 m entre elles. Des boulons en fibre de verre et des drains de longueur unitaire

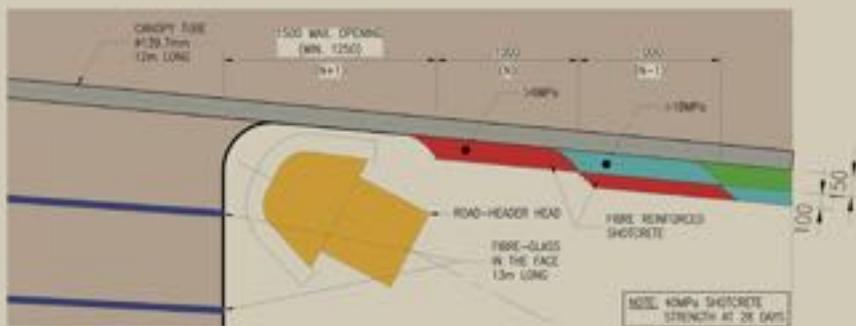
COUPE TYPE DU TUNNEL



4

© NSRFU

PRINCIPE DE SUPPORT PERMANENT ET TEMPORAIRE DU TUNNEL



5

© NSRFU

4- Coupe type du tunnel.

5- Principe de support permanent et temporaire du tunnel.

6- Vue de la face du tunnel lors des forages de boulon.

4- Typical section of the tunnel.

5- Schematic of permanent and temporary supports for the tunnel.

6- Front view of the tunnel during bolt drilling.



6

© NSRFU



7

© NSRU

13 m avec un recouvrement de 4 m (voir élévation) sont installés sur la face. Un point d'arrêt permet de vérifier la résistance de la couche de béton appliquée, soit un minimum de 6 MPa, avant de procéder à la passe d'excavation suivante.

L'étanchéité est assurée par une membrane projetée appliquée sur la deuxième couche projetée. Une dernière épaisseur de 10 cm de béton projeté vient compléter la section au titre de la protection anti-feu.

Deux drains situés sous le radier assurent le drainage de l'ouvrage et servent aussi de réceptacle aux eaux de percolation venant de la voûte. L'eau est récupérée au point bas situé approximativement au milieu du tunnel et acheminée vers des fosses de relevage en trémie Nord par une conduite réalisée grâce à un forage directionnel sous le radier.

Les travaux des trémies ont démarré lors d'une consignation en mars 2013, le tunnel en janvier 2014. L'ensemble sera achevé en septembre 2014 pour permettre la mise en place des voies pour les sections correspondantes.

CONSTRUCTION DE LA GARE CONCORD WEST

Les travaux consistent en la construction de la nouvelle gare puis la démolition de la gare existante sans interrup-

7- Image de synthèse architecturale de la future gare de Concord West.

8- Station en construction pendant une consignation.

9- Passerelle piétonne de la gare de North Strathfield.

7- Architectural synthesis image of the future Concord West Station.

8- Station under construction during a temporary traffic shutdown.

9- North Strathfield Station foot bridge.

tion opérationnelle. La nouvelle gare permettra le passage de la nouvelle voie tout en modernisant les conditions d'accueil des passagers (hall couvert avec rendu architectural, création d'ascenseurs, amélioration des accès et circulation) et enfin la mise aux

normes des quais existants (figure 7). La construction a démarré en mars 2013, le calendrier des travaux prévoit l'ouverture de la nouvelle gare en novembre 2014, puis la démolition de la gare existante avec la fin des travaux en novembre 2015.

Le hall de gare est en élévation au-dessus des voies, il est fondé sur pieux (sur les quais et à l'extérieur des voies) et porté par des appuis béton en semelles et poteaux supportant les chevêtres et la dalle béton. L'ensemble constitue un portique et reçoit une charpente métallique habillée d'une façade vitrée et d'une couverture métallique. L'accès au hall de gare se fait à partir de l'extérieur et des quais à l'aide d'escaliers préfabriqués en béton.

Les travaux sont exécutés pendant l'exploitation normale de la gare par Sydney Trains à l'exception des week-ends de consignations ferroviaires et caténares. Le programme général des travaux est organisé en fonction du calendrier des consignations (figure 8). Afin de satisfaire les exigences de l'exploitant en matière de sécurité des passagers, les appuis de l'ouvrage ont été réalisés sur les quais après installation d'écrans temporaires de protection. Le hall de gare qui surplombe les voies est conçu en poutres préfabriquées précontraintes installées pendant une consignation. Les poutres sont ensuite

équipées d'écrans de protection permettant les activités de construction du hall en dehors des périodes de consignation (protection physique des passagers et isolation électrique vis-à-vis des caténares). L'ensemble du hall peut ainsi être construit de cette manière (dalles béton, structure métallique, clos couvert, second-œuvre et systèmes). L'emploi d'éléments préfabriqués est favorisé afin de minimiser le temps d'exécution pendant les coupures :

→ **Pour la structure** : escaliers béton, dalle du hall en poutres précontraintes préfabriquées et charpente métalliques pré-assemblés pour les ascenseurs.

→ **Pour la réfection des quais existants** : utilisation d'éléments préfabriqués béton en U standards recouverts de dalles préfabriquées, l'ensemble formant les rives de quai.

LES OUVRAGES BÉTON

La construction de la nouvelle voie de fret nécessite le réaménagement de certains ouvrages existants le long des voies.

Les travaux ont lieu en majorité hors consignation à l'exclusion des travaux de pose des éléments au-dessus ou à proximité immédiate des voies :

→ « **Drainage Underpasses (en passages inférieurs)** » : carreaux en béton ou en briques traversant sous les voies et empruntés par le public. ▷



8

© NSRU



9



10



11



12

© NSRF

Les ouvrages comprennent la réalisation de :

- Soutènements temporaires (palplanches ou berlinoise) le long des voies existantes en consignation,
- Réalisation des pieux, appuis, dalle sur cintre hors consignation.

→ « **Pont de Pomeroy** » : extension de la travée du tablier d'un pont routier surplombant les voies. Les travaux comprennent la réalisation de la nouvelle culée, la démolition de la travée existante et réalisation de la nouvelle travée étendue, ainsi qu'un mur de protection d'une pile existante contre le choc de train. Ces travaux ont été organisés avec basculement de l'ensemble du trafic routier sur demi-tranche de tablier pour assurer la continuité du trafic routier.

→ « **Pont Beronga** » : ouvrage de traversée au-dessus des voies pour réseaux de gaz haute-pression et d'assainissement. Création d'un nouvel ouvrage de traversée en tablier métallique appuyé en rives sur culées en béton, parallèle à l'existant. Transfert des réseaux sur la nouvelle structure et démolition de l'actuel ouvrage.

→ « **Protection de pile de l'ouvrage sous l'autoroute M4** » : voie

de protection du pont autoroutier (M4). Réalisation d'un mur de protection le long des piles du pont vis-à-vis du choc de train, fondé sur pieux, en béton armé et recouvrant les piles existantes.

→ « **Passerelle piétonne à North Strathfield** » : démolition d'une pile de rive pour le passage de la nouvelle voie et reprise en sous œuvre du tablier par 2 éléments architecturés préfabriqués installés sur la culée en encorbellement (figure 9).

TRAVAUX FERROVIAIRES

Les travaux ferroviaires comprennent la remise en état sur 850 m de la voie existante ainsi que l'installation et mise en service de la nouvelle voie de fret.

En quelques chiffres, il s'agit de construire :

- 2,4 km de voie nouvelle (terrassements, installation des nouveaux rails et des câbles caténaires) dont 848 m de lit de béton dans les rampes et dans le tunnel ou les rails sont installés, par la méthode « top-down » ;
- 68 nouveaux poteaux pour caténaires et les fondations associées ;
- 5 km de chemins de câble et tirage des câbles associés ;

10- Construction d'un passageway sous les voies pendant une consignation.

11- Paroi en pieux et panneaux préfabriqués.

12- Paroi cloutée avec béton projeté.

10- Construction of a passageway under the tracks during a temporary traffic shutdown.

11- Wall of piles and prefabricated panels.

12- Soil-nailed wall with shotcreting.

- 20 passages sous les voies en fonctionnement ;
- 3 aiguillages et 1 voie en impasse avec heurtroit ;
- 2 nouvelles sous-stations électriques.

Il faut également installer et tester tous les services associés aux signaux, communication et modification du réseau existant pour permettre le fonctionnement de la nouvelle voie sans affecter celles en fonctionnement. La contrainte majeure des travaux ferroviaires est de ne pas affecter les voies existantes tout en préparant la future voie. Pour cela, plusieurs mesures ont été prises :

→ Suivre un phasage précis en termes de mise en service et de démantèlement de manière à associer les travaux de génie civil et ceux de signalisation et électricité ;

→ L'utilisation d'« Agents de Sécurité Rail » pour tous les travaux réalisés près des voies et dans la zone de danger (dans les 3 m directement adjacents au rail en fonctionnement) de manière à sécuriser les trains et les travailleurs ;

→ La mise en place de « coupure de voies » sur des périodes allant de 2 à 5 jours durant lesquels les trains de passagers sont stoppés (quelques trains de travail doivent toutefois pouvoir circuler). Elles permettent de faire des travaux directement à côté ou sous les voies en fonctionnement.



© NSRU 13

soit directement en dessous. De plus, 200 m de ce drainage sont réalisés à l'aide d'une vis sans fin poussée de diamètre compris entre 900 mm et 1 200 mm ;
 → 1,4 km de drainage de large diamètre, entre 1 350 mm et 1 800 mm, installé par tranchée ouverte ou construit au micro-tunnelier. En particulier, le drainage de 1 800 mm passant sous les voies existantes en fonctionnement et croisant le couloir ferroviaire est creusé en utilisant un micro-tunnelier. Le contrôle topographique des voies est effectué en temps réel de manière à prendre les mesures correctives nécessaires si besoin est ;
 → 4 km de caniveaux coulés sur place ou en utilisant des éléments préfabriqués ;
 → Environ 250 regards installés de manière à compléter ce nouveau réseau de drainage. □

TRAVAUX DE GÉNIE CIVIL ASSOCIÉS À L'ÉLARGISSEMENT DU COULOIR FERROVIAIRE

L'installation de la nouvelle ligne de fret oblige à élargir le couloir ferroviaire existant et donc de mener des travaux de terrassement et de soutènement selon les profils de terrain, tandis que la construction du tunnel et des rampes d'accès modifie l'organisation du réseau de drainage existant.

Les travaux de soutènements permanents représentent un linéaire de 1,7 km. Différentes techniques sont utilisées : parois berlinoises, parois parisiennes, parois de béton projeté cloutées et murs en L préfabriqués. Les terrassements consistent principalement à construire la couche inférieure pour recevoir les traverses, les rails et le ballast de la future voie mais aussi à changer la topographie suivant les murs de soutènements. La modification du

13- Micro-tunnelier pour la construction d'une canalisation.

13- Microtunnelier for the construction of a duct.

réseau de drainage existant comprend différentes techniques :
 → 4,9 km de drainage entre les voies, en béton ou PVC, avec un diamètre entre 300 et 600 mm, installés en utilisant la technique de la tranchée ouverte (avec soutènement temporaire ou non). La grande majorité de ce drainage doit être installé durant les consignations car soit très proche des voies existantes

PRINCIPAUX INTERVENANTS

CLIENT : Transport for New South Wales (TfNSW)
GROUPEMENT TfNSW, JOHN HOLLAND, BOUYGUES TP : NSRU Alliance
OPÉRATEUR : Sydney Trains

PRINCIPALES QUANTITÉS

MONTANT DU MARCHÉ : 260,452 millions de dollars australiens
CRÉATION DE LA NOUVELLE VOIE : 2 400 m
LONGUEUR DU TUNNEL : 148 m
CONSIGNATIONS FERROVIAIRES : 13
RÉNOVATION DE VOIE : 800 m
LONGUEUR DE CHACUNE DES DEUX TRÉMIES D'ACCÈS : 300 m
LONGUEUR DE PIEUX : 9 km
LONGUEUR DE DRAINAGE : 12 km
LONGUEUR DE CÂBLES : 5 km
BÉTON : 12 000 m³

ABSTRACT

NORTH STRATHFIELD RAIL UNDERPASS (NSRU) PROJECT IN SYDNEY

BOUYGUES : DANIEL CLERT - FAYCAL EL IDRISSE - MATHIEU GONZALEZ

The aim of the NSRU project in Sydney is to improve freight traffic between Strathfield in the west of the city and Newcastle in the north. This project, extending over 3.2 km, includes the creation of an underpass executed by a tunnel, the construction of a new station and the installation of an additional freight track, including signalling, communication and civil engineering systems. The Design and Build project, for a total amount of 261 million Australian dollars, was awarded to the Bouygues TP/John Holland consortium by the government of New South Wales in December 2012. The works will extend over three years and provide for a staggered system of 13 temporary rail traffic shutdowns on the weekend. □

PROYECTO NORTH STRATHFIELD CARRIL UNDERPASS (NSRU) EN SYDNEY

BOUYGUES : DANIEL CLERT - FAYCAL EL IDRISSE - MATHIEU GONZALEZ

El proyecto NSRU en Sydney tiene como objetivo mejorar el tráfico de flete entre Strathfield al oeste de la ciudad y Newcastle al norte. Este proyecto, que se extiende sobre 3,2 km, incluye la creación de un paso subterráneo en túnel, la realización de una nueva estación y la instalación de una vía de flete adicional, así como los sistemas de señalización, comunicación y de ingeniería civil. En diciembre de 2012, el gobierno del New South Wales adjudicó el proyecto de diseño y construcción a la agrupación Bouygues TP - John Holland por un importe global de 261 millones de dólares australianos. La duración de las obras se extenderá a lo largo de 3 años y prevé un régimen escalonado de 13 interrupciones temporales del tráfico ferroviario en fin de semana. □



1
© EIFFAGE TP

LES VIADUCS INNOVANTS DE LA NOUVELLE LIGNE A GRANDE VITESSE BRETAGNE-PAYS DE LA LOIRE (LGV BPL)

AUTEURS : ZIAD HAJAR, EIFFAGE TP - CLAUDE SERVANT, EIFFAGE TP - MICHEL TRIQUET, SNCF / DIRECTION DE L'INGÉNIERIE - ÉRIC GUYOT, EIFFAGE CM - SIMON GELEZ, DIRECTION DE L'INGÉNIERIE, SNCF

DANS LE CADRE DE LA RÉALISATION DE LA LIGNE À GRANDE VITESSE BRETAGNE - PAYS DE LA LOIRE (LGV BPL) ENTRE LE MANS ET RENNES, TROIS VIADUCS FERROVIAIRES EN OSSATURE MIXTE DE TYPE BIPOUTRE ONT FAIT L'OBJET D'UNE OPTIMISATION BASÉE SUR LE CONCEPT DE LA DOUBLE ACTION MIXTE. LE PRÉSENT ARTICLE DÉCRIT LA SPÉCIFICITÉ DE LA CONCEPTION DE CES VIADUCS INNOVANTS ACTUELLEMENT EN COURS DE CONSTRUCTION. IL S'AGIT DES VIADUCS DU QUARTIER, DU VICOIN ET DE LA COURBE, DE LONGUEURS RESPECTIVES 263 M, 337 M ET 374 M.

INTRODUCTION

La conception des bipoutres mixtes ferroviaires fait classiquement appel à un contreventement inférieur pour améliorer le comportement dynamique et en torsion des tabliers.

Jusqu'à l'époque du TGV MÉDITERRANÉE, ce contreventement était métallique ; il nécessitait de nombreuses configurations d'assemblage et un boulonnage à serrage contrôlé fastidieux à réaliser sur chantier. Ainsi, son coût de réalisation s'avérait très élevé

par rapport à la masse d'acier à mettre en œuvre.

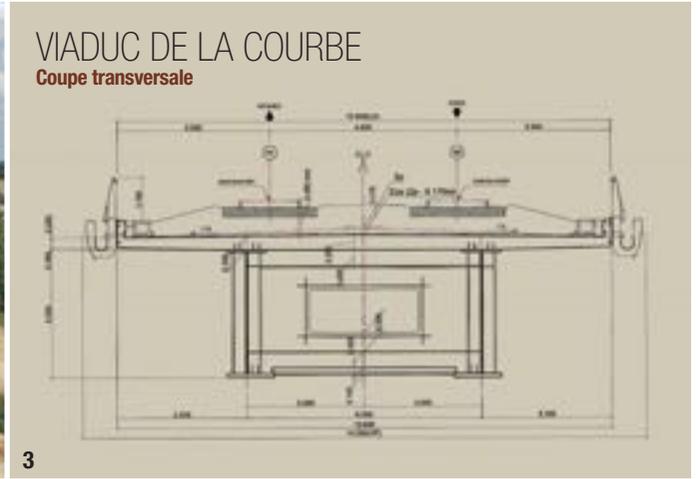
Sur cette même ligne, l'ouvrage de franchissement de l'A7 à Bonpas (Vaucluse) a vu apparaître un contreventement expérimental, composé d'éléments de dalles préfabriquées en béton, de 15 cm d'épaisseur courante, disposés en partie inférieure du tablier entre les poutres et discontinus dans le sens longitudinal.

Ce type de contreventement a eu rapidement un grand succès pour les

ouvrages ferroviaires ; l'augmentation significative de la raideur en torsion et de la masse du tablier, qu'il induit, permet d'améliorer grandement la réponse dynamique des ouvrages sous circulations ferroviaires. Ainsi, l'emploi de ce type de contreventement s'est généralisé sur la LGV Est Européenne et la LGV Rhin-Rhône. Mais pour l'ensemble de ces ouvrages, aucune participation du hourdis inférieur (discontinu) en flexion générale n'a été envisagée.

1 - Viaduc du Quartier - Vue aérienne.

1 - Quartier viaduct - Aerial view.



2- Viaduc du Vicoin - Vue d'ensemble.
3- Viaduc de la Courbe - Coupe transversale.
4- Viaduc de la Courbe - Tablier en cours de lancement.

2- Vicoin viaduct - General view.
3- Courbe viaduct - Cross section.
4- Courbe viaduct - Deck undergoing launching.

Pour autant, il semble que la réflexion devait être poursuivie. Dans un contexte de lutte contre le réchauffement climatique et de crise économique, l'optimisation des quantités de matière à mettre en oeuvre dans les ouvrages est un impératif pour tous les acteurs de la construction.

Une solution innovante a été réalisée il y a quelques années pour le viaduc de Las Piedras (Espagne - LGV Cordoba - Malaga - 2004 à 2006), en faisant participer en flexion longitudinale le hourdis inférieur sur appuis intermédiaires.

L'emploi des Eurocodes, et notamment les restrictions sur l'utilisation des coefficients d'équivalence dans le cas de la double action mixte (EN 1994-2 clauses 5.4.2.2(2) et 5.4.2.2(10)) a conduit les ingénieurs d'Eiffage et du Département des Ouvrages d'Art de

la SNCF à réfléchir à cette conception pour exploiter au maximum la mixité de la structure.

L'étude a été menée pour trois ouvrages de la ligne nouvelle à grande vitesse Bretagne - Pays de Loire (BPL) :

→ Le viaduc du Vicoin (longueur 337 m : 38,5 m + 5x52 m + 38,5 m)

→ Le viaduc de la Courbe (longueur 374 m : 37 m + 6x50 m + 37 m)

→ Le viaduc du Quartier (longueur 263 m : 37 m + 4x46 m + 42 m).

Pour les deux premiers, l'optimisation des quantités a été l'objectif principal. Sur le troisième (viaduc du Quartier), à cause des contraintes fortes de profil en long de la voie ferrée et de certaines voies franchies, au-delà de l'optimisation des quantités la priorité a été donnée à la réduction de la hauteur des poutres.

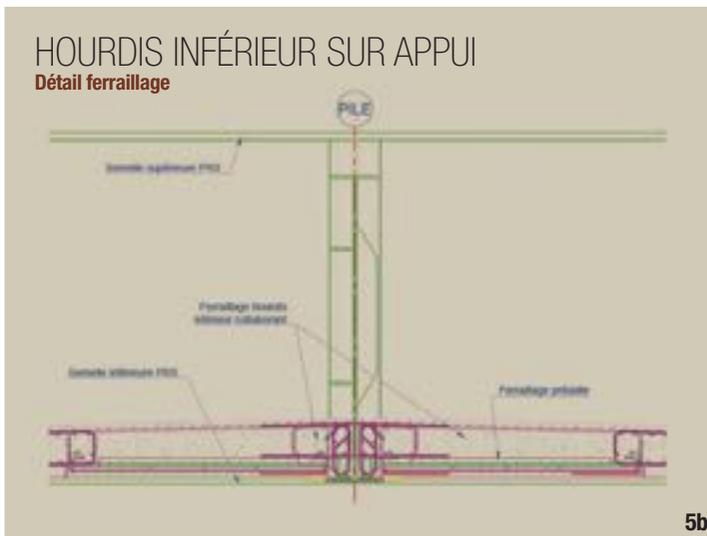
DESCRIPTION DES TABLIERS. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES

Les voies sont en alignement droit, sauf sur le viaduc du Quartier (rayon 6000 m et raccordement parabolique).

La section des tabliers (figure 3) est constituée de deux poutres en I, connectées à une dalle supérieure en béton armé. Les tabliers portent une plateforme ferroviaire à deux voies électrifiées en 25 kV. L'écartement des voies est de 4,5 m sur les viaducs du Vicoin et du Quartier et de 4,80 m (voie mixte) sur le viaduc de la Courbe.

La largeur utile du tablier est de 12,30 m sur les deux premiers et de 12,60 m sur le troisième. Les dalles des viaducs du Vicoin et de la Courbe sont pentées à 1% en double toit vers les rives. La dalle du viaduc du Quartier est pentée à 4% vers l'intérieur (les poutres sont décalées verticalement de 24 cm).

L'entraxe des poutres est de 6 m sur les trois viaducs. Il a été maintenu constant (bien que l'écartement des voies varie) dans le but d'homogénéiser les principes de construction des appuis sur les trois ouvrages. La hauteur des poutres est de 3,25 m pour le viaduc du Vicoin, 3,35 m pour celui de la Courbe et 2,75 m pour le viaduc du Quartier. Le contreventement transversal est assuré par des pièces de pont constituées de diaphragmes pleins avec trou d'homme. Leur hauteur diffère selon les ouvrages. Sur les viaducs du Vicoin et du Quartier, la dalle est coulée en place sur prédalles entre poutres ; les extrados des semelles supérieures des pièces de pont et des poutres coïncident. Sur le viaduc de la Courbe, pour des questions de méthodes chantier, la dalle est coulée à l'aide d'outils coffrants complets ; il n'y a pas de prédalle entre poutres. ▷



Aussi, la semelle supérieure des pièces de pont est-elle descendue de 400 mm, pour permettre, sans démontage, le passage entre poutres des plateaux de coffrage de la dalle. L'espacement des diaphragmes (10,50 m à 13 m) a été calé pour avoir un espacement constant entre éléments sur une même travée.

HOURDIS INFÉRIEUR

Sur chacun des viaducs, le hourdis inférieur présente deux zones distinctes :
 → La première, dite « sur appui de continuité », règne de part et d'autre de chaque pile, jusqu'à la première pièce de pont en travée ;
 → La seconde, dite « en travée », s'étend au-delà.

Dans la zone « sur appui de continuité », le hourdis inférieur est coulé en place sur des prédalles participantes de 15 cm d'épaisseur. L'épaisseur totale du hourdis (y compris prédalle) varie de 25 cm au droit de la première pièce de pont courante, jusqu'à 55 cm au droit de l'axe d'appui. Dans cette zone de moments fléchissants négatifs, le hourdis inférieur participe pleinement à la résistance en flexion de l'ouvrage alors que la dalle supérieure, fissurée, n'apporte pas d'autre contribution que celle de ses armatures tendues. L'ensemble est clavé sur les poutres par des connecteurs de type goujons. Les armatures du hourdis inférieur sur appui (figure 5a) traversent l'âme de la pièce de pont, qui est percée en conséquence.

En travée, le hourdis inférieur est naturellement tendu par la flexion longitudinale du tablier. Il est composé d'éléments discontinus, préfabriqués, de 15 cm d'épaisseur courante, qui sont clavés sur les semelles inférieures des

poutres par une longrine de chaînage. Ce hourdis n'est pas pris en compte dans le calcul en flexion longitudinale. La détermination des armatures du hourdis s'effectue à partir des efforts et contraintes obtenus dans le modèle général, en tenant compte, en zone où le hourdis supérieur est fissuré, des caractéristiques fissurées de la section considérée.

Longitudinalement, le hourdis inférieur peut être en traction, mais sans être fissuré (la contrainte de traction reste inférieure à $2f_{ctm}$, du fait du principe même du calage de la longueur du hourdis inférieur collaborant). Cette traction est équilibrée par des aciers longitudinaux, dont la section est au moins égale au ferrailage minimum de non fragilité. La connexion avec les semelles inférieures des poutres principales trans-

5a & 5b- Hourdis inférieur sur appui - Détail du ferrailage.

6- Inertie de torsion théorique comparée à celle observée sur le modèle 3D sur une travée.

5a & 5b- Lower slab on support - Detail of reinforcing bars.

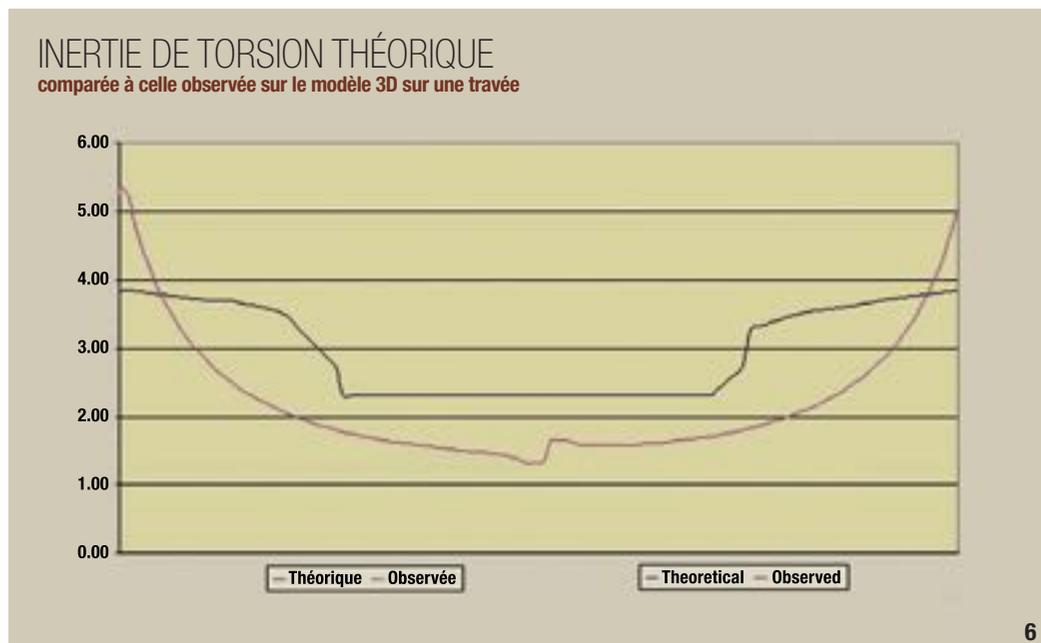
6- Theoretical torsional inertia compared with that observed on the 3D model on a span.

met du cisaillement lié à la torsion et à l'effort tranchant calculé avec le modèle général du viaduc. Ces contraintes sont reprises par des armatures transversales perpendiculaires à l'axe de l'ouvrage.

DOUBLE ACTION MIXTE GÉNÉRALITÉS

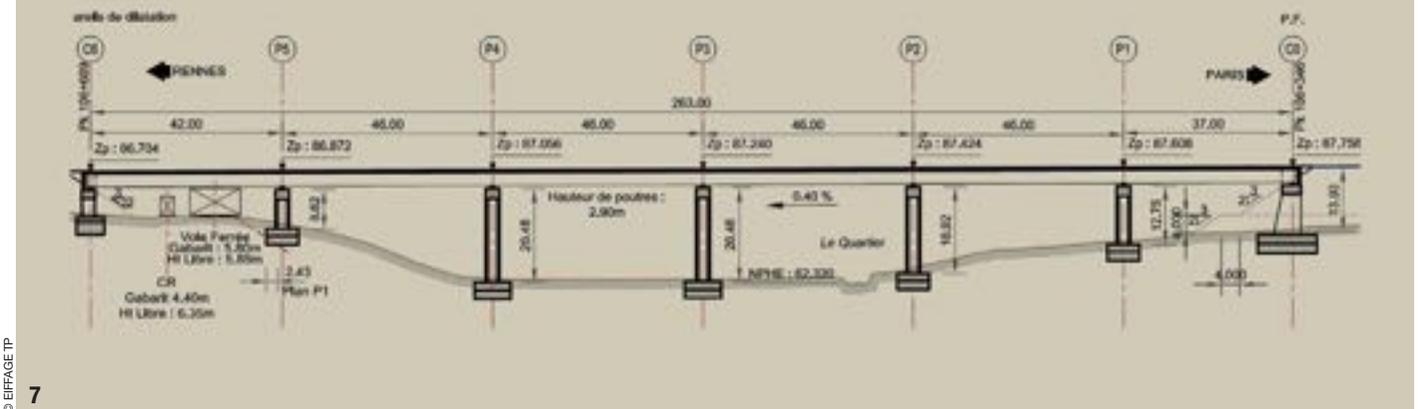
L'EN 1994-2 (clauses 5.4.2.2(2) et 5.4.2.2(10)) demande, lorsqu'on est en présence de deux semelles mixtes non fissurées, de déterminer les effets du fluage et du retrait du béton, par des méthodes plus précises que les méthodes forfaitaires développées dans la norme.

Le phasage de bétonnage a été étudié avec l'objectif de faire coïncider au maximum la limite entre hourdis supérieur fissuré et non fissuré avec



VIADUC DU QUARTIER

Coupe longitudinale



© EIFFAGE TP

le début du hourdis inférieur collaborant. Un phasage de bétonnage, qui permet d'atteindre cet objectif, respecte le principe suivant, pour chaque travée :

- Bétonnage des plots inférieurs d'un appui ;
- Bétonnage des plots supérieurs des travées adjacentes à cet appui ;
- Bétonnage du plot supérieur sur appui.

Le dimensionnement de l'ouvrage se fait dès lors en considérant une simple mixité, soit par la dalle supérieure (en travée), soit par le hourdis inférieur (sur appui). Dans ce dernier cas, les armatures de la dalle supérieure sont pris en compte dans la détermination des caractéristiques des sections. Le calcul est géré à l'aide des coefficients d'équivalence acier/béton tels que définis dans les Eurocodes.

7- Viaduc du Quartier - Coupe longitudinale.

7- Quartier viaduct - Longitudinal section.

AMÉLIORATION DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DE L'OUVRAGE

La présence du hourdis inférieur en béton armé permet d'améliorer le comportement dynamique de l'ouvrage, lors du passage des trains à grande vitesse :

→ L'augmentation de la raideur en flexion des tronçons sur appui, via la participation du hourdis inférieur, comprimé dans ces zones, augmente les fréquences propres des modes de flexion contributifs.

→ Le tablier présente un véritable « effet caisson », vis-à-vis de la torsion. Le retour d'expérience de la SNCF (notamment via le passage des rames de mesures TGV IRIS 320) confirme que cet effet existe, au-delà des résultats obtenus sur simulations numériques (figure 5b). Ainsi, il est possible de considérer, pour le calcul dynamique, une inertie de torsion de caisson, alors que pour un calcul statique, le comportement général de l'ouvrage doit plus considérer une répartition des charges de type 60 % / 40 % d'une poutre sur l'autre. Il est possible de calibrer une inertie de torsion équivalente, légèrement plus faible que l'inertie de torsion théorique dite de Saint-Venant (diminution de l'ordre de 30%), à prendre en compte dans le calcul dynamique.

→ L'augmentation de la raideur en torsion du tablier déplace les modes de torsion vers les hautes fréquences, ce qui permet de découpler les effets de la torsion et de la flexion et de réduire l'impact sur le gauche de voie.

→ L'accélération du tablier étant inversement proportionnelle à la masse mise en jeu, l'apport massique du hourdis inférieur en béton améliore significativement la réponse dynamique de l'ouvrage.

MODIFICATION DU COMPORTEMENT EN FLEXION LONGITUDINALE

L'augmentation de raideur sur appui de continuité attire une partie du moment fléchissant de la travée vers la pile.

Les études menées sur le viaduc du Vicoin ont montré que le transfert est de l'ordre de 7 %, par rapport au même viaduc, sans participation du hourdis inférieur sur appui.

Sur appui de continuité, la présence du hourdis inférieur abaisse considérablement l'axe neutre de la section. La partie supérieure étant tendue, la classe de la section n'est plus donnée par l'âme mais par le débord extérieur de la semelle inférieure de la poutre. Ainsi, pour une semelle de 1 000 mm en acier S355, la section complète est de classe 3 pour une épaisseur supérieure à 45 mm et passe en classe 2 dès qu'on dépasse 55 mm. Il est donc possible de faire travailler en plasticité les sections sur appui, alors qu'en l'absence de hourdis inférieur, la classe de la section aurait été déterminée par l'éclatement de l'âme, beaucoup plus restrictif.

OPTIMISATION DES QUANTITÉS INDUITES PAR LA DOUBLE ACTION MIXTE

L'optimisation des quantités peut être visualisée par la comparaison entre deux ouvrages dont les portées sont similaires : le viaduc du Vicoin, pour lequel la participation du hourdis inférieur est considérée, et le viaduc du Landbach (LGV Est Européenne 2^e phase) pour lequel il n'en a pas été tenu compte. La conception des éléments transversaux est similaire sur les deux viaducs et ne vient donc pas perturber la comparaison.

Le gain se fait essentiellement au niveau des sections sur appui : les épaisseurs de semelles sont considérablement réduites. Les âmes sur appui n'ont pas besoin de raidissage horizontal pour le voilement.

TABLEAU 1 : BIPOUTRES CLASSIQUES ET À DOUBLE ACTION MIXTE - COMPARAISON DES QUANTITÉS DE CHARPENTE

	Vicoin (t)	Landbach (t)
Semelles	421	929
Âmes	430	645
Raidissage	43	51
Cadres	108	199
Total sans cadres	894	1 625
Total avec cadres	1 002	1 824
Longueur tablier	337+ 0,80x2 = 338,60	500 + 2x1 = 502
Tonnage / ml sans cadres	2,64	3,24
Tonnage / ml avec cadres	2,96	3,63

© SNCF

Par contre le raidissage vertical est légèrement supérieur, pour la reprise du voilement par cisaillement, puisque l'effort tranchant augmente dans la solution avec hourdis inférieur participant. En outre, la conception des bipoutres mixtes selon le principe de la double action mixte permet de mieux satisfaire les trois critères de dimensionnement relatifs :

- Aux contraintes dans l'acier ;
- À la limitation des déformations ;
- Au comportement dynamique.

Dans les bipoutres mixtes classiques, il est au contraire courant de devoir renforcer certaines sections pour l'un de ces trois critères seulement.

Le mètre des quantités des poutres pour les deux ouvrages est repris dans le tableau 1. Le gain sur l'ossature métallique est de l'ordre de 18 %.

Les quantités de béton mises en œuvre sont par contre légèrement plus importantes dans le cas d'une solution à double action mixte.

CAS PARTICULIER DU VIADUC DU QUARTIER

Pour cet ouvrage (figures 1 & 7), la participation du hourdis inférieur a été envisagée pour permettre la réduction de la hauteur de poutre, en vue de sécuriser le dégagement du gabarit sur la voie ferrée dans la dernière travée, malgré le balancement local défavorable de l'ouvrage (rapport des travées : 0,91).

La hauteur initiale de la poutre (2,90 m) a été abaissée à 2,75 m. La participation du hourdis inférieur sur pile permet de limiter malgré tout l'épaisseur des semelles sur appui. L'élancement de la poutre, classiquement de l'ordre du 1/15° pour un bipoutre sur LGV, est ici optimisé quasiment au 1/17°, tout en maintenant des épaisseurs de tôles tout à fait raisonnables.

Sans la double action mixte, avec un bi-poutre classique, le respect des critères de déformation et de calcul dynamique aurait nécessité une augmentation considérable des épaisseurs des tôles. À titre d'exemple, pour avoir la même inertie sur appui, il aurait fallu adopter des épaisseurs de semelles de 110 mm, au lieu de 60 mm pour la semelle inférieure et 70 mm pour la semelle supérieure.

ANALYSE DE LA MISE EN PLACE PAR LANÇAGE DU TABLIER

Pour les trois viaducs, le tablier est assemblé sur la plateforme de montage à l'arrière de la culée et mis en place par lançages successifs (figures 8a & 8b).

8a- Viaduc du Vicoin - Tablier en cours de lançage.

8b- Viaduc du Vicoin - Équipage mobile.

8a- Vicoin viaduct - Deck undergoing launching.

8b- Vicoin viaduct - Mobile rig.



8a

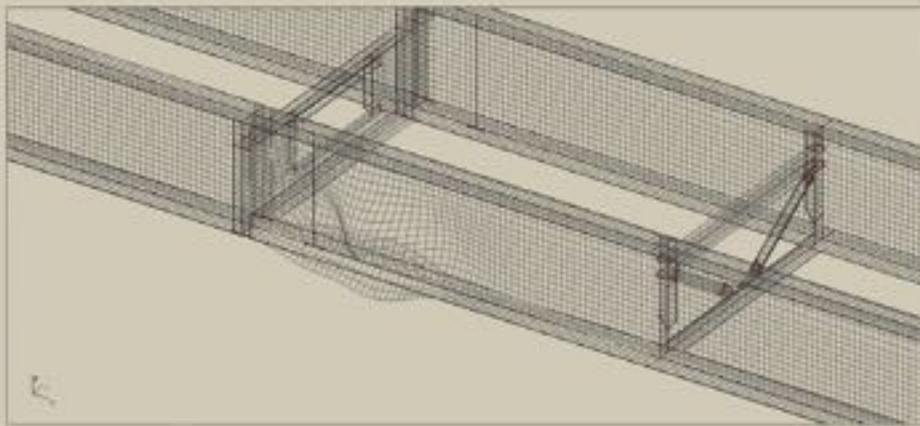
© EIFFAGE TP



8b

© EIFFAGE TP

SITUATION DE LANÇAGE - MODE D'INSTABILITÉ LOCALE



© EIFFAGE CM

9

Il est équipé avant chaque lançage des dalles préfabriquées du hourdis inférieur, des prédalles et du ferrailage du hourdis supérieur sur toute la longueur de l'ouvrage, à l'exception des zones en porte-à-faux avant et arrière, ce qui se fait couramment.

Du fait des rigidités élevées des poutres principales des ouvrages ferroviaires, qu'ils soient collaborants ou non au niveau du hourdis inférieur sur appuis, la mise en place par lançage ne pose aucun problème majeur.

Une étude non linéaire sur un modèle à plaque a toutefois été réalisée pour identifier des risques potentiels d'instabilité. Ces risques ont été rapidement écartés car le déversement d'ensemble se trouve empêché par le maintien des semelles supérieures et inférieures des poutres principales par les diaphragmes toute hauteur. Ces calculs en stabilité ont montré des coefficients d'amplification critique supérieurs à 5, et donc tout

à fait acceptables du fait des réserves de près de 100 % sur les moments résistants.

Les premiers modes d'instabilité (figure 9) étaient tous des modes locaux de voilement des âmes suivant le principe du « patch loading » décrit dans l'EN 1993-1-5 au §6. Le croquis ci-contre illustre cette déformation à la verticale d'un appui lorsqu'il se situe entre 2 diaphragmes sur les sections les plus faibles.

CONCLUSIONS

Cette récente évolution de la conception des ponts bipoutres mixtes ferroviaires permet une optimisation supplémentaire de ces structures qui ont été déjà fortement optimisées depuis leur utilisation sur les lignes LGV à la fin des années quatre vingt.

Le gain de quantités de charpente par rapport à une conception classique (simple mixte) est de l'ordre de 18 %,

9- Situation de Lançage - Mode d'instabilité locale.

9- Launching situation - Local instability mode.

ce qui représente environ 600 t d'économie sur l'acier de charpente pour ces 3 ouvrages. En outre, du point de vue environnemental, le gain de CO₂ est quant à lui estimé à environ 625 teCO₂.

Quelques pistes pourront encore être dégagés, une fois que ces ouvrages seront en exploitation et qu'ils seront instrumentés : notamment, il conviendra de voir dans quelle mesure la participation du hourdis inférieur dans la résistance de l'ouvrage permettrait d'améliorer le coefficient d'amortissement critique, actuellement normé et limité de façon défavorable à 0,5 % pour les structures mixtes. Ce coefficient qui intervient dans la réponse dynamique de la structure lors du passage des trains à grande vitesse est en effet très pénalisant dans leur justification vis-à-vis des effets dynamiques. L'application de ce nouveau concept aux grands ouvrages ferroviaires de BPL, actuellement en cours de construction, en fait les premiers bipoutres à double action mixte construits en France. □

PRINCIPAUX INTERVENANTS

CONCÉDANT : RFF

CONCESSIONNAIRE - TITULAIRE CONTRAT PPP : ERE (Eiffage Rail Express)

GROUPEMENT CONCEPTEUR-CONSTRUCTEUR : CLERE

GROUPEMENT DE MAÎTRISE D'ŒUVRE : Setec - Ingerop - Eiffage TP - Eiffage Energie

ARCHITECTES : Cabinets d'architecture Neel et Duval

ENTREPRISES (VIADUCS INNOVANTS) : Eiffage TP - Eiffage CM

ÉTUDES D'EXÉCUTION (VIADUCS INNOVANTS) : Eiffage TP-STOA / SNCF - IG.OA

ABSTRACT

THE INNOVATIVE VIADUCTS OF THE NEW HIGH-SPEED RAIL LINE BRITTANY - PAYS DE LA LOIRE ("LGV BPL")

Z. HAJAR, EIFFAGE TP - C. SERVANT, EIFFAGE TP - M. TRIQUET, SNCF - É. GUYOT, EIFFAGE CM - S. GELEZ, SNCF

The BPL High-Speed Rail Line between Le Mans and Rennes, i.e. 182 km of a new double-track line, requires the construction of several rail viaducts. For most of these viaducts, the deck structures adopted are of the composite two-girder type: tried and tested structures widely used on the high-speed rail lines built in France. An innovative design has been developed for three of these structures: Quartier viaduct (263 m), Vicoin viaduct (337 m) and Courbe viaduct (374 m). It is based on the double composite action concept, which involves having the lower slab contribute to general flexure by making it continuous in areas on intermediate supports. These three structures of the BPL high-speed rail line currently undergoing construction are the first double-composite-action two-girder decks built in France. □

LOS INNOVADORES VIADUCTOS DE LA NUEVA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD BRETAÑA - PAÍSES DEL LOIRA (LGV BPL)

Z. HAJAR, EIFFAGE TP - C. SERVANT, EIFFAGE TP - M. TRIQUET, SNCF - É. GUYOT, EIFFAGE CM - S. GELEZ, SNCF

La Línea de Alta Velocidad BPL entre Le Mans y Rennes, constituida por 182 km de nueva línea de doble vía, requiere la construcción de varios viaductos ferroviarios. Para la mayoría de estos viaductos, las estructuras de tablero adoptadas son de tipo doble viga mixta: estructuras probadas y ampliamente utilizadas en las líneas de alta velocidad construidas en Francia. Se ha desarrollado un innovador diseño para tres de estas estructuras: viaducto del Quartier (263 m), viaducto de Vicoin (337 m) y viaducto de la Courbe (374 m). Se basa en el concepto de la doble acción mixta, que consiste en hacer que la plataforma inferior participe en la flexión general haciéndola continua en las zonas sobre apoyos intermedios. Estas tres estructuras de la LGV BPL que se están construyendo son las primeras dobles vigas de doble acción mixta construidas en Francia. □

CONSTRUCTION DU VIADUC DE LA SCIE. RN 27 - VOIE NOUVELLE À 2x2 VOIES ENTRE MANÉHOVILLE ET DIEPPE

AUTEURS : MARCO NOVARIN, EIFFAGE TP/STOA - HERVÉ DESPRETS, EIFFAGE TP/STOA - OLIVIER SERRANO, EIFFAGE TRAVAUX MARITIMES ET FLUVIAUX - NICOLAS MARTIN, EIFFAGE TRAVAUX MARITIMES ET FLUVIAUX - THOMAS KLUMB, EIFFAGE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE

LA RN27 RELIE ROUEN À DIEPPE EN HAUTE-NORMANDIE. LE VIADUC DE LA SCIE EST L'OUVRAGE PRINCIPAL DES TRAVAUX DE RÉAMÉNAGEMENT DE CETTE ROUTE ENTRE MANÉHOVILLE ET DIEPPE. LE VIADUC, EN STRUCTURE BI-POUTRE MIXTE, EST LONG DE 506 M AVEC DES PORTÉES PRINCIPALES DE 76 M. LE PRÉSENT ARTICLE DÉCRIT EN DÉTAIL LA PHASE D'EXÉCUTION : VARIANTES RÉALISÉES, DÉROULEMENT DES TRAVAUX ET MAÎTRISE DE L'ENVIRONNEMENT.



DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Le viaduc de la Scie a une longueur totale de 506 m, il repose sur 6 piles et 2 culées. L'ouvrage franchit les ruisseaux la Scie et le Saint-Ribert, la voie ferrée Rouen-Dieppe et la RD3.

Ses appuis sont régulièrement espacés avec 5 travées courantes de 76 m et 2 travées de rive de 63 m (figure 2). Le tracé en plan est courbe de rayon $R = 1\,092$ m. Le profil en long est rectiligne, penté à 1 % vers le nord-est. Le tablier est un bi-poutre mixte dont les poutres métalliques ont une hauteur variant de 2,30 m à la clé à 3,40 m sur pile et sont espacées de 8 m (figure 3). Des entretoises sont disposées tous les 7,6 m.

Le hourdis en béton armé a une largeur de 15 m.

Son épaisseur croît de 0,28 m à l'axe de l'ouvrage à 0,45 m au droit des poutres et diminue linéairement jusqu'à 0,24 m en extrémité des encorbellements.

1- Le viaduc de la Scie, fin 2013, suite au lancement du tablier.

1- La Scie viaduct, end-2013, after launching the deck.

© ETMF

1



Une étude architecturale soignée a été réalisée par le cabinet Alain Spielmann Architecte aboutissant à une charpente d'inertie variable et des piles élancées (figure 4) présentant des engravures (figure 5).

La courbure du pont rappelle la sinuosité des coteaux et de la Scie.

La hauteur des piles varie entre 23 et 32 m.

Les appuis sont composés en partie basse d'un fût creux oblong d'emprise 3 m par 4,2 m et de 0,45 m d'épaisseur, prolongé par deux bras semi-circulaires de section variable, reliés par deux tirants en béton armé.

Ces piles sont fondées profondément dans le substratum crayeux à l'aide de 6 pieux $\varnothing 1\,200$ mm réalisés à la tarière creuse, de longueur comprise entre 19 m et 22 m.

Les points fixes de l'ouvrage sont les piles centrales P3 et P4.

ÉTUDES D'AVANT-PROJET ET D'EXÉCUTION - VARIANTES RÉALISÉES

Plusieurs variantes portant sur l'optimisation de la structure et sur les méthodes de réalisation ont été proposées par le groupement d'entreprises au cours des phases d'appel d'offre et d'exécution du viaduc. Nous les rappelons ci-après.

FÛTS CREUX DES PILES

La conception initiale des piles était basée sur des piles pleines en béton armé.

Le groupement d'entreprises a proposé leur évidement aboutissant à des fûts creux d'épaisseur 0,45 m. Une prédalle en béton armé fait office de coffrage perdu à la jonction avec le chevêtre plein. Cette solution a permis de diminuer le volume béton des appuis de 700 m^3 .

PIEUX RÉALISÉS À LA TARIÈRE CREUSE

L'entreprise a suggéré une solution de pieux $\varnothing 1\,200$ mm forés à la tarière creuse à la place des 6 pieux forés $\varnothing 1\,500$ mm de la solution de base. Cette méthode évite l'utilisation de boue de forage et permet de prévenir tout impact environnemental sur les eaux souterraines et les cours d'eau adjacents.

SUPPRESSION DU GROS BÉTON SOUS LES SEMELLES DES PILES

Les 4 piles centrales sont situées au fond de la vallée. Leurs semelles coiffant les pieux ont été construites

à l'abri de batardeaux provisoires. Les bouchons en gros béton de 2,30 m d'épaisseur prévus initialement ont été remplacés par :

- Une nappe géotextile,
- 0,25 m de gravier 10/20,
- Une nappe géotextile,
- 0,25 m de béton de propreté.

L'eau provenant des failles de la craie altérée a été récupérée grâce à une pompe placée au niveau de la couche de gravier.

SUPPRESSION DE LA PRÉCONTRAÎTE DU TIRANT SUPÉRIEUR

Les chevêtres étaient initialement composés d'un tirant supérieur en béton précontraint par 4 câbles 12T15S et d'un tirant inférieur en béton armé. Les études initiales ont montré que le tirant inférieur drainait une partie de l'effort de précontrainte. Après prise en compte du fluage et du retrait, cela pouvait entraîner une décompression du tirant supérieur précontraint aux ELS quasi-permanents, ce qui n'est pas admis par l'Eurocode 2.

Par ailleurs, la présence du tirant inférieur induisait d'importants moments de flexion tendant la fibre extérieure à la base des branches du chevêtre.

Le groupement a proposé :

- La désolidarisation du tirant inférieur. Ce tirant a été encastré dans une des branches du chevêtre mais simplement appuyé dans l'autre branche à l'aide d'un dispositif autorisant les déplacements dus aux dilatations thermiques. Cette désolidarisation a permis une diminution importante des moments à la base des branches du chevêtre.

→ La suppression de la précontrainte dans le tirant supérieur moyennant une légère augmentation de ses dimensions.

UTILISATION DE SECTIONS HYBRIDES DE CHARPENTE MÉTALLIQUE

Le viaduc de la Scie fait partie des premiers grands ouvrages d'art métalliques calculés selon les Eurocodes 3 et 4. Les réglementations françaises précédentes autorisaient l'utilisation d'acier de différentes nuances dans un ouvrage, mais une seule nuance était possible sur une section.

Les Eurocodes, en autorisant la plastification de l'acier, ont ouvert la voie à des sections hybrides : les semelles et l'âme des poutres peuvent ainsi être constituées d'acier de nuances différentes.

Le principe est de placer les aciers dont la limite élastique est la plus grande dans les zones où cette résistance peut être pleinement exploitée, en l'occurrence les semelles dans les zones de moment négatif. Ainsi, les âmes des poutres, sensibles à des phénomènes d'instabilité, ne gagnent pas à être optimisées de la sorte. Au final, sur pile, les semelles sont en acier thermomécanique S460 ML et les âmes en acier S355. En travée, les poutres sont intégralement en acier S355.

L'utilisation d'acier S460 présente 2 avantages :

→ Une réduction du poids de charpente estimée supérieure à 10% (gain sur les manutentions des pièces, sur les transports, sur le bilan carbone du projet) ;

→ La non-utilisation de semelles additionnelles, augmentant le coût de fabrication et épaississant les poutres au détriment de leur finesse, qu'auraient nécessitées des semelles en nuance S355.

MÉTHODES D'EXÉCUTION ET DÉROULEMENT DES TRAVAUX

PLANNING DES TRAVAUX

Le délai global de l'opération est de 32 mois, décomposé en trois phases distinctes :

Réalisation des plateformes et pistes d'accès : durée 3 mois

Cette phase consiste en la réalisation des plateformes de travail, des aires de préfabrication, des pistes d'accès y compris deux ponts provisoires et la mise en œuvre du système d'assainissement provisoire intégrant fossés et bassin de rétention.

Construction du viaduc : durée 24 mois

Cette principale étape comprend la construction des appuis et fondations, du tablier et la mise en œuvre des équipements : étanchéité, enrobés, corniches caniveaux, barrières de sécurité et joints de chaussée.

Remise en état du site : durée 2 mois

Une fois les travaux de construction du viaduc achevés, le marché prévoit la remise en état du site avec la dépose des pistes, plateformes et ponts provisoires et le remblai des zones déblayées.

LA RÉALISATION DES TERRASSEMENTS

Les terrassements réalisés sont de deux natures :

2- Profil en long - Coupe longitudinale.

3- Coupe transversale.

2- Longitudinal profile - longitudinal section.

3- Cross section.

Les pistes d'accès aux piles (figure 6)

Ces travaux ont été réalisés avec les matériaux du site, composés principalement des calcaires à silex. La couche supérieure a été traitée aux liants hydrauliques (12 000 m²) et recouverte de 10 cm de Gnt 0/31,5.

Les remblais techniques

Ces remblais étaient nécessaires pour la réalisation des deux culées (figure 7). Les matériaux utilisés sont ceux du site : des argiles à silex au sud et des craies à silex au nord.

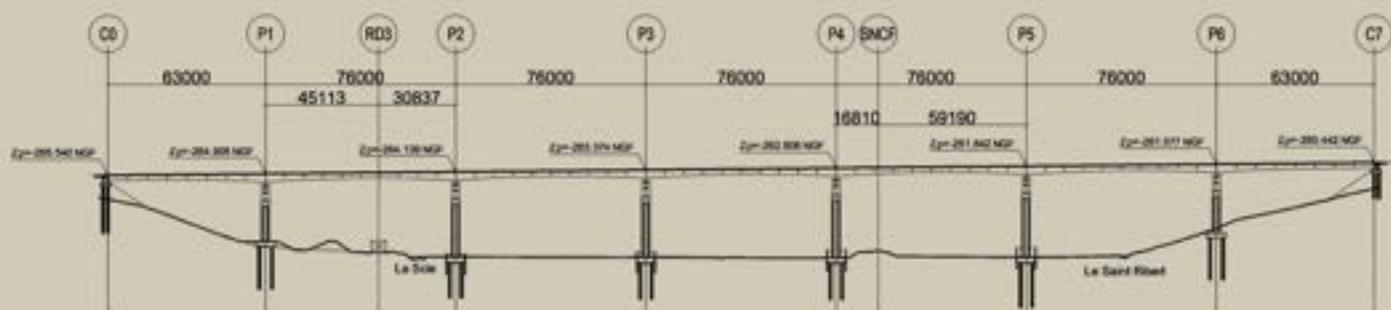
Une attention particulière a été apportée à la collecte et au traitement des eaux de surface du chantier (réalisation de fossés étanches, bassins de décantation, filtres à fines).

LA RÉALISATION DES APPUIS

Réalisation des fondations

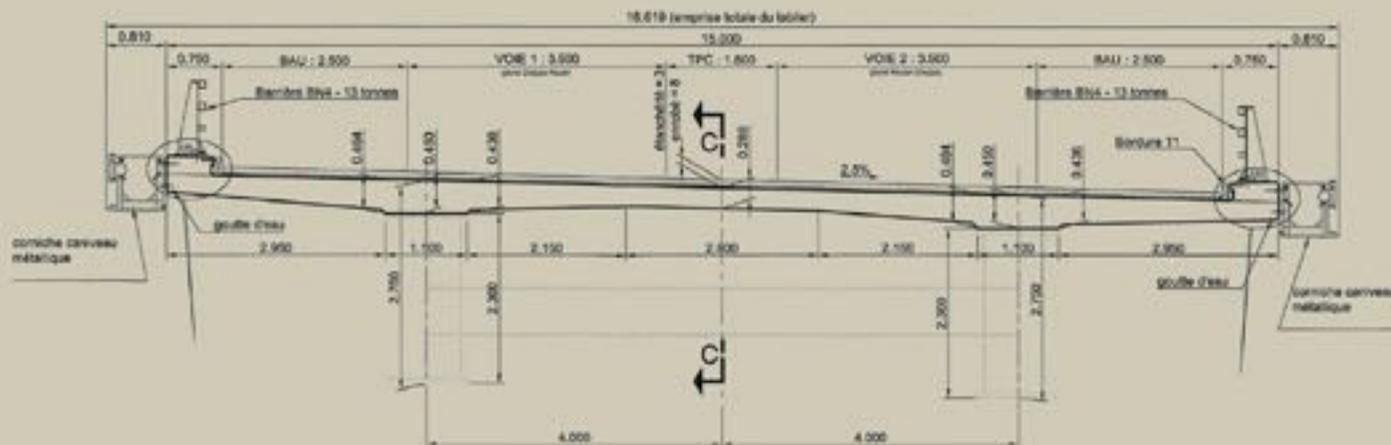
Les deux culées d'extrémités de l'ouvrage, placées en tête de talus bordant la vallée, sont composées de chevêtres reposant sur 4 pieux forés à la tarière

PROFIL EN LONG - COUPE LONGITUDINALE



2

COUPE TRANSVERSALE



3

© EIFFAGE TP



creuse de diamètre 1 200 mm et de longueur 22 m. Chaque pile, repose sur une semelle rectangulaire de 8x12 m et de 2 m d'épaisseur, prenant appuis sur 6 pieux forés à la tarière creuse, de diamètre 1 200 mm et de longueur variant de 19 m à 22 m (figure 8).

Compte tenu de la présence de la nappe phréatique située au niveau du terrain naturel, les 4 piles implantées dans la vallée ont été réalisées à l'abri de batardeaux provisoires en palplanches PU18 de 12 m de longueur ancrées dans le substratum crayeux, mises en place par vibrofonçage pendulaire.

Les appuis

En coupe transversale, les fûts de pile ont, sur la plus grande partie de leur hauteur, une section oblongue constante de 4,20 m de grand axe et de 3 m de petit axe. Ils sont élégis et la paroi périphérique a une épaisseur de 0,45 m.

En partie supérieure, le fût s'épanouit en un chevêtre composé de deux branches de 6,50 m de hauteur, chaque branche ayant, en section horizontale, une forme

semi-elliptique pleine qui se développe verticalement suivant un arc de cercle. L'écartement entre les deux branches est maintenu par deux tirants en béton. Le fût de pile, en partie courante, est réalisé en levées de 3 m de hauteur, dans un coffrage grim pant spécifique, conçu comme une coque auto-stable en deux demi-coquilles extérieures sans tige traversante et d'un coffrage intérieur rétractable sur plateau à rochet (figure 9). Les reprises de bétonnage ont été marquées par un rainurage horizontal.

Compte-tenu de la présence sur deux niveaux de tirants en béton préfabriqués, le chevêtre de 9 m de hauteur est réalisé en trois levées à l'aide d'un

4- Pile P4.

5- Détail des engravures.

4- Pier P4.

5- Detail of trenches.

coffrage assemblé au fur et à mesure de l'élévation intégrant un système d'étalement pour reprendre le poids des tirants (figure 10).

Le ferrailage a été assemblé au sol (figure 11) et mis en place par levée de 3 m.

Puis le bétonnage a été effectué. Du fait de la forme des coffrages et de la densité de ferrailage, le chantier a retenu une plasticité S4 pour faciliter la mise en œuvre du béton. Les branches du chevêtre étant pleines et massives, un ciment de la classe CEMIII a été utilisé afin de limiter la chaleur d'hydratation du béton.

La manutention des coffrages et le bétonnage des fûts ont été réalisés à l'aide d'une grue treillis sur chenilles, tandis que le béton des chevêtres a été mis en œuvre à la pompe.

Les appuis ont été exécutés, en partie, en période hivernale et, afin de garantir au jeune âge dans les fûts (environ 10 MPa à 24h), les coffrages ont été isolés et un suivi maturométrique a été mis en place.

LA RÉALISATION DU TABLIER

La charpente métallique

Les aciers ont été fournis en grande partie par le sidérurgiste Dillinger Hütte et dans une moindre mesure par Tramelal et Arcelor Mittal.

Les tôles ont été acheminées essentiellement par voie fluviale jusqu'à l'usine de Lauterbourg (67) d'Eiffage Construction Métallique.

On peut distinguer, selon leur épaisseur et leur emplacement, 3 nuances d'acier.

En effet, les épaisseurs des poutres principales varient entre 18 mm et 28 mm pour les âmes (S355 K2+N), entre 40 mm et 70 mm pour les semelles en travée (S355N) et entre 60 mm et 110 mm pour les semelles sur pile (S460ML).

Au total, sur les 1 900 t de charpente, près de 480 t d'acier de nuance S460 ont été utilisées (soit 25 % du tonnage total de charpente).

Les poutres principales ont été fabriquées à l'usine de Lauterbourg d'Eiffage Construction Métallique. De hauteur comprise entre 2,3 m et 3,4 m, ▷



6



7

© TPT/INEL

elles ont été découpées en tronçons de 18 m à 30 m de longueur et de poids unitaire compris entre 30 t et 53 t, afin de rester dans la gamme courante de fabrication.

Les éléments transversaux, fabriqués par Prafer à proximité de Metz, ont été acheminés à Lauterbourg pour être peints en même temps que les poutres principales par la société Borifer.

Au total, l'ouvrage a été découpé en 20 tronçons. Ce sont donc 40 poutres qui ont été transportées par convoi exceptionnel depuis l'usine jusqu'au chantier.

Au chantier, l'ouvrage a été assemblé et mis en place de la manière suivante :

- Livraison et assemblage des 4 premiers tronçons et de l'avant-bec de 42 m, puis lançage de 44 m ;
- Livraison et assemblage des 2 tronçons suivants, puis lançage de 73 m ;
- Livraison et assemblage des 2 tronçons suivants, puis lançage de 76 m ;
- Livraison et assemblage des 4 tronçons suivants puis lançage de 123 m ;
- Livraison et assemblage des 4 tronçons suivants, puis lançage de 102 m ;
- Livraison et assemblage des 4 derniers tronçons et d'un arrière-bec, puis lançage de 131 m.

C'est donc au terme de 6 phases de lançage que l'ouvrage a franchi les 506 m séparant la culée C0 et de la culée C7, survolant au passage une route départementale, les cours d'eau la Scie et le Saint-Ribert et une voie SNCF. C'est également sur site que l'ouvrage a été revêtu de sa couleur bleue finale. Le lançage d'un ouvrage de hauteur

variable nécessite des efforts de traction et retenue importants :

→ À la fin du dernier lançage, les 1 900 t de l'ouvrage doivent grimper sur leurs appuis. Un effort de traction de 200 t était nécessaire. Par un dispositif de moufflage, l'effort était équilibré sur la culée C0.

→ Au début du dernier lançage, l'ouvrage était moteur. Cela signifie qu'il était nécessaire de retenir l'ouvrage avec un effort de 120 t, équilibré par un massif en béton ancré à l'arrière de la plateforme de lançage.

6- Pistes d'accès aux piles.

7- Remblais techniques.

8- Réalisation des pieux.

6- Pier access paths.

7- Functional backfills.

8- Pile execution.

À la fin du lançage et après démontage des avant-bec et arrière-bec, s'est déroulée la phase de dévérinage et mise sur appuis.

Les hauteurs de dévérinage variaient selon les appuis entre 0,5 m et 2,7 m. Un pianotage de dévérinage a été imaginé afin de respecter les 3 critères suivants :

- Rester dans les limites de contraintes et de stabilité de la structure ;
- Assurer des réactions suffisantes sur les appuis ;
- Limiter les déplacements du matériel et des équipes.

L'ouvrage a ensuite été posé sur ces appuis spéciaux définitifs à pot d'élastomère.

Le hourdis béton

Le ferrailage est préfabriqué, sur la plateforme derrière la culée C0, par tronçon de 12,70 m puis mis en place de C7 en revenant vers C0 par l'intermédiaire d'un chariot circulant sur la semelle supérieure des PRS (figure 12). Ensuite, le hourdis, décomposé en 40 plots de 12,70 m de longueur, est coulé en place en utilisant deux équipes mobiles (figure 13). Ces deux outils travaillent simultanément de C7 vers C0, en sautant les plots au droit des appuis qui sont coulés une fois le chargement des travées adjacentes effectué (méthode dite du « pianotage »).

Le volume de béton d'un plot étant de 65 m³, ce dernier est acheminé via une pompe à béton positionnée soit au pied des piles soit derrière les culées.

Pour tenir compte des spécificités du site et des accès, un des équipages mobiles a été équipé d'un mât de bétonnage.



8

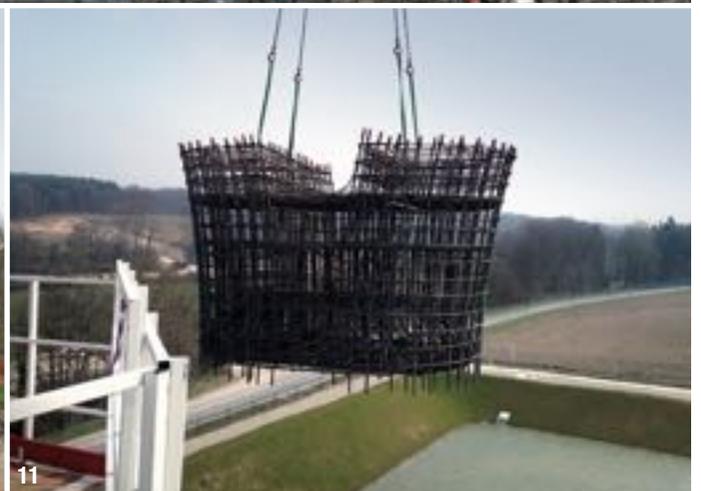
© ETMF



© ETMF
10



© ETMF
9



11

LA MAÎTRISE DE L'ENVIRONNEMENT

La vallée traversée est un site protégé très sensible sous différents aspects :

→ **Les eaux souterraines** : la nappe de la craie est de loin la plus importante de la région. La craie présente une double perméabilité, l'une due aux interstices entre les grains constituant la roche et l'autre due aux réseaux de fissures. Mais l'essentiel de la circulation d'eau et de l'alimentation de la nappe s'effectue par les réseaux de fissures. Cette nappe est une nappe libre alimentée par l'infiltration des

9- Outil coffrant des fûts de piles.

10- Outil coffrant du chevêtre.

11- Ferrailage de la 1^{re} levée du chevêtre.

9- Sectional formwork for pier shafts.

10- Sectional formwork for pier cap.

11- Reinforcing bars for the pier cap's first concrete lift.

précipitations, directement connectée aux cours d'eau de la vallée de la Scie. Cette nappe d'eaux souterraines représente donc un enjeu majeur du projet. En effet, en l'absence de couche géologique protectrice, une pollution en surface risque d'affecter la nappe sous-jacente au travers des réseaux de fissures.

→ **Alimentation en eau potable** : dans la vallée de la Scie, en aval de l'ouvrage, les eaux souterraines ont de multiples usages : alimentation d'une pisciculture à 2 km en aval, captages destinés à l'adduction d'eau industrielle

à 5 km en aval et captages d'alimentation en eau potable à 1 km du chantier. L'alimentation en eau potable représente l'usage le plus sensible pour le chantier. Le site est donc très fortement sensible vis à vis des eaux souterraines.

→ **Le bois d'Écorcheboeuf** : ce bois est caractérisé par une bonne diversité écologique. Des arbres anciens sont présents, constituant des gîtes potentiels pour les chauves-souris. Ce bois est également le lieu d'une activité importante pour ces mammifères protégés, représentant une zone d'habitat et de chasse pour les chauves-souris. ▷



Le bois d'Écorchebœuf, descendant jusqu'au pied du coteau de la vallée, accueille également des crapauds, tritons et salamandres.

→ **Les espèces aquatiques protégées** : Au niveau biologique, les ruisseaux du Saint-Ribert et de la Scie montrent une qualité particulière, puisqu'ils constituent tous les deux l'habitat d'espèces protégées.

En effet, y sont présents la lamproie de Planer, le chabot, l'anguille européenne et l'écrevisse à pattes blanches.

Dans cet environnement fragile aux enjeux forts, des mesures particulières ont été prises :

→ Mise en place d'un contrôle extérieur environnement, réalisé par l'entreprise Seged, dont la mission est de s'assurer de l'application du Plan de Respect de l'Environnement ;

→ Contrôle externe pour assurer une surveillance environnementale de la faune ainsi que de la flore et réaliser des audits externes au cours du chantier ;

→ Transparence hydraulique de la vallée maintenue par deux ponts provisoires sur les rivières ;

→ Dispositifs d'assainissement provi-

12- Chariot de mise en place des armatures du hourdis.

13- Équipage mobile.

12- Trolley for installing deck-section reinforcing bars.

13- Mobile rig.

soires, fossés, bassin de décantation étanches, tous régulièrement inspectés et entretenus ;

→ Suivi mensuel de la qualité des eaux

dans les deux ruisseaux en amont et aval du chantier ;

→ Installation d'une micro station d'épuration pour la base vie. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

TERRASSEMENTS :

- Déblais : 75 000 m³
- Remblais : 30 000 m³

GÉNIE CIVIL :

- Béton : 6 000 m³
- Aciers HA : 1 200 t
- Étanchéité : 6 830 m²

CHARPENTE MÉTALLIQUE :

- 1 900 t

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : DREAL Haute-Normandie

MAITRISE D'ŒUVRE : DIR Nord-Ouest

CONTRÔLE EXTÉRIEUR DES ÉTUDES D'EXÉCUTION :

- Études génie civil : CETE Normandie Centre
- Études charpente métallique : SETRA

GROUPEMENT DE CONSTRUCTION :

- Eiffage Travaux Maritimes et Fluviaux (mandataire - bétons des appuis et superstructure, ponts provisoires et batardeaux)
- Eiffage Construction Métallique (charpente métallique)
- Spie Fondations (pieux)
- TP Tinel (terrassement)

PRINCIPAUX SOUS-TRAITANTS ET FOURNISSEURS :

- Études d'exécution génie civil : Eiffage TP - STOA/Arcadis/Spie Fondations
- Études d'exécution charpente métallique : Eiffage CM
- Fourniture des bétons : Unibéton et Cemex
- Fourniture et pose des aciers HA : Armat France
- Fabrication des coffrages : Clrm
- Protection anticorrosion de la charpente métallique : Borifer Fib
- Fabrication des éléments transversaux de la charpente métallique : Prafer

ABSTRACT

CONSTRUCTION OF LA SCIE VIADUCT. NATIONAL HIGHWAY RN 27 - NEW TWO-LANE DUAL-CARRIAGEWAY ROAD BETWEEN MANÉHOUILLE AND DIEPPE

EIFFAGE : M. NOVARIN - H. DESPRETS - O. SERRANO - N. MARTIN - T. KLUMB

National highway RN27 links Rouen to Dieppe in Haute-Normandie (Upper Normandy). La Scie viaduct is the main structure in the renovation works for this road between Manéhouville and Dieppe. The viaduct, a composite two-girder structure, is 506 m long with main spans of 76 m. Variants have been executed: hollow pier shafts, continuous flight auger (CFA) piles to prevent possible pollution by slurry boring, elimination of mass concrete under the pier foundation slabs, elimination of prestressing of the upper tie anchor of the piers, use of composite structural steelwork sections. The environmental challenges were kept under control. □

CONSTRUCCIÓN DEL VIADUCTO DEL SCIE. RN 27 - NUEVA VÍA DE 2x2 CARRILES ENTRE MANÉHOUILLE Y DIEPPE

EIFFAGE : M. NOVARIN - H. DESPRETS - O. SERRANO - N. MARTIN - T. KLUMB

La carretera nacional RN27 comunica Rouen con Dieppe en Alta Normandía. El viaducto del Scie es la estructura principal de las obras de reacondicionamiento de esta carretera entre Manéhouville y Dieppe. El viaducto, en estructura de doble viga mixta, tiene una longitud de 506 m con luces principales de 76 m. Se han realizado variantes: fustes huecos para los pilares, pilotes de hélice continua para evitar la posible contaminación por la perforación en el lodo, supresión del hormigón grueso bajo las zapatas de los pilares, eliminación de la pretensión del tirante superior de los pilares y utilización de secciones mixtas de estructura metálica. Se controlaron los retos ambientales. □

LGV EST 2^e PHASE : VIADUC DE DETTWILLER

AUTEURS : NORA ZÉHANI, CHARGÉE DE PROJET, RÉSEAU FERRÉ DE FRANCE - YI ZHANG, INGÉNIEUR D'ÉTUDES, SPIE BATIGNOLLES TPCI - ALAIN BLANC, RESPONSABLE TRAVAUX, SPIE BATIGNOLLES TPCI - ÉTIENNE BUSSON, RESPONSABLE VISA MOE, SETEC - IOANA PASCU BROCHARD, INGÉNIEUR CHARGÉ D'ÉTUDES, SETEC - ABEL BENZINA, RESPONSABLE MOE TRAVAUX, SETEC

LONGUE DE 106 KM, LA DEUXIÈME PHASE DE LA LIGNE À GRANDE VITESSE EUROPÉENNE RELIERA EN 2016 BAUDRECOURT (MOSELLE) À VENDENHEIM (BAS-RHIN, PRÈS DE STRASBOURG). ELLE TRAVERSE L'ALSACE SUR 35 KM DEPUIS LE TUNNEL DE SAVERNE. LE VIADUC DE DETTWILLER EST UN PONT RAIL À POUTRES LATÉRALES À PIÈCES DE PONT DE 178 M DE LONGUEUR ET 13,90 M DE LARGE, FRANCHISSANT DE MANIÈRE TRÈS BIAISE (24 GRADES) L'AUTOROUTE A4. LES PILES SONT DÉCALÉES ET LES CULÉES SONT DROITES, LA TRAVÉE MAXIMALE EST DE 49 M. L'OUVRAGE EST CONÇU POUR UN FREINAGE-DÉMARRAGE DE 5 000 KN, UNE VITESSE DE 420 KM/H ET UN SÉISME DE 1,1 M/S².



1
© PHOTOTHÉQUE SETEC

PRÉSENTATION DU PROJET SITUATION

Le viaduc de Dettwiller permet à la LGV de franchir l'autoroute A4 sur la commune de Dettwiller. L'infrastructure routière est à 2x2 voies actuellement mais est élargissable à 2x3 voies.

1- Viaduc de Dettwiller - vue depuis l'A4.

1- Dettwiller viaduct - View from the A4.

Le franchissement est à concevoir pour être compatible avec ce futur élargissement (figures 1 & 2).

LES EXIGENCES Sismicité

Le viaduc est situé en zone de sismicité modérée.

Les ouvrages de la ligne LGV sont en catégorie d'importance III.

Géologie et géotechnique

Les formations identifiées sont les suivantes : loess et colluvions, argiles d'altération, marnes schisteuses et marnes compactes.



PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE L'OUVRAGE

LA CONCEPTION DU VIADUC

Tracé en plan et profil en long

Le viaduc s'inscrit dans une courbe de rayon 6 250 m. Le profil en long est variable sur le viaduc : rayon de 21 000 m côté Paris, pente de 0,646 % côté Strasbourg.

Choix des travures et de la structure

Le viaduc de Dettwiller est un ouvrage particulièrement contraint car les tracés de la LGV et de l'autoroute sont pratiquement parallèles ; la faible courbure admise pour une LGV afin d'assurer une vitesse potentielle de 350 km/h aux trains conduit à un franchissement très biais (24 grades) et en limite de gabarit routier (figure 3). Par conséquent il est retenu un tablier à poutres latérales métalliques, de type RaPL, avec pièces

de pont noyées dans le béton, ce qui permet d'obtenir le profil en long le plus bas et une réduction des remblais avoisinants sur plusieurs centaines de mètres de part et d'autre. Les deux poutres reposent sur des lignes d'appui axées sur le terre-plein central (TPC) et implantées en limite de bande d'arrêt d'urgence (BAU) de la plateforme future à 2x3 voies. Le tablier a des appuis décalés mais des culées droites, tant pour faciliter la conception et la construction de la dalle du tablier à poutrelles enrobées transversales que pour minimiser les sujétions d'entretien des joints du tablier (figure 4). La longueur totale du viaduc est de l'ordre de 178 m avec la décomposition suivante des portées pour les 2 poutres qui ont des longueurs différentes en raison de la courbure en plan du tablier (figures 5 & 6) :

2- Viaduc de Dettwiller - vue générale.
3- Plan de situation.

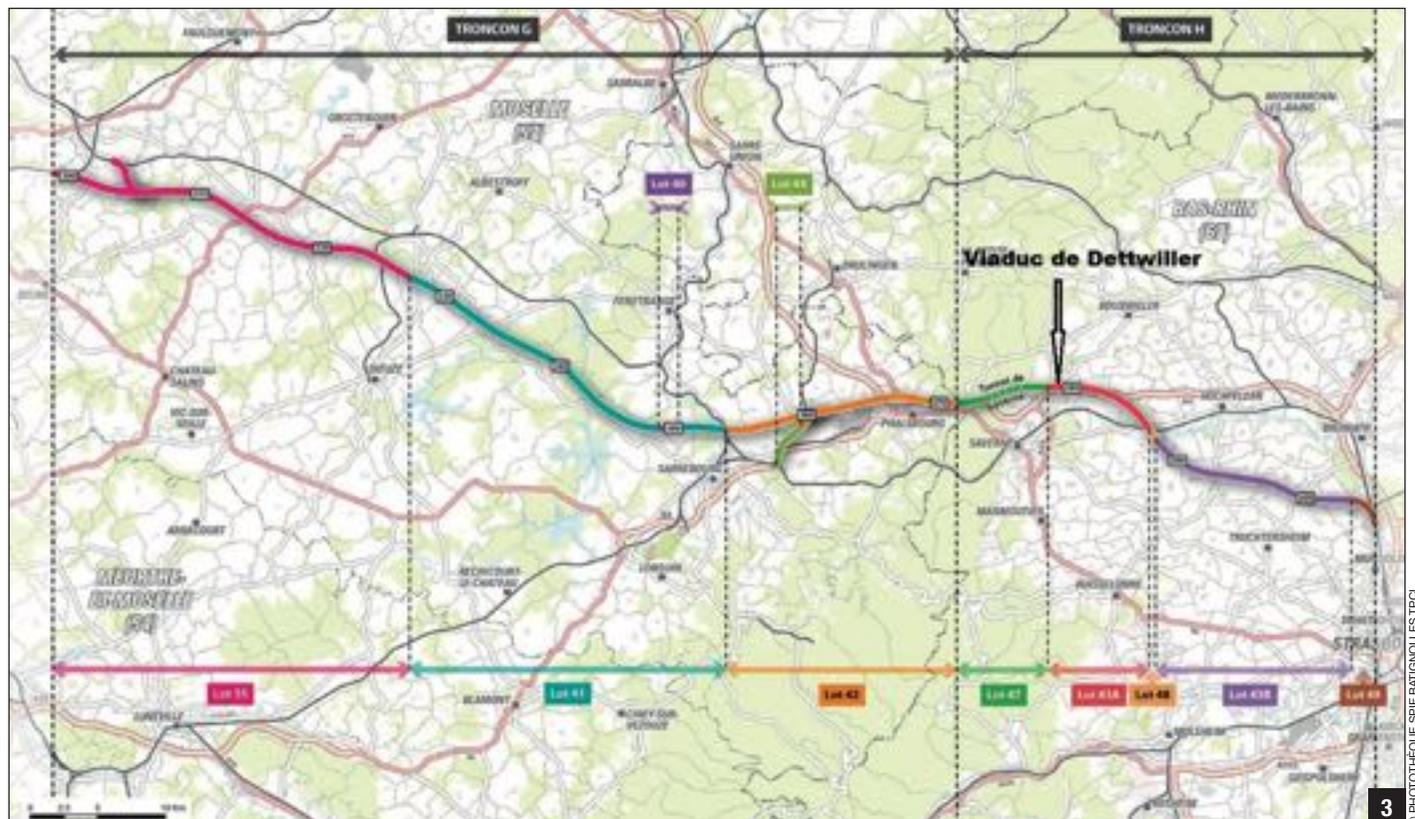
2- Dettwiller viaduct - General view.
3- Location drawing.

des gabarits latéraux de 3,90 m, soit une largeur utile de 12,30 m. Le gabarit latéral inclut la piste d'entretien de 0,75 m de large de chaque voie et cale le nu intérieur des semelles supérieures des poutres latérales. Le tablier est monopenté avec 4 % de dévers, ce qui permet le même nivellement des rails qu'en section courante (figure 7).

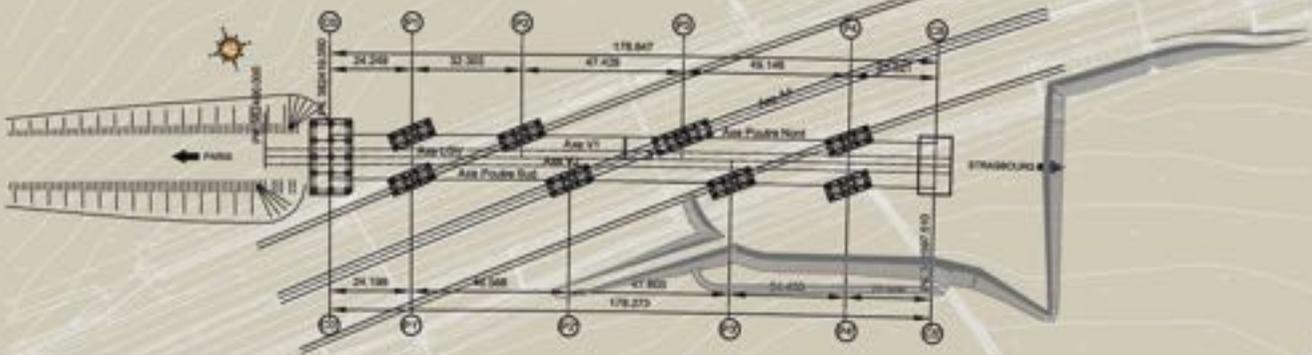
Choix du point fixe

La conception ferroviaire impose pour les LGV un appareil de dilatation des voies dès que la longueur dilatable dépasse 90 m. Il a été envisagé à l'avant-projet détaillé de positionner le point fixe sur l'appui central pour avoir deux longueurs dilatables d'environ 90 m et éviter ainsi un appareil de dilatation des voies, de réalisation et de maintenance coûteuses. Cependant, du fait du biais, mais aussi dans la mesure

- Poutre Nord : $24,25 + 32,30 + 47,43 + 49,15 + 25,52 = 178,65$ m
 - Poutre Sud : $24,20 + 46,57 + 47,60 + 34,44 + 25,47 = 178,28$ m
- Largeur utile et profil en travers**
La largeur utile du tablier est donnée par un entraxe des voies de 4,50 m et

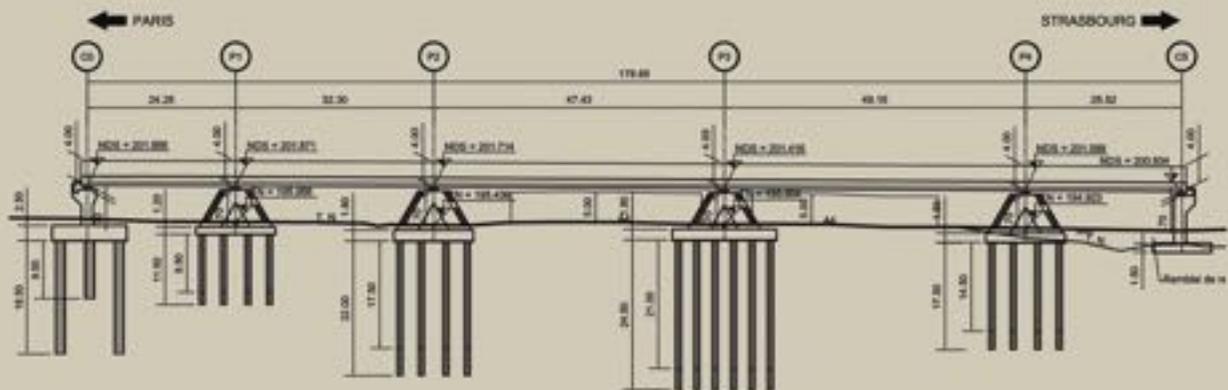


VUE EN PLAN



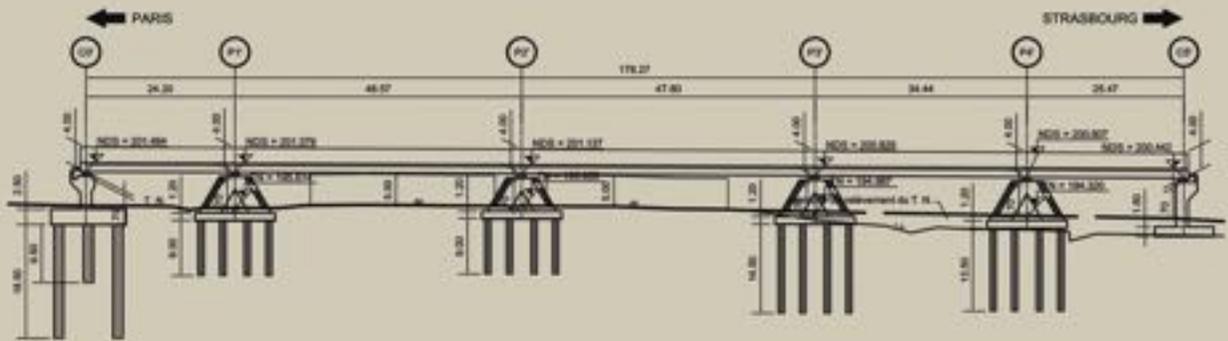
4

COUPE LONGITUDINALE DANS L'AXE DE LA POUTRE NORD



5

COUPE LONGITUDINALE DANS L'AXE DE LA POUTRE SUD



6

où il n'a pas été possible de réaliser des sondages au niveau de la pile centrale située sur le terre-plein central de l'autoroute, le développement d'une telle solution en phase de projet est apparu trop risqué techniquement pour assurer le respect du critère de déplacement horizontal du tablier sous freinage-démarrage du train (5 mm maximum sous un effort de 5 000 kN), d'une part, et la reprise des efforts sismiques longitudinaux, d'autre part. La solution avec point fixe sur la culée C0 (côté Paris) et appareil de dilatation de

4- Vue en plan.
5- Coupe longitudinale dans l'axe de la poutre nord.
6- Coupe longitudinale dans l'axe de la poutre sud.

4- Plan view.
5- Longitudinal section on the centerline of the northern beam.
6- Longitudinal section on the centerline of the southern beam.

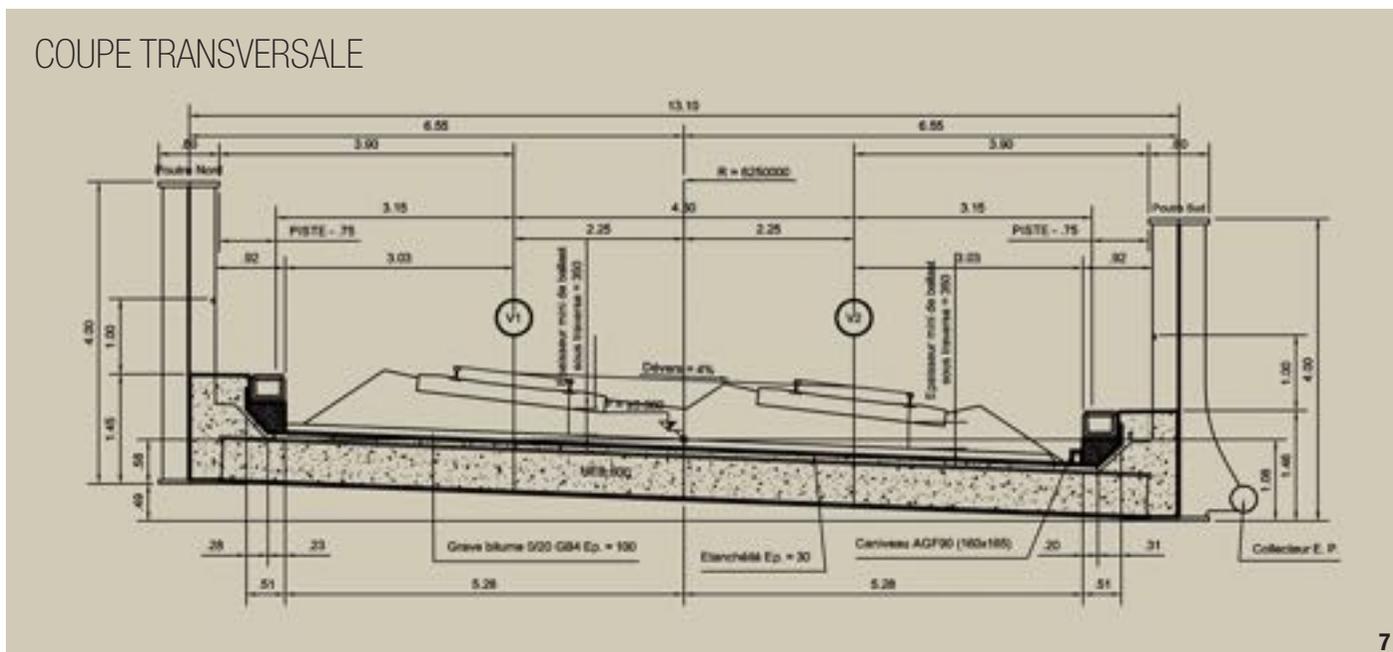
la voie à l'opposé, plus classique, a été retenue. Sur la culée C5, un joint garde-ballast permet la libre dilatation du tablier (figure 8).

Dispositif parasismique

Le dispositif sismique du viaduc de Dettwiller est basé sur le transfert des efforts du tablier au chevron des piles et culées : sur la culée C0 pour les efforts sismiques longitudinaux (4 000 t en tête du mur frontal) et sur l'ensemble des piles et culées pour les efforts sismiques transversaux (1 500 t en tête de la pile P3).

Les appareils d'appui sous les poutres principales sont à pot d'élastomère. Sous l'entretoise des culées C0 et C5, deux appareils d'appui en élastomère fretté à plaques glissantes sont prévus sous l'axe des voies afin de réduire les effets dynamiques lors des passages des trains, à cet endroit et sur les travées de rive. Ces appareils d'appui sont mis en place et matés après la mise en œuvre de l'ensemble des charges permanentes. Ainsi reprennent-ils uniquement les surcharges (figure 9).

COUPE TRANSVERSALE



7 © PHOTOTHÈQUE RFF

Les appuis à pot des piles et culées sont dimensionnés pour reprendre les efforts de séisme ELS dans les deux directions. Ceux des piles sous la poutre nord reprennent le séisme transversal. Les efforts transversaux sur les culées sont repris par des butées métalliques. Les efforts longitudinaux sont repris par les 3 butées de la culée point fixe C0.

Blocs techniques et fondations

La culée C0 est fondée sur 15 pieux de diamètre 1,6 m pour reprendre les efforts importants de point fixe en zone sismique (figure 10).

La culée C5 est fondée superficiellement après purge sur 2,50 m environ de la couche supérieure constituée de loess. Par ailleurs, la maîtrise des tassements résiduels des blocs techniques après mise en place de la voie, ainsi que leur

stabilité, a conduit à réaliser sur toute l'emprise des blocs techniques un pré-chargement sur une durée de 6 mois avec mise en œuvre de drains verticaux de 6 m de profondeur avec un maillage de 1,70 m x 1,70 m, ainsi que la purge d'une épaisseur de loess de 2,50 m sous le terrain naturel.

Compte tenu de l'hétérogénéité des sols superficiels, tant par leur nature que par leur comportement, et de la difficulté de réaliser des fouilles importantes dans le TPC ou en bordure immédiate de la chaussée autoroutière, toutes les piles sont fondées sur 8 pieux de diamètre 1 m descendus dans le substratum marneux, à l'exception de la pile P3 située au nord dans le TPC, fondée sur 12 pieux. Les fondations de toutes les piles

7- Coupe transversale.

8- Mise en place de joint garde ballast sur la culée C5.

9- Mise en place de l'appareil d'appui sur la pile P3 nord.

7- Cross section.

8- Placing a coping seal on abutment C5.

9- Placing the support device on northern pier P3.

situées en bordure de chaussée autoroutière sont réalisées à l'abri d'un blindage sous surveillance topographique, pour limiter l'étendue des fouilles et empêcher la déconsolidation de la chaussée.

Piles et culées

La forme des piles en V inversé résulte d'un choix architectural et de la limitation à 2 m de leur largeur. La géométrie du sommet et de l'appareil d'appui ne permet pas de mettre en place des vérins sous la poutre au-dessus de la tête de pile pour assurer le changement de l'appareil d'appui.

C'est pourquoi le vérinage se fait sur les semelles des piles à l'aide de palées positionnées sur des socles prévus à la base des piles, remontés au niveau du TN.



8

© PHOTOTHÈQUE SETEC



9

© PHOTOTHÈQUE SPIE BATIGNOLLES TPCI



10



11



12



13

FIGURE 10 © PHOTOTHÈQUE SPIRE BATHIGNOLLES TPOCI - FIGURES 11, 12 & 13 © PHOTOTHÈQUE SETEC

La culée C0 constitue le point fixe de l'ouvrage. Elle est prévue avec trois butées métalliques.

Étant donnée l'importance des efforts horizontaux, notamment sous séisme, l'ensemble du voile est mobilisé en le liaissant avec des pions par des barres de haute limite élastique, dont les ancrages sont noyés dans le chevêtre (figures 11 & 12).

Tablier métallique et hourdis

La hauteur constante des poutres métalliques de 4 m correspond à un élancement du 1/12,3 pour la travée la plus longue (49,15 m). Les poutres latérales, raidies verticalement tous les 2,25 m sur les 2 faces, assurent également la fonction d'écran. Le hourdis inférieur est constitué de poutrelles espacées de 75 cm au maximum, enrobées dans le béton, qui portent transversalement de poutre latérale à poutre latérale (figure 13). On distingue :

→ Les entretoises principales, constituées de HEB 600, assemblées sur les raidisseurs verticaux et sur

10- Réalisation de la semelle de la culée C0.

11 & 12- Butées métalliques et insert pour point fixe.

13- Montage de la charpente sur site.

10- Execution of the foundation slab of abutment C0.

11 & 12- Steel abutments and insert for fixed point.

13- Erection of the frame on site.

la semelle inférieure des poutres latérales ;

→ Les entretoises secondaires, constituées de HEA 600, assemblées sur l'âme des poutres latérales ainsi que sur le dessus de leurs semelles.

Les âmes des entretoises sont prévues avec des trous de diamètre 40 mm espacés tous les 25 cm et alignées sur trois lits : un lit en partie supérieure et deux en partie inférieure.

Ces trous sont nécessaires pour le passage du ferrailage passif du tablier et notamment pour transmettre les efforts de séisme.

Les entretoises de la culée C0 sont renforcées (elles constituent un caisson prévu avec des trous de bétonnage) pour assurer la reprise des efforts de point fixe.

Matériaux

Les aciers de l'ossature métallique sont de nuance S355 K2, N ou NL suivant l'épaisseur.

La charpente est protégée par un système anticorrosion C3ANV RAL 3001

et C4ZNV, pour les semelles inférieures des poutres et entretoises qui ont reçu une couche de métallisation. Le béton du hourdis est de type C32/40, celui des élévations et semelles des appuis C32/40 et celui des fondations profondes C28/34.

RÉALISATION DE L'OUVRAGE

La durée totale des travaux a été de 24 mois.

EXÉCUTION DES CULÉES ET DES BLOCS TECHNIQUES

La consolidation des terrains d'assise des culées, des murs associés et des blocs techniques a nécessité la réalisation d'un pré-chargement sur la totalité de l'emprise et de drains verticaux. La hauteur des massifs de pré-chargement a imposé la réalisation de murs provisoires en sols renforcés par géotextile, intégrés aux massifs de pré-chargement, pour éviter d'impacter la plateforme autoroutière. ▷

Après achèvement du mur de front des culées et des murs de soutènement associés, les blocs techniques ainsi que les remblais contigus aux maçonneries ont été réalisés jusqu'au niveau du sommet des culées qui correspond au niveau de la plateforme de montage derrière la culée C0 et d'accostage derrière la culée C5.

La configuration de la culée C0 a nécessité tout d'abord la mise en place du ferrailage du voile de front, des pions métalliques et des tiges de liaison pions/voile. Les ancrages des tiges (barres à haute limite élastique) ont été noyés dans le voile. C'est seulement ensuite qu'a eu lieu le bétonnage de l'ensemble. Les raidisseurs horizontaux des pions métalliques ont été prévus avec des réservations pour le bétonnage. L'intérieur des pions a été donc bétonné jusqu'à leur arase supérieure. Le positionnement des pions a dû se faire avec beaucoup de précision afin de permettre un encadrement ultérieur par les butées du tablier. Ils ont été prévus avec des élastomères frettés et des plaques inox et PTFE pour assurer le contact avec le tablier en phase finale et l'emboîtement des butées sur les pions.

La culée C5 a été prévue avec une réservation pour la butée transversale. Le pion métallique a été descendu dans la réservation prévue dans la culée. Le pion a été rempli de béton et l'espace vide restant dans la réservation a été ensuite rempli de coulis.

Deux butées métalliques fixées sur l'entretoise viendront encadrer le pion pour constituer une butée transversale sur C5.

EXÉCUTION DES PILES ET DE LEURS FONDATIONS

La culée C5 a été prévue avec une réservation pour la butée transversale. Le pion métallique a été descendu dans la réservation prévue dans la culée.

14- Exécution des pieux en terre-plein central.

15a à 15e- Lancement au-dessus de l'A4.

14- Execution of piles for the central reserve.
15a to 15e- Launching above the A4.



14



15a



15b



15c



15d



15e

Le pion a été rempli de béton et l'espace vide restant dans la réservation a été ensuite rempli de coulis.

Deux butées métalliques fixées sur l'entretoise viendront encadrer le pion pour constituer une butée transversale sur C5.

Déviations de l'autoroute A4

La construction des piles implantées dans le TPC et en bordure de l'autoroute a nécessité des déviations de chaque demi-chaussée autoroutière. C'est la phase de travaux dans le TPC qui a défini la largeur maximale de plate-forme autoroutière nécessaire pendant la durée du chantier. Le parti étant pris, pour des raisons de pente du profil en long autoroutier, d'accéder au chantier à partir de la demi-chaussée Paris-Strasbourg, la sur-largeur maximale de plate-forme, par rapport à l'autoroute à 2x2 voies en service, a été de 2,60 m dans le sens Paris-Strasbourg, en raison d'une voie de chantier de 3,50 m de large et de 0,60 m dans le sens Strasbourg-Paris, puisque la bande de sécurité le long du chantier a une largeur de 1,50 m. Cet élargissement de plate-forme s'est accompagné d'un renforcement de la BAU et de l'élargissement de la chaussée. Toutefois, l'élargissement de la chaussée sous le tablier et sur une largeur de 10 m de part et d'autre du bord du tablier s'est fait avec une structure pour une autoroute de 2x3 voies avec BAU de 3 m.

Exécution des fondations et des piles

Les pieux ont été réalisés depuis le niveau du TN.

Les semelles ont été bétonnées à l'intérieur du blindage des fouilles pour les piles implantées en bordure de l'autoroute.

Exécution du tablier

La charpente métallique a été lancée de C0 vers C5.

La plate-forme de lancement, d'une longueur de 200 m environ, a été placée derrière la culée C0 et a été constituée du remblai ferroviaire arasé au niveau du sommier de la culée C0.

La largeur de la plate-forme ferroviaire n'étant pas suffisante pour permettre la circulation des engins de manutention le long de la charpente à monter, un élargissement de cette plate-forme de l'ordre de 8 m a été nécessaire.

Le franchissement des travées a nécessité l'utilisation d'un avant-bec de 34 m de long.

Vu le décalage des piles par rapport à l'axe de l'ouvrage, l'accostage se

fait en quinconce sur les piles sud et nord. La circulation a été déviée avant le lancement pour permettre la coupure des voies surplombées par l'avant bec ou la charpente en mouvement.

Ces phases ont été réalisées de nuit. Le principe retenu a été de monter les poutres latérales et leurs entretoisements principaux pour la totalité du tablier avant de lancer celui-ci.

Pour minimiser les travaux de réalisation de la dalle de béton au-dessus de l'autoroute A4, la charpente métallique a été lancée en étant munie des dalles en béton qui constituent le coffrage perdu entre les semelles inférieures des entretoises, ainsi que le ferrailage passif longitudinal de la dalle, sur toute la longueur du tablier.

Le bétonnage de la dalle s'est fait classiquement en deux phases pour ne pas solliciter excessivement à la flexion les dalles qui constituaient le coffrage perdu.

La première phase a consisté dans le bétonnage des premiers 20 cm alternativement au-dessus des voies Paris-Strasbourg et Strasbourg-Paris avec arrêt de la circulation et basculement sur l'autre demi-chaussée, de nuit. Le reste du tablier a été bétonné par la suite.

Les butées sous l'entretoise de la culée C0 ont été positionnées sur les pions de la culée et ce n'est qu'après le lancement qu'elles ont été soudées à la longrine pour constituer avec les pions le point fixe de l'ouvrage. □

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAITRE D'OUVRAGE : Réseau Ferré de France

MAÎTRE D'ŒUVRE : Groupe Setec (Setec TPI, Setec International, Terrasol, Hydratec)

ARCHITECTE : Cabinet Architecture et Ouvrages d'art (Lavigne & Chéron)

GROUPEMENT CONSTRUCTEUR

GÉNIE CIVIL : Spie-Batignolles Tpci

CHARPENTE MÉTALLIQUE : Matière

TERRASSEMENTS : Valérian

AUTRES INTERVENANTS

PIEUX : Presspali - Spie Fondation - Franki Fondation

APPAREILS D'APPUI : Freyssinet

ARMATURES : Aramature S.A. - Cdf

BUREAU D'ÉTUDES D'EXÉCUTION GÉNIE CIVIL : Spie-Batignolles Tpci

BUREAU D'ÉTUDES D'EXÉCUTION CHARPENTE MÉTALLIQUE :

Matière / Snct (Dynamique)

BUREAU D'ÉTUDES D'EXÉCUTION GÉOTECHNIQUE : Terre Armée

PRINCIPALES QUANTITÉS

LONGUEUR : 178 m

TERRASSEMENTS :

- Substitution : 3 200 m³
- Préchargement : 12 050 m³
- Blocs techniques : 10 600 m³

PIEUX :

- Forage : 236 m en Ø 1,60 m et 1 023 m en Ø 1 m
- Béton : 1 275 m³
- Aciers passifs : 211 t

APPUIS :

- Béton : 4 060 m³
- Aciers : 512 t

TABLIER :

- Béton : 1 764 m³
- Aciers : 194 t

CHARPENTE :

- Aciers : 1 500 t

DURÉE DES TRAVAUX : 24 mois

ABSTRACT

EAST EUROPEAN HIGH-SPEED TRAIN LINE PHASE 2: DETTWILLER VIADUCT

RFE : NORA ZÉHANI - SPIE BATIGNOLLES TPCI : YI ZHANG, ALAIN BLANC - SETEC : ÉTIENNE BUSSON, IOANA PASCU BROCHARD, ABEL BENZINA

The Dettwiller viaduct (East European High-Speed Train Line phase 2) is a rail bridge with transverse side girders 178 m long and 13.90 m wide, passing over the A4 motorway at a very skewed angle (24 grades) and at the limit highway gauge. The piers are staggered and the abutments are straight, and the maximum span length is 49 m. The structure has been designed to resist train traffic, and in particular a braking-starting force of 5000 kN and travel at 420 km/h, and an earthquake force of 1.1 m/s². The viaduct was built while traffic continued on the motorway, with a minimum of traffic breaks, which entailed enlargement of the A4 to allow the construction of supports on the edge of the motorway or on the central reserve. Launching and concreting of the deck were performed partly at night, with full or half-roadway traffic breaks on the A4. □

LGV ESTE 2ª FASE: VIADUCTO DE DETTWILLER

RFE : NORA ZÉHANI - SPIE BATIGNOLLES TPCI : YI ZHANG, ALAIN BLANC - SETEC : ÉTIENNE BUSSON, IOANA PASCU BROCHARD, ABEL BENZINA

El viaducto de Dettwiller (LGV Este 2ª fase) es un puente ferroviario de vigas laterales con viguetas transversales de 178 m de longitud y 13,90 m de ancho que atraviesa la autopista A4 de una manera muy oblicua (24 grados) y en límite del gálibo vial. Los pilares están desplazados y los estribos son rectos, el tramo máximo tiene una longitud de 49 m. La estructura ha sido diseñada para resistir la circulación de los trenes, en particular un esfuerzo de frenado-arranque de 5.000 kN y una circulación de 420 km/h, así como a un sismo de 1,1 m/s². El viaducto se construyó manteniendo el tráfico de la autopista con un mínimo de cortes, lo que implicó una ampliación de la A4 para permitir la realización de apoyos al borde de la autopista o en la faja divisoria central. El lanzamiento y el hormigonado del tablero se realizaron parcialmente por la noche, cortando el tráfico de la A4 completamente o sólo media calzada. □



© ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART

VIADUC DE PONT-CHÂTEAU SUR LE BRIVET. CONCEPTION GÉNÉRALE

1- Photomontage
de l'ouvrage.

1- Photomontage
of the structure.

AUTEURS : LUC VANDEMOORTELE, INGENIEUR D'ÉTUDES, EGIS JMI - CHRISTOPHE OUTTERYCK, CHEF DE PROJET / DIRECTEUR DU BUREAU D'ÉTUDES SQY, EGIS JMI

CE VIADUC, DONT LA CONSTRUCTION A DÉBUTÉ EN 2012 DANS LA COMMUNE DE PONT-CHÂTEAU (LOIRE-ATLANTIQUE), EST UN OUVRAGE MIXTE ACIER-BÉTON DE 190 M DONT LES POUTRES EN ACIER DE HAUTEUR VARIABLE REPOSENT SUR DES APPUIS EN BÉQUILLE COURBE À CAISSON MÉTALLIQUE. IL FRANCHIT UNE RIVIÈRE, LE BRIVET, AINSI QUE LA VOIE FERRÉE SAVENAY - LANDERNEAU. SA MISE EN SERVICE PERMET LA SUPPRESSION DU PASSAGE À NIVEAU FERROVIAIRE N°378 DANS PONT-CHÂTEAU ET, PAR LA MÊME OCCASION, PARTICIPE AU DÉSENGORGEMENT DU CENTRE-VILLE PAR UNE VOIE DE LIAISON EST / OUEST ENTRE LA RD 126 ET LA RD 16.

CADRE DE L'OPÉRATION

La suppression des passages à niveau préoccupants en région des Pays de la Loire fait l'objet d'un protocole régional, décliné en conventions d'application dans chaque département concerné. Dans le département de la Loire-Atlantique, le passage à niveau n° 378, entre la liaison ferroviaire Savenay - Landerneau et la Route Départementale n° 126, situé dans l'agglomération de

Pont-Château, a été recensé comme l'un des passages à niveau préoccupants.

La convention d'application du protocole régional pour le département de la Loire-Atlantique, passée en 2004 entre l'État, la Région des Pays de la Loire, le Département de la Loire-Atlantique et la Ville de Pont-Château, prévoit ainsi la suppression de ce PN. Elle définit également le programme des travaux

à réaliser, ainsi que l'organisation de leur maîtrise d'ouvrage.

L'opération comprend notamment, selon la figure 2 :

Sous la maîtrise d'ouvrage du Conseil général de la Loire-Atlantique :

→ La création d'une voie de liaison Est/Ouest entre la RD 126 et la RD 16, d'une longueur de 1 200 m, avec franchissement en viaduc de la voie ferrée

Savenay - Landerneau et de la rivière du Brivet, ainsi que l'aménagement de trois carrefours giratoires ;

Sous la maîtrise d'ouvrage de la Ville de Pontchâteau :

→ La pénétrante Sud/Nord entre la voie de liaison et la gare, d'une longueur de 360 m ;

→ Le réaménagement de la plateforme Réseau Ferré de France, entre l'extrémité de la pénétrante et la gare.



3



DONNÉES ET CONTRAINTES LIÉES AU SITE

TOPOGRAPHIE

La vallée du Brivet, au droit de l'ouvrage, est caractérisée par des coteaux de pente relativement forte (37% en rive droite, 33% en rive gauche). Ces coteaux encadrent le lit mineur du Brivet en rive gauche, d'une part, et les voies ferrées de la ligne Savenay - Landerneau en rive droite, d'autre part (figure 3).

La voie ferrée a été installée depuis plus d'un siècle, en rive droite, sur un remblai partiel installé en pied du talus naturel, à la cote moyenne de + 6 NGF. La largeur moyenne du lit mineur du Brivet est de 20 m.

Entre la voie ferrée et le Brivet, une prairie en méplat de 65 m de large règne à la cote 1,70 NGF ; cette zone fait partie du lit majeur du Brivet.

L'extrémité rive gauche du projet surplombe une dépression latérale, pratiquement perpendiculaire au cours du Brivet (et au talus RG).

La chaussée se situe à une hauteur maximale d'environ 18 m par rapport au fond de vallée.

GÉOTECHNIQUE

Les terrains du secteur sont caractérisés, sous des remblais et/ou limons de recouvrement, par le substratum de gneiss schisteux plus ou moins altéré en tête. Au niveau du fond de vallée du Brivet, le substratum est surmonté par des alluvions argilo-tourbeuses plus ou moins sableuses atteignant 1 à 6 m d'épaisseur.

Sous la maîtrise d'ouvrage de RFF :

→ La suppression du PN n° 378. C'est dans le cadre de la voie de liaison RD 126/RD 16 que s'inscrit le projet de construction d'un Viaduc sur le Brivet. Ce viaduc a fait l'objet d'un concours

de maîtrise d'œuvre de conception et de travaux, lancé en février 2008. Le groupement Egis structures et environnement/Architecture et ouvrages d'art a été déclaré lauréat de ce concours.

2- Cadre de l'opération.

3- Photomontage.

4- Coupe fonctionnelle.

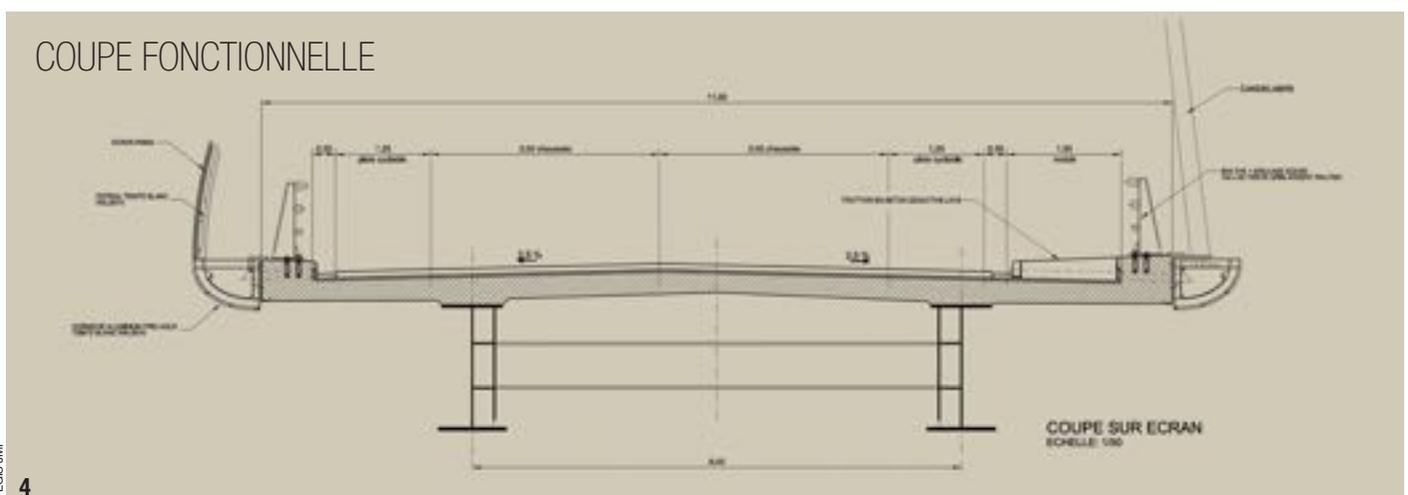
2- Project setting.

3- Photomontage.

4- Functional cross section.

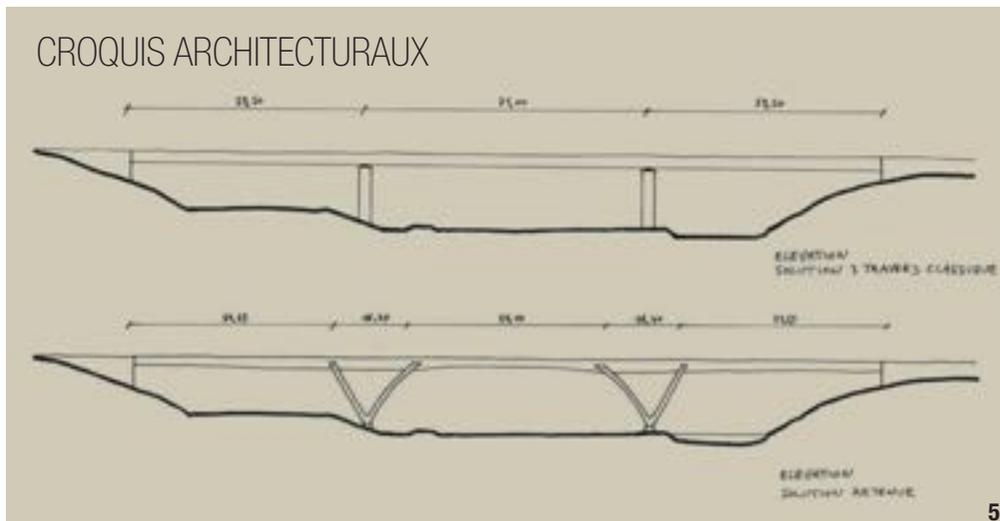
TABLEAU 1 : PROFIL EN TRAVERS FONCTIONNEL (suivant la figure 4)

	Décomposition du profil en travers définitif	Largeur
Section courante sur ouvrage	Trottoir Nord	1,50 m
	Piste cyclable	1,55 m
	Chaussée bidirectionnelle	2 x 3 m
	Piste cyclable	1,55 m
	Largeur utile	10,60 m



4

CROQUIS ARCHITECTURAUX



5

6

© ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART

Les résultats des sondages géotechniques ont mis en évidence la succession de sols suivante :

- Des limons de recouvrement, plus ou moins argilo-graveleux ou sableux, sur environ 0,30 à 0,50 m d'épaisseur.
- Des remblais sur 1,30 à 2 m d'épaisseur au droit du chemin situé en fond de vallée du Brivet.
- Des alluvions sur 1,30 à 5,30 m en fond de vallée du Brivet, d'argiles tourbeuses plus ou moins sableuses, voire de tourbe argileuse et d'argiles sableuses marron-noir, et de limons argileux, de très faible compacité.
- L'altération du substratum sous la forme d'argiles plus ou moins sablo-graveleuses, voire de sables argileux, structurées, localement limoneuses en tête, sur 0 à 4 m d'épaisseur.
- Le substratum de gneiss schisteux, plus ou moins altéré à partir de 0,40 à 7 m de profondeur.

5 & 6- Croquis architecturaux.

7- Vue isométrique sur béquilles métalliques.

8- Vue en élévation de l'ouvrage et de ses appuis.

5 & 6- Architectural sketches.

7- Isometric view on metallic props.

8- Elevation view of the structure and its supports.

SISMICITÉ

La commune de Pont-Château se situe dans une zone de sismicité « modérée », l'ouvrage est classé en catégorie d'importance III.

Cela nous a conduit à considérer une accélération de base au niveau du sol de $a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2$ couplée à un coefficient d'équivalence $\gamma_1 = 1,2$, soit une accélération de calcul $a_g = 1,32 \text{ m/s}^2$.

RÈGLEMENTS

DE CALCUL

Les Eurocodes ont été utilisés pour le dimensionnement de cet ouvrage. Les modèles de surcharges d'exploitation considérés ont été LM1, LM2 et LM3.

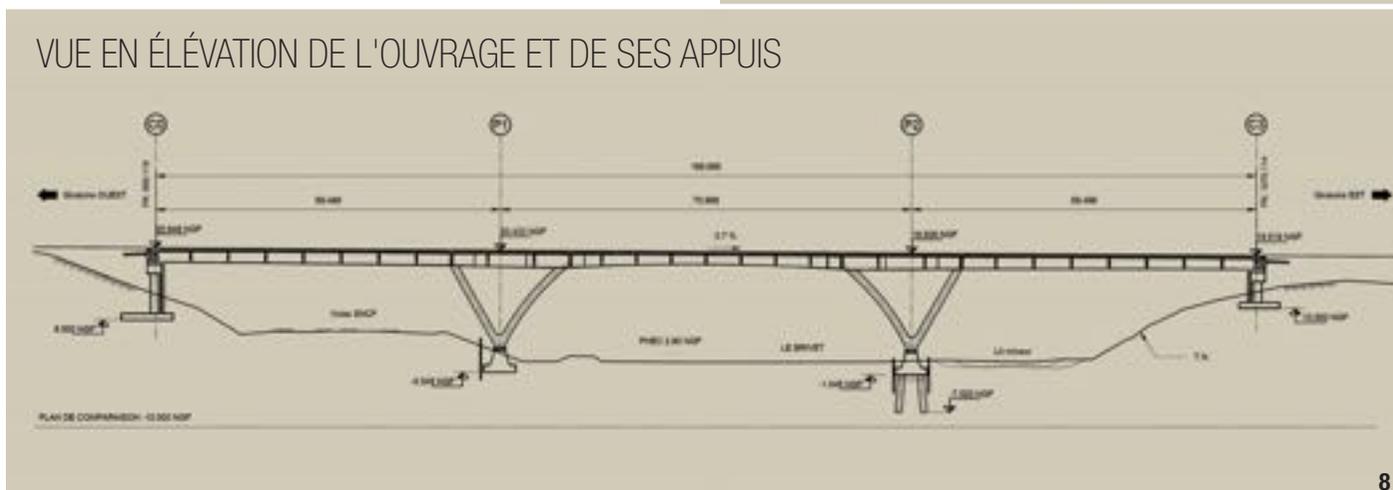
Le modèle LM3 pour véhicules spéciaux prend en compte le convoi type C2 de 120 t.



7

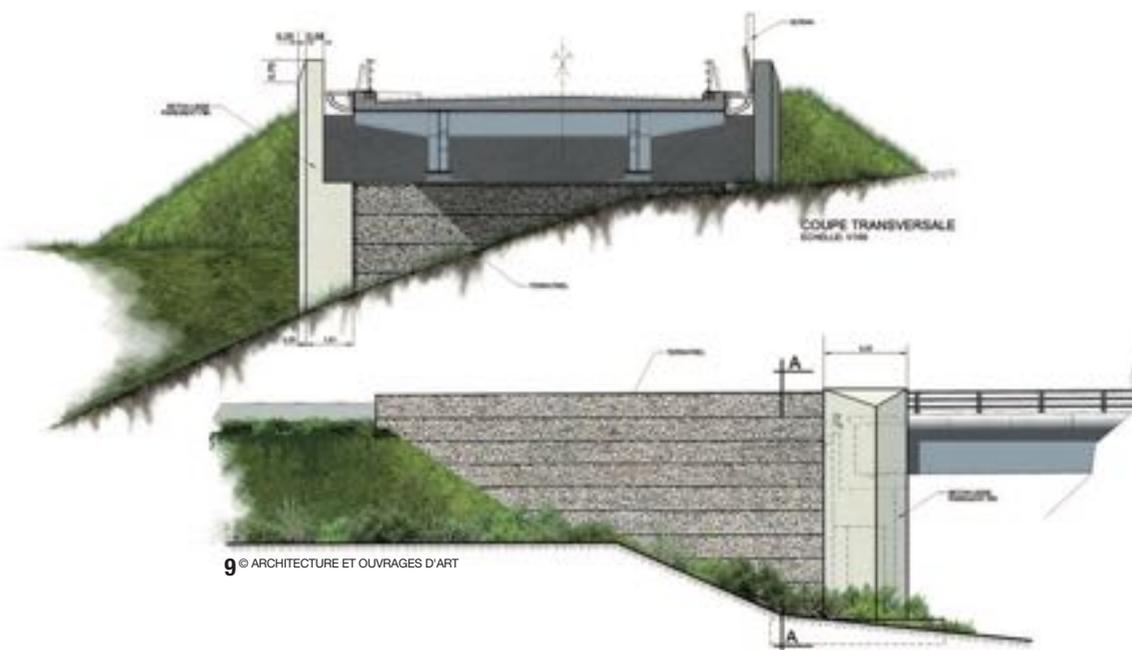
© EGIS JMI

VUE EN ÉLÉVATION DE L'OUVRAGE ET DE SES APPUIS



8

© EGIS JMI



9 © ARCHITECTURE ET OUVRAGES D'ART

L'économie de matière en passant par la réduction de l'épaisseur du tablier a été rendu possible par la réduction de la longueur des portées. La solution à béquilles en V a permis cette optimisation sans nécessiter la création d'appui supplémentaire dans la vallée. Aussi, de manière à encore améliorer l'intégration de cet ouvrage, les béquilles en V ont été rendues dissymétriques avec un effet d'arc pour la partie centrale (figure 6).

Toujours dans cette optique, la hauteur des poutres a été rendue variable afin de s'affiner au voisinage des culées et à accentuer encore l'effet d'arc au-dessus du lit majeur du Brivet.

Ainsi, le viaduc est constitué par une ossature mixte de type bipoutre à hauteur variable et à entretoises, associée à un hourdis connecté aux poutres. Les appuis intermédiaires sont constitués par des béquilles métalliques encastrées dans l'ossature métallique du tablier (figure 7) et simplement appuyées sur les socles en béton à la base par l'intermédiaire d'appareils d'appuis à pot. Les appuis d'extrémité sont des culées classiques à mur de front.

La longueur totale mesurée entre axes d'appuis de culées est de 190 m répartis sur 5 travées selon la distribution suivante : 51,55 m - 18,40 m - 50,10 m - 18,40 m - 51,55 m (figure 8).

La portée particulière des travées de rive de 51,55 m par rapport à la travée centrale de 50,10 m permet d'implanter les appuis suffisamment loin de la berge du Brivet pour respecter les contraintes environnementales, et suffisamment loin des voies ferrées pour ne pas gêner la circulation des trains lors de la construction de l'ouvrage. ▷

9- Remblais renforcés VSOL® sur culées.

10- Axonométrie sur corniche caniveau et mur antibruit.

11- Vue en plan sur les auvents caténaux au survol des voies ferrées.

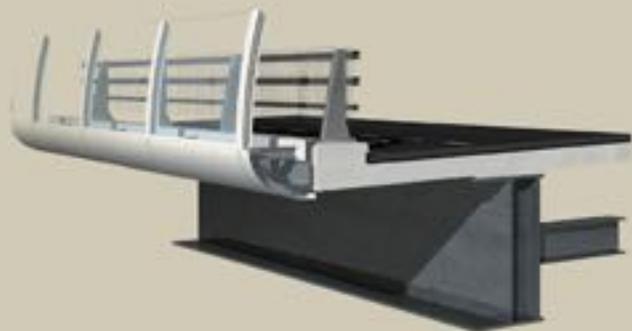
9- VSOL® reinforced fill on abutments.

10- Axonometry on cornice drainage channel and noise attenuation wall.

11- Plan view of catenary system canopies passing over the railway lines.

AXONOMÉTRIE

sur corniche caniveau et mur antibruit



10

BESOINS FONCTIONNELS DE LA VOIE PORTÉE

Le trafic moyen journalier annuel est estimé à 16 000 véhicules par jour, dont 4% de PL, à l'horizon de vingt ans. La voie portée fait partie du Réseau de Desserte Locale du Conseil général de la Loire-Atlantique (RDL de 2^e catégorie). La voie est ouverte à tous les usagers, y compris les piétons et les personnes à mobilité réduite (tableau 1 et figure 4).

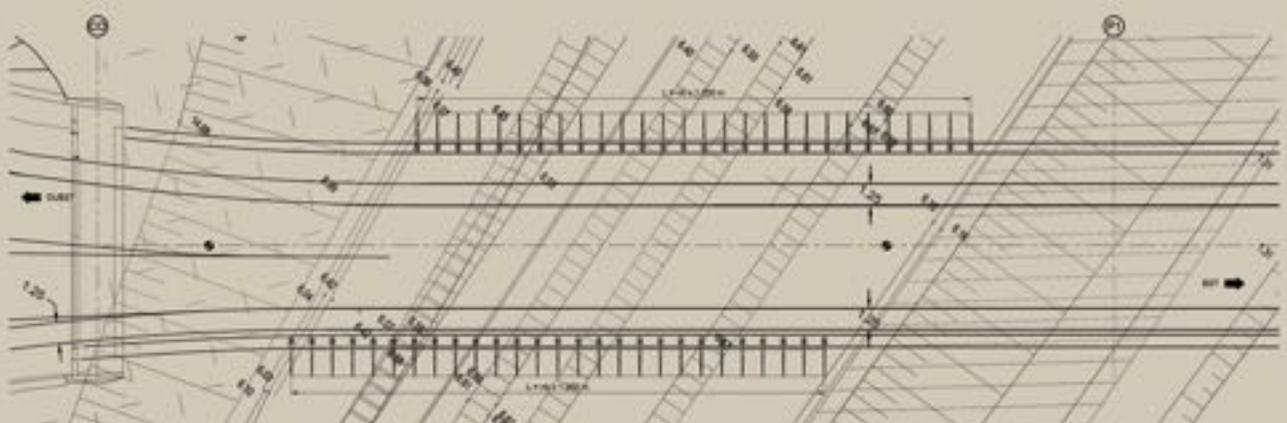
SOLUTION RETENUE

La solution technique projetée est le résultat de l'analyse des contraintes du site, de la recherche d'une solution économique et de la recherche d'une intégration harmonieuse au site (figure 5).

Les contraintes hydrauliques (site fréquemment inondé par des crues) associées à la recherche d'une solution économique, ont orienté vers une structure mixte acier-béton plus légère, permet-

tant la réalisation rapide de fondations et d'appuis béton de faible volume et la réalisation d'un grand nombre de phases d'exécution par le haut sans accès important par la vallée.

VUE EN PLAN SUR LES AUVENTS CATÉNAIRES AU SURVOL DES VOIES FERRÉES



11

Le tablier se compose de deux poutres principales en I espacées de 6,40 m sur lesquelles est connectée la dalle en béton armé.

Les poutres métalliques ont une hauteur paraboliquement variable de 1,90 m sur culée à 2,45 m à l'encastrement avec la béquille côté travée centrale pour les travées de rive et de 2,45 m à 1,65 m à la clé pour la travée centrale.

Les semelles supérieures et inférieures soudées sur les âmes verticales ont des largeurs constantes de valeurs respectives 800 mm et 900 mm en travée et 1 000 mm et 1 200 mm dans la zone d'encastrement avec les béquilles.

Les appuis sont fondés sur semelle superficielle excepté pour la pile P2 qui elle est fondée sur pieux.

DISPOSITIONS PARTICULIÈRES ET ÉQUIPEMENTS

Les remblais à l'approche des culées, présentant des entrées en terre importantes, ont été réalisés à l'aide de remblais renforcés VSol® (figure 9), des parements pierres sont appliqués sur les murs de front et murs en retour des culées. Un écran acoustique translucide



12

© PHOTOTHÈQUE CG LOIRE ATLANTIQUE

est installé sur les corniches caniveau côté sud entre P2 et C3 (figure 10). Un dispositif de retenue BN4-16 est installé de chaque côté de l'ouvrage. Des auvents caténaires sont installés entre C0 et P1 pour la protection des voies SNCF (figure 11).

PRINCIPE DE CONSTRUCTION

La solution retenue a permis de réaliser l'ouvrage par lançage de la charpente métallique sur des palées provisoires s'appuyant sur les socles en béton (figures 12 et 13). Le survol de la plateforme ferroviaire par l'ossature métal-

12- Lançage de l'ossature métallique (07/08/13).

13- Phases de construction principales de la charpente métallique.

12- Launching the metallic frame (07/08/13).

13- Main construction phases for the steel structure.

lique et la phase de vérinage ont été effectués pendant des interruptions de circulation des trains (ITC).

Le hourdis en béton armé a été construit à l'aide d'un équipage mobile pour les zones courantes. Les zones situées au-dessus des voies ferrées ont été réalisées à l'aide de dalles préfabriquées à connexion différée afin de réduire les interruptions de trafic ferroviaire nécessaires.

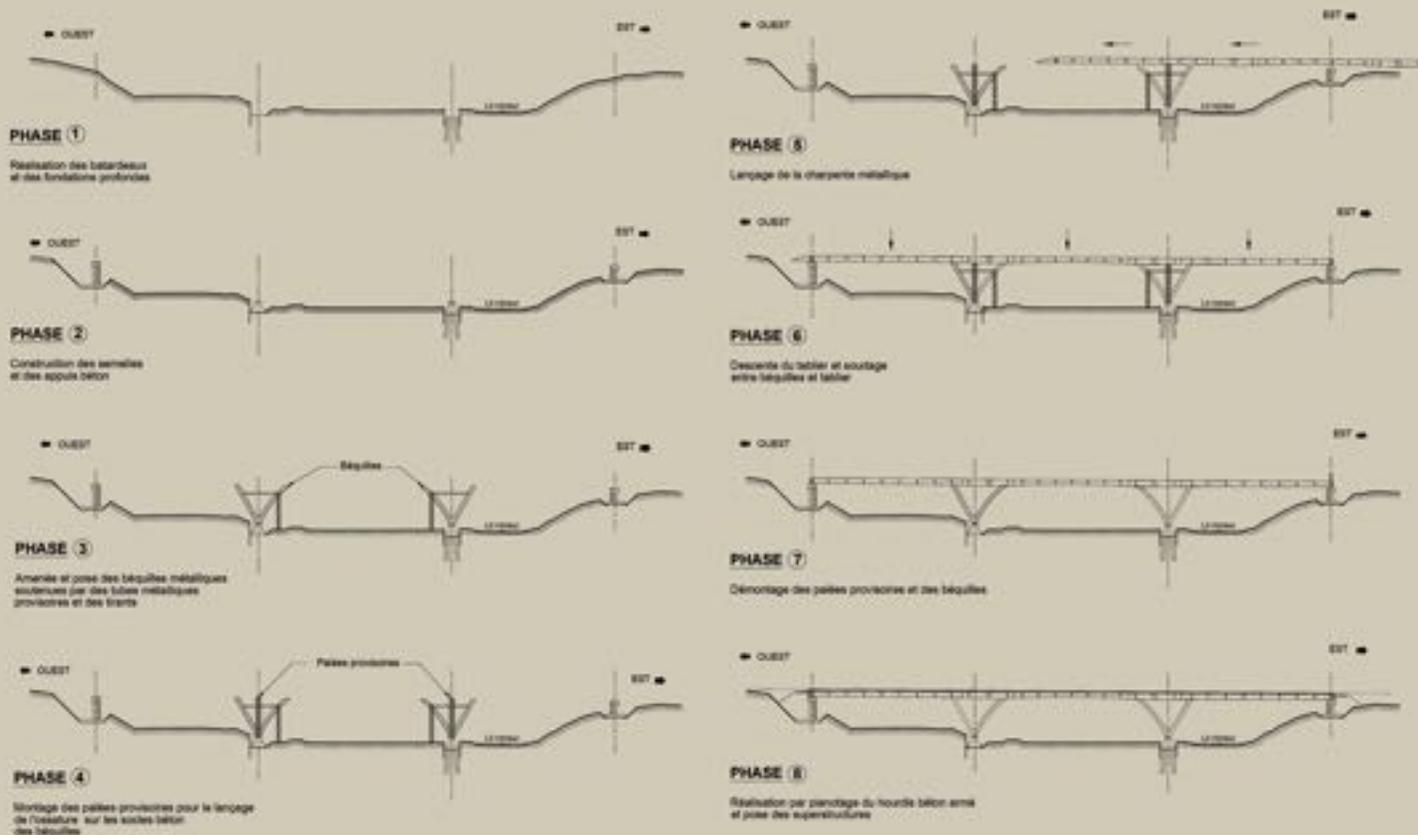
Ces procédés ont permis de limiter au strict minimum l'incidence au sol pour les phases de travaux que sont la réalisation des fondations et appuis.

Les béquilles ont été mises en place à la grue avant le lançage de l'ossature. Les accès routiers au fond de la vallée présentant des gabarits très réduits au niveau des ouvrages situés sous la voie ferrée, il a été prévu la mise en place d'une estacade de 90 m, franchissant le Brivet et la zone du marais à partir de la berge est assez facile d'accès depuis le rond-point.

PLANNING DE RÉALISATION DES TRAVAUX ET ÉTAT D'AVANCEMENT

L'Ordre de Service de démarrage des travaux a été lancé le 21 mai 2012.

PHASES DE CONSTRUCTION PRINCIPALES DE LA CHARPENTE MÉTALLIQUES



13

© EGIS JMI



14

© PHOTOTHÈQUE CG LOIRE ATLANTIQUE



15

© PHOTOTHÈQUE CG LOIRE ATLANTIQUE



16

© LAVIGNE CHERON ARCHITECTES

La première phase des travaux a consisté en l'aménagement des accès et plateformes, ainsi qu'en la mise en place de l'estacade provisoire de 90 m (figure 14).

En début d'année 2013, les culées C0 et C3 ainsi que les fondations des piles P1 et P2 étaient réalisées, les tronçons de l'ossature métallique étaient en cours d'assemblage et les béquilles métalliques étaient posées. En mars 2013, des études géotechniques complémentaires ont mis en évidence des plans de fracture défavorables dans le massif rocheux supportant la culée C3. Afin d'assurer la stabilité de ce massif au long terme, un confortement par clouage du front de taille a été réalisé.

S'en est suivi le lancement de la charpente métallique à partir de la culée Est sur les palées provisoires, la traversée des voies SNCF s'est déroulée sous interruptions de circulation des trains durant le mois d'octobre 2013 (figure 15).

La connexion de la charpente avec les béquilles métalliques a été réalisée fin octobre 2013.

Le hourdis composé d'une partie coulée en place à l'aide d'un équipage

14- Vue sur l'estacade provisoire et sur le batardeau P2 (24/10/2012).

15- Béquilles métalliques et début du lancement des poutres (09/07/13).

16- Vue sur l'ouvrage depuis le remblai situé entre les voies SNCF et le lit majeur du Brivet (13/03/14).

14- View of the temporary viaduct and over the P2 cofferdam (24/10/2012).

15- Steel props and start of beam launching (09/07/13).

16- View over the structure from the embankment located between the railway tracks and the flood plain of the Brivet (13/03/14).

mobile, et d'une partie préfabriquée au survol des voies SNCF (sur 50 m), a été finalisé en février 2014 (figure 16). À la date de rédaction de l'article, les équipements, dispositifs de retenue

BN4-16, corniches caniveau, étanchéité, couche de roulement, trottoir, candélabres et mur anti bruit, étaient en cours de pose. La fin des travaux aura lieu courant 2014. □

CHIFFRES-CLÉS

LONGUEUR DE L'OUVRAGE : 190 m (entre axes de culées)
TRAVURE : 51,55 m - 18,40 m - 50,10 m - 18,40 m - 51,55 m
LARGEUR UTILE : 10,60 m
HAUTEUR DES POUTRES MÉTALLIQUES : 1,90 m à 2,45 m
CHARPENTE MÉTALLIQUE (HORS BÉQUILLES) : 600 t
BÉQUILLES MÉTALLIQUES : 200 t
DÉBUT DES TRAVAUX : mai 2012
FIN DES TRAVAUX : courant 2014
PRIX : 15 millions d'euros (HT)

PRINCIPAUX ACTEURS DU PROJET

MAITRISE D'OUVRAGE : Conseil Général de la Loire Atlantique
CONCEPTEUR : Egis Jean Muller International
ARCHITECTE : Architecture et ouvrages d'art (Lavigne et Chéron)
GROUPEMENT D'ENTREPRISES : Bouygues TPRF (Mandataire) - ZM - DTP Terrassement, SCE (études d'exécution charpente métallique), AIA Ingénierie (études d'exécution Génie Civil)

ABSTRACT

PONT-CHATEAU VIADUCT OVER THE BRIVET. GENERAL DESIGN

LUC VANDEMOORTELE, EGIS JMI - CHRISTOPHE OUTTERYCK, EGIS JMI

To relieve traffic congestion in the town of Pont-Château and eliminate a dangerous railway level crossing, a new bridge was recently built to pass over the Brivet and the adjacent railway lines. The structure is a composite steel-concrete bridge 190 m long, with steel beams of variable height which rest on curved steel props. The structure's design and the construction methods had to adapt to the environmental challenges of the site and the constraints involved in crossing railway tracks. This project, which was the winner of a design competition in 2012, is an elegant structure which fits in extremely well with a high-quality natural beauty spot. □

VIADUCTO DE PONT-CHATEAU SOBRE EL BRIVET. DISEÑO GENERAL

LUC VANDEMOORTELE, EGIS JMI - CHRISTOPHE OUTTERYCK, EGIS JMI

Con objeto de descongestionar la ciudad de Pont-Château (44) y eliminar un paso a nivel ferroviario particularmente peligroso, se acaba de construir un nuevo puente para atravesar el río Brivet y las vías férreas contiguas. La estructura es un puente mixto de acero-hormigón de 190 m cuyas vigas de acero de altura variable toman apoyo en soportes metálicos con formas curvas. Fue necesario adaptar el diseño de la estructura, así como los métodos de construcción a los retos medioambientales del lugar y a las exigencias derivadas del cruce de las vías de la SNCF (Sociedad Nacional de Ferrocarriles Franceses). Este proyecto, premiado en un concurso en 2012, constituye una estructura elegante que se integra especialmente bien en un emplazamiento de calidad. □

USA - LA PASSERELLE CONSOL ENERGY WING TIP BRIDGE

AUTEURS : FABIEN TESSON, RESPONSABLE DE PROJET, FREYSSINET - JEAN-ROCH LUCAS, RESPONSABLE TRAVAUX, FREYSSINET - NICOLAS FABRY, RESPONSABLE TECHNIQUE, FREYSSINET

LONGUE DE 240 M ET CONCUE COMME UN TERRAIN DE JEUX ET D'OBSERVATIONS, LA PASSERELLE CONSOL ENERGY WING TIP BRIDGE RELIE LES DEUX RIVES D'UNE RÉSERVE DE 4 000 HECTARES DESTINÉE À ACCUEILLIR 50 000 PERSONNES PENDANT LES JAMBOREES (RASSEMBLEMENTS) NATIONAUX ANNUELS DE L'ASSOCIATION « BOY SCOUTS OF AMERICA ». POUR LA RÉALISATION DE CE PROJET, FREYSSINET A MIS EN ŒUVRE SON SAVOIR-FAIRE DANS LA CONCEPTION ET LA MISE EN ŒUVRE DE MÉTHODES DE CONSTRUCTION INNOVANTES.



© FREYSSINET

INTRODUCTION

Situé au cœur des forêts de la Virginie Occidentale (USA), près de la ville de Beckley (figure 1), « The Summit, Bechtel Family National Scout Reserve » est un centre d'aventures créé pour les millions d'adolescents et d'adultes de l'organisation « Boy Scouts

of America ». Créée sur un terrain de 4 000 hectares, donation de la famille Bechtel, la réserve est destinée à offrir à ces millions d'adolescents un terrain d'aventures en plein air dans un milieu naturel préservé. Destinée à accueillir 40 000 adolescents et 10 000 encadrants, la réserve est depuis juin 2013

la base d'accueil des jamborees nationales de l'organisation « Boy Scouts of America ». En plein centre de la réserve naturelle, la passerelle Consol Energy Wing Tip Bridge permet de relier un des camps accueillant 15 200 campeurs au centre des activités « aventures » situé sur l'autre versant de la vallée.

PRÉSENTATION DE LA PASSERELLE ET GÈNESE DU PROJET 240 M D'AVENTURES ET D'OBSERVATION

La passerelle Consol Energy Wing Tip Bridge, longue de 240 m, avec deux travées de rive de 31,5 m et une travée

centrale de 177 m, a été entièrement construite par Freyssinet et terminée en mai 2013.

Conçue par les bureaux d'études Schlaich Bergermann und Partners et Hatch Mott Macdonald, la passerelle a été pensée avec l'objectif d'éveiller la curiosité des scouts par sa structure particulière et par l'accès qu'elle crée au cœur de la canopée. Destinée à s'intégrer au mieux dans cet

1- Emplacement de la passerelle « Consol Energy Wing Tip Bridge ».

2- Inauguration de la passerelle le 11 juin 2013.

3- Rendu architectural de la passerelle « Consol Energy Wing Tip Bridge ».

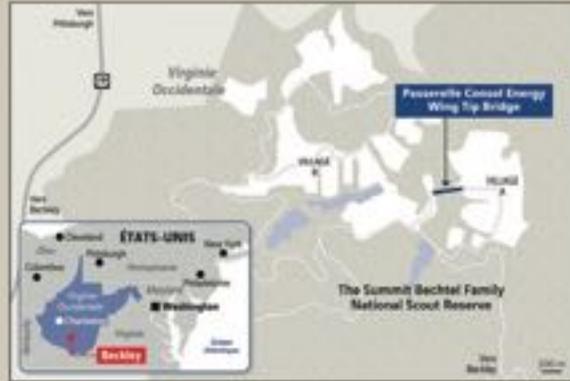
1- Location of the Consol Energy Wing Tip Bridge.

2- Inauguration of the pedestrian bridge on 11 June 2013.

3- Architect's rendering of the Consol Energy Wing Tip Bridge.

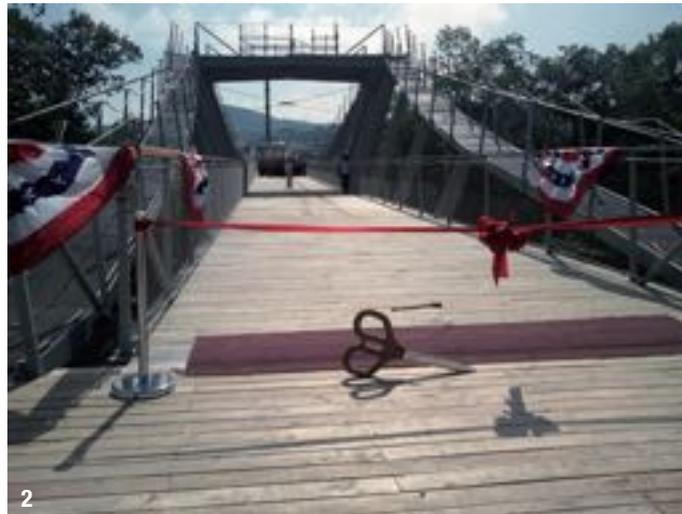
EMPLACEMENT DE LA PASSERELLE

« Consol Energy Wing Tip Bridge »



1

© FREYSSINET / IDÉ



2

© FREYSSINET

environnement naturel, la passerelle est portée par 2 pylônes dont les mâts se déploient en « trident » pour la stabiliser latéralement tout en proposant une structure élancée et aérienne pour la déviation des câbles de suspension supportant un tablier en platelage de bois issus des forêts environnantes. L'esthétique des branches des pylônes évoquant les ailes d'un aigle en vol a donné son nom à la passerelle (« Wing Tip »). Des passerelles secondaires sont disposées le long des câbles de suspension qui plongent sous le tablier au milieu de la travée principale et qui donnent accès à des plateformes d'observation en haut des pylônes et sous le tablier comme cela est visible sur la figure 3.

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

La structure métallique du tablier, pesant 300 t, est supportée par des suspentes rigides accrochées sur 2 faisceaux de 2 câbles clos de 110 mm de diamètre. Les câbles sont ancrés par des barres de précontrainte dans les culées et déviés par 2 pylônes constitués de mâts en acier. Les culées sont elles-mêmes ancrées au sol par 16 tirants d'ancrage de 30 m composés de torons et sont partiellement enterrées pour permettre une transition douce avec l'environnement naturel. L'extrémité des câbles est équipée d'une chape reliée par un axe à une plaque d'ancrage en acier. Le positionnement exact de l'axe dans l'espace, ▷

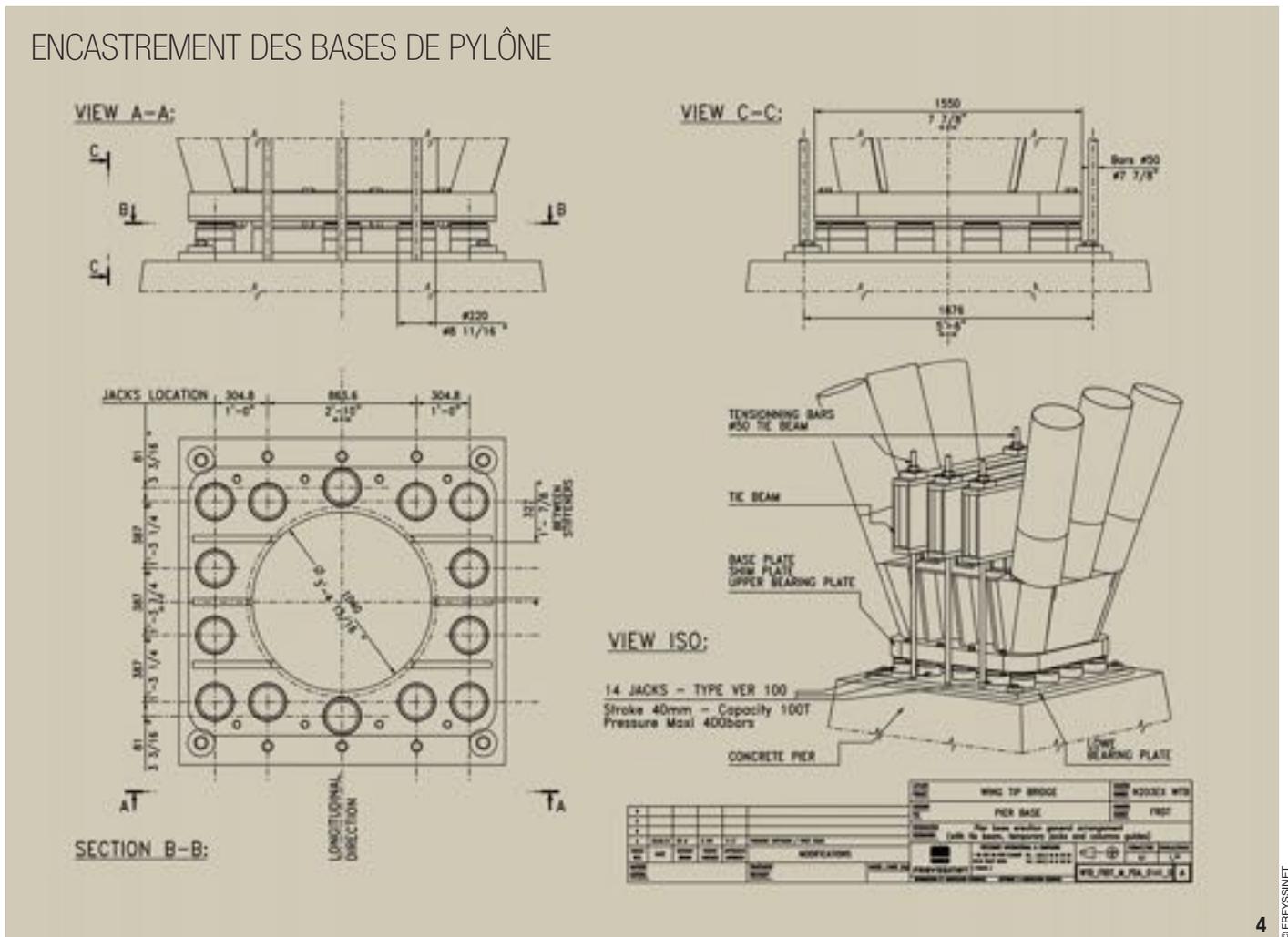
RENDU ARCHITECTURAL DE LA PASSERELLE « CONSOL ENERGY WING TIP BRIDGE »



3

© SCHLAICH BERGERMANN UND PARTNERS

ENCASTREMENT DES BASES DE PYLÔNE



4

© FRESYNET



© FRESYNET

- 4- Encastrement des bases de pylône.
- 5- Levage du trident de pylône et dispositif d'encastrement du pylône.
- 6- Levage des éléments de pylône.

- 4- Embedment of the tower bases.
- 5- Lifting the tower trident and tower embedding system.
- 6- Lifting tower elements.

7- Essai sous charge du blondin, définition du réseau de câbles.

8- Installation des câbles porteurs.

9- Pylône avec sa structure temporaire d'extension (bleue) qui supporte les câbles temporaires (55 mm de diamètre chacun) servant de chemin de roulement pour le blondin de levage des voussoirs.

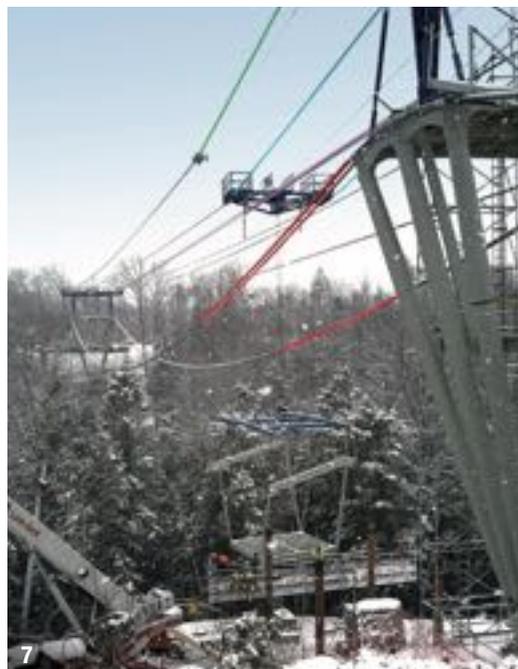
7- Cableway testing under load, specification of the cable network.

8- Installing the suspension cables.

9- Tower with its temporary extension structure (blue) bearing the temporary cables (each 55 mm in diameter) serving as a track for the segment lifting cableway.

clé de voûte de l'ajustement géométrique de la passerelle (la géométrie du reste de la structure étant fixe) est possible grâce à un matage de coulis de ciment entre la sous-face de l'ancrage et la face béton de la culée.

Les pylônes supportant et déviant les câbles de suspension reposent sur une embase en béton. Ils sont chacun constitués de 2 ensembles de 3 mâts d'acier s'évasant à partir d'une base commune en acier, les « tridents ». Chaque « trident » est situé de part et d'autre du tablier. Les trois mâts sont reliés à leurs extrémités hautes par une selle de déviation pour les câbles clos. La base du pylône est supportée sur un appui à pot, dimensionné de manière à constituer une liaison rotule entre l'embase en béton et la base des mâts. Le sol des fondations n'étant pas homogène entre les 2 versants de la vallée, une des embases est fondée sur 25 micropieux quand l'autre embase repose sur une semelle gravitaire.



Les deux embases sont en partie enterrées pour restaurer la pente naturelle des versants de la vallée.

Les voussoirs métalliques sont fixés aux câbles par l'intermédiaire de mordaches en acier moulé, soudées aux voussoirs selon une géométrie précise. Elles permettent en effet à la fois de maintenir les voussoirs en place mais aussi à dévier les câbles de suspension selon la géométrie voulue : les câbles de part et d'autre du tablier convergent d'une plateforme d'observation située en tête de pylône vers une plateforme plus

petite suspendue au milieu de la travée centrale. Les voussoirs étant fixés aux câbles ou posés sur ceux-ci par des jambes de force. Chaque voussoir est relié au suivant au niveau du tablier par des connexions boulonnées rendant l'ensemble continu. Des contreventements par des câbles en acier sont par ailleurs installés de part et d'autre des jambes de force pour augmenter leur stabilité. Les extrémités du tablier sont reliées aux culées par des appuis à pot et des appuis à pot guidés. Un joint de

chaussée en aluminium est aussi installé à une extrémité de l'ouvrage pour absorber la dilatation du tablier.

L'ensemble du pont étant relativement léger pour sa portée, 520 t d'acier câbles inclus, il peut entrer facilement en résonance sous l'effet d'une excitation extérieure (piétons, vent).

Des amortisseurs à masse accordée ont donc été installés sous le tablier pour éviter les vibrations du pont. Des contreventements latéraux par des câbles en acier ont également été ajoutés.



10

Le platelage du tablier est constitué de bois de robinier (faux acacia), bois d'Amérique du Nord résistant particulièrement bien aux intempéries sans nécessité de traitement. Les passerelles secondaires sont, elles, équipées de caillebotis en fibre de verre.

Des garde-corps équipés de filets en inox cousus sur des câbles inox tendus protègent le tablier et les passerelles. Une main courante en bois est installée de part et d'autre du tablier central. Des lampes LED sont intégrées dans la main courante et éclairent le tablier. Des spots LED illuminent quant à eux les pylônes pour faire ressortir les tridents.

Des petites lampes LED, installées sur les passerelles secondaires longeant les câbles, éclairent quant à elles vers l'extérieur du pont pour magnifier la forme originale des câbles pendant la nuit et compléter l'architecture lumineuse de la passerelle.

NAISSANCE DU PROJET

À la suite de l'appel d'offres en juin 2011, Freyssinet a été déclaré adjudicataire. Avec un budget gardé confidentiel jusqu'à la date des soumissions, le représentant du maître d'ouvrage, Trinity Works, a pensé un instant voir périr prématurément le projet d'une « passerelle au design innovant, durable, intégré dans l'environnement et proposant aux scouts l'univers ludique et dynamique qu'ils avaient souhaité créer ».

Cependant, après 4 mois de travail en étroite collaboration avec les concepteurs de la passerelle, Freyssinet a proposé à Trinity Works une série d'améliorations et de modifications permettant de respecter le budget

de construction en réalisant une économie de 23% par rapport à l'offre d'origine, tout en gardant intactes la forme, l'esthétique, la durabilité et la fonction de la passerelle.

Afin de réaliser ces économies, Freyssinet a suggéré les modifications suivantes :

- Remplacer l'appui à rotule des pylônes en acier moulé et usiné sphériquement de 25 t par des structures mécano-soudées reposant sur des appuis à pot en élastomère de la gamme Freyssinet ;
- Remplacer les mâts des pylônes en bois laminé reconstitué par des fûts métalliques peints ;
- Optimiser la forme et la conception des embases en béton des pylônes ;
- Optimiser la séquence de construction des tirants d'ancrage ;
- Proposer des variantes pour les profilés métalliques et la conception de la structure métallique pour élargir les sources d'achat des 300 t du tablier ;
- Proposer un système d'éclairage variante avec le même rendu visuel.

La construction a pu démarrer le 1^{er} janvier 2012 avec l'objectif d'ouvrir la passerelle 500 jours plus tard, juste à temps pour le premier jamboree national programmé dans « The Summit Bechtel Family National Scout Reserve » (figure 2).

CONSTRUCTION DE LA PASSERELLE

Les travaux de construction de l'ouvrage se sont déroulés sur une période de 17 mois à partir de la signature du contrat. La pose du tablier a été réalisée en seulement 3 mois.



11

© FREYSSINET

10- Levage à la grue d'un voussoir de rive en « T inversé ».

11- Levage au blondin des voussoirs centraux, nacelle de travail suspendue aux câbles de support.

10- Lifting an "inverted T" end segment by crane.

11- Cableway lifting of the central segments, with the work platform suspended from the support cables.

technique de Freyssinet afin d'optimiser la coordination et de garantir la réactivité indispensable.

Compte-tenu du planning court et des risques encourus en cas de livraison tardive de la passerelle par rapport au premier jamboree programmé, un accent particulier a été mis sur la qualité à toutes les étapes du projet : contrôle additionnel par un bureau d'étude extérieur pour la conception des outils et l'ingénierie de construction, inspection continue de la fabrication du tablier en acier, pré-assemblage complet des pylônes et des voussoirs en usine, etc.

RÉALISATION DES FONDATIONS

La principale fonction des culées est de retenir les câbles porteurs de la passerelle. Pour ce faire, il a été nécessaire d'ancrer les culées par des tirants actifs constitués de torons.

Les câbles sont installés et injectés de coulis de ciment après la réalisation de la culée en béton et le forage de la roche. Les tirants sont mis en tension au moyen de vérins multi-torons.

La réalisation des embases en béton des pylônes débute par le forage et l'installation des micropieux de fondation du pylône.

Pour permettre le respect de ce planning ambitieux, l'ensemble des travaux d'ingénierie de construction de la passerelle (élaboration des méthodes, conception des outils et équipements, analyse étape par étape) a été internalisée et réalisée par le département



12

© FREYSSINET

La construction des embases en béton se fait en 2 phases, la semelle en première phase puis le fût principal, coulé en une fois à l'aide d'un coffrage d'environ 6 m de hauteur.

MONTAGE DES PYLÔNES

Après l'installation des appuis à pot, les 2 pylônes métalliques sont érigés trident par trident. En phase définitive, les pylônes sont totalement libres en rotation, mais pour le montage, ces mouvements sont temporairement bloqués afin d'assurer la stabilité des mâts. Cet encastrement temporaire de la base des pylônes sur l'embase est réalisé à l'aide de 14 vérins de 200 t pour donner une surface d'appui suffisante et 6 barres de précontrainte, tendues à 140 t viennent plaquer la base du pylône sur ces vérins (figures 4 et 5). Le pylône est assemblé par morceaux de 15 t à l'aide d'une grue de 550 t positionnée en partie sur la culée à une portée de 37 m (figure 6).

Une structure métallique temporaire d'extension d'environ 5 m est installée sur les pylônes, afin de permettre l'installation des câbles temporaires (diamètre 55 mm) qui servent de chemin de roulement à un blondin dédié à la pose du tablier.

12- Levage au blondin d'un vousoir central et nacelle de travail, vus depuis la structure d'extension du pylône.

12- Cableway lifting of a central segment and work platform, seen from the tower extension structure.

INSTALLATION DES CÂBLES

Pour permettre l'installation de la suspension et la construction du tablier, un réseau de câbles aux fonctions multiples est installé :

→ 2 câbles supports composés chacun de 4 torons diamètre 15,7 mm (en vert sur la figure 7) ; ces câbles supports servent de téléphérique supportant les câbles de suspension permanente pendant leur installation, puis servent à supporter une nacelle de transport de personnes

pour accéder au segment de tablier pendant l'assemblage du tablier en travée centrale ;

- 2 câbles de blondin de diamètre 55 mm, pour supporter le blondin de levage des segments du tablier (en bleu sur la figure 7) ;
- 4 câbles de suspension permanente (câbles clos de diamètre 110 mm) sur lesquels sont accrochées les suspentes rigides du tablier (en rouge sur la figure 7) ;
- 1 câble de stabilisation des pylônes pour les phases de construction, constitué de torons diamètre 15,7 mm (en violet sur la figure 7).
- Des câbles de treuils, servant aux allers retours du blondin et de la nacelle de transport de personnes.
- 1 câble de levage (treuil électrique positionné sur la rive) pour le blondin, pour le levage d'éléments pesant jusqu'à 12 t.

La première opération consiste à installer les deux câbles supports constitués par 4 torons chacun de part et d'autre des structures temporaires d'extension des pylônes pour pouvoir faire rouler des chariots qui supportent les câbles porteurs tous les 5 m environ d'un côté à l'autre de la vallée (figure 8). Ces câbles servent par la suite à sup-

porter la nacelle de travail au niveau de la travée centrale.

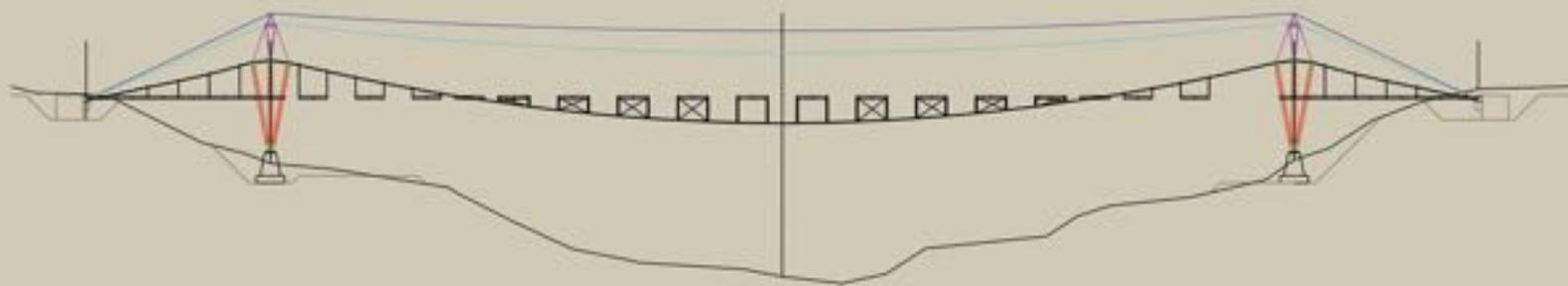
L'opération suivante consiste à installer les 4 câbles porteurs de la suspension permanente. Chaque câble porteur d'une longueur de 240 m (20 t chacun) est posé sur une table tournante puis tiré par un treuil d'un côté à l'autre du pont en étant supporté par les chariots. Les câbles porteurs sont ensuite fixés rigidement sur la selle de déviation de chaque pylône.

Pour mettre en place les câbles à leur bonne position il faut ajuster la tension des câbles porteurs afin de donner au câble sa bonne flèche.

Les plaques d'ancrage des câbles au niveau des culées sont alors décalées d'environ 200 mm pendant cette connexion afin de contrôler les efforts en tête des pylônes encastrés en pied. Pour finalement installer les plaques d'ancrage à leur position définitive et en réaliser le matage il est nécessaire de libérer la rotation des pylônes (figure 9).

Cette phase a été parmi les plus critiques du projet car elle a nécessité de repositionner de manière contrôlée le pylône dans sa position neutre pour annuler tous les moments emprisonnés dans l'encastrement de la base. ▷

INSTALLATION DES « TABLES », MODÈLE DE PRÉPARATION



13

© FREYSSINET

Cette opération a été réalisée en modifiant la tension dans les câbles au niveau des culées et en mesurant les efforts dans les vérins de blocage sous la base des pylônes. Après équilibrage de ces efforts, les barres de brélage sont détendues ; dès lors, les pylônes sont libres en rotation et les câbles porteurs sont ajustés à leur géométrie définitive.

CONSTRUCTION DU TABLIER

La principale difficulté de la pose du tablier réside dans la nécessité d'installer des morceaux de tablier de part et d'autre de chaque pylône pour limiter leur rotation et assurer la stabilité de l'ouvrage. Compte-tenu de cette contrainte et pour permettre l'assemblage à blanc en usine des segments consécutifs du tablier, celui-ci a été entièrement fabriqué avant même la pose du premier voussoir.

Les travées de rive sont installées en premier à l'aide d'une grue (figure 10) puis les morceaux de tablier en travée centrale sont installés à l'aide du blondin en seconde phase (figures 11 et 12).

Une modélisation complète en 3D des différentes phases, incluant la cinématique de montage, a été réalisée et a permis la détection de risques d'instabilité transversale des pylônes dès lors que la travée de rive est assemblée. Sachant que les câbles porteurs s'épanouissent latéralement entre les pylônes et les culées et afin de limiter ces instabilités transversales, des câbles de stabilisation sont tendus entre les deux têtes de pylône. Ceci permet de conserver assez de tension dans les câbles porteurs en travée de rive et d'assurer ainsi la stabilité transversale de l'ouvrage en toutes circonstances. Pour l'assemblage du tablier 3 types d'éléments sont posés :

- Les T inversés pour les travées de rive ;
- Les tables pour la travée centrale ;
- Les plateaux pour la travée centrale entre les tables.

Chaque section de tablier est traitée différemment car, sur les travées de rive, le tablier est en-dessous des câbles et, sur la travée centrale, la majorité du tablier est au-dessus de ceux-ci. Sur les travées de rive des T inversés sont installés car ces éléments sont auto-stables et permettent de limiter la masse des éléments qui sont posés à la grue (6,5 t maximum).

13- Installation des « tables », modèle de préparation.

14- Installation des « tables » après exécution.

13- Installing "tables", preparation model.

14- Installing "tables", after completion.

Pour la travée centrale les éléments sont assemblés en table pour, à nouveau, créer des structures élémentaires auto-stables.

Pendant la pose du tablier central, les éléments ne sont pas connectés entre eux à cause de la flexibilité du câble qui n'atteint sa forme finale qu'une fois qu'il est tendu complètement avec la charge complète du tablier.

Toutes les tables sont donc installées (figures 13 et 14), puis les plateaux sont disposés entre les tables afin de compléter le montage du tablier. Tous les éléments de la travée centrale sont



14

© FREYSSINET

posés par un blondin spécialement développé par Freyssinet pour le projet. La capacité du blondin est de 12 t et 3 treuils sont nécessaires pour son fonctionnement :

- 1 treuil électrique de 3 t mouflé 4 fois pour le levage ;
- 2 treuils pneumatiques de 3 t pour le déplacement longitudinal du système.

Une fois chaque table posée sur les 4 câbles porteurs, une équipe installée dans une nacelle supportée par les câbles supports vient installer les colliers de fixation aux câbles. Les morceaux de tabliers entre les tables sont distribués par le blondin et fixés depuis le tablier directement.

À la suite de la pose complète du tablier les finitions sont réalisées : pose du plâtrage en bois, du filet de protection, des mains courantes et des lumières.

15- Passerelle achevée et illuminée.

15- Completed pedestrian bridge, illuminated.

PRINCIPALES QUANTITÉS

LONGUEUR : 240 m

PORTÉE : 177 m

STRUCTURE TABLIER + PYLÔNES : 440 t

CÂBLES PORTEURS : 4 câbles clos Ø 110 mm de longueur 245 m

COLLIERS MORDACHES EN ACIER MOULÉ : 156 u

LA SÉCURITÉ

Compte-tenu de la spécificité des méthodes et des outils utilisés pour la construction de la passerelle, la gestion de la sécurité a été l'un des aspects les plus importants en termes d'investissement et de sensibilisation des équipes. L'analyse des risques et la formation ont été primordiales afin d'arriver à l'objectif fixé de Zéro Accident.

Après avoir suffisamment développé l'ingénierie de construction, un atelier d'analyse des risques a été organisé.

Il a duré plusieurs jours et regroupé tous les intervenants du projet : l'équipe travaux, le département technique de Freyssinet, les sous-traitants et fournisseurs d'équipements et les responsables HSE.

Cet exercice a permis d'identifier de nombreux risques dès la conception et d'élaborer une liste de bonnes pratiques spécifiques aux méthodes et outils du projet à laquelle on a pu se référer pour préparer chaque opération pendant toute la durée de la construction.

La passerelle achevée (figure 15) a été livrée en accord avec le planning demandé, à temps pour la première édition du Jamboree national dans la réserve. □

ABSTRACT

USA - THE CONSOL ENERGY WING TIP BRIDGE

FREYSSINET : FABIEN TESSON, JEAN-ROCH LUCAS, NICOLAS FABRY

In the State of Virginia (USA), the Consol Energy Wing Tip pedestrian bridge connects the two edges of the ravine on a 4,000-hectare reserve on which the Boy Scouts of America organise their annual national jamborees which bring together 50,000 people. This pedestrian bridge, of innovative design, is 240 m long and has a 177-metre centre span and two 31.5-metre end spans. It is carried by two towers whose "trident" masts are slanted like an eagle's wing-tip feathers to stabilise it laterally, while offering a slender, ethereal structure over which the suspension cables pass. The deck is made of wood from the surrounding forests. Freyssinet proposed variants resulting in a 23% saving relative to the initial design. Integration into the landscape, styling evoking the spirit of adventure, and strict compliance with safety measures during construction were among the main design and construction objectives. □

ESTADOS UNIDOS - LA PASARELA CONSOL ENERGY WING TIP BRIDGE

FREYSSINET : FABIEN TESSON, JEAN-ROCH LUCAS, NICOLAS FABRY

En el estado de Virginia (Estados Unidos), la pasarela Consol Energy Wing Tip comunica las dos orillas de una reserva de 4.000 hectáreas de la asociación "Boy Scouts of America", en la que se organizan sus jamborees nacionales anuales que reúnen a 50.000 personas. Esta pasarela de diseño innovador tiene una longitud de 240 m e incluye un tramo central de 177 m y dos tramos de acceso de 31,5 m. Está sustentada por 2 pilones cuyos mástiles se despliegan en "tridentes" para estabilizarla lateralmente al mismo tiempo que presenta una estructura esbelta y aérea para la desviación de los cables de suspensión. El tablero es de madera de los bosques cercanos. Freyssinet propuso variantes que redujeron un 23% el importe del proyecto inicial. La integración en el paisaje, el estilo evocador de aventura y el estricto respeto de la seguridad durante la construcción figuraron a la cabeza de los objetivos de diseño y de realización. □



L'OUVRAGE D'ART DE LA LIGNE DE TRAMWAY ENVOL À TOULOUSE

AUTEURS : FABIEN VIGNERON, DIRECTEUR DE TRAVAUX, GTM - JEAN-RÉMI VABRE, RESPONSABLE GCOA TOULOUSE, ARCADIS - OLIVIER GIVET, CHEF DE PROJET, ARCADIS - PATRICE AUFFRET, RESPONSABLE CHARPENTE MÉTALLIQUE, INGÉROP - SÉBASTIEN GARCIA, RESPONSABLE MOE-OA, INGÉROP

LE TRAMWAY "ENVOL" ASSURANT LA DESSERTE DE L'AÉROPORT DE TOULOUSE FRANCHIRA LA VOIE RAPIDE A621 GRACE À UN PONT MÉTALLIQUE DE TYPE WARREN DE 65 M DE PORTÉE ET AVEC UN BIAIS DE 35 GRADES. ASSEMBLÉ EN BORDURE DE LA VOIE, IL A ÉTÉ MIS EN PLACE À L'AIDE DE REMORQUES PENDANT LE WEEK-END.

PRÉSENTATION DU PROJET

Le nord-ouest de l'agglomération toulousaine connaît une forte croissance et accueille des milliers d'emplois. Afin d'ajouter un maillon indispensable à la desserte en transports en commun de ce secteur, le SMTC (Syndicat Mixte des Transport en Commun) a mis en chantier la ligne de tramway « Envol », nouvelle branche de la ligne existante T1 (Arènes / Aéroconstellation) qui assurera la desserte de la zone aéroportuaire et de l'aéroport de Blagnac (figure 2). D'une longueur de 2,4 km, cette nouvelle liaison se connecte à la ligne T1 à hauteur du rond-point Jean Maga et a pour destination l'aérogare de Blagnac où son terminus est implanté à proximité du hall C, niveau

Arrivées. 3 stations jalonnent la ligne. La voie rapide A621 constitue le principal obstacle à franchir. Elle est située dans une trémie constituée de deux parois moulées existantes tirantées. Le tracé franchit cette trémie avec un biais prononcé de 35 grades (figure 3) et a conduit le Maître d'Œuvre (Groupement Ingérop, Richez & associés, Xéllis) à opter pour un ouvrage de franchissement de type Warren, sans appui intermédiaire et d'une portée de 68 m. L'appel d'offre pour la réalisation des travaux de l'ouvrage a été lancé début 2012 et autorisait les candidats à présenter des variantes sur les appuis et fondations. Le groupement GTM - Baudin Châteauneuf, associé à l'ingénierie Arcadis, a conçu une variante qui a

été retenue à l'issue de l'appel d'offre. Le marché a été notifié le 20 août 2012 pour une durée globale de 15 mois et un montant de 6,24 millions d'euros HT.

Les rédacteurs présentent ci-après :
→ Les points clés et contraintes majeures qui ont guidé l'élaboration de la variante de conception ;
→ La conception du tablier.
→ Les étapes de la construction.

CONCEPTION DE LA VARIANTE

La variante conçue concerne les culées de l'ouvrage situées à l'arrière des parois moulées existantes tirantées. Les principales contraintes qui impactent leur conception proviennent de :

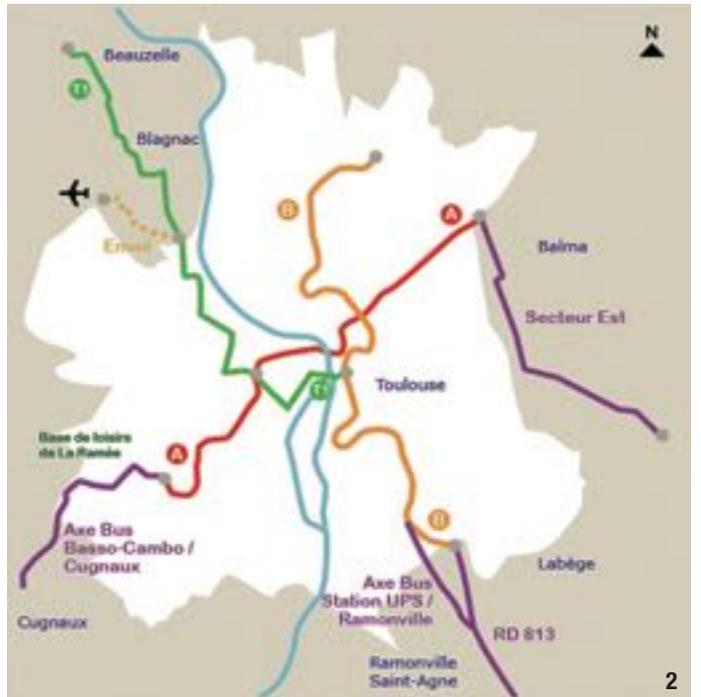
- La présence des tirants qui permettent aux parois moulées de reprendre la poussée des terres et de la nappe sur 7 à 8 m de hauteur ;
- La présence de la nappe à faible profondeur ;
- La volonté de ne pas amener d'efforts supplémentaires dans les parois moulées et de concevoir ainsi une structure d'appui indépendante et dont le fonctionnement est parfaitement dissocié des parois existantes.

LA SOLUTION DCE

En réponse à ces contraintes, la solution de base du DCE comprenait une culée construite à l'arrière de la paroi et sur la hauteur du soutènement de



1
© ARCADIS



2
© SMAT

celle-ci (environ 8 m). Fondée sur barrettes, cette culée reprenait ainsi la poussée des terres exercée jusqu'alors sur la paroi afin de pouvoir supprimer la ligne de tirants existante gênante pour sa réalisation (figure 4).

La culée était réalisée selon le phasage de construction suivant :

- Construction d'une enceinte provisoire étanche tirantée permettant la réalisation des fouilles et la suppression de la ligne de tirants (figure 5) ;
- Réalisation des barrettes et de la culée en élévation ;
- Remblaiement à l'arrière de la culée.

LA VARIANTE PROPOSÉE ET RETENUE

Objectifs

Nous avons recherché une variante qui réponde à :

- L'objectif d'indépendance des ouvrages ;
- La volonté de limiter l'impact des terrassements, des soutènements et des enceintes étanches provisoires associés.

Les choix techniques

Pour répondre à ces objectifs, nous avons opté pour une culée de type chevêtre sur pieux afin de ne pas engager de terrassements importants, de limiter les soutènements et d'intervenir hors d'eau (figure 6).

La problématique de cette solution résidait dans l'impossibilité de forer les pieux sans risque de conflit avec

1- Vue générale de l'ouvrage d'art de la ligne de tramway Envol.

2- Carte du réseau tramway et métro.

3- Trémie de la voie rapide à franchir.

1- General view of the bridge over the Envol tramway line.

2- Map of the tramway and metro network.

3- Expressway underpass to be passed over.

les tirants existants de la paroi moulée. La stabilité des parois moulées était assurée par 1 ou 2 lits de tirants, dont les espacements varient de 2 à 4 m (culée C0 : 2 lits de tirants espacés tous les 2 m côté gauche ; 1 lit de tirants espacés tous les 2 m côté droit ; culée C1 : 1 lit de tirants espacés tous les 4 m).

Si la position des têtes de tirant peut être parfaitement reconnue, l'implantation exacte de ces tirants à l'arrière des parois est plus aléatoire compte tenu des déviations en plan possibles (d'autant plus que l'on s'éloigne de la paroi). Ces deux facteurs (diminution des efforts et risques de conflits en phase travaux lors de la réalisation des pieux) nous ont conduits à supprimer tous les tirants existants dans la zone travaux et à les remplacer par un seul lit de

tirants dont l'implantation sera parfaitement compatible avec la position des pieux et dont la géométrie en plan sera parfaitement maîtrisée et connue lors de leur réalisation (figures 7 et 8). Le dimensionnement de ce lit de tirants doit également être compatible avec la résistance des panneaux de parois moulées : le niveau de ce nouveau lit de tirants est, par définition, différent des niveaux des tirants existants, où étaient situés des raidisseurs intégrés correspondant à un renforcement local du ferrailage horizontal des panneaux. Les études de pré-dimensionnement ont conduit à disposer des tirants relativement rapprochés et de capacité plutôt limitée afin de ne pas introduire de flexion horizontale significative : soit des tirants du type 4T15 avec un espacement moyen de 2 m (en réalité variable de 1,50 à 2,50 m selon l'implantation des pieux).

Le nombre de tirants qui en découle est de 4 par panneau élémentaire de 8 m. À noter également que la longueur de la culée, soit 40 m, correspond à un multiple de longueur de panneau afin d'avoir une poussée homogène sur chaque panneau.

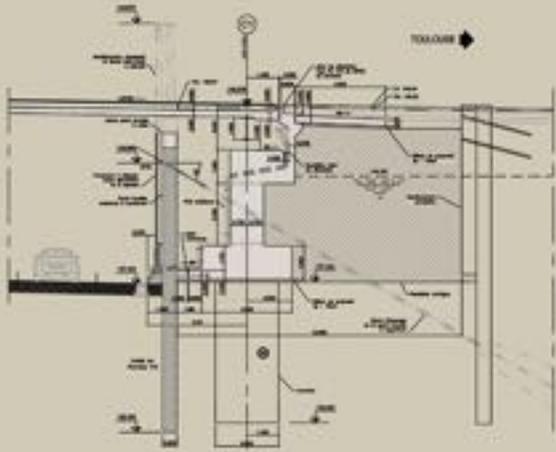
Les deux culées C0 et C1 sont de conception identique et géométriquement semblable. Les culées correspondent à des structures assez classiques et chacune est constituée par un chevêtre fondé sur deux files de pieux Ø 0,80 m espacés de 4 m dans le sens du chevêtre et de 2,70 m dans le sens transversal.

© ARCADIS



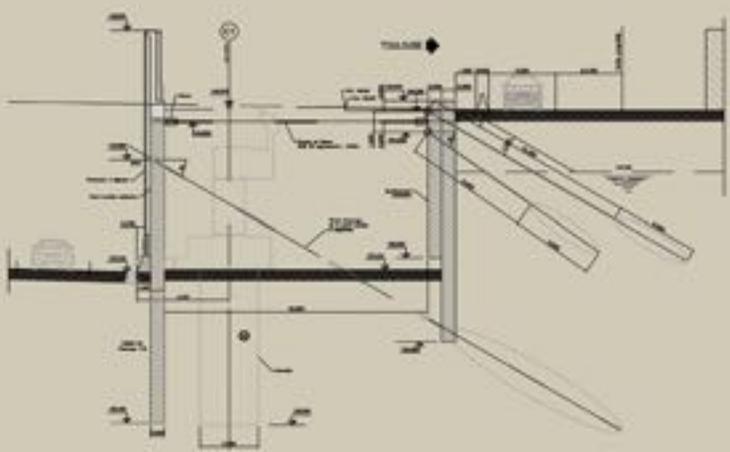
3

CULÉE SELON LE PROJET INITIAL



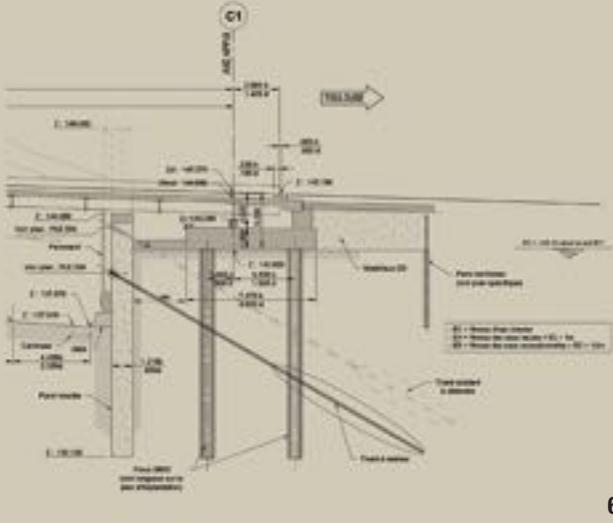
4

ENCEINTE ET SOUTÈNEMENT ÉTANCHE PROVISOIRE



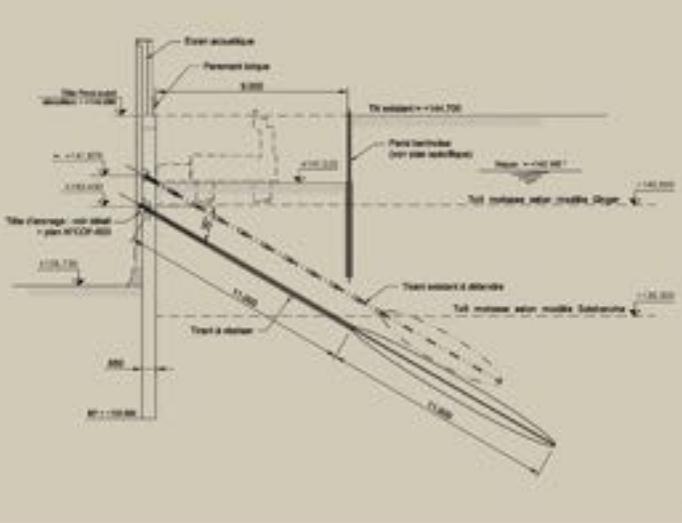
5

CULÉE DE LA SOLUTION VARIANTE



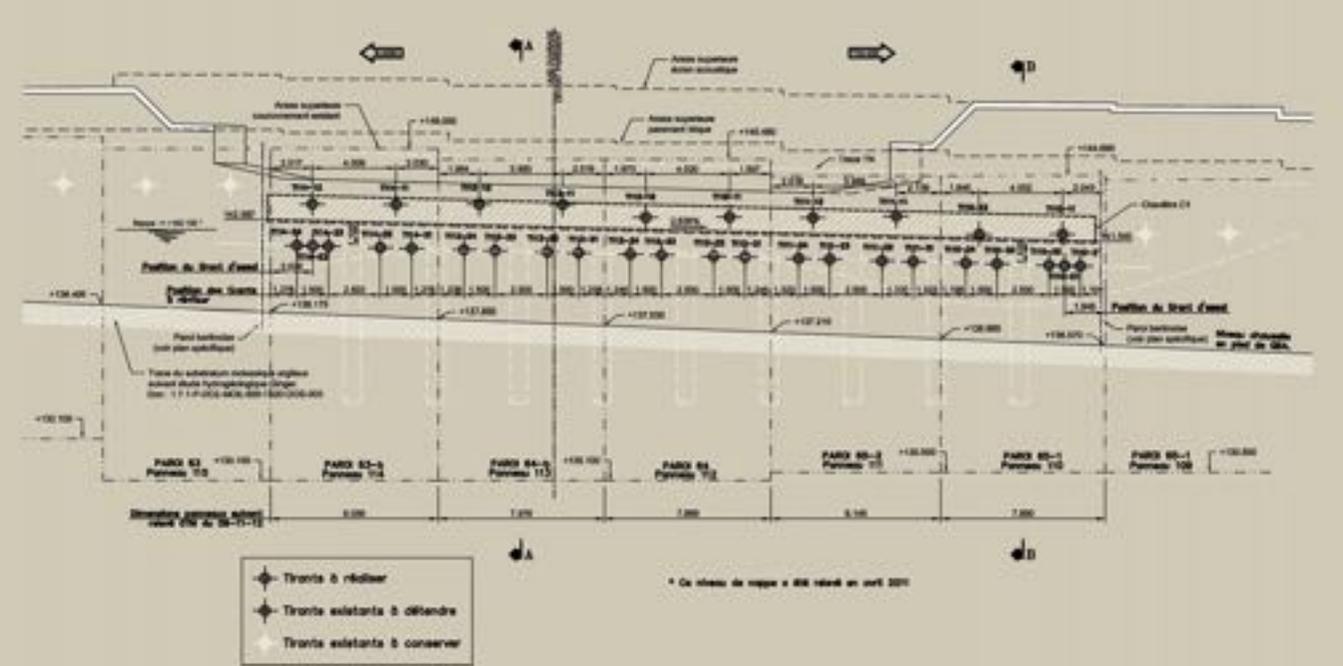
6

COUPE SUR LA CULÉE ET LA PARI EXISTANTE



8

ÉLÉVATION DE LA CULÉE, IMPLANTATION DU NOUVEAU LIT DE TIRANTS



7

FIGURES 4 & 5 © DCE

FIGURES 6, 7 & 8 © AFRACADIS

4- Culée selon le projet initial.

5- Enceinte et soutènement étanche provisoire.

6- Culée de la solution variante.

7- Élévation de la culée, implantation du nouveau lit de tirants.

8- Coupe sur la culée et la paroi existante.

9- Modèle de conception du tablier.

10- Platelage pour la réalisation des tirants.

11- Réalisation des tirants.

4- Abutment as per the initial design.

5- Enclosure and temporary waterproof retaining structure.

6- Abutment of the variant solution.

7- Elevation view of the abutment, location of the new layer of tie anchors.

8- Cross section of the abutment and the existing wall.

9- Deck design model.

10- Decking for execution of the tie anchors.

11- Tie anchor execution.

Pour satisfaire à l'objectif d'indépendance des structures évoqué précédemment, deux dispositions spécifiques ont été adoptées pour éviter, en particulier, une interaction de la culée sur les parois de soutènement, à savoir une transmission des efforts horizontaux de la culée aux parois moulées :
→ Le remblaiement à l'arrière des culées avec un matériau résistant (gros béton ou grave-ciment par exemple) permet de supprimer la poussée des terres. Compte tenu des dimensions des chevêtres, cette action de poussée des remblais constituait l'effort horizontal principal ;



© INGEROP



© GTM



→ La réalisation de tirants sur la culée comprenant les appareils d'appui fixe dimensionnés pour reprendre les efforts de freinage.

Le niveau maximal de la nappe (niveau extrême) pouvant se situer au-dessus du chevêtre, une dalle est réalisée entre l'avant du chevêtre et les parois de soutènement. Cette dalle doit assurer l'étanchéité vis-à-vis de la nappe dont le niveau extrême peut se situer légèrement au-dessus du couronnement des parois moulées.

Le phasage de réalisation des culées est le suivant :

- 1- Dépose du parement architectural,
- 2- Réalisation des nouveaux tirants,
- 3- Pré-terrassement (suppression des remblais en tête),
- 4- Détente ou dépose des tirants existants,
- 5- Terrassement jusqu'au niveau sous chevêtre,
- 6- Réalisation des pieux Ø 800,
- 7- Réalisation du chevêtre,
- 8- Réalisation des tirants dans la culée et remblaiement en grave-ciment ou gros béton à l'arrière des culées.
- 9- Dalle de transition, dalle d'étanchéité, voiles latéraux de fermeture et rétablissement des parements architecturés.

Afin de libérer le gabarit nécessaire au passage routier, le choix de la structure s'est porté sur un pont métallique à poutres latérales isostatique de 65 m de portée. Les membrures supérieures des poutres principales, constituées de caissons rectangulaires, sont profilées suivant un arc de 110 m de rayon. La triangulation de ces poutres est assurée par des tubes de 500 mm de diamètre formant des ondes selon les souhaits de l'architecte (figure 9). L'ouvrage, très élancé, présente un fonctionnement mixte entre poutre et bow-string. La conception des liaisons entre les diagonales et les membrures principales a fait l'objet d'un soin particulier. En phase d'exécution, des modèles locaux aux éléments finis, réalisés par le CTICM, ont validé la conception de ces jonctions. L'ouvrage supporte le passage de deux voies de tramway. Le tablier est constitué de pièces de pont de 17 m de portée supportant une dalle en béton armé de 25 cm d'épaisseur. De part et d'autres des poutres principales, un platelage orthotrope de 1,5 m de largeur, porté par des consoles ancrées sur les membrures inférieures des poutres principales permet le passage des piétons et des cycles.

LES ÉTAPES DE LA CONSTRUCTION PROGRAMME DE TRAVAUX

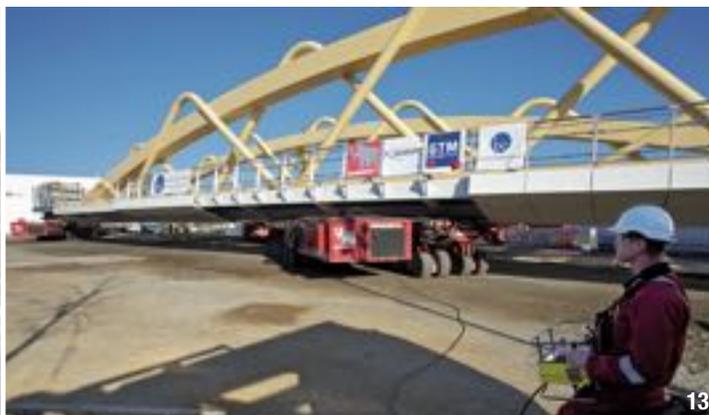
Voir tableau 1.

RÉALISATION DES APPUIS

La réalisation des deux culées de l'ouvrage s'est déroulée suivant le phasage ci-dessous : Après avoir démonté les parements architecturés des parois moulées, l'exécution des tirants s'est faite de nuit depuis un platelage monté sur la bande d'arrêt d'urgence de l'A621 (figures 10 et 11). Pendant ces opérations la voie lente a été neutralisée. Une fois réalisé l'ensemble des tirants, le début de terrassement des culées derrière les parois moulées a démarré afin de pouvoir par la suite détendre les tirants existants. Une partie de la paroi moulée a été démolie par sciage afin de laisser la place au futur tablier de l'ouvrage. Après que la paroi a été démolie et le terrassement des culées terminé, la réalisation des pieux en diamètre 800 mm (20 unités côté C0 et 18 unités côté C1) de 13 m de profondeur a démarré (figure 12). Le génie civil des culées a pris la suite des opérations après le recépage des pieux.



12



13



14

12- Réalisation des pieux.
13- Déplacement de l'ouvrage sur la plateforme.
14- Vue d'ensemble.

12- Pile execution.
13- Bridge movement over the platform.
14- General view.

→ Reconstitution des éléments unitaires (consoles et platelage orthotrope, membrures supérieures et inférieures, pièces de pont courantes et sur culées).

Les consoles sont reconstituées sur la machine à PRS. Les platelages orthotropes sont reconstitués au chariot semi-automatique.

Les sous-ensembles « trottoirs » sont ensuite reconstitués manuellement sur le banc de reconstitution. Les membrures supérieures et inférieures sont habillées (diaphragmes et raidisseurs) et reconstitués sur les bancs.

Les pièces de pont sont reconstituées sur les machines à PRS :

- Reconstitution des fermes principales, montage à blanc ;
- Reconstitution des membrures inférieures et trottoirs.

Application de la protection anti-corrosion en usine : grenailage, couche primaire et secondaire.

La couche de finition est réalisée sur chantier.

Ces travaux ont consisté à réaliser le béton de propreté, le chevêtre, le garde-grève, les murs en retour, la reconstitution de la poutre de couronnement de la paroi moulée et la dalle de jonction entre le chevêtre de la culée et la paroi moulée.

Concernant uniquement la culé C0 (côté appui fixe), 4 tirants ont été réalisés dans le garde-grève afin de reprendre les efforts de freinage.

TABLIER
Fabrication et transport

La fabrication de la charpente métallique peut se décomposer de la manière suivante :

Approvisionnement : tôles, tubes pour diagonales, goujons pour connexion, boulons, produits d'apport de soudage.

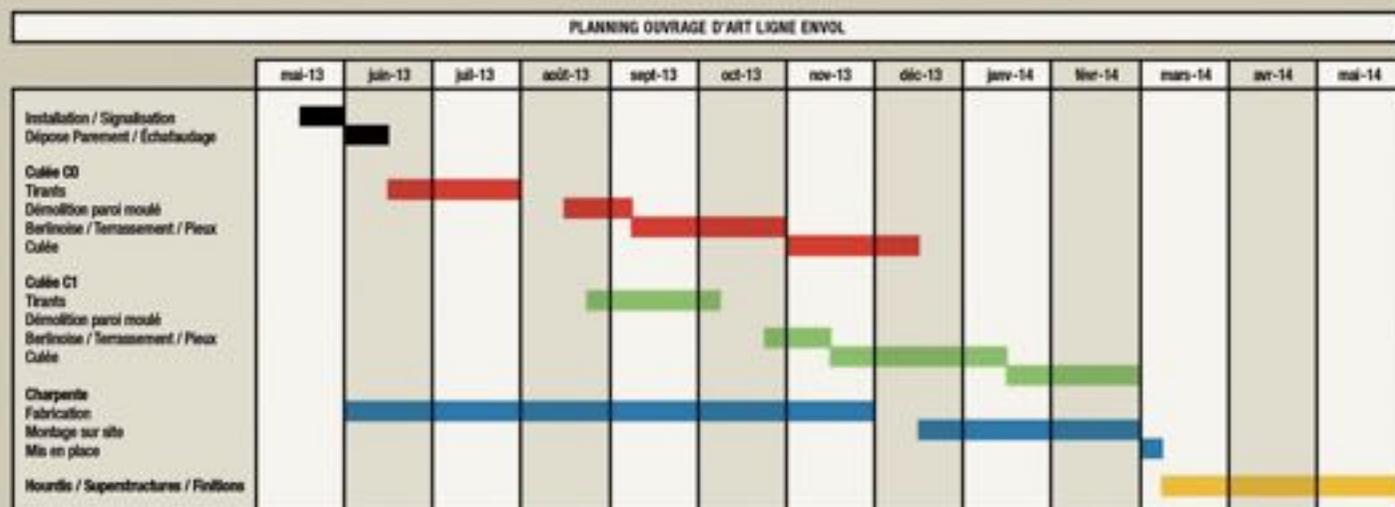
Les approvisionnements sont effectués en forges habilitées NF Acier.

Le cintrage des tubes des diagonales a fait l'objet d'une attention particulière.

Fabrication : Pour la fabrication il a été prévu un tronçonnage de l'ouvrage. Les trottoirs sont soudés sur les membrures inférieures en atelier. Les pièces de pont sont réalisées unitairement et soudées sur chantier :

- Débit des tôles et bout à bout des âmes et semelles ;

TABLEAU 1 : PROGRAMME DE TRAVAUX





© GTM
15



16

Transport : Les différents tronçons constitutifs de l'ossature métallique sont acheminés par la route, par convois exceptionnels jusqu'à la plateforme d'assemblage sur le chantier depuis l'usine de Baudin Châteauneuf à Châteauneuf-sur-Loire.

Les tronçons les plus imposants sont les membrures inférieures et les trottoirs associés (longueur maxi 35 m, largeur 4,10 m, hauteur 4,35 m, poids environ 70 t).

Assemblage sur site

L'assemblage sur site commence par le déchargement des éléments à l'aide de grues automotrices selon un calage et un phasage bien précis.

Les fermes principales sont tout d'abord calées sur la plateforme et assemblées par soudage, ensuite les tronçons d'arc sont assemblés sur des palées de montage et assemblées également par soudage.

Mise en place

L'opération de mise en place de l'ouvrage consiste à déplacer la charpente (à l'aide de remorques SPMT) à partir de la plate-forme d'assemblage jusqu'à la mise en place et au dévérinage à sa position définitive.

15- Début du déplacement sur l'A621.

16- Poursuite du déplacement sur l'A621.

15- Start of travel on the A621.

16- Continuing travel on the A621.

L'opération s'est déroulée en continu du vendredi soir au lundi matin pour limiter au maximum les contraintes de fermeture totale de l'A621.

Hourdis

La réalisation du hourdis s'est faite par la pose de dalles préfabriquées entre les pièces de pont de la charpente métallique (60 dalles).

Ces dalles ont été posées en quatre nuits à l'aide de grues disposées sur l'A621. Ces dalles sont clavées entre elles par la suite sans coupure de circulation. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

PIEUX DIAM. 800 MM : 38 unités (13 m profondeur moyenne)

ARMATURES BA : 150 t

BÉTONS C30/37 & C35/45 : 1 500 m³

CHARPENTE MÉTALLIQUE : 500 t

ÉTANCHÉITÉ : 1 500 m²

GARDE-CORPS : 145 m

CORNICHES CANIVEAUX MÉTALLIQUES : 145 m

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : SMTC (Syndicat Mixte des Transports en Commun)

MAÎTRE D'OUVRAGE MANDATÉ : SMAT (Société de la Mobilité de l'Agglomération Toulousaine)

MAÎTRE D'ŒUVRE : Groupement Ingérop Conseil et Ingénierie, Richez & associés, Xélis

CONSTRUCTEURS ET INGÉNIERIE D'ÉTUDES :

- **GTM :** travaux de génie civil, fondations, terrassement
- **Baudin Châteauneuf :** travaux de charpente métallique
- **Arcadis :** conception de la variante de fondation / appui et renforcement de la paroi moulée et études d'exécution du génie civil,
- **Bureau d'études de Baudin Châteauneuf :** étude de la charpente métallique

ABSTRACT

BRIDGE OVER THE ENVOL TRAMWAY LINE IN TOULOUSE

FABIEN VIGNERON, GTM - JEAN-RÉMI VABRE, ARCADIS - OLIVIER GIVET, ARCADIS - PATRICE AUFFRET, INGÉROP - SÉBASTIEN GARCIA, INGÉROP

To improve access to Blagnac Airport and the labour pool in the airport area, the Toulouse joint authority for public transport undertook construction of the Envol tramway line, a new branch of the existing T1 line. This line passes over the A621 expressway via a Warren type bridge of 65-metre span with a sharp 35-gon skew and abutments located behind existing diaphragm walls. Apart from the complexity of the steel structure, the challenge was to execute abutments without any interaction with the diaphragm walls and their tie anchors. The GTM/Baudin Châteauneuf consortium in partnership with the Arcadis engineering firm proposed an appropriate design variant. Moving into position the steel structure transported on trailers proved a spectacular operation. □

LA OBRA DE INGENIERÍA DE LA LÍNEA DE TRANVÍA ENVOL EN TOULOUSE

FABIEN VIGNERON, GTM - JEAN-RÉMI VABRE, ARCADIS - OLIVIER GIVET, ARCADIS - PATRICE AUFFRET, INGÉROP - SÉBASTIEN GARCIA, INGÉROP

Para mejorar la comunicación con el aeropuerto de Blagnac y la cuenca de empleo de la zona aeroportuaria, el Sindicato de Mixto de Transportes Públicos de Toulouse ha emprendido la construcción de la línea de tranvía Envol, nuevo ramal de la línea existente T1. Esta línea atraviesa la vía rápida A621 por medio de una estructura de tipo Warren de 65 m de luz con un fuerte inclinación de 35 grados y estribos situados en la parte posterior de las paredes moldeadas existentes. Además de la complejidad de la estructura metálica, el reto era realizar los estribos sin interactuar con las paredes moldeadas y sus tirantes. La agrupación GTM - Baudin Châteauneuf asociada a la empresa de ingeniería Arcadis propuso una variante de diseño pertinente. La instalación de la estructura metálica transportada en remolques ha sido espectacular. □

ESTACADE DE CENON

AUTEURS : DIDIER KOENIG, DIRECTEUR DU DÉPARTEMENT OUVRAGE D'ART, EIFFAGE TP - MATTHIEU CARRY, DIRECTEUR DE TRAVAUX, EIFFAGE TP

L'ESTACADE DE CENON EST RÉALISÉE DANS LE CADRE DE LA DEUXIÈME PHASE DE LA SUPPRESSION DU BOUCHON FERROVIAIRE DE BORDEAUX PAR LA MISE À 4 VOIES ENTRE CENON ET LA GARE SAINT-JEAN DE BORDEAUX. ELLE EST CONSTITUÉE D'UNE SUCCESSION D'OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ À DEUX TRAVÉES ET DE TROIS OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT ROUTIER À POUTRELLES ENROBÉES.

LE MARCHÉ CONFIE À EIFFAGE TP COMPORTE ÉGALEMENT TOUS LES AMÉNAGEMENTS FONCTIONNELS ASSOCIÉS.



Dans le cadre des travaux de suppression du bouchon ferroviaire de Bordeaux phase 2, Réseau Ferré de France a confié à Eiffage TP la construction de l'ouvrage principal de l'opération, l'estacade de Cenon, située sur la commune éponyme au nord de l'agglomération bordelaise. Ce projet de 25 M€ environ s'inscrit dans l'opération de mise à 4 voies de l'axe ferroviaire en entrée nord de Bordeaux, entre Cenon et la gare Saint-Jean (figure 4). L'estacade est composée d'une succession d'ouvrages en béton armé à 2 travées et de 3 ouvrages de franchissement routier à tablier à poutrelles enrobées. Les aménagements fonctionnels associés à l'estacade sont également inclus dans le marché confié à Eiffage TP.

DESRIPTIF GÉNÉRAL DU PROJET

L'ouvrage d'une longueur totale de 1162 m est composé du nord vers le sud de :

- 1 ouvrage de franchissement de la rue Foch, de type RaPe mono-travée, l'OA Foch, appuyé sur 2 culées ;
- 5 plots béton armé de 30 m environ chacun ;

- 1 ouvrage de franchissement de la rue Joffre, de type RaPe mono-travée, l'OA Joffre, appuyé sur 2 culées ;
- 27 plots béton armé de 30 m environ chacun ;
- 1 ouvrage de franchissement du boulevard de l'Entre-Deux-Mers, de type RaPe bi-travées, appuyé sur 2 culées et une pile intermédiaire ;
- 2 plots béton armé de 30 m environ chacun ;
- 1 plot béton armé de 17 m environ.

TRAITEMENTS ARCHITECTURAUX DE L'ESTACADE

Les piédroits du côté est de l'estacade font l'objet d'un traitement architectural selon trois séquences spécifiques, définies par le Cabinet Lavigne-Chéron :

- Séquence « **Arcades** » (figure 2),
- Séquence « **Portiques** » (figure 3),
- Séquence « **Terrasses** » (figure 1).

LES CONTRAINTES

Le chantier de l'estacade de Cenon, comme toutes les opérations urbaines, est soumis à de nombreuses contraintes :

- Le délai très serré : 29 mois y compris période de préparation.

→ Proximité immédiate de la voie ferrée, maintenue en exploitation pendant toute la durée du chantier (figure 1). Seules des coupures de nuit sont autorisées, dans des plages horaires très restreintes, pour la construction des tabliers des ouvrages au dessus des axes routiers ou pour tous les travaux de terrassement et de fondations qui engagent la stabilité du remblai ferroviaire existant.

→ Exigüité du site et des emprises mises à disposition. 70% du linéaire de l'ouvrage, dont la largeur avoisine les 10,50 m, doivent être construits dans une emprise de 15 à 20 m environ, avec des passages à des largeurs inférieures à 13,50 m.

→ De la contrainte précédente découle celle de la proximité des riverains, le projet s'inscrivant entre les fonds de parcelles et le talus ferroviaire. La plus grande attention est à apporter à l'état des chaussées, aux nuisances sonores et aux poussières, à la récupération des eaux de ruissellement du chantier.

→ Accessibilité et circulation des véhicules de chantier. Les accès sont très restreints et les itinéraires de chantier définis et imposés par le marché. Par ailleurs, seules quelques plages de cou-

pures de circulation totales sont autorisées sur les axes routiers franchis :

- Aucune coupure continue sur le boulevard de l'Entre-Deux-Mers qui est un axe structurant pour l'agglomération bordelaise. Seules les coupures de circulation de nuit sont autorisées

→ Nature des sols qui, outre leurs faibles caractéristiques mécaniques et leur défaut de portance pour l'exécution des travaux, présentent dans certaines zones une pollution par matière organique et métaux lourds.

→ Présence de nappes phréatiques superficielle et profonde captive, avec des hauteurs de charge proches du TN voire supérieures dans certaines zones.

→ Libération des emprises, en raison des travaux préparatoires hors marché.

→ Interfaces avec les ouvrages adjacents, à chaque extrémité.

Ces deux dernières contraintes, imposées par des délais partiels contractuels définissent le phasage général de l'opération, présenté ci-dessous.

LE PHASAGE GÉNÉRAL DES TRAVAUX

Du fait des périodes différées de mise à disposition des terrains, l'ordonnan-



1

© DIDIER FOSSE - EIFFAGE TP



2



3

© DIDIER FOSSE - EIFFAGE TP

- 1- Vue générale de l'estacade à proximité immédiate de la voie existante en exploitation.
- 2- Séquence arcades.
- 3- Séquence portiques revêtus de briques acoustiques.
- 4- Tracé du projet.

- 1- General view of the viaduct in the immediate vicinity of the existing track in operation.
- 2- Series of arcades.
- 3- Series of portal structures covered with acoustic bricks.
- 4- Project alignment.

TRACÉ DU PROJET



4

cement général des travaux a été le suivant :

- Réalisation de la culée C1 Foch ;
- Réalisation de l'estacade, des bassins et des culées d'ouvrages de franchissement entre la rue Joffre et le boulevard de l'Entre-Deux-Mers ;
- Construction de la pile P2 du Pra Entre-Deux-Mers ;
- Construction de l'estacade, des bassins et des culées d'ouvrages de franchissement entre le boulevard de l'Entre-Deux-Mers et la limite sud du projet ;
- Réalisation de l'estacade, des bassins et des culées d'ouvrages de franchissement entre la rue Joffre et la rue Foch.

Par ailleurs, en raison des contraintes de site, le phasage des travaux nécessite de réaliser chaque plot en faisant se succéder les ateliers : pieux, semelles, piédroits, traverses, superstructures et équipements.

TRAVAUX PRÉPARATOIRES

Préalablement au démarrage de la construction de l'estacade à proprement parler, des travaux préparatoires sont nécessaires :



5

© EIFFAGE TP

- Dégagement des emprises, débroussaillage et abattage des arbres,
- Démolition des bâtis,
- Réalisation des reconnaissances géotechniques complémentaires.

L'ESTACADE

Cet ouvrage est constitué d'une succession d'ouvrages à deux travées en béton armé réalisés par plots.

Les plots en béton armé sont des structures poteaux/dalles, fondées sur fondations profondes et semelles de répartition. Cette structure consti-

tue des portiques, dans le sens longitudinal et transversal. La traverse supérieure, qui accueille la plateforme ferroviaire est pentée transversalement pour permettre l'écoulement des eaux pluviales. Large de 10,50 m environ, elle présente une épaisseur de 0,92 m à l'axe de l'ouvrage. À ses extrémités transversales, elle est épaissie par des goussets, qui favorisent l'encastrement dans les piédroits latéraux.

Ces piédroits latéraux présentent une épaisseur structurelle de 0,80 m et sont constitués chacun, par :

5- Équipage mobile.

6- Coupe transversale type.

7- Coupe longitudinale d'un plot d'estacade.

5- Mobile rig.

6- Typical cross section.

7- Longitudinal section of a viaduct block.

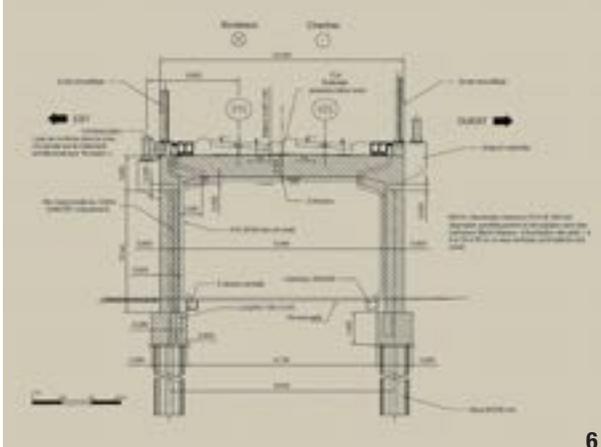
→ Une poutre béton armé en retombée de 1,50 m de hauteur et sur laquelle vient s'encastrer la traverse supérieure.

→ Trois poteaux béton armé sur lesquels sont encastrees les poutres en retombée.

Les plots d'estacade sont fondés sur des pieux forés en béton armé de 1200 mm de diamètre, ancrés dans le substratum.

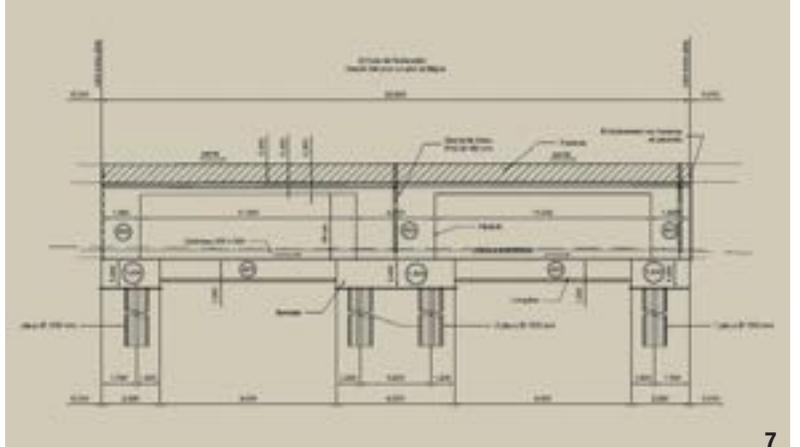
Au droit de chaque poteau, les pieux de fondation sont coiffés par des semelles qui sont reliées entre elles côté ouest

COUPE TRANSVERSALE TYPE

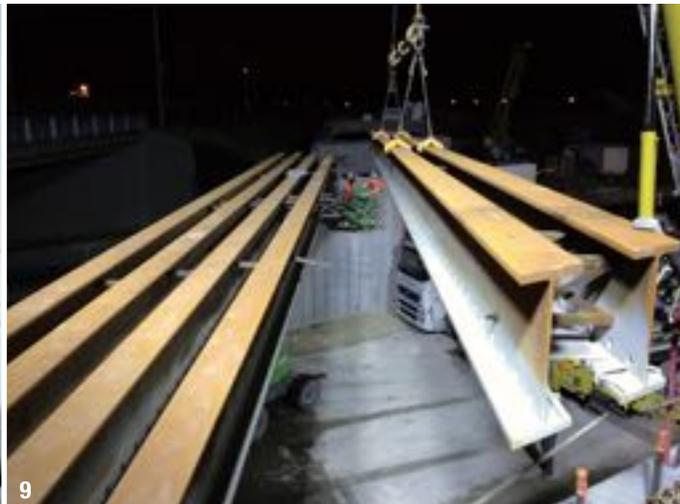


6

COUPE LONGITUDINALE D'UN PLOT D'ESTACADE



7



par des longrines en béton armé. Ces longrines permettent de raidir longitudinalement l'estacade vis-à-vis des efforts horizontaux (freinage et démarrage des trains, variations dimensionnelles), d'une part, et de supporter les murs en maçonnerie de fermeture des ouvertures de l'estacade, d'autre part. Il est à noter que le niveau de fondation des semelles coté est a été relevé afin de ne pas impacter le pied du talus SNCF existant, en limite de stabilité, et aussi afin de minimiser le nombre d'appuis devant être réalisé sous blindage pour respecter les prescriptions de l'IN0033 du référentiel infrastructure de la SNCF.

Une élévation et une coupe en travers type sont présentées en figures 6 et 7. En rive d'ouvrage, les massifs des caténaires sont réalisés en encorbellement. De même, les zones de sectionnement des caténaires et de signalisations ferroviaires nécessitent l'aménagement de plates-formes venant en excroissance par rapport aux nus extérieurs des piédroits de l'estacade.

Les extrados des plots d'estacade, des tabliers de franchissements routiers et des plateformes en encorbellement, sont équipés d'un complexe d'étanchéité de 3,5 cm se relevant sur les longrines en rives d'ouvrages.

Les rives de plate-forme sont équipées d'un caniveau fil d'eau de recueil des eaux de ruissellement associé à un caniveau à câbles doubles alvéoles. Des avaloirs espacés tous les 15 m sont prévus pour permettre l'évacuation des eaux de ruissellement de la plate-forme.

La rive du côté est de l'estacade est équipée de corniches en béton armé. Les deux rives des tabliers des ouvrages de franchissement routiers

sont quant à elles équipées de corniches métalliques.

Un écran acoustique surmonte les relevés latéraux de part et d'autre de la traverse.

Les fondations sont constituées de pieux forés à la boue et tubés provisoirement en tête. La particularité de ce chantier est l'utilisation d'une boue polymère. Ce choix a été effectué au vu des faibles emprises disponibles et afin de réduire les nuisances générées lors de forage à la boue. En effet, cette technique ne nécessite pas de dessablage, contrairement à la solution boue bentonitique et permet donc de libérer l'emprise prévue normalement pour cette unité de traitement qui est par ailleurs très bruyante et donc nuisible pour les riverains.

La boue polymère présente l'avantage d'être recyclable à l'infini lorsqu'elle n'est pas polluée par les sols en place. Ses caractéristiques physiques permettent par ailleurs de la pomper depuis l'unité de production positionnée au

8- Levage du tablier ouest du pont Foch.

9- Pose des poutrelles HEM700 du tablier Entre-Deux-Mers.

8- Raising the western deck of Foch Bridge.

9- Placing HEM700 beams of the Entre-Deux-Mers deck.

milieu du tracé jusqu'aux extrémités de l'ouvrage, soit sur 500 m environ. En fin d'opération, une casse chimique de la boue est réalisée. Elle permet de récupérer environ 97 % d'eau, qui après correction du pH, peut être directement rejeté dans le réseau. Les quelques résidus solides sont quant à eux évacués vers des filière de traitement appropriées.

L'atelier de forage, composé d'une foreuse BG25 et d'une grue treillis de servitude a permis, en cadence, de réaliser 3 pieux de 20 à 25 m par jour. Les cages d'armatures de pieux sont assemblées sur chantier et mises en œuvre toute hauteur dans le forage. Il est à noter qu'en raison des écoulements d'eau tous-terrains importants constatés dans quelques zones du chantier, certains pieux ont du faire l'objet d'un tubage définitif sur toute la hauteur comprise entre le substratum sain et la tête de pieu. Cette décision a fait suite au constat de discontinuités dans les pieux au niveau de l'ouvrage de la culée C1 Entre-Deux-Mers.

Les écoulements étaient tellement importants qu'ils avaient délavé l'ensemble des pieux de cet ouvrage.

Une solution alternative de fondation a donc du être envisagée pour cette culée ; 42 micropieux Ø 250 mm de 30 m de longueur ont ainsi été réalisés. Le principal enjeu technique de cette opération est la construction de la traverse en béton armé de chaque plot. Du fait des caractéristiques mécaniques du sol (portance inexistante en surface) et de la récurrence de l'opération (35 bétonnages de 330 m³ environ), le choix de concevoir et utiliser un outil spécifique a été retenu dès l'appel d'offre. Cet équipement, développé pour les besoins du chantier, a permis de tenir une cadence de 1 plot par

semaine. Composé d'une structure coffrante en intrados, il comporte également une structure extérieure qui permet de coffrer les rives de la traverse et reprendre une partie des charges de bétonnage apportées aux panneaux coffrants de l'équipage inférieur par le biais de 32 suspentes (figure 5).

Au coulage, les équipages intérieurs et extérieurs sont appuyés sur des consoles supports. Ces consoles, placées de part et d'autre des piédroits sont bréelées par 4 tiges précontraintes Ø 50 mm. Cette disposition permet de répartir les charges sur chaque piédroit. En translation, les équipages sont en appui sur un chemin de roulement constitué de profilés métalliques HEA 300, bridés aux consoles.

Le cycle de production de l'équipe en charge de la réalisation de la traverse est le suivant à partir d'un lendemain de bétonnage :

Jour 1 :

→ Décintrage à 18 MPa (18h environ).

Le suivi de la montée en résistance est assuré par maturométrie. Quelques éprouvettes d'information sont également réalisées.

→ Translation de l'équipage inférieur en position pour le bétonnage suivant, réglage et mise sur appui (vérinage) sur les consoles.

→ Ferrailage en place de la nappe inférieure de la traverse.

Jour 2 :

→ Pose à la grue treillis de 120 t des éléments de ferrailage préfabriqués (poutres latérales et poutres transversales).

→ Ferrailage en place de la nappe supérieure et des relevés latéraux.

Jour 3 :

→ Finition du ferrailage.

→ Translation de l'équipage supérieur et mise sur appui sur les consoles. ▷



10



11



12

© DIDIER FOSSE - EIFFAGE TP

© DIDIER FOSSE - EIFFAGE TP

Jour 4 :

- Réglage des panneaux de coffrage latéraux.
- Suspension et réglage du panneau inférieur central.
- Réglage fin de l'ensemble, serrage des tiges de coffrage.
- Lançage des chemins de roulement libérés sur les appuis suivants.

Jour 5 :

- Bétonnage avec une pompe de portée 42 m minimum positionnée à l'avant du plot à bétonner. Elle est équipée d'un limiteur d'orientation pour ne pas permettre le survol de la zone dangereuse des voies ferrées adjacentes.

**FRANCHISSEMENT
DES RUES DU MARÉCHAL FOCH
ET DU MARÉCHAL JOFFRE**

Les 2 ouvrages de franchissement sont constitués de deux tabliers indépendants accolés, supportant chacun une des voies de doublement. Les tabliers présentent les caractéristiques suivantes :

- Largeur 2 x 5,205 m, soit une largeur hors tout de 10,50 m environ, avec le joint sec entre tabliers, identique à celle de l'estacade ;

- Structure de tablier en poutrelles enrobées (8 HEA 550 par tablier), d'épaisseur totale variable de 62 à 67 cm (extrados déversé en toit à 1 % et intrados horizontal).

Les tabliers reposent sur des culées à mur de front qui comprennent deux murs en retour de longueurs variables permettant de raccorder les plots d'estacade aux tabliers RaPe.

Les culées sont fondées sur 4 à 6 pieux forés en béton armé Ø 1 200 mm, ancrés dans le substratum à plus de 20 m de profondeur.

Pour la construction des tabliers, en raison des interfaces avec les chantiers voisins et du fait des faibles délais de coupure de rue autorisés par la Mairie de Cenon, il a été décidé de poser l'ensemble des poutres constituant la structure des RaPe en une seule phase (figure 8).

Une fois le tablier en place, il est procédé au ferrailage de la nappe supérieure et au bétonnage.

**FRANCHISSEMENT
DU BOULEVARD
DE L'ENTRE DEUX MERS**

Comme pour les autres RaPe cet ouvrage d'art est constitué de deux

**10- Écrans
acoustiques -
face intérieure.**

**11- Écrans
acoustiques -
face extérieure.**

**12- Intérieur
de l'ouvrage -
descentes d'eau,
bassin et piste.**

**10- Noise
barriers -
inner surface.**

**11- Noise
barriers -
outer surface.**

**12- Interior of
the structure -
water down-
pipes, pond
and path.**

- Structure de tablier en poutrelles enrobées (9 HEM 700 par tablier), d'épaisseur totale variable de 78 à 84 cm.

La pose des poutres HEM 700 constituant le tablier métallique s'effectue par paires de poutres, sous coupure totale nocturne des circulations routières (figure 9).

Lorsque les poutres sont positionnées sur la première travée, il est procédé à un premier bétonnage sur 25 cm environ qui permet de caler l'ensemble des coffrages perdus et de rouvrir la circulation sous l'ouvrage.

La pose des poutres de la seconde travée s'effectue alors selon le même procédé.

L'assemblage définitif des poutres s'effectue par éclissage.

ÉCRANS ACOUSTIQUES

En section courante, les rives de l'estacade sont surmontées d'écrans acoustiques équipés de panneaux absorbants (du côté des voies sur l'estacade - figure 10) :

- Hauteurs de 2 m, 2,50 m et 4 m ;
- Poteaux métalliques supports de panneaux d'écrans en HEB 140 à HEB 240.



Les panneaux élémentaires sont constitués par :

- Un panneau support en béton armé architecturé du côté extérieur de l'estacade ;
- Un parement acoustique absorbant en béton de bois avec relief en cannelures verticales positionné côté voies ferrées.

Les faces extérieures des écrans, en béton armé préfabriqué, reprennent le motif architectural général de l'opération (figure 11).

Les rives des tabliers des ouvrages de franchissements routiers de la rue du Maréchal Foch et de la rue du Maréchal Joffre sont équipées d'écrans acoustiques translucides en polyméthacrylate de méthyle (PMMA).

En cadence, 80 à 90 m d'écrans sont posés par jour, en deux postes.

ASSAINISSEMENT ET VOIRIES D'EXPLOITATION

Dans le cadre du marché, 3 bassins enterrés ou semi enterrés sont réalisés. Ces ouvrages cadre (DALO) d'ouvertures variables sont longs de 50 à 200 m. Ils récupèrent l'ensemble des eaux pluviales issues du tablier et collectées via les descentes d'eau et les caniveaux latéraux disposés sur tout

13- Vue générale de l'ouvrage terminé.

13- General view of the completed structure.

le linéaire de l'estacade de sous face (figure 12).

Deux pistes d'exploitation sont construites.

La première en front d'estacade, est constituée par des dalles alvéolées enherbées (visible sur figure 2).

La seconde, située sous l'estacade est réalisée en grave bitume (figure 12).

CONCLUSION

Les moyens mis en œuvre par l'entreprise ont permis de réaliser cet ouvrage dans les délais ambitieux du marché. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

PIEUX Ø 1 200 MM :
322 u / 6 730 m

PIEUX Ø 800 MM :
10 u / 188 m

MICROPIEUX Ø 250 MM :
48 u / 1 440 m

BÉTON :
28 000 m³

POUTRELLES RAPE :
325 t

ACIERS HA :
2 900 t

DÉBLAIS / FOUILLES :
30 000 m³

REMBLAIS :
15 000 m³

ÉCRANS ACOUSTIQUES :
6 200 m²

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRISE D'OUVRAGE : RFF
MAÎTRISE D'ŒUVRE : Egis
ARCHITECTE : Cabinet Lavigne-Chéron
ENTREPRISE TITULAIRE : Eiffage TP

PRINCIPAUX SOUS-TRAITANTS

ÉTUDES D'EXÉCUTION : Secoa
PIEUX : Balineau / Bachy UK
MICROPIEUX : Soltechnic
TERRASSEMENTS : Buesa
BLINDAGES : Leduc
ARMATURES : Lambda SA / Presider
BASSINS ENTERRÉS : Snegso
ÉCRANS ACOUSTIQUES BA : Maison Bleue / Durisol
PMMA ET CORNICHES MÉTAL : Tcmi
ÉTANCHÉITÉ : Eurovia
CANIVEAUX EXTRUDÉS : Aer
VRD : Eiffage TP
AMÉNAGEMENTS PAYSAGERS ET CLÔTURES : Bouyrie de Bie

ABSTRACT

CENON VIADUCT

DIDIER KOENIG, EIFFAGE TP - MATTHIEU CARRY, EIFFAGE TP

The Cenon viaduct is being constructed as part of the second phase of work to eliminate the rail traffic jam in Bordeaux by setting up four tracks between Cenon and Saint-Jean de Bordeaux Station. It consists of a series of two-span reinforced concrete structures and three composite-joist road overpasses. The contract entrusted to Eiffage TP also includes all the associated functional improvements: noise barriers, sanitation and operating road systems. □

ESTACADA DE CENON

DIDIER KOENIG, EIFFAGE TP - MATTHIEU CARRY, EIFFAGE TP

La estacada de Cenon se realiza en el marco de la segunda fase de descongestión del tráfico ferroviario de Burdeos por la ampliación a 4 vías entre Cenon y la estación Saint-Jean de Burdeos. Está formada por una sucesión de obras de hormigón armado de dos tramos y de tres obras de franqueo con viguetas de hormigón. El contrato confiado a Eiffage TP también incluye todos los acondicionamientos funcionales asociados: pantallas acústicas, saneamiento y vías de explotación. □



1

© PASCAL LE DOARÉ

OUVRAGES D'ART COURANTS PRO PRAD ENCASTRÉS SUR APPUIS - LGV SEA

AUTEURS : JEAN-PHILIPPE PRAJOUX, VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJETS, DIRECTEUR TECHNIQUE GÉNIE-CIVIL COSEA-SGI – ALEXIS FERNEX DE MONGEX, VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJETS, COORDINATEUR ÉTUDES-TRAVAUX PRO PRAD COSEA-SGI – NICOLAS ESCANDE / SYLVIE BOUVET, ARCADIS, CHEFS DE PROJET – RÉMI HAVY / STÉPHANE LAURAND, ARCADIS, INGÉNIEURS ÉTUDES – DAVID BERTHIER, ISC - VINCI CONSTRUCTION FRANCE, DIRECTEUR GÉNÉRAL – EMMANUEL CHEVALLIER, ISC - VINCI CONSTRUCTION FRANCE, RESPONSABLE DU CONTRÔLE EXTERNE

SUR LES 163 PONTS À POUTRES PRÉFABRIQUÉES PRÉCONTRAINTE PAR ADHÉRENCE (PRAD) DE LA LIGNE À GRANDE VITESSE SUD EUROPE ATLANTIQUE (SEA), 123 SONT DES PONTS ROUTIERS (PRO) ENCASTRÉS SOIT SUR LES PILES, SOIT SUR LES CULÉES ET LES PILES. LEUR TABLIER CONTINU ENCASTRÉ SUR LES APPUIS PERMET DE SUPPRIMER LES APPAREILS D'APPUI ET LES MURS GARDE-GRÈVE. CETTE SOLUTION TECHNIQUE PRÉSENTE DE NOMBREUX AVANTAGES MAIS IMPLIQUE DES ÉTUDES PLUS POINTUES QUE CELLES D'UN OUVRAGE CLASSIQUE.

PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA LIGNE À GRANDE VITESSE

La ligne à grande vitesse Sud Europe Atlantique (LGV SEA) consiste en la réalisation d'une nouvelle infrastructure à double voie d'environ 300 km entre Tours et Bordeaux et de ses raccordements d'une quarantaine de kilomètres. Cette ligne nouvelle permettra de relier Saint-Avertin, au sud de Tours, à Ambarrès-et-Lagrave au nord de Bordeaux en Gironde.

La mise en service de la Ligne à Grande Vitesse Tours - Bordeaux est prévue pour 2017.

Le trajet entre Paris et Bordeaux s'effectuera ainsi en deux heures environ à une vitesse prévue de 320 km/h à la mise en service, mais le projet a été conçu pour permettre une vitesse commerciale de 350 km/h par la suite. En termes d'aménagement du territoire, la LGV SEA constituera un maillon de l'axe transeuropéen reliant, par la façade atlantique, les régions du nord

1- Photo aérienne d'un ouvrage de type PRO PRAD à trois travées encastré sur appuis.

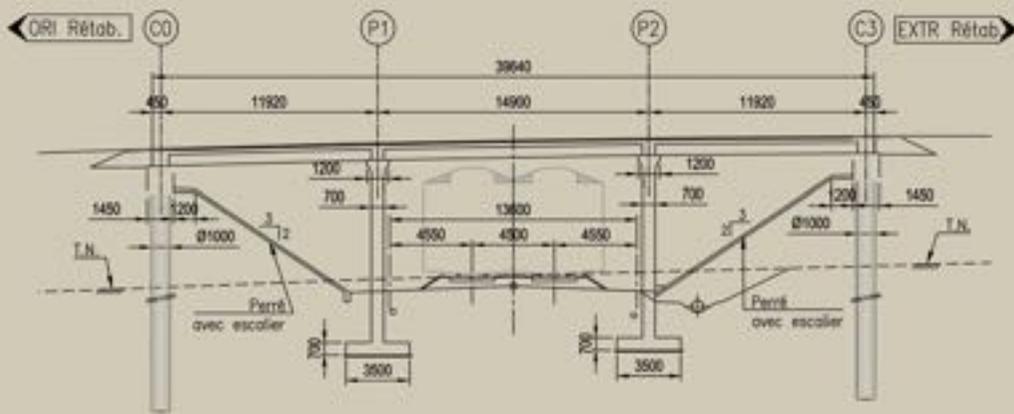
1- Aerial photo of a structure of the bonded pre-tensioned road bridge type with three spans fixed on supports.

de l'Europe avec le sud-ouest de la France et la péninsule ibérique.

Le 31 mars 2010, le groupement piloté par Vinci a remporté l'appel d'offre pour la conception, la construction, la maintenance et l'exploitation pendant 50 ans de la ligne à grande vitesse Tours-Bordeaux. Ce projet est à ce jour l'un des plus gros partenariats public-privé d'infrastructure en Europe.

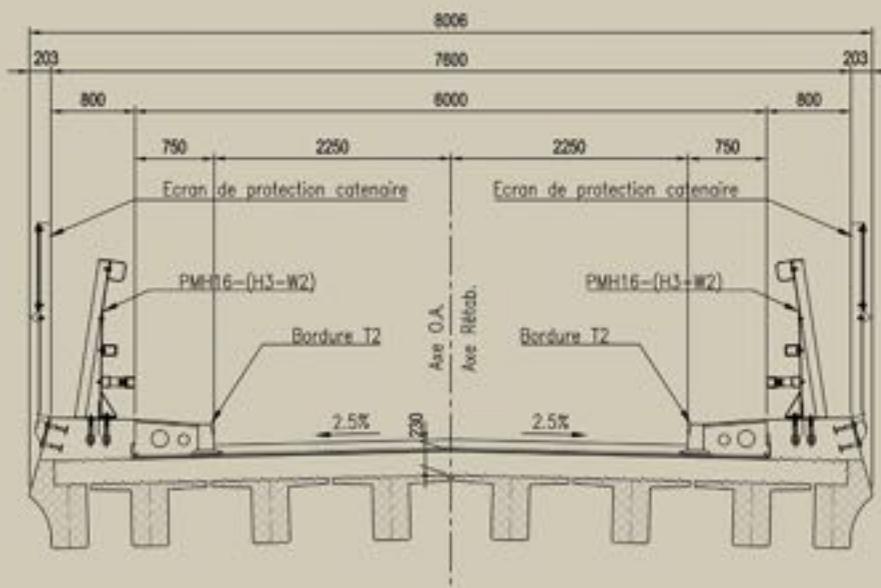
Les études et les travaux de la ligne sont confiés à différents sous-groupements suivant leur spécialité. Le sous-

COUPE LONGITUDINALE D'UN OUVRAGE À 3 TRAVÉES



© DR 2

COUPE TRANSVERSALE D'UN OUVRAGE



© DR 3

groupement infrastructures (SGI) est en charge des travaux de génie civil, de terrassement, d'assainissement et de rétablissement des communications. Il est composé des entreprises Vinci Construction Terrassements, Vinci Construction France, Vinci Construction Grands Projets, Dodin Campenon Bernard, Razel-Bec et NGE.

PRÉSENTATION DES ÉTUDES DES OUVRAGES DE TYPE PRAD

La ligne comporte 484 ouvrages d'art de tous types parmi lesquels 163 ouvrages courants de type PRO PRAD (ponts routiers à poutres préfabriquées précontraintes par fils adhérents). Ces ouvrages, lors des études d'avant-projet, ont été entièrement conçus selon la solution classique de tablier rendu continu par des entre-

toises et reposant sur des lignes d'appareils d'appuis en néoprène fretté. Parmi ces ouvrages, répartis sur les 7 sections de TOARC de la ligne LGV, 123 sont finalement conçus et réalisés

2- Coupe longitudinale d'un ouvrage à 3 travées.
3- Coupe transversale d'un ouvrage.

2- Longitudinal section of a structure with 3 spans.
3- Cross section of a structure.

avec un tablier au moins partiellement encastré sur appuis.

Compte tenu de la spécificité des calculs associés à cette variante et dans un souci d'efficacité et d'homogénéité, les études d'exécution de l'ensemble de ces ouvrages encastrés ont été confiées par le Sous Groupeement Infrastructures (SGI) à Arcadis. Le contrôle externe, impliquant pour chaque ouvrage la réalisation d'un contre-calcul et le contrôle des documents d'exécution, a été réalisé par ISC (Ingénierie des Structures et des Chantiers), bureau d'études de Vinci Construction France.

Contrairement aux habitudes, les études d'exécution des poutres PRAD (calculs et plans) ont été confiées au bureau d'études structures plutôt qu'aux pré-fabricants, évitant ainsi les échanges multiples entre bureaux d'études.

DESCRIPTION GÉNÉRALE DES OUVRAGES

VUE D'ENSEMBLE, TRAVURES ET PORTÉES

La majorité des ouvrages, soit 112 au total, sont des ponts à trois travées avec un balancement de 0,70 à 0,80 entre la travée de rive et la travée centrale. La portée centrale minimum est de l'ordre de 14,90 m afin d'assurer le gabarit ferroviaire. Les portées évoluent ensuite en fonction du biais des ouvrages et des contraintes particulières des rétablissements. La portée maximum est de 23,50 m sur les ouvrages à trois travées (figure 2).

Parmi les 11 ouvrages supplémentaires, nous comptons 1 ouvrage à une travée, 4 ouvrages à quatre travées, 4 ouvrages à cinq travées et 2 ouvrages à six travées. Ce sont principalement des ouvrages sur le réseau RFN et sur les raccordements qui doivent donc franchir plusieurs voies. Pour ces ouvrages la portée maximale atteint 24,35 m.

PROFILS EN TRAVERS

Les profils en travers des ouvrages sont constitués (figure 3) :

- D'une longrine support des dispositifs de retenue et des protections de la voie ferrée, de 0,80 m de largeur pour les ouvrages de niveau de sécurité H2 et de 1 m de largeur pour ceux de niveau H3 ;
- De trottoirs permettant le passage des réseaux et des piétons ;
- D'une chaussée, de largeur comprise entre 3,50 m et 13,50 m, supportant un trafic routier de deuxième classe.

Les largeurs de tabliers sont donc très variables en fonction de chaque rétablissement, allant de 5,60 m à 17,60 m.

ENCASTREMENT PARTIEL OU COMPLET

Parmi les 123 PRO PRAD objets de la variante « encastrement », 13 seulement sont partiellement encastrés. Il s'agit tout d'abord des 10 ouvrages à plus de trois travées dont la longueur totale du tablier est relativement importante (113,10 m au maximum) et pour lesquels il est donc nécessaire de libérer aux extrémités les mouvements de dilatation/raccourcissement du tablier sous les effets de la température et du retrait/fluage. D'autre part, il a également fallu libérer sur culées 3 ouvrages à trois travées pour lesquels les fondations sur culées perchées ne permettaient pas d'apporter la souplesse nécessaire à l'ouvrage (figure 4). ▷



4- Culée sur appareils d'appuis.
5- Encastrement du tablier sur piles.
6- Encastrement du tablier sur culées.
7- Coupes transversales des 4 types de poutres précontraintes.

4- Abutment on support devices.
5- Embedding the deck on piers.
6- Embedding the deck on abutments.
7- Cross sections of the 4 types of prestressed beams.

Tous les autres ouvrages sont entièrement encastrés sur piles et sur culées (figures 5 & 6).

POUTRES PRAD

Quatre types de poutres de deux familles différentes ont été préfabriqués pour ces ouvrages en fonction de la portée de chacun (tableau 1).

Toutes les poutres sont munies de tables, considérées dans les calculs comme participantes. Elles permettent surtout d'assurer le rôle de coffrages pour le bétonnage du hourdis et d'éviter ainsi la mise en place de dalles préfabriquées dont la mise en œuvre en phase travaux présente des risques pour les équipes.

Pour construire les 123 ouvrages, 3 914 poutres ont été préfabriquées. Chaque ouvrage a fait l'objet d'une étude et d'un plan spécifique de poutres (figure 7).

FONDACTIONS

Les ouvrages possèdent des piles fondées sur semelles superficielles

ou sur pieux, en fonction de la nature des sols rencontrés. La conception des fondations des piles est similaire à celle des ouvrages non encastrés. Pour les ouvrages sur fondations profondes, le choix s'est porté sur une fondation à une seule file de pieux sous les fûts de piles afin d'assouplir au maximum l'appui.

Pour les culées, une attention particulière a été apportée au choix du système de fondations. En effet, du fait de l'encastrement sur appuis, les efforts repris par les culées sont bien supérieurs à ceux constatés sur les ouvrages sur appareils d'appuis. En conséquence, pour les culées fondées sur pieux, le diamètre des pieux est de 1 m ou 1,20 m.

Le nombre de pieux varie en fonction de la largeur de l'ouvrage et dépend plus des critères de justification de béton armé (vérifications des moments d'encastres) que des vérifications liées à la portance.

Les culées sur semelles superficielles sont constituées d'un chevêtre sur

poteaux et semelles. Pour la plupart des ouvrages, les poteaux sont de forme carrée, de 0,80 m de côté. Un compromis a dû être trouvé sur leur hauteur : des poteaux courts rigidifient la culée et entraînent des dimensions de semelles importantes, des poteaux plus hauts, à l'inverse, assouplissent la culée mais

peuvent nécessiter d'importants terrassements. La hauteur des poteaux des culées est ainsi comprise entre 2,75 m et 7 m.

Seuls les ouvrages partiellement encastés avec des appareils d'appuis possèdent des culées perchées directement fondées en tête de remblai.

COUPES TRANSVERSALES des 4 types de poutres précontraintes

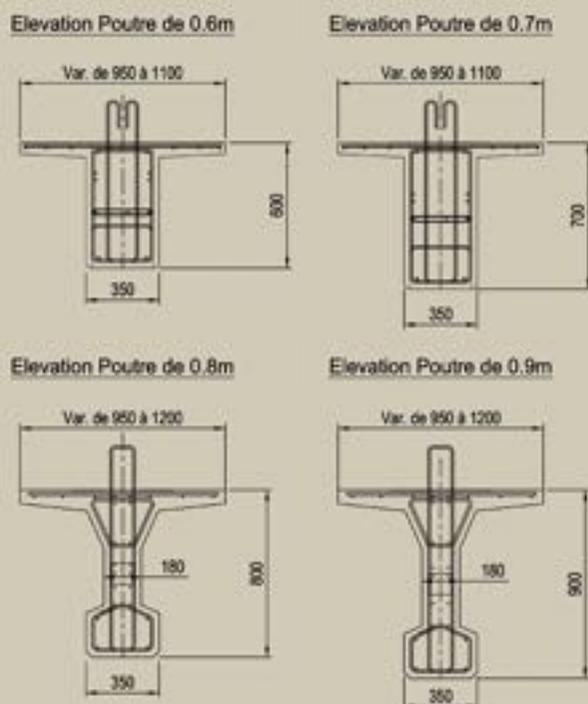


TABLEAU 1 : POUTRES PRAD

Préfabricant	Type	Hauteur	Gamme de portée
LB7	Poutres en T Torons T13	60 cm	14,65 m à 16,08 m
		70 cm	16,40 m à 18,02 m
Tierra Armada	Poutres en T à talon Torons T15S	80 cm	18,02 m à 20,70 m
		90 cm	20,80 m à 24,35 m

ÉQUIPEMENTS

Depuis le 1^{er} janvier 2014, l'installation des barrières « génériques » NF de type BN4 ou BN4-16 ne sont plus autorisées sur le réseau routier français. Les dispositifs installés doivent répondre aux exigences de la norme européenne EN 1317.

L'ensemble des ouvrages routiers de la LGV SEA est équipé du même modèle de dispositif de retenue.

Il s'agit de la barrière PMH-16 mise au point par la société HIASA. Cette barrière présente des caractéristiques adaptées aux contraintes du projet : dispositif CE approuvé, niveau de sécurité H3 (adapté pour les ouvrages de niveau H2 et H3), faible largeur de fonctionnement (W2), indice de sévérité

8- Coupes longitudinales d'une culée : encastrée sur appuis sans dalle de transition, encastrée sur appuis avec dalle de transition, non encastrée sur appuis.

8- Longitudinal sections of an abutment: fixed on supports without transition slab; fixed on supports with transition slab, or not fixed on supports.

ASI B et barrière de hauteur 1,50 m intéressante vis-à-vis de la sécurité ferroviaire.

Cette barrière est ancrée dans le tablier par un système de vis fusibles semblable à celui des barrières BN4.

Tous les ouvrages sont également munis d'écrans de protection caténaire au-dessus du franchissement de la LGV. Ces écrans mesurent 1,80 m pour une fonction de protection caténaire seule et 2,50 m s'ils assurent également une fonction anti-vandalisme. Pour les ouvrages de niveau de sécurité H3, le référentiel ferroviaire exige la mise en œuvre d'écrans de retenue de chargement (écrans « anti-déversement ») de 3 m de hauteur. L'avent de protection caténaire est, dans ce cas,

fixé sur l'écran de retenue de chargement. Dans la continuité des tabliers, les écrans anti-déversement et la barrière de sécurité PMH-16 sont ancrés sur des dalles de frottement pour aller au-delà de l'entrée en terre (zone de sécurité).

Des dispositifs de chute de véhicules (DCV) sont mis en place sur certains ouvrages de niveau H2 et sur tous les ouvrages H3. Ce dispositif est constitué d'un réseau de câbles ceinturant l'ouvrage et ses abords. Ces câbles sont fixés sur des fermettes en rives d'ouvrage et sur des potelets au niveau des talus de culées. La fonction de ce dispositif est de détecter la chute d'un véhicule ou autre objet lourd par rupture des fils.

L'encastrement des ouvrages sur leurs appuis permet de se dispenser des appareils d'appui et des murs garde-grève.

Les effets des variations linéaires étant limités, on traite les joints d'about par sciage de l'enrobé pour les rétablissements secondaires.

Un joint à hiatus est mis en place pour les rétablissements plus importants équipés de dalles de transition. En effet, un retour d'expérience des quelques premiers ouvrages encastrés réalisés en France sur plusieurs lots autoroutiers (A85 lot M2, A85 lot M3 ou A28, entre 2001 et 2005) a mis en évidence des fissurations anarchiques du revêtement de chaussée aux abords de ces ouvrages si aucune disposition particulière n'est prise (figure 8).

Pour les ouvrages non encastrés sur culées, la conception de la culée est identique à celle des ouvrages courants traditionnels.

INTÉGRATION ARCHITECTURALE

Le cabinet Lavigne-Chéron, architecte du projet, a opté pour la mise en œuvre d'une poutre de rive architecturée plutôt que d'une corniche métallique d'habillage.

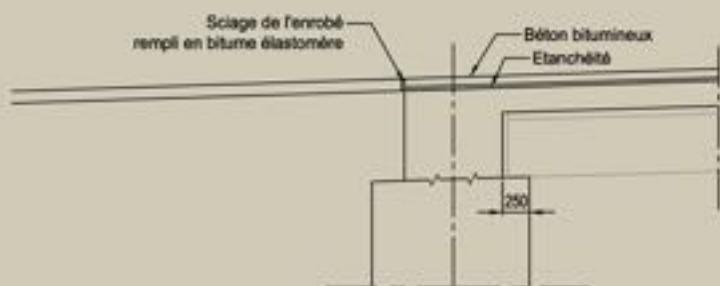
Au-dessus de cette poutre, la longrine support des équipements est traitée par une matrice Reckli Kongo.

Concernant les appuis, des engravures creuses horizontales animent la pile et une attention architecturale particulière a été portée à l'évasement des têtes de pile, assurant l'appui provisoire des poutres.

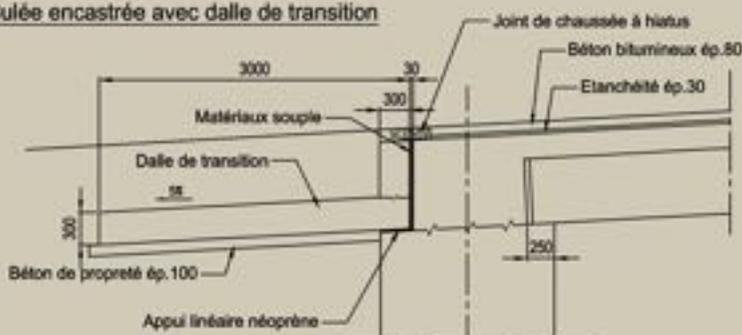
Les avants de protection caténaire présentent une forme biseautée en extrémité afin de s'intégrer de manière plus harmonieuse à l'environnement de l'ouvrage (figure 9).

COUPES LONGITUDINALES D'UNE CULÉE

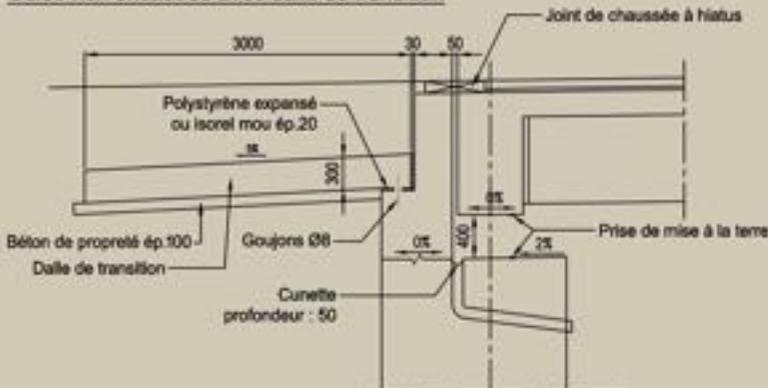
Culée encastrée sans dalle de transition



Culée encastrée avec dalle de transition



Culée non encastrée avec dalle de transition





PARTICULARITÉS TECHNIQUES DE LA SOLUTION ENCASTRÉE ORIGINE DU CHOIX DE LA SOLUTION

Les PRO PRAD ont été conçus initialement selon la solution classique de tablier sur appareils d'appui en néoprène fretté.

Néanmoins, une variante d'exécution consistant à encastrier ces ouvrages sur leurs appuis a été proposée par le Sous Groupement Infrastructures (SGI), qui avec l'appui du bureau d'études ISC a élaboré un dossier technique comprenant en particulier une étude prototype détaillée de niveau exécution permettant de justifier cette variante sur un ouvrage témoin.

Ce dossier a été soumis à l'avis du SETRA qui a émis un avis favorable aux dispositions proposées.

Ces éléments ont permis de valider le dossier de variante porté par SGI auprès de la direction de projet de SEA. Parallèlement au démarrage des études d'exécution, des études complémentaires de niveau APD ont été produites par Arcadis par familles d'ouvrages (portées, types de fondation, ...) afin de montrer la validité de la variante dans toutes les configurations du projet. Par ailleurs, en complément de la variante « encastrement », le SGI a proposé :

→ Un évasement des têtes de piles permettant la pose directe des poutres sans dispositifs provisoires ;

→ La mise en œuvre de poutres en T plutôt que de poutres rectangulaires avec dallettes de coffrage.

Ces variantes présentent ainsi un certain nombre d'avantages :

→ Simplification et sécurisation des méthodes d'exécution en l'absence

de consoles provisoires et de nécessité de décentrement après bétonnage ;

→ Rapidité d'exécution des tabliers (simplification du coffrage des entretoises de clavage, suppression des phases de pose de dallettes entre poutres, pose directe des poutres en position définitive, ...);

→ Simplification des abouts des tabliers ;

→ Sécurité du personnel dans toutes les phases de travaux ;

→ Maintenance simplifiée en raison de la suppression des appareils d'appui.

Suivant les spécificités de chaque ouvrage, le ratio d'heures pour un PRO PRAD encasté oscille ainsi entre 5 h/m³ et 7 h/m³ pour les ouvrages encastés. Pour les ouvrages maintenus sur appuis, sans évasement des têtes de piles ni table sur les poutres, ce ratio passe à plus de 10 h/m³. Ce gain de temps est appréciable compte tenu du nombre d'ouvrages à réaliser dans un délai restreint.

POINTS SINGULIERS DE CONCEPTION

Modèles de calculs

Les ouvrages ont été étudiés à l'aide du logiciel ST1 (développé par le SETRA) à partir d'un modèle 2D à barres représentant la structure dans son ensemble : appuis (y compris fondations) et tablier. En effet, l'encastrement du tablier sur ses appuis crée une interaction structurelle entre les différentes parties de l'ouvrage ainsi qu'entre l'ouvrage et les remblais adjacents, renforce son caractère hyperstatique et complexifie la modélisation de son comportement (figure 10).

Les ouvrages PRAD du projet présentent un biais limité entre 70 et 130 gr. Deux modèles 3D ont donc été réalisés afin de confirmer la pertinence de la modélisation 2D retenue.

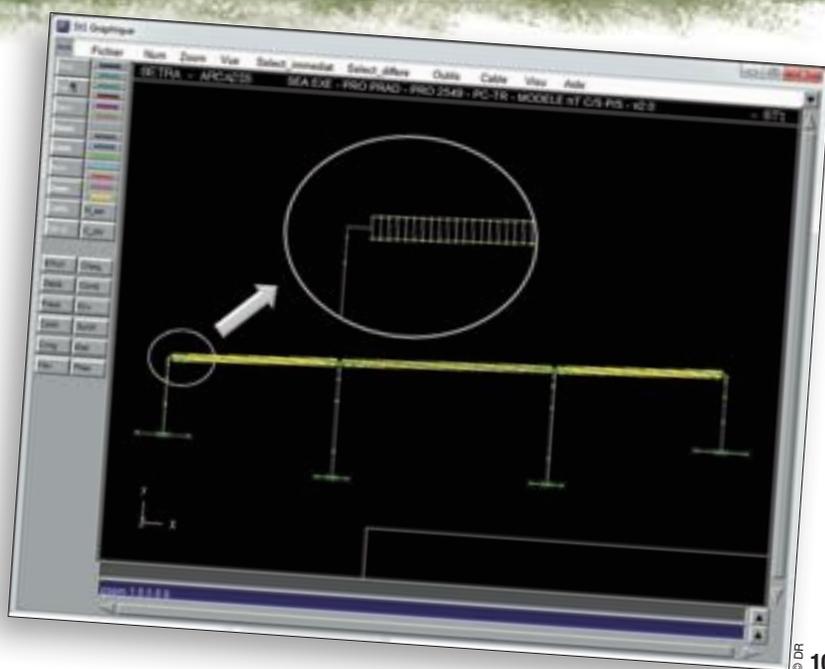
Une attention particulière a également été portée à la modélisation des poutres PRAD et du hourdis afin de tenir compte du phasage de construction

réel de la structure. Pour cela, il a été utilisé un système de modélisation en poutre-échelle afin d'étudier les sollicitations dans le tablier en tenant compte de la modification des caractéristiques mécaniques des poutres au cours du temps (poutre PRAD seule avant clavage, puis poutre avec hourdis). De cette manière, l'ensemble des effets différés du tablier (retrait et fluage de la poutre et du hourdis, relaxation des armatures de précontrainte) est pris en compte de manière réaliste dans le modèle de calculs.

Afin de produire les études en adéquation avec le planning travaux, des modèles paramétrés ont été développés ainsi que des outils semi automatiques de post-traitement et de production des notes de calculs.

Impacts de l'encastrement sur le dimensionnement

Dans la solution habituelle, les appareils d'appuis assurent un rôle d'isolateur entre les appuis et le tablier, permettant



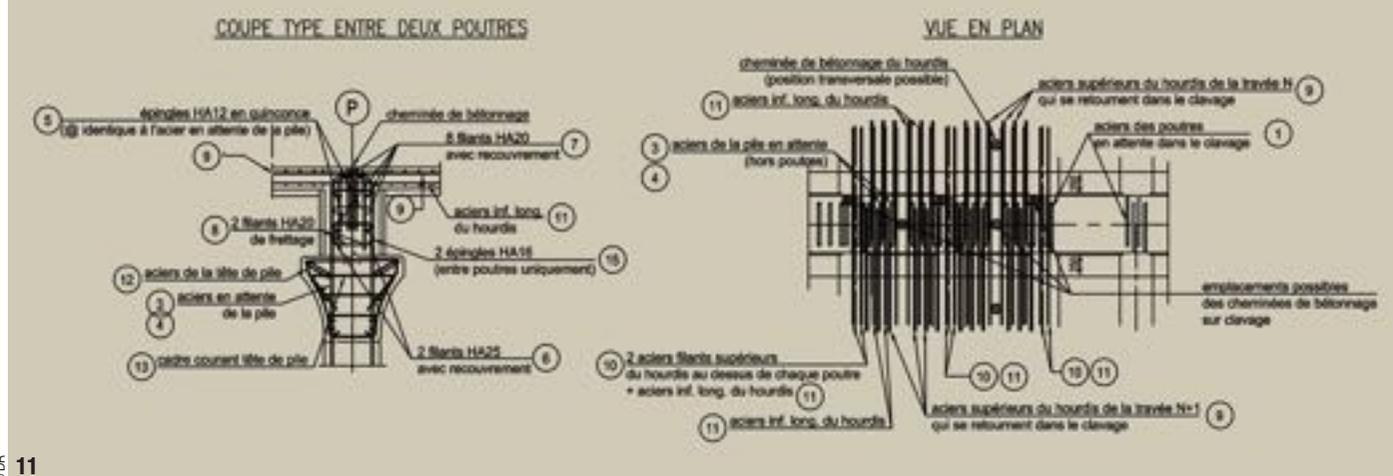
9- Photomontage de l'architecte pour un PRO PRAD à 3 travées.

10- Impression écran du modèle de calcul dans le logiciel ST1.

9- Architect's photomontage for a bonded pre-tensioned road bridge with 3 spans.

10- Screen print-out of the design model in the ST1 software.

EXTRAIT DU PLAN DE PRINCIPE DES CLAVAGES SUR PILES



© DR 11

d'une part la souplesse des appuis et réduisant l'impact des fondations sur la structure d'autre part. *A contrario*, les ouvrages encastrés apparaissent très sensibles à la géométrie des appuis et à la raideur des sols rencontrés, rendant plus complexes les études des ouvrages et empêchant tout rapprochement par famille entre ouvrages. Nous avons rappelé par ailleurs l'impact important de l'encastrement sur le dimensionnement des fondations. De même, l'encastrement impacte fortement la prise en compte de certaines charges :

→ **Tassements sur appuis** : Le tablier encastré n'est pas plus sensible au tassement que le tablier continu simplement appuyé, en revanche il n'est pas vérifiable. Une campagne de sondage renforcée a donc été menée, la totalité des appuis étant reconnue avec 50 % de sondages pressiométriques et 50 % de sondages destructifs. Par ailleurs, il a été retenu de limiter les tassements d'appui possibles des fondations à 10 mm afin d'éviter tout désordre sur la structure.

→ **Effets thermiques** : Ces charges, correspondant à des déformations imposées du tablier (variation uniforme de température, gradient de température entre les deux faces extrêmes) aboutissent à des sollicitations bien plus importantes que dans une structure classique en l'absence des appareils d'appui. Ces sollicitations ont un impact non négligeable, voire même prépondérant dans certaines sections, sur le dimensionnement du tablier, des nœuds d'encastrement et des appuis.

→ **Séisme** : Après une étude multimodale et spectrale sur un ouvrage, il a été conclu que la méthode mono-

11- Extrait du plan de principe des clavages sur piles.

12- Réalisation du ferrailage du clavage sur piles.

11- Excerpt from the schematic drawing of keying on piers.

12- Reinforcement of the keying on piers.

modale pour l'étude sismique des ouvrages encastrés donnait un niveau de précision satisfaisant et pouvait être retenue. Néanmoins, ces ouvrages sont relativement raides en raison de l'encastrement, ce qui implique des périodes fondamentales faibles et donc des accélérations sismiques correspondant au plateau du spectre de réponse. Ces ouvrages encastrés restent donc intéressants dans des zones d'aléa sismique faible ou modéré, ce qui est le cas sur la LGV SEA.

Nœuds d'encastrement

Il faut noter que la solution PRO PRAD encastrée permet de réduire les armatures longitudinales des zones de clavage par rapport aux ouvrages sur

appareils d'appuis, les charges étant directement transmises aux appuis. De plus, du fait de l'encastrement, les clavages sur piles et sur culées permettent d'assembler trois éléments (appuis, poutres et hourdis), contre deux habituellement sur ces ouvrages (poutres et hourdis uniquement). Une étude particulière de ces nœuds d'encastrement a dû être menée au démarrage des études, afin de mettre au point un principe de ferrailage le plus simple possible et reconductible sur les 123 ouvrages. Il a ainsi été retenu un principe de calepinage précis des attentes provenant des appuis (fûts de piles ou chevêtres des culées). En termes de travaux, le calepinage de ces aciers est le point de vigilance principal lié à cette variante. Il permet en effet d'éviter toute interférence avec les aciers des poutres et du hourdis et permet un bon bétonnage de cette zone densément ferrillée (figures 11 & 12).

RÉALISATION DES TRAVAUX PROGRAMME DES TRAVAUX

La période de construction de l'ensemble des PRO PRAD de la LGV SEA s'étale sur un peu plus de deux ans, pour une durée totale de travaux d'environ 3 ans dévolue au SGI. En effet, le premier béton sur ces ouvrages a eu lieu en mars 2012 avec la réalisation des semelles du PRO VN1-002 sur le lot 10 et se terminera à l'été 2014 pour les derniers ouvrages. La majeure partie des travaux a eu lieu lors de l'année 2013 (printemps et été) nécessitant de la part des équipes travaux et des bureaux d'études la mobilisation de moyens permettant la production des études de plus de 10 ouvrages par mois

© PHOTOTHÈQUE COSEA - SGI



12



13a



13b



13c



13d



13e



13f



13g

13- Cinématique de réalisation des étapes d'un OA :

- a- Fondations.
- b- Fûts de piles et poteaux des appuis.
- c- Chevêtres des culées.
- d- Pose des poutres (ici sur RFN donc pose de nuit).
- e- Ferrailage et bétonnage du tablier.
- f- Bétonnage des longrines.
- g- Équipements et étanchéité.

13- Diagram showing performance of the stages of an engineering structure:

- a- Foundations.
- b- Pier shafts and support columns.
- c- Abutment pier caps.
- d- Placing beams (here on RFN, therefore installation by night).
- e- Deck reinforcement and concreting.
- f- Concreting of longitudinal girders.
- g- Equipment and waterproofing.

PHASAGE D'UN OUVRAGE À 3 TRAVÉES ENCASTRÉ SUR APPUIS (figures 13a à 13g)

Méthodes

Le SGI a défini les méthodes et les outils de réalisation pour l'ensemble des PRO PRAD de la ligne. Ceci permet d'assurer un niveau de qualité homogène et de garantir la sécurité pour l'ensemble des personnels pendant les phases de travaux.

Fondations et appuis

Concernant la réalisation des appuis, les ouvrages suivent un phasage de réalisation classique.

Pour les piles, il consiste en la réalisation des fondations (pieux ou semelle

superficielle) puis d'un chevêtre de répartition pour les ouvrages sur fondations profondes. Dans le cas général, le fût est ensuite coulé toute hauteur en une seule levée, y compris les têtes de piles. Des coffrages spécifiques ont été étudiés et fabriqués pour cette réalisation.

Le principe est identique pour les culées avec la réalisation des fondations (pieux ou semelle superficielle) puis de poteaux pour les ouvrages sur fondations superficielles. Les murs en retour des ouvrages ont été préfabriqués par famille de murs.

La particularité intervient au moment de la pose des poutres. En effet, celles-ci

sont posées directement à leur position définitive sur les chevêtres en tête des piles et des culées, une fois ceux-ci réalisés. Un appui élastomère de 7 mm d'épaisseur est positionné sous le talon des poutres afin de bien répartir les charges sur toute la surface du repos d'appui. Les poutres sont maintenues provisoirement jusqu'au coulage des entretoises et du hourdis par un système d'étais positionnés entre l'âme des poutres et la face horizontale des chevêtres.

La solution encastrée ne requiert donc pas la préfabrication de bossages, ni d'aucune structure de support des poutres en phase provisoire, ni de cof-

frage du fond de l'entretoise. Le mur garde-grève est supprimé et c'est aussi l'opération de vérinage pour mise sur appuis définitifs qui est évitée : on voit ici tout l'intérêt de cette solution vis-à-vis des coûts de travaux et de la durée du chantier.

En contrepartie, une vigilance particulière doit être apportée au coffrage des chevêtres de têtes de piles car il est assez complexe : son nivellement doit permettre de rattraper toutes les différences de niveau dues aux pentes longitudinales et transversales de l'ouvrage. De plus, la réalisation des appuis nécessite une certaine précision dans la position des attentes afin d'éviter

© PASCAL LE DORNIER & PHOTO THÉRIQUE COSEA - SGI



14

© PHOTOTHÈQUE COSEA - SGI

tout conflit de barres lors des phases de construction suivantes. Certaines équipes de chantier ont d'ailleurs développé des outils pour la préfabrication des cages d'armatures afin d'assurer un calepinage des attentes et un nivellement corrects.

14- Équipements et superstructures d'un OA.

14- Equipment and superstructure of an engineering structure.

Tablier

Après mise en place des armatures, l'ensemble des entretoises de clavage et du hourdis est bétonné en une seule fois, afin de maîtriser correctement les moments hyperstatiques sur appuis. Sur culées, les murs posés avant bétonnage du chevêtre permettent le

coffrage de rive de l'entretoise. Pour les entretoises sur piles, un coffrage spécifique épousant la forme des poutres de rive, fixé sur ces dernières, a été mis au point. Les longrines sont ensuite réalisées, juste avant la pose de l'ensemble des superstructures et équipements du tablier (figure 14). □

LE CHANTIER EN QUELQUES CHIFFRES

DURÉE DES TRAVAUX : 29 mois pour l'ensemble des 123 PRO PRAD

PRINCIPALES QUANTITÉS MISES EN ŒUVRE :

- **Longueur totale de tablier : 5 700 m de tablier environ**
 - 4 700 m de tablier de type « ponts intégraux »
 - 1 000 m de tablier de type « ponts semi-intégraux »
- **Poutres PRAD : 3 914 poutres au total**
 - 3 046 poutres en T, dont 2 132 poutres de 60 cm de hauteur et 914 poutres de 70 cm
 - 868 poutres en T avec talon, dont 589 poutres de 80 cm de hauteur et 279 poutres de 90 cm
- **Appuis :**
 - 246 culées, dont 132 culées sur pieux et 114 culées sur semelles
 - 262 piles, dont 62 piles sur pieux et 200 piles sur semelles
 - 472 pieux Ø 1 000, dont 286 sur culées et 186 sur piles
 - 192 pieux Ø 1 200, dont 136 sur culées et 56 sur piles

INTERVENANTS DU PROJET

CONCÉDANT : RFF (Réseau Ferré de France)

CONCESSIONNAIRE : LISEA

CONCEPTEUR : COSEA

ARCHITECTE : Lavigne & Cheron Architectes

EXPLOITATION ET MAINTENANCE : MESEA

ENTREPRISES : Vinci Construction Terrassements, Vinci Construction France, Vinci Construction Grands Projets, Dodin Campenon Bernard, Razel-Bec et NGE

MÉTHODES : COSEA - SGI (Sous Groupement Infrastructures)

ÉTUDES D'EXÉCUTION : ARCADIS

CONTRÔLE EXTERNE : ISC (Ingénierie des Structures et des Chantiers)

ABSTRACT

BONDED, PRE-TENSIONED, STANDARD ROAD BRIDGE ENGINEERING STRUCTURES FIXED ON SUPPORTS - SEA HIGH-SPEED RAIL LINE

VINCI CONSTRUCTION / COSEA-SGI : J.-P. PRAJOUX, A. FERNEX DE MONGEX – ARCADIS : N. ESCANDE, S. BOUVET, R. HAVY, S. LAURAND – ISC-VINCI CONSTRUCTION : D. BERTHIER - E. CHEVALLIER

Structures of the bonded, pre-tensioned, prefabricated girder bridge type have been built in France since the 1970s. They now represent a conventional solution for the construction of road bridges with prefabricated deck for spans ranging from about 10 to 25 m. Usually, for this type of structure, the beams or end spacers rest on lines of supporting devices in banded neoprene. However, the construction of the South Europe Atlantic high-speed rail line ("LGV SEA") has seen a flourishing market for a particular type of bonded pre-tensioned road bridge, not commonly used in France but far more common in Switzerland and the United States: "Integral bridges". These structures have the special technical feature of being fixed on all their supports. Of the 163 bonded pre-tensioned road bridges distributed along the 300 km of new track for the "LGV SEA", 123 structures are "fixed bonded pre-tensioned road bridges" or are of the "Integral bridge" type - fixed both on abutments and piers - or of the "semi-integral bridges" type - fixed solely on piers. □

OBRAS DE INGENIERÍA HABITUALES PRO PRAD EMPOTRADAS EN APOYOS - LGV SEA

VINCI CONSTRUCTION / COSEA-SGI : J.-P. PRAJOUX, A. FERNEX DE MONGEX – ARCADIS : N. ESCANDE, S. BOUVET, R. HAVY, S. LAURAND – ISC-VINCI CONSTRUCTION : D. BERTHIER - E. CHEVALLIER

Las estructuras de tipo PRAD (Puente de vigas prefabricadas pretensadas por adherencia) se construyen en Francia desde los años 70. Actualmente, constituyen una solución convencional de realización de puentes de carretera de tablero prefabricado para un intervalo de luces de 10 a 25 m aproximadamente. Habitualmente, para este tipo de estructuras, las vigas o los espaciadores de extremos descansan en líneas de aparatos de apoyo de neopreno zunchado. Sin embargo, en la realización de la línea de alta velocidad Sur Europa Atlántica (LGV SEA) se utilizó un tipo particular de PRO PRAD, poco usado en Francia, pero mucho más habitual en Suiza o Estados Unidos: los "Integral bridges". Estas estructuras presentan la particularidad técnica de estar empotradas en todos sus apoyos. De los 163 PRO PRAD repartidos a lo largo de los 300 km de nueva vía de la LGV SEA, 123 estructuras son "PRO PRAD empotrados" del tipo "Integral bridges" - empotradas a su vez en estribos y pilares - o del tipo "semi-integral bridges" - empotradas únicamente en pilares. □

TRÉSORS DE NOS ARCHIVES : LE PONT CANADA DE TRÉGUIER DANS LES CÔTES-D'ARMOR

PAR P. DANTU, INGÉNIEUR EN CHEF DES PONTS ET CHAUSSÉES - E. GALARD, INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES - G. LACOMBE, INGÉNIEUR DES ARTS ET MANUFACTURES, CHEF DE SERVICE AUX CONSTRUCTIONS ED. COIGNET - E. BIDEAU, INGÉNIEUR EN CHEF DES PONTS ET CHAUSSÉES
TRAVAUX N°245 - MARS 1955

RECHERCHE D'ARCHIVES PAR PAUL-HENRI GUILLOT, DOCUMENTALISTE-ARCHIVISTE, FNTP



Le franchissement de la rivière La Jaudy à Tréguier a une histoire où un pont chasse l'autre.

La Jaudy est en fait une ria, navigable jusqu'au port de La-Roche-Derrien en amont. Tous les ponts successifs s'appelleront Canada.

Mais que vient faire le Canada dans cette affaire ? On n'en sait rien.

En langue bretonne « kenadac'h » signifie « ramasser du petit bois » et se prononce à peu près « canada ». Cette explication toponymique n'est pas des plus convaincantes.

Après des siècles de franchissement de la rivière par des passeurs, un certain Sieur Ozou, négociant à Tréguier, propose aux Ponts et Chaussées de construire un pont suspendu.

Il s'associe à la veuve Deschards et construit un pont suspendu de 139,50 m de longueur totale dont 100 m de travée suspendue.

Cet ouvrage est remarquable à deux titres : c'est le premier ouvrage de ce type en Bretagne et il est à péage dans le cadre d'une concession de 70 ans. Il est mis en service en 1834, racheté par le département en 1873, démoli en 1886 après quelques vicissitudes techniques.

Son remplaçant, deuxième du nom, est un pont métallique dont les appuis fondés sur pieux s'empressent de tasser. Les tassements atteindront 40 cm. Dès 1941, on envisage de lui substituer un nouvel ouvrage. La décision tarde et le projet ne sera repris qu'en 1951.

La réalisation du nouveau pont, troisième du nom, est confiée à l'entreprise Coignet qui le livre en 1954. L'entreprise Coignet a été, depuis, rachetée par Spie Batignolles. C'est ce troisième pont qui fait l'objet de l'article.

ABSTRACT

TREASURES FROM OUR ARCHIVES: THE CANADA BRIDGE AT TRÉGUIER IN THE COTES-D'ARMOR REGION.

TRAVAUX N°245 - MARCH 1955

P. DANTU - E. GALARD - G. LACOMBE - E. BIDEAU

The Jaudy River crossing at Tréguier has a history in which one bridge drives out another. *The Jaudy is in fact a river estuary, navigable upstream as far as La-Roche-Derrien Port. All the successive bridges would be called Canada. But what has Canada got to do with this bridge? No one knows. In the Breton language "kenadac'h" means "gather small firewood" and is pronounced roughly like "canada". This toponymic explanation is not very convincing. After centuries of crossing the river with ferries, a certain Sieur Ozou, merchant in Tréguier, proposed to Ponts et Chaussées the construction of a suspension bridge. He joined forces with the Deschards widow and built a suspension bridge of total length 139.50 m, including 100 m of suspended span. This structure was remarkable on two counts: it was the first bridge of this type in Brittany and it had a toll system as part of a 70-year concession arrangement. It was commissioned in 1834, bought by the "département" in 1873, and demolished in 1886 after a few technical problems. Its replacement, the second of that name, was a steel bridge whose supports on pile foundations soon suffered settlement. The settlement was as much as 40 cm. As of 1941, plans were made to replace it with a new bridge. The decision-making process became bogged down and the project was revived only in 1951. Construction of the new bridge, the third of that name, was awarded to the contractor Coignet, which delivered it in 1954. Coignet has since been bought by Spie Batignolles. It is this third bridge that is the subject of the article.* □

TESOROS DE NUESTROS ARCHIVOS: EL PUENTE CANADÁ DE TRÉGUIER EN COTES-D'ARMOR.

TRAVAUX N°245 - MARZO DE 1955

P. DANTU - E. GALARD - G. LACOMBE - E. BIDEAU

El cruce del río Jaudy en Tréguier tiene una historia en la que un puente sustituye a otro. *En realidad, el Jaudy es un estuario, navegable hasta el puerto de La-Roche-Derrien aguas arriba. Todos los puentes sucesivos se llamaron Canadá. ¿Pero qué tiene que ver Canadá en todo esto? No se sabe. En lengua bretona "kenadac'h" significa "recoger leña menuda" y se pronuncia de forma similar a "Canadá". Esta explicación toponímica no es de las más convincentes. Después de siglos de cruzar el río por medio de barqueros, un tal señor Ozou, comerciante en Tréguier, propuso al servicio de Puentes y Calzadas la construcción de un puente colgante. Se asoció con la viuda Deschards y construyó un puente colgante de 139,50 m de longitud total, de los cuales 100 m de tramo suspendido. Este puente es destacable por dos conceptos: es el primero de este tipo en Bretaña y está sujeto a peaje, en el marco de una concesión de 70 años. Se puso en servicio en 1834, fue adquirido por el departamento en 1873 y demolido en 1886 después de unas vicisitudes técnicas. Su sustituto, segundo con el mismo nombre, era un puente metálico cuyos apoyos sobre pilotes no tardaron en hundirse. El hundimiento llegó a ser de 40 cm. Desde 1941, se tenía previsto sustituirlo por una nueva estructura. La decisión se demoró y el proyecto no se reanudó hasta 1951. La realización del nuevo puente, tercero con el mismo nombre, se confió a la empresa Coignet que lo entregó en 1954. Posteriormente, la empresa Coignet fue adquirida por Spie Batignolles. El tercer puente es el objeto de este artículo.* □

ORGANE OFFICIEL TECHNIQUE
DE LA FÉDÉRATION NATIONALE
DES TRAVAUX PUBLICS ET DE
SES SYNDICATS AFFILIÉS

MARS 1955

TRAVAUX

REVUE MENSUELLE
ÉDITIONS « SCIENCE ET INDUSTRIE »

CH. J. HEUDELLOT ◊ ✱
Président, Directeur général
P. LE PRINCE ✱
Directeur, Rédacteur en chef

ORGANE OFFICIEL TECHNIQUE
DE LA CHAMBRE SYNDICALE
DES CONSTRUCTEURS EN
CIMENT ARMÉ DE FRANCE

N° 245

6, AVENUE PIERRE-1^{er}-DE-SERBIE — PARIS (18^e) — TÉLÉPHONE : KLÉBER 47-71 (3 LIGNES)

La reconstruction du pont Canada à Tréguier Arcs de 153 m de portée

Par P. DANTU

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

E. GALARD

Ingénieur des Ponts et Chaussées.

et

G. LACOMBE

*Ingénieur des Arts et Manufactures,
Chef de Service aux Constructions Éd. Colgnec.*

INTRODUCTION

Par E. BIDEAU

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées.

Profonde entaille dans le littoral breton de la Manche, l'estuaire du Jaudy est franchi d'un seul bond, depuis juillet 1954, par les 2 arcs en béton armé d'un nouveau pont portant la route nationale 786, de Dinard à Morlaix par la côte.

Ce nouveau pont, dit « Canada », comme son prédécesseur, fut conçu en 1941 par une équipe dirigée par M. l'Inspecteur général GRELOT.

Il n'a été réalisé que plus de 10 ans après par une autre équipe. C'est bien souvent le sort des grands ouvrages.

Très classique dans ses formes générales, il ne manque

pas pour autant d'audace et d'originalité dans ses dispositions constructives ; et son exécution, si elle n'a pas posé de problèmes méconnus, a permis à des procédés nouveaux de naître ou de se perfectionner.

Alors que depuis quelques décades les spécialistes se questionnent sur les lois de déformation du béton, sans être encore parvenus, semble-t-il, à des réponses toujours satisfaisantes, il nous a paru souhaitable de ne pas construire un ouvrage de cette taille sans ouvrir quelques possibilités d'études en ce domaine. L'un des arcs contient donc des témoins à corde vibrante qui ont déjà permis de l'ausculter et permettront, dans l'avenir, de suivre le vieillissement du béton.



Fig. 1. — Élévation amont de l'ouvrage.

Programme, conception technique, exécution, contrôle, vont être décrits ici par les Ingénieurs mêmes qui en ont eu, à des titres divers, mais pour chacun d'eux sans discontinuité, de l'origine des études à la fin des travaux, la responsabilité :

— M. DANTU, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, qui, du Service Central d'Etudes Techniques du Ministère des Travaux Publics, auteur du projet, est maintenant passé à la Recherche Scientifique et au Laboratoire Central :

— M. LACOMBE, Ingénieur des Arts et Manufactures, Chef des Etudes Techniques de la Société de Constructions Edmond Coignet, brillant exécutant de l'ouvrage ;

— M. GALARD, Ingénieur des Ponts et Chaussées du Service des Côtes-du-Nord.

J'ai plaisir à dire aussi que derrière les signataires de cet article pourraient se cacher, si je ne les nommais pas,

tous les autres artisans de l'ouvrage qui y ont travaillé avec foi et intelligence, et parmi eux :

— M. FERREBEUF, Ingénieur des Arts et Manufactures, Directeur local de l'Entreprise et son chef de Travaux, M. CLOUP ;

— M. LE BIHAN, Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat et ses surveillants successifs MM. LAFLAME et BERCHET.

Tous, chacun dans son rôle, ont su, quand il le fallait, donner la réplique ou relancer la discussion par une idée nouvelle. Aucun d'eux n'a jamais pensé détenir pour lui seul la vérité absolue.

Est-ce pour cela, en particulier, que le représentant du Maître de l'Œuvre fut dégagé de tous gros soucis tout au long du chantier ?

Je le soupçonne et les en remercie tous ici.

E. BIDEAU.

DEPUIS un siècle et demi, Collectivités locales, Ponts et Chaussées et Service Vicinal se sont toujours occupés du pont Canada (1) qui, à Tréguier, enjambe le large estuaire de la petite rivière le Jaudy. Il s'agissait, tantôt d'améliorer les conditions de franchissement de cet obstacle par la navigation, tantôt d'accroître la sécurité ou la commodité de la circulation terrestre.

Aujourd'hui, un nouvel ouvrage, fondé sur le rocher, est construit. Sa solidité ne donne aucune crainte. La navigation n'existe plus. Les caractéristiques de la route sur cet ouvrage et aux abords sont convenables. On pourrait penser que Collectivités locales et Ponts et Chaussées seront déchargés de tous soucis pendant longtemps. Mais l'intensité de la circulation peut croître beaucoup plus rapidement que prévu ; le problème, que nous considérons aujourd'hui comme résolu pour une longue période, se posera peut-être à nouveau dans un avenir relativement proche. Nos successeurs regretteront peut-être les caractéristiques admises qu'ils considéreront alors comme « étriquées. »

I. HISTORIQUE

Si, actuellement, le pont Canada présente un intérêt touristique considérable puisque la R. N. n° 786, de Dinard à Morlaix, est celle qu'empruntent les touristes qui font le classique tour de Bretagne, son intérêt économique n'est pas moindre, car il est situé dans la zone côtière, particulièrement riche et peuplée (« la ceinture dorée »). C'est d'ailleurs cet intérêt économique qui a amené les Pouvoirs publics à prévoir un pont à cet endroit, au début du siècle dernier, malgré les frais considérables que devait entraîner sa construction. Après de multiples pétitions, la construction du premier pont fut concédée le 28 décembre 1832. Il s'agissait d'un pont suspendu à tiges articulées, de 100 m de longueur, prolongé de chaque côté par une arche en pierre.

L'ouverture du passage eut lieu le 29 mai 1834. On s'aperçut alors que la navigation aux abords de l'ouvrage était rendue difficile et le public réclama la création d'une coupure dans les rampes d'accès.

En 1873, le département racheta le pont ; il dut bientôt envisager son remplacement par un pont métallique. Il fallut dix ans pour faire aboutir le projet dont l'adjudication eut lieu le 28 septembre 1884. Une souscription publique produisit une somme importante : ce qui montre bien l'intérêt économique de l'ouvrage, même à cette époque.

Les essais furent effectués le 8 novembre 1886.

Le nouvel ouvrage réutilisait une des arches en pierre sur

la rive droite. Il comprenait, en outre, 4 travées droites continues (2 de 21,68 m, 2 de 24,77 m), et 1 travée tournante dont le tablier avait une longueur de 25,30 m.

Le tablier était composé de 2 poutres de rive à treillis multiples à la partie inférieure desquelles étaient fixées les pièces de pont espacées de 1,50 m environ.

Celles-ci étaient reliées par des voûtains en briques avec remplissage en béton.

Dès la mise en service, les piles fondées chacune sur 40 pieux de 7 m de longueur s'enfoncèrent dans le sol inconsistant. En mars 1892, cet enfoncement atteignait déjà 0,30 m, puis il fut de plus en plus lent. En 1925, il était de 0,35 m.

En 1938, l'enfoncement était de 0,376 m. La flèche maximum des poutres de rive constatée en 1942 était de 0,40 m. C'est donc principalement au début de la mise en service de l'ouvrage que les tassements les plus importants se sont manifestés. A la longue, ils provoquèrent certaines fissurations dans les piles auxquelles on remédia en 1925, par un fretage en béton armé qui s'est révélé efficace.

L'accès à cet ouvrage était difficile ; sa largeur insuffisante, principalement sur la travée tournante (2,50 m). Les fatigues avaient atteint des taux tels que le métal était écroui et qu'il présentait une fragilité accrue. En effet, les fatigues dues à la dénivellation des appuis étaient de l'ordre de la limite d'élasticité du métal.

En outre, par suite d'une erreur de conception, le système de dilatation ne pouvait pas remplir son office, car les voûtains du tablier attenants aux piles étaient calés sur celles-ci et le libre jeu de la dilatation des poutres de rive était ainsi impossible.

Aussi, la reconstruction du pont était envisagée dès 1920 au moyen des prestations allemandes, mais la substitution du plan Young au plan Dawes a fait ajourner le projet.

Peu avant la guerre, le Service Central d'Etudes Techniques a été chargé de dresser le projet de construction d'un nouveau pont. Ce projet ne fut terminé qu'en 1941, mais sa réalisation a été différée par suite des circonstances.

A la Libération, une travée du pont métallique a été endommagée pour couper la retraite aux armées allemandes. Elle a pu être remise en place rapidement, mais la continuité des poutres n'a pas été rétablie. Une limitation de charge à 8 t fut alors estimée indispensable.

En 1950 le développement de la circulation et les craintes maintes fois exprimées par les collectivités locales, de voir couper les relations côtières, amenèrent le Ministre à décider la réalisation du projet de 1941, qui fut confiée par adjudication à la Société des Constructions Edmond Coignet.

Il aura donc fallu vingt-cinq ans pour voir aboutir ce projet.

(1) Les divers ouvrages ont été édifiés au lieu-dit « Le Canada », appellation dont l'origine n'a pu être trouvée. Le premier pont s'appelait « pont du Canada ».



Fig. 2. — Vue aérienne montrant l'amélioration du tracé de la R. N. 786.

(Photo Joubert.)

II. CONCEPTION GÉNÉRALE DE L'OUVRAGE

En raison de l'importance économique du pont Canada, il ne pouvait pas être question d'interdire la circulation pendant la construction du nouveau pont. Cette condition imposait l'obligation de construire le nouvel ouvrage à un emplacement différent.

D'autre part, le pont métallique qui vient d'être remplacé était abordé sur la rive droite, après 3 courbes à faible rayon, et, sur la rive gauche, après une courbe à faible rayon également.

Il convenait donc de profiter de l'obligation de construire l'ouvrage à un nouvel emplacement pour améliorer le tracé de la R. N. Compte tenu des constructions existantes et de la présence de coteaux sur les deux rives du Jaudy, un seul point de passage était possible en amont de l'ancien pont. Or, circonstance heureuse, sur le tracé imposé, existait un éperon rocheux de chaque côté du Jaudy, permettant ainsi de réduire la longueur totale de l'ouvrage à construire.

Finalement, le tracé adopté coupe le Jaudy en biais et se raccorde, de chaque côté de la rivière, à la chaussée existante par une courbe de 150 m de rayon environ.

Le profil en long est presque en palier, puisque la pente maximum est de 1,5 cm/m et encore n'est-ce que sur une courte longueur.

Le fond de la rivière, situé à 1,50 m sous le niveau des plus basses eaux, est formé d'une couche de 7 m d'épaisseur de sable marneux, recouvrant une couche assez mince de marne compacte, qui repose elle-même sur du sable fin. A 23 m au-dessous du terrain naturel, les sondages ont été arrêtés sans avoir rencontré le rocher pourtant apparent sur les rives. L'établissement de piles en rivière paraissait donc malaisé, coûteux et d'une sécurité douteuse. Cette solution a été rejetée.

Il fallait donc envisager l'exécution d'un ouvrage franchissant la brèche de 200 m environ existant à marée haute. A marée basse, la largeur de cette brèche était d'environ 135 m entre les éperons rocheux.

La marée, en effet, était un facteur important dans le choix de la solution. Le Jaudy, dont le débit propre est très faible, est soumis aux marées dont l'amplitude dans cette région est très forte ; la dénivellée maximum est d'environ 11,20 m (plus hautes mers de vives-eaux (+ 5,74) N. G. F., plus basses mers (- 5,46)). Cette amplitude entraînait évidemment des sujétions importantes pour la construction des appuis de rive. Afin de faciliter l'exécution des fondations en profitant de la zone déconverte par la marée, la portée de l'ouvrage devait se situer aux alentours de 160 m environ.

Finalement, c'est sur la solution d'un pont en arc en béton armé avec tablier suspendu, qui paraissait la plus économique, que s'est arrêté le choix. La portée des arcs fut fixée à 153 m.

Ce type d'ouvrage est généralement considéré comme assez lourd ; aussi, un effort particulier a-t-il été fait pour en soigner l'aspect, étant donné le caractère touristique de la région et de la ville de Tréguier, dont la flèche de la cathédrale domine le paysage. Cet effort, qui a porté à la fois sur les proportions, sur l'allègement de tous les éléments et sur le contreventement, sans entraîner de dépenses plus élevées, a conduit, avec la suppression du contreventement et de l'enrobage en béton des suspentes, à une solution plus rationnelle, tout au moins pour un ouvrage de cette largeur et de cette portée.

La cote des naissances était à peu près imposée par l'emplacement des affleurements de granite sur les rives et la nécessité de réduire, autant que possible, la portée de l'arc ; d'autre part, la cote du tablier était pratiquement fixée sur les rives, par la condition de raccordement avec les chaussées exis-



Fig. 3. — Le pont terminé avec, dans l'axe, la cathédrale de Tréguier.

tantes. Au milieu de la portée il convenait de laisser libre un tirant d'air minimum aux plus hautes mers de 1 m.

C'était donc le choix de la flèche de l'arc qui déterminait l'aspect général de l'ouvrage en élévation. Après essais de plusieurs valeurs techniquement possibles, cette flèche a été fixée à 26,10 m correspondant à un surbaissément de 1/5,7 et à un rapport de 2,7 entre les hauteurs libres au-dessus et au-dessous du tablier.

La loi d'inertie adoptée pour l'arc est la loi :

$$I = \frac{I_0}{1 - 0,8 m^2} \times \frac{1}{\cos, x}$$

I_0 étant l'inertie à la clé et m le rapport $\frac{x}{a}$ entre l'abscisse de la section considérée et la demi-portée ; x étant l'angle de la

ligne moyenne avec l'horizontale. Cette loi comporte un raidissement suffisant aux naissances. Si la largeur des arcs avait été prévue constante, comme cela se fait habituellement, cette loi d'inertie aurait conduit à une loi des hauteurs rapidement croissante au voisinage des naissances, ce qui aurait été désagréable à l'œil.

On a remédié à cet inconvénient en élargissant progressivement l'arc en plan, au-dessous de son point de rencontre avec le tablier, depuis une valeur de 2,10 m au niveau du tablier jusqu'à 3,52 m au niveau de l'encastrement. Cet élargissement, qui est invisible en élévation, a l'avantage d'augmenter la résistance au vent et la stabilité latérale.

Mais le problème le plus important pour l'aspect des ponts en arcs, à tablier intermédiaire, est celui du contreventement. Diverses solutions ont été adoptées en France et à l'étranger pour de grands ouvrages de ce type. La première consiste à placer plusieurs entretoises au-dessus de la chaussée et à réaliser ainsi une poutre-échelle. La seconde consiste en un contreventement plus léger mais continu, constituant une sorte de treillis réunissant les 2 arcs. Ni l'une ni l'autre ne sont très satisfaisantes. La seconde est plus légère, mais elle est coûteuse par la complication des pièces de béton formant le treillis et la difficulté d'échafaudage. La solution qui consiste à supprimer complètement tout contreventement au-dessus du tablier a été adoptée laissant — pour la première fois, à notre connaissance — les arcs libres sur une portée de 123 m.

Cette disposition a le gros avantage de dégager entièrement les arcs et de ne pas donner la pénible impression de tunnel, habituelle pour ces ouvrages. Par contre, elle exige d'augmenter la largeur des arcs, en raison de la résistance au vent et de la stabilité latérale, ce qui conduit également, soit à un élargissement du tablier, soit à un rétrécissement local des trottoirs au passage des arcs. Ici, la largeur des arcs qui a été prise constante et égale à 2,10 m au-dessus du

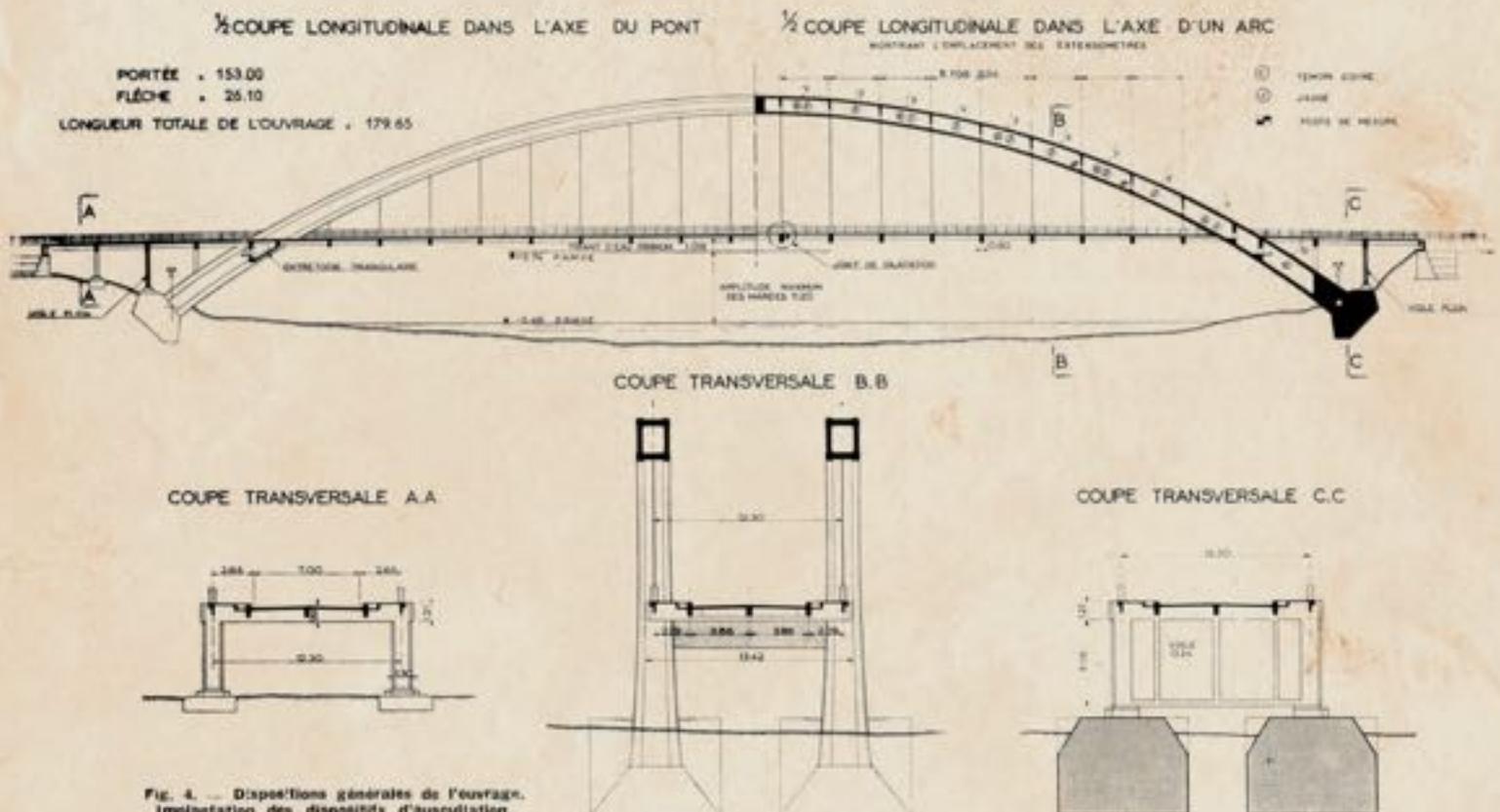


Fig. 4. — Dispositions générales de l'ouvrage. Implantation des dispositifs d'auscultation.

tablier reste néanmoins dans des limites acceptables et ne donne aucunement une impression de lourdeur. En contrepartie, cette largeur relativement importante, augmentant l'inertie de la section, a permis de réduire au minimum la hauteur de l'arc à la clé et a conduit ainsi à alléger l'aspect en élévation.

Une mouluration a été prévue sur les 4 faces de l'arc. En donnant une ligne d'ombre, cette mouluration souligne la forme de l'arc et paraît en diminuer la hauteur. D'autre part, cela permet d'éliminer complètement en élévation toute trace de reprises longitudinales de bétonnage, en faisant coïncider le niveau de ces reprises avec celui des moulurations.

Le problème des suspentes était également très important pour l'aspect de l'ouvrage. On a choisi comme écartement le plus satisfaisant, la valeur de 6,54, correspondant à 18 suspentes. Dans le projet initial ces suspentes étaient prévues en ronds de 32 mm en acier 54, d'une seule longueur, enrobés de béton, comme il est d'usage dans ce type d'ouvrage. L'Entreprise Edmond Coignet, appuyée par le Service local a eu l'heureuse idée de les remplacer par des suspentes beaucoup plus légères, en acier à haute résistance et sans enrobage de béton. Nous reviendrons plus loin sur les raisons constructives qui ont conduit l'entreprise à proposer ce changement. Cette solution a en outre l'avantage de mieux affirmer le caractère suspendu du tablier et de bien dégager la vue pour les véhicules qui traversent la rivière.

Le tablier, d'une longueur de 178,64 m entre nus des culées, comporte une chaussée de 7 m de largeur et 2 trottoirs de 2,65 m réduits, au passage des arcs, à 1,55 m. Afin d'annuler les efforts horizontaux que créeraient sur l'arc la dilatation et le retrait du tablier, celui-ci est coupé au droit de la première suspente, comptée à partir de la clé de l'arc. Cette disposition conduit à faire supporter aux suspentes les plus longues, les plus forts déplacements horizontaux. C'est un très gros avantage vis-à-vis des dispositions où la coupure est au voisinage du point de rencontre du tablier avec l'arc, car, dans ce cas, c'est la suspente la plus courte qui est soumise aux plus grands déplacements horizontaux ; ce qui conduit, en général, à munir ces suspentes d'articulations plus ou moins efficaces. Cette disposition, enfin, a permis de réaliser facilement une forte entretoise au point de rencontre des arcs et du tablier. Il convient de noter cependant que la stabilité des arcs sous les efforts transversaux et les effets de flambement latéral aurait été assurée sans la présence de cette entretoise.

Au-delà du point de rencontre : tablier-arc, le tablier se prolonge sur la rive droite par 4 travées prenant appui sur 3 portiques et la culée ; sur la rive gauche, par 3 travées prenant appui sur 2 portiques et la culée. Enfin, le raccordement avec les chaussées existantes a été opéré à l'aide de remblais compris entre murs de soutènement en béton parementés de granit.

III. DISPOSITIONS D'ENSEMBLE

Arcs.

Les 2 arcs encastrés, identiques et distants de 12,30 m entre plans axiaux, ont une section rectangulaire creuse de dimensions variables : à la clé 2,10 m de largeur et 2,30 m de hauteur ; aux naissances : 3,52 m de largeur et 3,60 m de hauteur. Les âmes des caissons sont d'épaisseur sensiblement constante et égale à 0,42 m jusqu'à la rencontre du tablier. Elles s'élargissent ensuite jusqu'à 0,65 m aux naissances.

L'épaisseur des tables décroît de 0,37 m à la clé à 0,20 m aux reins où elle passe par un minimum et croît ensuite régulièrement jusqu'à 0,67 m aux naissances.

La fibre moyenne est une courbe du 4^e degré, de flèche égale à 26,10 m.

Les variations de sections et d'inertie sont représentées sur le graphique ci-après (fig. 5).

Au droit de chaque suspente un voile vertical assure la transmission à toute la section de l'arc des forces appliquées. La modification des suspentes, par la diminution de l'encombrement des ancrages, a permis de réserver dans ces voiles des trous d'homme. Cette disposition a grandement facilité

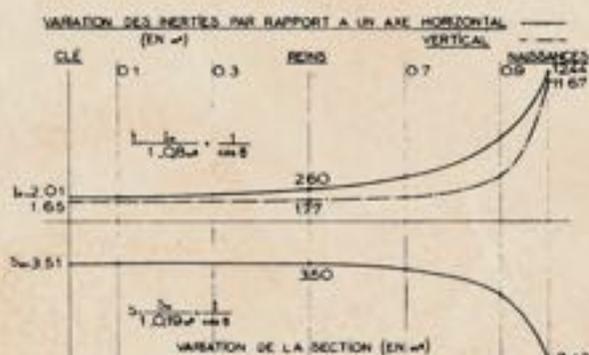


FIG. 5. — Variation des inerties et des sections.

le décoffrage de la table supérieure et a permis l'installation, à l'intérieur de l'arc, d'un laboratoire de mesures, dont il sera question plus loin.

Enfin, la portion de l'arc située en dessous du niveau du terrain naturel a été bétonnée à section pleine, de manière à éviter la stagnation de l'eau à l'intérieur du caisson.

Les arcs sont ferrillés longitudinalement à l'aide de ronds de 32 mm en acier mi-dur, dont le pourcentage moyen est d'environ 1,2 p. 100. Ces aciers longitudinaux sont convenablement liés entre eux par des cadres et étriers en acier doux de 10 à 12 mm de diamètre dont le pourcentage moyen est de 0,5 p. 100. Aucune disposition spéciale n'a été prévue pour assurer la continuité des barres longitudinales. Celles-ci sont simplement placées bout à bout, des barres supplémentaires assurant le recouvrement des coupures.

Les fondations des arcs sont constituées par des massifs de béton d'environ 250 m³ coulés à pleine fouille. Des blocs ont été armés de 3 nappes de rails, formant chacune un quadrillage à la maille de 0,50 m. La liaison entre l'arc et sa fondation est assurée par les armatures longitudinales de l'arc, laissées en attente aux naissances, et par des barres supplémentaires.

Tablier.

Le profil en travers de la chaussée de 7 m comprend 2 versants plans en pente de 2 cm/m, réunis par un raccordement parabolique sur 3 m de largeur.

L'épaisseur du revêtement en matériaux enrobés est constante et égale à 6 cm.

Les trottoirs, de 2,65 m de largeur, sont limités par des bordures en granit et sont revêtus d'une chape incorporée au coulage de la dalle de trottoir. Ils ont une pente de 1,25 cm/m dirigée vers la chaussée.

Le tablier comporte, sur la largeur totale de l'ouvrage, 5 cours de longerons principaux encastrés dans les pièces de pont, soit : 3 longerons sous chaussée et 2 longerons formant plinthe de rive.

La dalle sous chaussée est constituée par un hourdis en béton armé de 18 cm d'épaisseur, s'appuyant sur les longerons précédents et sur les pièces de pont.

La dalle sous trottoir a une épaisseur de 10 cm. Un caniveau pour canalisations a été prévu sous chacun des trottoirs.

Les longerons longitudinaux reposent, tous les 6,54 m, sur les pièces de pont transversales, de 0,90 m de hauteur dans l'axe de la chaussée et 1,20 m de hauteur au droit de la suspente. Cette différence est dictée non par des considérations de résistance, mais par des considérations géométriques de profil en travers.

Le tablier comprend un joint de dilatation sensiblement au milieu de la portée. En ce point, les longerons de l'une des deux moitiés s'appuient, par l'intermédiaire de pièces métalliques, sur des consoles en béton armé disposées sur la pièce de pont qui limite l'autre moitié. De plus, les flèches transversales des deux moitiés du tablier sont égalisées par un verrou en béton ménagé dans le hourdis sous chaussée et comportant des plaques d'appuis métalliques.

La résistance aux efforts transversaux, dus au vent et aux véhicules, est assuré par chaque demi-tablier travaillant en console de 65 m environ de longueur, console appuyée sur les arcs au droit du point de rencontre arc-tablier et dont l'ancrage est situé 15,44 m plus loin, au droit des massifs de fondation des arcs.

En ce point, la pièce de pont courante a été remplacée par un voile plein en béton armé, occupant presque toute la hauteur libre existante entre la sous-face du tablier et le dessus du massif de fondation.

Dans les travées d'accès les pièces de pont sont supportées à leurs extrémités par des poteaux avec lesquels elles forment portiques.

Au droit de la rencontre du tablier et des arcs, une très forte entretoise tubulaire, de forme triangulaire, a été réalisée. Elle est constituée par le hourdis du tablier horizontal, par un voile vertical formant pièce de pont et par un troisième voile, disposé suivant l'intrados des arcs. Cette poutre creuse, de très grande inertie, a été raidie intérieurement par des nervures prolongeant les longerons du tablier. Elle est ainsi capable d'absorber les flexions, torsions et cisaillements très importants amenés par les arcs en ce point.

Il est à signaler que, contrairement aux dispositions habituelles, le voile, disposé suivant l'intrados des arcs, n'a pas été prolongé jusqu'à la rencontre des massifs de fondation, par suite des difficultés de coulage dans cette zone soumise à l'influence des marées, et aussi pour des raisons d'esthétique.

Suspentes.

Les suspentes sont constituées de 40 fils de 7 mm d'acier à haute résistance (acier qualité précontrainte). L'ancrage de ces aciers a été réalisé à l'aide d'un dispositif simple, mis au point par l'Entreprise Coignet pour les ancrages de câbles de précontrainte. Il consiste essentiellement à façonner, à l'extrémité de chaque fil, une double spire de 12 cm environ de diamètre. Ces spires sont ensuite groupées par paquets pour former une sorte de solénoïde, dont l'encombrement est très faible et qui permet un bétonnage très facile. Ce dispositif

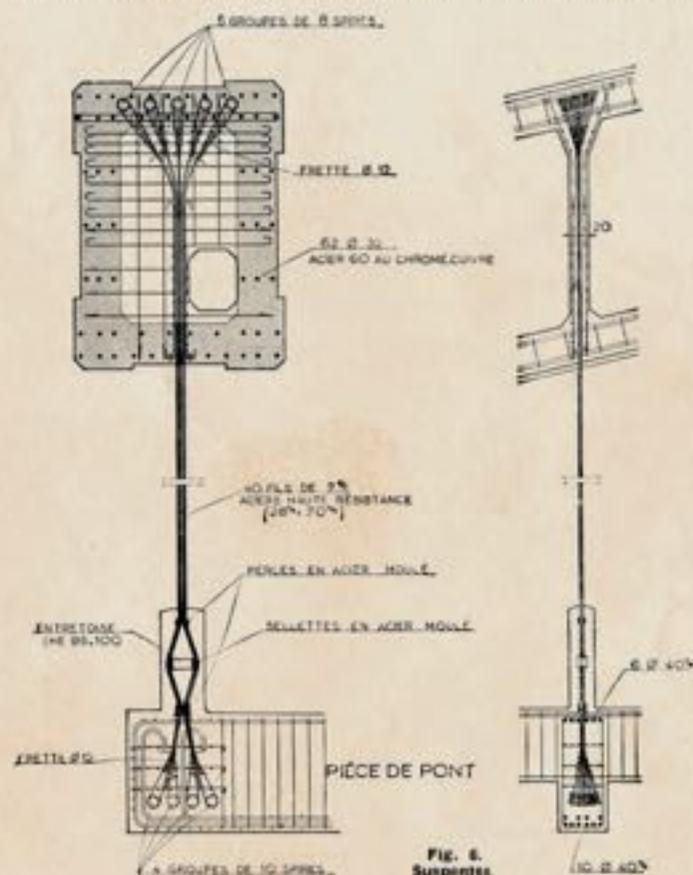


Fig. 6. Suspentes.

présente une nette amélioration vis-à-vis du système classique en ronds de gros diamètre dont l'ancrage est généralement difficile à réaliser dans la hauteur de la pièce de pont.



Fig. 7. Détail de l'ancrage d'une suspenste dans la pièce de pont.

Dispositifs de protection.

Des exemples peu rassurants de corrosion saline des aciers d'ouvrages en béton armé, situés dans la région Nord de la Bretagne, nous ont amenés à prendre des précautions spéciales pour le bétonnage. C'est ainsi qu'une couverture de béton de 35 mm minimum a été réalisée entre le parement du béton et les aciers, sauf dans le hourdis du tablier où cette distance a été ramenée à 20 mm.

Le marché prévoyait le bouchardage de toutes les parties vues ; mais le bouchardage de l'extrados de l'arc aurait sans doute créé des microfissures, facilitant l'attaque ultérieure du métal. On a donc renoncé à ce bouchardage et, pour raison de symétrie, à celui de l'intrados. Par contre, en ce qui concerne les parties verticales de l'arc on a pensé que la création de microfissures ne présentait pas les mêmes inconvénients, l'eau ayant plutôt tendance à ruisseler qu'à pénétrer à l'intérieur du béton. Afin, d'ailleurs, de se protéger de ce côté, une double couche de peinture incolore aux silicones a été projetée sur toute la surface du béton soumise aux intempéries.

Le tablier proprement dit a été revêtu, avant l'exécution de la couche de roulement, d'une chape en asphalte coulé de 1 cm d'épaisseur.

Enfin, une attention toute particulière a été portée à la protection des suspentes.

Avec les taux de travail élevés, admis pour les aciers à haute résistance, la fissuration du béton d'enrobage prévu initialement était obligatoire, même en enrobant les suspentes après décoffrage du tablier, de manière à n'avoir à tenir compte que des allongements sous surcharges.

Dans l'atmosphère marine de Tréguier, l'attaque des aciers se serait certainement produite très rapidement et la protection en béton n'aurait été qu'illusoire.

Pour obtenir toute sécurité, on avait pensé un moment à précomprimer le béton de ces suspentes en les enrobant, après avoir surchargé le tablier au droit de chaque suspenste, d'une quantité supérieure à la surcharge de service. Cette façon de procéder conduisait à des délais beaucoup trop longs.

Finalement, la solution adoptée a consisté à enduire les aciers à l'aide d'une graisse spéciale pour câbles, appliquée à 120° environ, graisse à base de dérivés naphthéniques.

Cet enrobage, très compact à froid, a, ensuite, été surfacé à l'aide d'une émulsion de bitume chargée d'amiante.

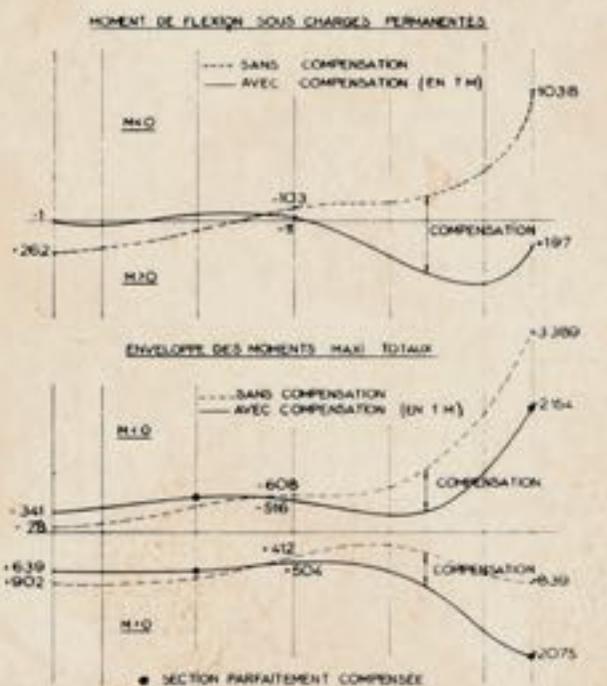


Fig. 8. — Diagrammes des moments fléchissants.

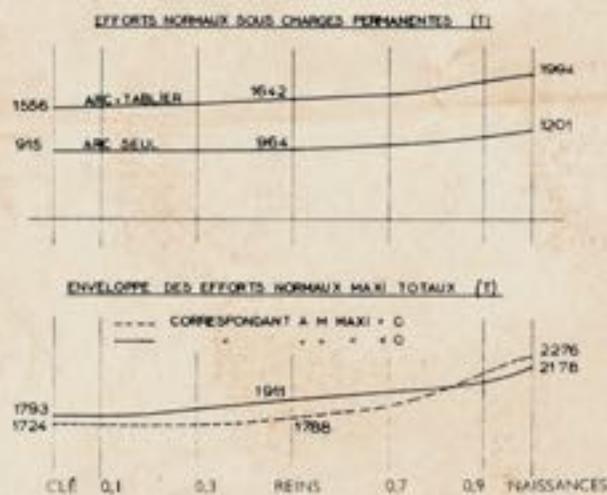


Fig. 9. — Diagrammes des efforts normaux.

Enfin, on a enroulé en hélice, autour de la suspenso ainsi protégée, une bande de toile de verre imprégnée dont les plis successifs ont été collés l'un sur l'autre. Le tout a été ensuite revêtu d'une couche de peinture isolante et de deux couches de peinture à l'huile ordinaire.

Des précautions spéciales ont été prises pour la protection de l'entrée des suspentes dans l'arc, où a été prévu un fourreau en cuivre dont l'étanchéité a été assurée tant sur l'arc que sur les suspentes à l'aide de produits à base de bitume caoutchouc et mastic caoutchouc.

Enfin, la partie basse des suspentes a été enrobée dans la hauteur du garde-corps, dans un potelet en béton armé pour la protéger des chocs éventuels.

IV. CALCULS

Nous ne donnerons pas le détail des calculs de l'arc, du tablier et des fondations, sous l'influence des charges permanentes et des surcharges. Ces calculs ont été faits par les méthodes classiques. Nous donnerons seulement le principe du calcul de la stabilité latérale de l'arc et de la résistance au vent, qui sont les seuls points présentant quelques difficultés.

Les calculs des efforts dans les arcs sous l'effet des charges permanentes et surcharges ont été faits à l'aide des tables de M. Beteille (1).

On a admis un allongement thermique de $+2,10^{-4}$ et un retrait de 10^{-4} . De plus, il a été prévu une compensation comportant un moment à la clef de -263 tm et une poussée supplémentaire de 57,4 t.

Les graphiques ci-contre donnent les résultats des calculs des efforts. Le tableau ci-après résume les contraintes extrêmes sous l'action des charges permanentes, surcharges, compensation et variations linéaires.

Contraintes en kg/cm²

Section $m = \frac{x}{a}$	0 (clé)	0,1	0,3	0,5 (reins)	0,7	0,9	1 (naissances)
Sous le moment maximum positif:							
extrados.....	85,7	85,5	85,6	76,0	72,0	75,7	57,0
intrados.....	12,5	13,5	14,2	26,2	21,4	-3,5	-3,0
Sous le moment maximum négatif:							
extrados.....	31,7	28,5	21,4	29,1	38,6	10,6	-5,3
intrados.....	70,7	73,9	85,6	80,1	61,0	59,0	57,0

Flambement latéral des arcs.

En raison de l'absence de contreventement, il convient d'étudier non seulement le flambement des arcs dans leur plan mais aussi le flambement latéral. Le calcul du flambement dans le plan vertical donne une poussée critique de 20 000 t, c'est-à-dire un coefficient de sécurité supérieur à 10. Le flambement latéral est plus dangereux, d'une part parce que l'inertie transversale est plus faible, et, d'autre part, parce que le flambement peut évidemment se faire en une seule onde, tandis que le flambement dans le plan vertical peut se faire seulement en deux ondes.

Le calcul a été fait sans tenir compte de l'entretoise qui relie les arcs au niveau du tablier, et un calcul sommaire, basé sur des considérations d'énergie de déformation, a donné l'ordre de grandeur de l'augmentation du coefficient de sécurité apportée par la présence de l'entretoise.

Pour un arc circulaire de section constante, encastré à ses extrémités et soumis à un effort normal constant N, la valeur critique de cet effort pour le flambement latéral a été

$$N_{cr} = \frac{4 \pi^2 E_j}{r^2 x^2} \times \frac{\left[1 - \left(\frac{x}{2\pi} \right)^2 \right]^2}{1 + \left(\frac{x}{2\pi} \right)^2 \times \frac{E_j}{C}}$$

i étant le moment d'inertie transversal, C le coefficient de rigidité à la torsion, r le rayon et α l'angle des normales à la fibre moyenne aux naissances.

Le terme : $\frac{4 \pi^2 E_j}{r^2 x^2}$

n'est autre que l'effort de flambement dans la poutre droite encastrée aux extrémités et de longueur $L = rx$, égale à la longueur développée de l'arc, soit P_{cr} cette valeur.

Le terme : $\frac{\left[1 - \left(\frac{x}{2\pi} \right)^2 \right]^2}{1 + \left(\frac{x}{2\pi} \right)^2 \times \frac{E_j}{C}}$

est un coefficient de réduction qui provient de l'effet de torsion pendant la déformation transversale : soit K_s ce coefficient. La formule devient :

$$N_{cr} = P_{cr} \times K_s$$

(1) Voir Annales des Ponts et Chaussées de mai-juin 1943.

Dans l'arc étudié le moment d'inertie des sections est loin d'être constant et la fibre moyenne n'est pas circulaire. Pour avoir une valeur acceptable de l'effort critique, sans calculs inextricables, on a admis que, K_s n'étant qu'un coefficient correctif (égal à 0,783 dans le cas présent), on pouvait calculer ce coefficient sans tenir compte des variations de l'inertie des sections, et tenir compte seulement de cette variation pour le calcul de P_{cr} .

Le problème revenait donc à calculer le flambement latéral d'une poutre droite de section variable, encastrée à ses extrémités et de longueur égale à la longueur développée de la fibre moyenne, soit 164,42 m. Ce calcul a été fait par la méthode de relaxation qui consiste ici à se donner a priori une courbe quelconque de déformation à tangentes extrêmes parallèles à la ligne moyenne non déformée.

$$z_1 = z_0 \times f_1(x)$$

z_0 étant l'ordonnée maximum de la déformée au milieu de la portée ;

z_1 étant l'ordonnée courante et x l'abscisse.

Le moment qui en résulte en chaque point, pour une force normale P axée est :

$$M_1 = P \cdot z_1 + A_1$$

A_1 étant déterminé pour satisfaire aux conditions hyperstatiques d'encastrement.

Puis la fibre moyenne résultant de ces valeurs des moments est calculée par la formule de Bresse :

$$z_2 = \int_{-L}^x \frac{M_1}{EI} (x - \xi) d\xi = z_0 f_2(x)$$

si la fonction $f_2(x)$ avait correspondu à la courbe réelle de déformation de flambement de l'arc, on aurait :

$$f_2(x) \equiv f_1(x)$$

Il n'en est rien, en général, mais on aura une première approximation de P_{cr} en écrivant que ces courbes coïncident pour $x=0$:

$$f_2(0) = f_1(0),$$

soit $P_{cr}(1)$ cette première approximation.

En écrivant :

$$M_2 = P_{cr}(1) z_2 + A_2$$

puis en calculant, à partir de cette nouvelle loi de moments, la nouvelle courbe de déformation, on obtiendra une deuxième valeur approchée de P_{cr} et ainsi de suite.

On constate que ces valeurs approchées sont rapidement convergentes et on trouve finalement :

$$P_{cr} = 54 \frac{E_{tr}}{L^2}$$

ω étant le moment d'inertie transversal à la clé, d'où :

$$Q_{cr} = P_{cr} \times K_s = 54 \frac{E_{tr}}{L^2} \times 0,783 = 7.700 \text{ t}$$

en prenant $E = 3.10^8 \text{ t/m}^2$, ce qui était une valeur très prudente pour les déformations instantanées.

Le coefficient de sécurité est égal à 3,95.

Un calcul sommaire, basé sur l'énergie de déformation, montre que la présence des entretoises apporte une augmentation du coefficient de sécurité dont l'ordre de grandeur est de 20 p. 100.

Le vent produisant une flexion latérale importante des arcs (de l'ordre de 15,2 cm à la clé pour le vent correspondant aux calculs réglementaires) et cette déformation ayant lieu dans le même sens que la déformation par flambement latéral, on peut se demander si cette flexion ne diminue pas de façon dangereuse la poussée critique.

La théorie générale du flambement montre qu'il n'en est rien car la force critique est indépendante des forces latérales appliquées à la poutre.

Résistance au vent.

C'est le calcul de la stabilité latérale qui a été déterminant pour la fixation de la largeur des arcs.

Pour le calcul des arcs isolés, on a employé la méthode de M. Boyer, prenant en considération dans chaque section le moment de flexion latéral M_f , le moment de torsion M_t tous deux situés dans le plan de l'arc, ainsi que l'effort tranchant T , normal au plan de l'arc. Par raison de symétrie le moment de torsion et l'effort tranchant sont nuls à la clé. La seule inconnue hyperstatique est donc le moment de flexion latérale à la clé, M_0 , puisque, inversement, en partant de la clé on pourra déterminer, en fonction de ce moment M_0 et de la densité de la charge appliquée p , les valeurs de M_t , M_f et T , soit :

$$M_t = A(x, y) - M_0 \sin. \theta$$

$$M_f = B(x, y) + M_0 \cos. \theta$$

$$T = - \int_{(x,y)}^{clé} p ds.$$

A et B étant les valeurs de M_t et M_f créées par les forces $p ds$ dans le système rendu isostatique en introduisant à la clé une articulation.

La valeur de M_0 a été déterminée en écrivant que l'équilibre est obtenu pour la valeur de M_0 rendant le potentiel interne du système minimum soit :

$$\frac{W}{M_0} = \sigma \text{ avec } W = \int \left(\frac{M_t^2}{GK} + \frac{M_f^2}{EI} + \frac{T^2}{GS} \right) ds$$

i étant l'inertie transversale de la section s ;

K étant la rigidité à la torsion de la section.

Dans le cas des arcs entretoisés le calcul se complique.

En effet, sous l'action du vent seul, l'entretoise est soumise en ses extrémités à deux moments égaux et de signes contraires situés dans les plans des arcs. On peut décomposer ces moments suivant deux directions :

— la normale à la ligne moyenne de l'arc correspondant à un moment de flexion transversale dans l'arc $M'f$;

— la tangente à la ligne moyenne correspondant à un moment de torsion $M't$.

La loi de variation des moments dans l'entretoise étant linéaire, on peut facilement calculer les rotations de ses extrémités autour de la normale et de la tangente à la fibre moyenne de l'arc, soit :

$$\omega_x = \frac{M'f l}{6 EI_x}, \quad \omega_y = \frac{M't l}{6 EI_y},$$

l étant l'écartement des arcs ;

I_x et I_y étant les moments d'inertie par rapport aux deux directions considérées.

De même, si M_f et M_t sont les moments de flexion et de torsion dans l'arc, on peut, en partant des encastres, déterminer la rotation de la section où s'attache l'entretoise, soit :

$$\omega_x = \int_n \frac{\epsilon M_f}{EI} ds$$

$$\omega_y = \int_n \frac{\epsilon M_t}{GK} ds \text{ avec } \frac{1}{GK} = 100 \left(\frac{1 + i}{S^4} \right)$$

Les limites d'intégration étant, d'une part les naissances n et l'entretoise e . On se trouve donc en présence de trois inconnues hyperstatiques :

M'_0 moment de flexion latérale à la clé ;

M'_f moment de flexion latérale à l'attache de l'entretoise ;

M'_t moment de torsion à l'attache de l'entretoise ;

puisque, une fois ces trois valeurs connues, on peut, partant de la clé, déterminer en chaque point, les valeurs de M_f , M_t et T . Entre la clé et l'entretoise ces valeurs sont les mêmes que précédemment. Entre l'entretoise et les naissances ces valeurs deviennent (θ_0 étant l'angle de la fibre moyenne au droit de l'entretoise).

$$M_t = A - M_0 \sin. \theta - M'_f \sin (\theta - \theta_0) + M'_t \cos (\theta - \theta_0)$$

$$M_f = B + M_0 \cos. \theta + M'_f \cos (\theta - \theta_0) + M'_t \sin (\theta - \theta_0)$$

Ces inconnues ont été déterminées en écrivant :

1° Que l'équilibre était obtenu pour la valeur de M'_{0} rendant le potentiel interne minimum soit :

$$\frac{\delta W}{\delta M'_{0}} = 0$$

2° Que la rotation de l'entretoise autour de la normale est égale à la rotation de l'arc autour du même axe c'est-à-dire :

$$\int_{s} \frac{c M' f}{E I} ds = \frac{M' f l}{6 E I_{s}}$$

3° Que la rotation de l'entretoise autour de la tangente est égale à la rotation de l'arc autour du même axe, c'est-à-dire :

$$\int_{s} \frac{c M t}{G K} ds = \frac{M' t l}{6 E I_{s}}$$

Enfin ces calculs ont été complétés par le calcul des moments secondaires créés dans l'arc par la déviation de la fibre moyenne sous l'effet des moments de flexion transversaux. En effet la flèche transversale des arcs est loin d'être négligeable $v=0,15$ m à la clé pour les arcs entretoisés.

Il en résulte un moment de flexion secondaire.

$$M = -Nz + K$$

K étant une constante désignant le moment secondaire aux naissances, calculé de manière à satisfaire aux conditions d'encastrement. Ces efforts secondaires ont été calculés par approximations successives : leur valeur est de l'ordre de 10 p. 100 du moment principal, au droit de l'entretoise ; à la clé le moment secondaire représente 25 p. 100 du moment principal.

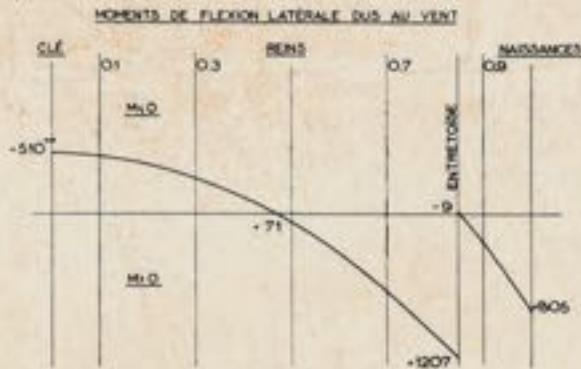


Fig. 10. — Efforts créés par le vent à 350 kg/m².

Finalement la comparaison entre le calcul au vent des arcs supposés libres sur 153 m de portée, sans entretoise, et le calcul des arcs entretoisés fait apparaître le fait intéressant que l'entretoisement ne diminue pas les contraintes à la clé et au passage du tablier, mais réduit seulement les contraintes aux naissances (où elles étaient le moins dangereuses). Par conséquent, les entretoises, si elles apportent un surcroît de sécurité très notable pour la stabilité au flambement, ne semblent pas augmenter sensiblement la résistance au vent.

V. MATERIAUX UTILISES

Béton.

Pour éviter toute attaque, soit par les eaux salines, soit par l'atmosphère saline, les ciments utilisés devaient être obligatoirement des ciments « prise à la mer ». Ils étaient de la classe 250/315.

Pour limiter également les attaques possibles et obtenir une bonne résistance, les bétons devaient avoir la compacité la plus grande possible ; la granulométrie a été, de ce fait, particulièrement étudiée. On a ainsi été conduit à utiliser des galets provenant de la grève de Brestan et du sable dragué dans le lit du Trieux, à quelques kilomètres de la mer. Le béton mis en œuvre était toujours très sec (affaissement au cône d'Abrams, de l'ordre d'un centimètre). Il se mettait néanmoins très facilement en œuvre malgré la densité du ferrailage, à l'aide d'aiguilles vibrantes.

Les dosages par mètre cube de béton étaient les suivants :

Arcs	} 400 kg
Tablier, poteaux	
Fondations des poteaux des viaducs d'accès, des culées et des murs en retour	350 kg

Les résistances minimum devaient être les suivantes :

	Résistance minimum à 90 jours en kg/cm ²		Taux de fatigue à la compression
	compression	traction	
Arcs.....	315	37,5	90 kg/cm ²
Tablier, poteaux.....	280	—	80 kg/cm ²
Fondation des poteaux des viaducs d'accès, des culées et des murs en retour	250	—	70 kg/cm ²
Fondation des arcs	225	—	65 kg/cm ²

Dans la pratique la moyenne des résultats obtenus sur chantier à 90 j, sur cubes de 20 cm d'arête, pour le béton de l'arc, par exemple, a été de 335 kg/cm², légèrement supérieure à la résistance demandée.

Aciers.

Le ferrailage du tablier et les armatures secondaires de l'arc ont été réalisés en acier 42 ; les aciers longitudinaux de l'arc prévus initialement en acier 54, et dont l'approvisionnement s'avérait extrêmement difficile, ont été remplacés par des aciers 60 au chrome cuivre.

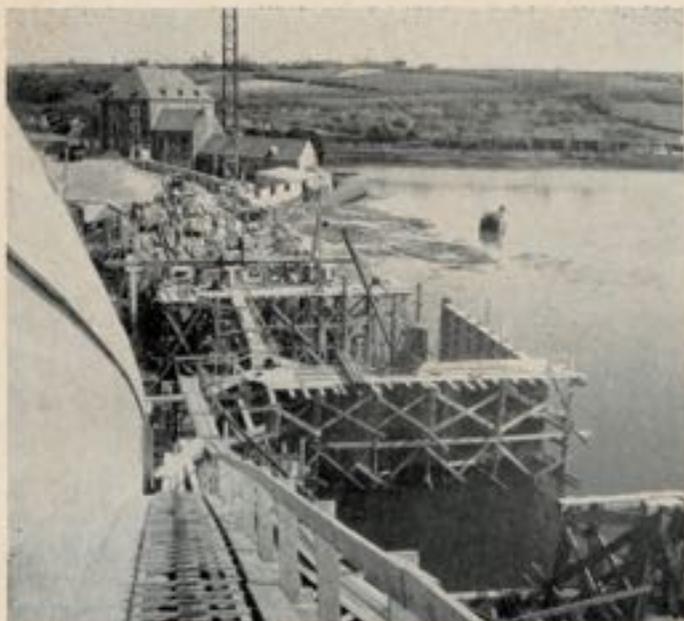
Les aciers pour suspentes sont des ronds de qualité « Acier pour précontrainte », obtenus par laminage, tractionnement à froid et traitement thermique. Ils travaillent en service, au maximum à 50 kg/mm², taux permettant toute sécurité au sujet de ruptures éventuelles par fatigues alternées.

Les appareils d'appuis métalliques des joints de dilatation ont été exécutés en acier inoxydable au nickel chrome 18/8. Ces appareils n'étant pas visibles, on s'est ainsi protégé contre toute corrosion éventuelle.

Les garde-corps étaient prévus au projet initial en acier moulé. Une économie substantielle a été faite en utilisant des profilés en acier au cuivre, formés à froid. On espère ainsi obtenir une meilleure résistance à l'oxydation qu'avec les aciers ordinaires.

Fig. 11. — Ferrailage des pièces de pont. (Décembre 1953.)





(Photo Studio Jannier.)

Fig. 12. — Construction du batardeau amont R. D. (Avril 1953.)

VI. EXECUTION DES TRAVAUX

Fondations.

Comme il a été indiqué plus haut, les fondations des arcs se trouvaient à l'aplomb des éperons rocheux, découverts à marée basse sur chaque rive du Jaudy. Ces affleurements étaient constitués de roches granitiques suffisamment compactes pour interdire l'emploi de palplanches métalliques dans l'exécution des batardeaux. Il convenait, en effet, de descendre environ à 1,50 m en dessous des plus basses eaux ; d'autre part, le laps de temps pendant lequel la marée lais-

sait découvert l'emplacement des fondations était très court, permettant chaque mois, à peine 40 h de travail utile pour l'exécution des fouilles. Dans ces conditions l'Entreprise Coignet exécuta une enceinte étanche du type suivant : selon un tracé carré d'environ 12 m de côté, une saignée fut réalisée dans le rocher à marée basse, d'environ 0,70 m de largeur sur 0,55 m de hauteur. Cette saignée fut ensuite bétonnée, enrobant le pied de profilés métalliques L.P.N. 300 disposés verticalement tous les 1,50 m environ. Sur cette ossature, fut ensuite construit un bardage en bois, constitué de solives en madriers, coincées dans les ailes des fers I et servant d'ossature à un double coulis cloué en planches de 34 mm rabotées. L'écartement des madriers formant solives était variable en fonction des efforts à recevoir, c'est-à-dire décroissant du haut jusqu'au bas de la paroi.

L'étanchéité de cette immense caisse en bois fut obtenue à l'aide d'un revêtement en feutre bitumé collé, dont les joints par mesure de sécurité furent étanchés à l'aide de feuilles de bitume armé, soudées à la lampe.

Dans cette enceinte furent alors disposés des butons en bois ronds, convenablement entretoisés, destinés à équilibrer les poussées sur les 4 faces du batardeau. Il convient de signaler ici l'attention toute spéciale qu'il faut porter à l'étude d'un tel butonnage. En effet, la forme irrégulière de la caisse profilée sur le terrain procure des efforts inégaux sur chacune des faces opposées (les hauteurs des parois variaient en effet de 4,50 m à 8,50 m environ). Les butées permettant l'équilibrage général de la caisse sont alors cherchées sur le terrain lui-même.

À l'usage, ce dispositif a donné toute satisfaction, les épaissements étant réduits à moins d'une heure de pompage par jour.

La fouille dans le rocher fut alors menée à l'explosif sans difficulté, à l'intérieur de ce batardeau, et le bétonnage des massifs exécuté. Signalons que les profilés d'ossature, ainsi que les madriers formant solives, ont servi 4 fois successivement à l'exécution de chacun des massifs de fondation.

Les variations de niveau du Jaudy amenaient cependant encore une difficulté importante pour l'exécution des arcs. À marée haute, en effet, ceux-ci sont noyés sur une quin-

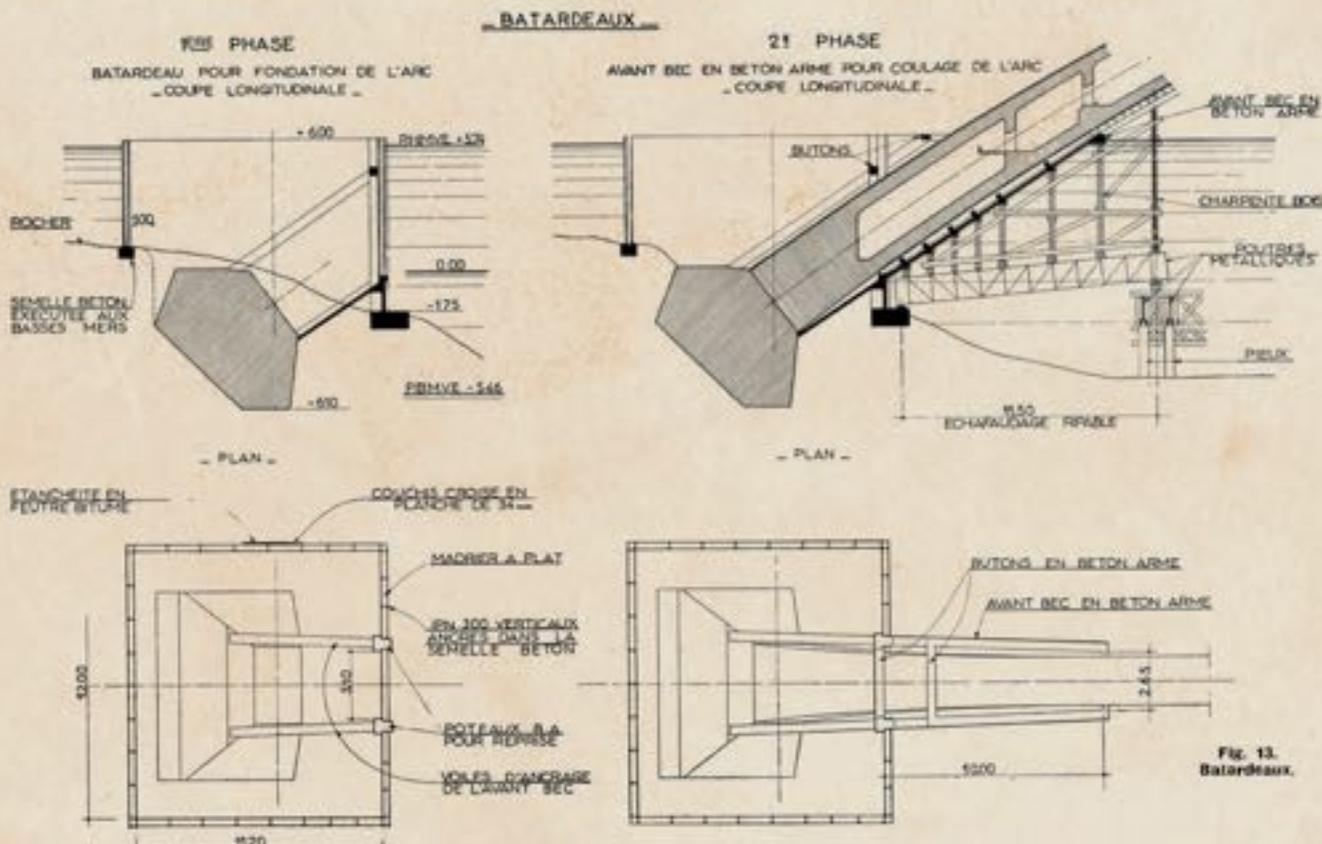


Fig. 13. Batardeaux.

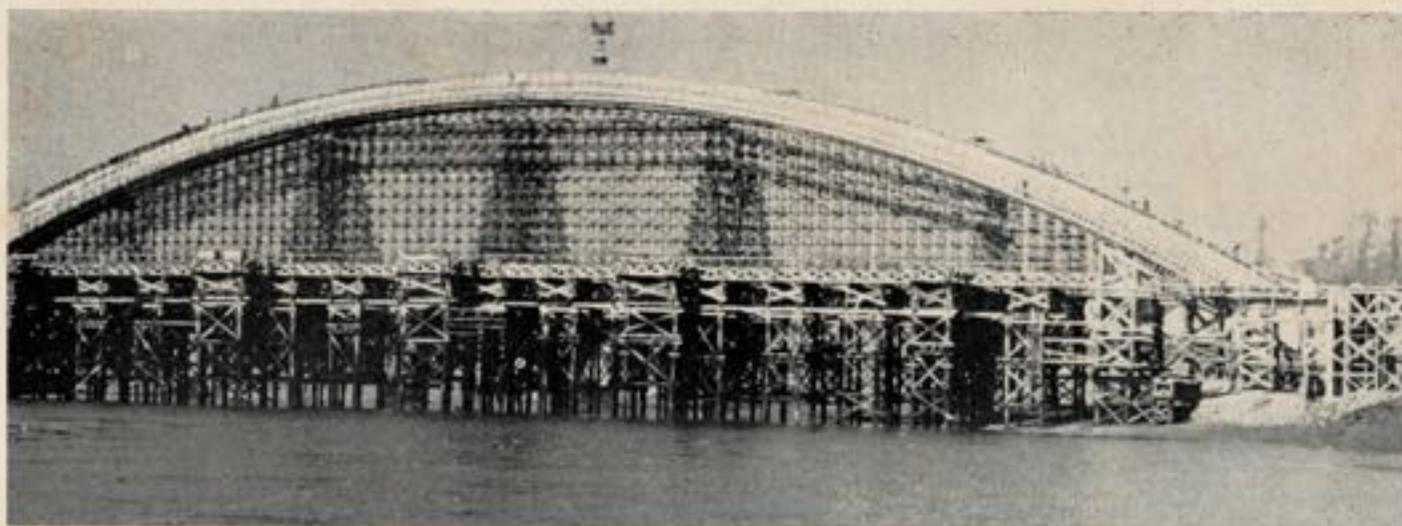


Fig. 14. — Coulage du premier arc (aval). Avril 1953.

zaine de mètres environ à partir de leur encastrement. Il a semblé inconcevable à l'Entreprise d'exécuter entre les marées les coffrages soignés, la mise en place d'un ferrailage assez lourd et le coulage du béton de qualité, nécessaires pour les naissances des arcs.

Le flux et le reflux associant leurs effets matériels à l'obligation d'interrompre 2 fois par jour le travail, l'Entreprise Coignet proposa à l'Administration d'exécuter les naissances des arcs à l'intérieur d'un batardeau en béton armé, formant une sorte d'avant-bec (on pourrait dire « bec de cafetière ») entourant le volume nécessaire à la construction de l'arc. Les difficultés majeures précédemment citées pour l'exécution du cube de béton important, nécessaire à la construction des naissances de l'arc, devenaient ici mineures pour le coulage des quelque 20 m³ de béton de cet avant-bec provisoire. Par contre, une nouvelle difficulté surgissait du fait de la forme même de l'enceinte, qui, à marée haute, subissait l'effet de la poussée d'Archimède. Cette poussée, égale à 125 t, a été en partie équilibrée par le poids propre du béton armé, soit 45 t. Il restait néanmoins à trouver l'équilibrage d'une force verticale ascendante de 80 t environ. A cet effet, les voiles latéraux de l'avant-bec ont été prolongés jusqu'au massif de fondation dans lequel ils ont été ancrés. Ils travaillaient donc en console sous la poussée verticale de 80 t sur une portée de 16 m environ.

La jonction entre les 2 batardeaux successifs : batardeau en bois et batardeau en béton armé, a été réalisée par la constitution, dans la paroi de la première enceinte, de 2 poteaux en béton armé dans lesquels étaient disposés les aciers en attente, nécessaires à la seconde phase des opérations. Ces 2 poteaux, entre lesquels passait le futur arc, étaient provisoirement réunis par le bardage courant en madriers et planches de 34. On pouvait, de cette façon, procéder simultanément à l'exécution, d'une part, du massif de fondation et d'autre part, de l'avant-bec. Après terminaison de ces deux phases de travaux, la paroi provisoire était démolie et l'exécution des naissances de l'arc commençait.

Echafaudage.

Le choix de la solution employée par l'entreprise a été guidé par de nombreuses considérations, entre autres :

- les arcs sont capables de résister, chacun séparément, aux efforts créés par leur poids propre et l'action d'un vent transversal de 150 kg/m² ;
- leur poids au mètre linéaire dans la zone centrale au-dessus du tablier est de 60 p. 100 seulement supérieur au poids de la demi-largeur du tablier ;
- la largeur des arcs (3,00 environ), conduit à un échafau-

dage de faible largeur, donc de faible stabilité latérale. Dans le cas d'un cintre retroussé, la résistance aux vents très violents de l'estuaire était du même coup très difficile à assurer.

Dans ces conditions l'Entreprise Coignet a adopté le parti suivant :

- construction jusqu'au niveau inférieur du tablier d'un échafaudage en bois fondé sur pieux battus en rivière. Cet échafaudage étant disposé de façon à permettre de supporter successivement les charges de l'arc puis les charges du tablier ;

- construction, sur cet échafaudage, à l'emplacement de l'arc aval, d'un échafaudage tubulaire autostable. Après décintrément de l'arc aval, ripage de cet échafaudage tubulaire à l'emplacement de l'arc amont ;

- après décintrément de l'arc amont, démontage de l'échafaudage tubulaire et construction du tablier sur l'échafaudage en bois.

Il a enfin été décidé de procéder au coulage de l'arc par voussoirs complets. Cette méthode a l'avantage de réduire au minimum les effets de retrait différentiel entre les semelles et les âmes dont les dates de coulage sont très rapprochées. D'autre part, du point de vue de l'échafaudage en bois, le supplément de charge amené par les arcs, par rapport au poids du tablier, est facile à porter en renforçant légèrement le diamètre des pieux. De son côté l'augmentation du linéaire de tubes de l'échafaudage tubulaire, nécessaire pour porter la section pleine de l'arc au lieu de rouleaux successifs, est limitée aux tubes verticaux : cette augmentation est inférieure à 15 p. 100, le reste de la structure déterminé pour résister aux effets du vent et au flambement n'étant pas modifié. La dépense supplémentaire correspondante est équilibrée par les économies résultant de l'absence de dispositions spéciales pour éviter le flambement de rouleaux mis en charge séparément, d'une meilleure rotation des coffrages et d'un gain de temps sur l'opération globale : coulage, durcissement, décintrément.

Ce principe d'échafaudage s'accordait très mal avec la solution initiale envisagée pour les suspentes. En effet, avec la suspente en ronds mi-durs de 32 mm d'une seule longueur, il fallait prévoir, pour permettre le ripage, une possibilité de coupure verticale des lisses horizontales et des diagonales de l'échafaudage, pour laisser le passage des aciers en cours de ripage. Du même coup, il y avait impossibilité de projeter de grands ensembles ripables d'une seule pièce. Par contre, avec l'emploi de ronds de 7 mm très souples, proposés par l'Entreprise, il suffisait de cintrer ces barres sur un rayon de 1 m environ pour qu'elles échappent très rapidement à l'ossature tubulaire. Seule, restait à prévoir, dans ces conditions, la coupure des vaux en bois supportant le platelage de coulage.

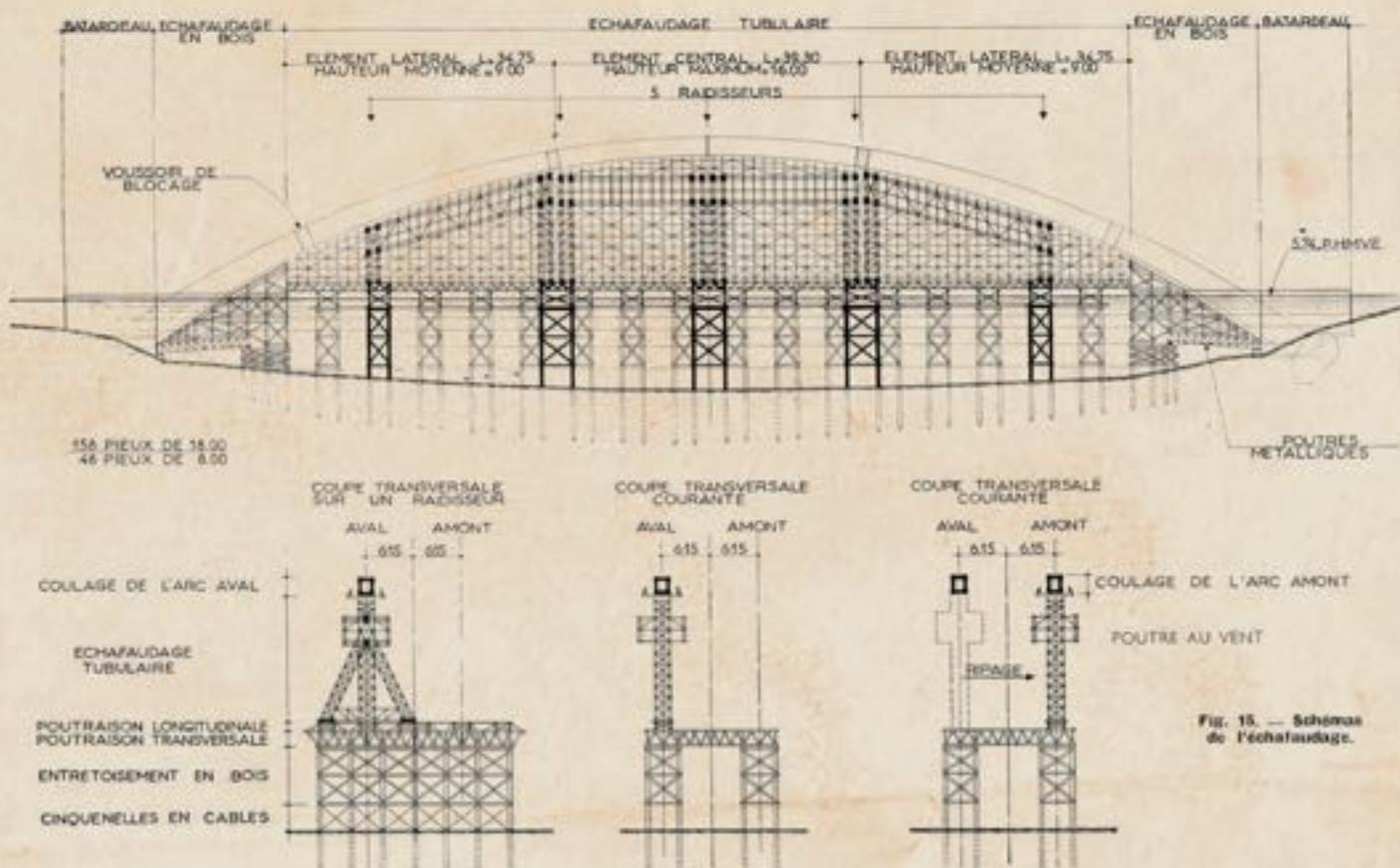


Fig. 15. — Schémas de l'échafaudage.

Echafaudages tubulaires.

L'échafaudage supérieur a été réalisé en tubes « Mills » 40/40.

Il est composé essentiellement de 3 grands éléments : 1 élément central de 40 m de longueur et 16 m de hauteur,

2 éléments latéraux de 35 m de longueur et 9 m de hauteur moyenne.

Ces éléments comprennent des palées porteuses écartées de 1,31 m constituées de 2 membrures formées chacune de 2 tubes reliés, dans le plan transversal, par des lisses et diagonales assurant la résistance au flambement. Elles sont convenablement entretoisées dans le plan longitudinal de l'ouvrage par des lisses et diagonales empêchant le déversement de l'ensemble.

La résistance au vent est obtenue par la constitution, au voisinage de la partie supérieure des palées, d'une poutre horizontale de 6 m de hauteur entre membrures, reportant l'effort du vent sur un système de plusieurs raidisseurs, constitués d'un buton et d'un tirant inclinés, ramenant les efforts transversaux au niveau supérieur de l'échafaudage en bois.

L'ossature tubulaire est appelée à supporter en tête le poids de l'arc (7 600 kg/ml), du platelage en bois et des coffrages, soit environ 2 700 kg par tube. Au pied, compte tenu du poids des tubes et colliers, cette charge est portée à 3 000 kg environ.

Les efforts transversaux dus au vent ont été calculés sur la base d'une vitesse maximum du vent de 150 km/h, soit, pour une pression dynamique de 100 kg/m². Pour l'arc et le platelage, le coefficient de poussée a été pris égal à 0,8 et le coefficient de traînée à 0,5, soit au total 1,3 ; ce qui amène à un effort total de 1,43 kg/m². Pour les tubes, en admettant un coefficient de 1,4, on arrive à un effort de 153 kg/m². En définitive, nous avons calculé l'ouvrage sur la base de 150 kg/m².

L'élément central de l'échafaudage supporte ainsi un effort total de 80 t situé à une hauteur de 10 m au-dessus de la base, repris par le raidisseur central et 2 demi-raisseurs latéraux.

L'écartement, mesuré au pied, d'un buton et d'un tirant, est également de 10 m, ce qui amène dans les arbalétriers du raidisseur central un effort vers le haut ou vers le bas, de 40 t, soit approximativement 2 700 kg par tube incliné.

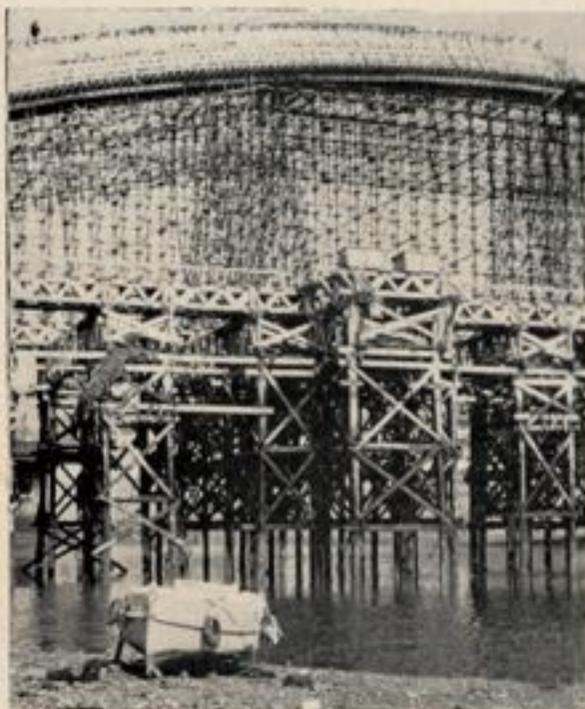


Fig. 16. — Vue d'un raidisseur à marée basse.

Le point névralgique de l'ouvrage, dont la résistance est essentielle, est le nœud commun aux montants de la poutre au vent et aux arbalétriers des raidisseurs. La complexité du montage en cet endroit où viennent concourir de nombreux tubes et la nécessité d'obtenir le minimum de déformabilité de l'assemblage ont amené l'Entreprise à mettre au point l'exécution d'un nœud en béton armé dans lequel sont noyés tous les tubes concourants.

Ce dispositif a été soumis préalablement à des essais sur modèle à l'échelle grandeur. On a réalisé à cet effet un montage reproduisant 4 tubes inclinés d'arbalétriers et 2 tubes horizontaux formant montants de la poutre au vent. La poussée du vent était représentée par un vérin disposé horizontalement. Pour la charge de service, la déformation horizontale a été inférieure à 4 mm et parfaitement élastique.

À la partie basse des raidisseurs ont également été disposés des patins en béton armé, dans lesquels viennent s'encastrent les tubes. Ces blocages comportent, à leur partie inférieure, des galets « Mills » pour permettre le ripage et peuvent être verrouillés horizontalement et verticalement sur l'infrastructure en bois, afin de lui transmettre les efforts du vent. Ces patins ont été préfabriqués avec leurs tubes en attente et mis en place à l'aide du blondin.

Par ailleurs, tous les assemblages sont réalisés avec des colliers « Mills » courants. Certains ne manquent pas de complexité. Signalons enfin que le linéaire total des tubes employés a été de 26 000 ml correspondant à 11 ml/m³ échafaudé.



Fig. 17. — Détail du nœud membrures-diagonales-montants d'une poutre au vent.

une palée. Ces palées sont réunies 2 à 2 dans le sens transversal par des poutres de 2 m de hauteur en bois boulonné, destinées à servir de support au coffrage du tablier et permettant le ripage de l'échafaudage supérieur.

L'échafaudage tubulaire repose sur ces différentes palées par l'intermédiaire de quatre cours de poutres longitudinales en bois cloué, de 1 m de hauteur filant sur toute la longueur de l'ouvrage et recevant tous les 1,31 m un montant de l'ossature en tubes.

Au droit des raidisseurs sont disposés 6 pieux supplémen-



Fig. 18. — Ripage de l'échafaudage tubulaire (27-5-53). Remarquer les nœuds et patins en B. A.

taires formant ainsi, avec les 8 pieux précédents, un groupe de 14 pieux sur lequel s'exerce l'effort horizontal de 40 t amené par le vent. Cet effort est transmis jusqu'au niveau des plus basses eaux par des entretoisements en madriers boulonnés puis, ensuite, jusqu'à l'encastrement des pieux par des cinquenelles métalliques en câble assurant la transmission au sol des efforts horizontaux.

Afin de réduire au minimum les risques de tassements, tous les assemblages ont été réalisés en interposant un joint de mortier entre chacune des pièces formant l'ossature.

Toutes les poutres en bois ont été préfabriquées en atelier, transportées à pied d'œuvre à l'aide du blondin et assemblées sur place. Signalons au passage la nécessité, dans ce cas, de prévoir, sur les pieux, des chevêtres intermédiaires permettant de passer facilement des cotes impératives d'implantation des poutres préfabriquées aux cotes très variables de situation réelle des pieux.

Coulage de l'arc et décentrement.

L'arc a été coulé en 6 voussoirs de 26 m de longueur environ séparés par des voussoirs de blocage de 1 m de longueur, coulés en dernier lieu, et permettant d'éliminer une partie des effets du retrait. Les assemblages du cintre se sont montrés extrêmement rigides, puisque le tassement maximum observé à la clé a été de 20 mm environ, alors que le seul tassement élastique théorique sur la hauteur de 16 m échafaudés en tube sur la hauteur de 20 m échafaudés en bois était de 15 mm environ.

Les opérations de décentrement et de compensation de l'arc ont été effectuées 28 jours après la fin du coulage du dernier béton à l'aide de 6 vérins de 300 t, disposés en deux lits situés à 0,85 m au-dessus et au-dessous de la fibre moyenne de l'arc.

Les opérations ont été conduites en deux étapes : dans une première étape on a écarté les faces du joint de clé de 33 mm en ouvrant à faces parallèles ; l'arc est alors monté de 31 mm. L'échafaudage, de son côté, est remonté élastiquement d'une quinzaine de millimètres laissant l'arc décollé sur une longueur de 60 m environ.

Afin de pouvoir faire les opérations de compensation sur un arc répondant parfaitement aux conditions du calcul, l'échafaudage a été entièrement décalé. Il est, en effet, indispensable pour un ouvrage de cette importance de libérer l'arc des réactions parasites créées par la remontée élastique du cintre.

C'est ainsi que la poussée totale dans les vérins tomba, à la suite du décalage du cintre, de 1 200 t environ à 1 050 t

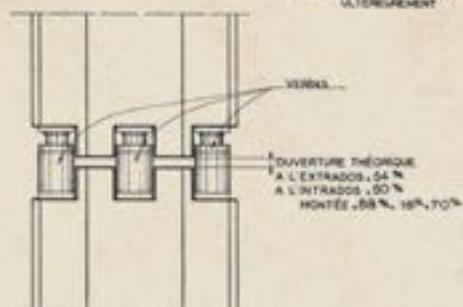
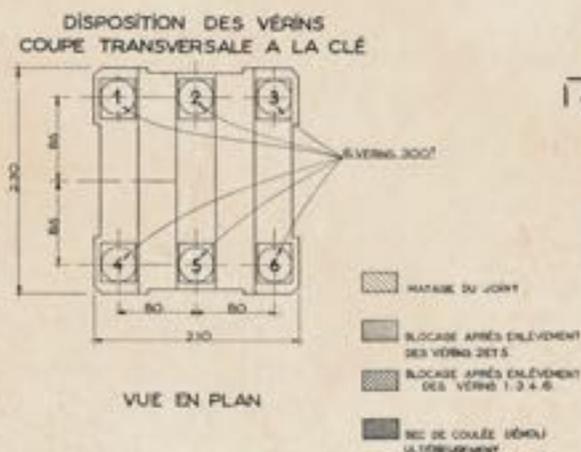


Fig. 19 a. — Disposition des vérins de décentrement.

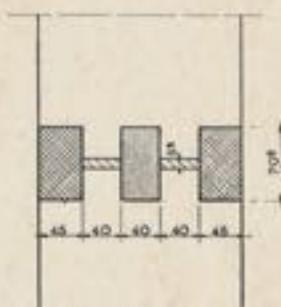
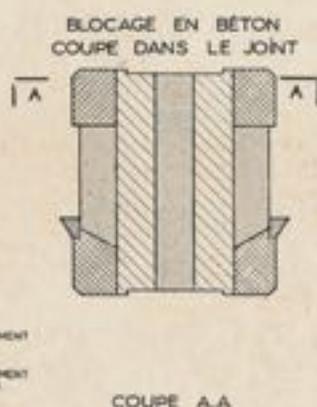


Fig. 19 b. — Bétonnage du joint de clé.

au coup de sifflet avec un ensemble parfait. Ce procédé peut paraître rudimentaire mais, en fait, il est moins coûteux que l'installation de treuils ou de vérins de ripage.

Après recalage, le second arc fut coulé et décintré dans des conditions analogues.

Coulage du tablier.

Après démontage de l'échafaudage tubulaire, les poutres longitudinales en bois de 1 m de hauteur servant d'assise au pied des tubes ont été désolidarisées et réparties sur l'ensemble de la surface du tablier pour former l'étaie des coffrages.

Le ferrailage a ensuite été conduit rapidement grâce à la fabrication en atelier de grands éléments mis en place d'une seule pièce au blondin.

Le bétonnage du tablier n'a pas présenté de difficultés particulières. Il a été grandement facilité par l'emploi du blondin.

Décoffrage du tablier.

Ce décoffrage a été obtenu par raccourcissement des suspentes et non par abaissement des coffrages.

Cette opération avait plusieurs buts, entre autres :

- 1° Assurer une mise en charge progressive et contrôlée des arcs ;
- 2° Rattraper le mou éventuel de certaines suspentes et s'assurer de l'égalité répartition des efforts sur chacune d'elles ;
- 3° Faciliter le décoffrage toujours difficile de la sous-face des pièces de pont ;
- 4° Éviter l'introduction de moments parasites dans l'arc au droit de sa rencontre avec le tablier, par suite de l'allongement important des suspentes sous le poids mort du tablier.

environ. Cette poussée reste néanmoins supérieure, de l'ordre de 10 p. 100, à la poussée théorique donnée par le calcul.

Enfin, pour la compensation finale, on a ouvert le joint de 59 mm à l'extrados et de 56 mm à l'intrados. La moûtée correspondante a été de 72 mm environ.

On a obtenu finalement un effort total de 1 100 t environ soit 480 t sur les vérins supérieurs, 620 t sur les vérins inférieurs correspondant à un moment négatif de 120 tm à la clé, égal au moment théorique.

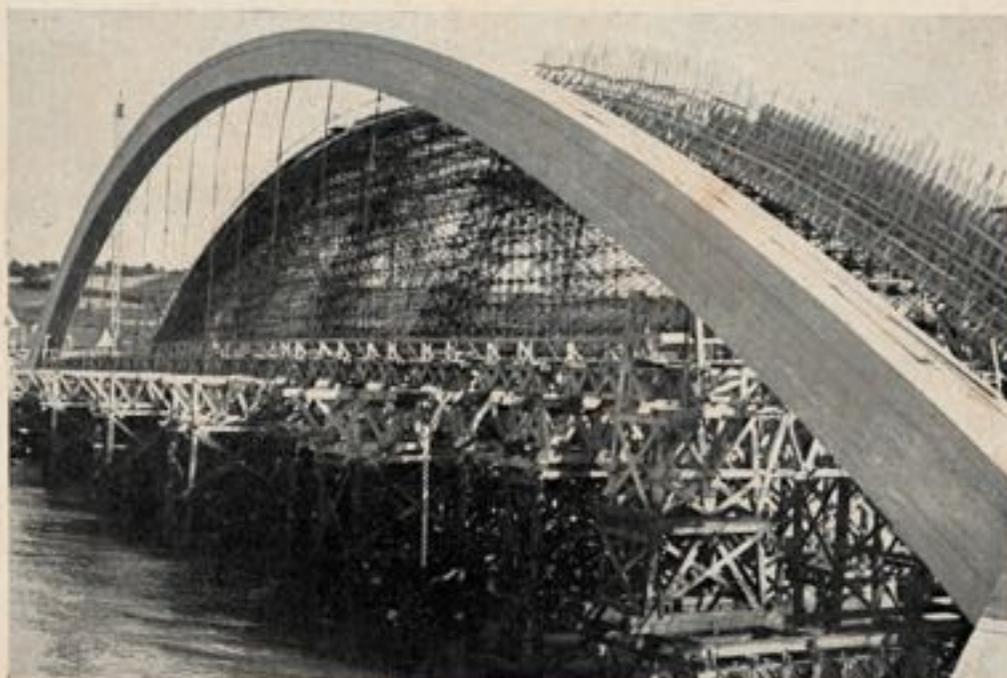
Les 3 files verticales de 2 vérins laissaient entre elles 2 saillies destinées à permettre le calage de l'ouvrage après l'ouverture du joint des arcs.

La compensation terminée, les 2 joints entre saillies furent matés avec soin. 4 jours après, les vérins centraux de chaque niveau furent enlevés et les parties foncées sur la figure 10 b bétonnées afin de procurer à l'arc une inertie latérale suffisante pour permettre l'enlèvement des 4 derniers vérins. A noter que l'emplacement des vérins inférieurs en rive fut bétonné en constituant un bec de coulée permettant d'obtenir par la vibration, la pression hydrostatique nécessaire au bon remplissage du vide. Ce bec fut démoli ultérieurement.

Ripage de l'échafaudage.

Cette opération fut menée très rapidement (moins d'une heure par élément d'un poids de 60 t), en disposant au droit de chaque galet « Mills » un ouvrier muni d'une pince à talon. L'avancement se faisait

Fig. 20. — Coffrage du deuxième arc. (Juin 1933.)



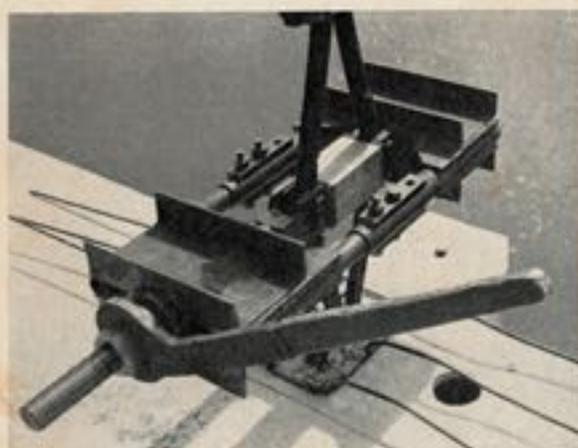


Fig. 21. — Appareil de mise en tension des suspentes (une cale provisoire en bois est entre les deux selles métalliques).

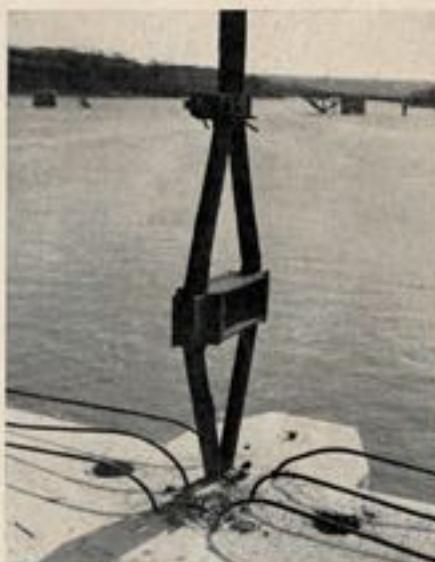


Fig. 22. — Mise en charge d'une suspente terminée (la cale métallique définitive est en place entre les deux selles).

Cette mise en charge a été obtenue par l'application d'un principe déjà utilisé par l'Entreprise Coignet pour la mise en précontrainte des poutres de différents ponts. Il consiste essentiellement à faire subir aux aciers préalablement ancrés à leurs extrémités une déformation transversale augmentant leur longueur et les mettant en tension (voir fig. 6).

A cet effet, à la partie inférieure des suspentes dans la hauteur du garde-corps, a été prévu un dispositif permettant de transformer la ligne rectiligne des aciers en un losange dont la longueur des côtés est supérieure à la diagonale verticale. Deux perles en acier moulé ont été enfilées sur les suspentes réalisant un frettage du paquet d'aciers. A mi-distance entre ces deux perles a été placé une sorte d'étau à vis permettant de réaliser l'écartement des deux moitiés de la suspente.

Une fois l'écartement désiré obtenu, une cale métallique déterminée à la demande était disposée entre les sellettes d'appui des fils et l'appareil d'écartement enlevé.

L'opération a été suivie et contrôlée par mesure des allongements des suspentes et nivellement du tablier.

A titre indicatif, l'effort total sous le poids propre est de 38 t par suspente. La mise en charge a été réalisée à l'aide d'un effort axial sur la vis d'écartement égal au maximum à 8 t.

L'ordre de mise en tension des suspentes a été déterminé pour n'introduire dans l'arc que des efforts acceptables. Pratiquement l'opération a été réalisée en 12 h de travail effectif.

VII. ESSAIS ET EPREUVES

A. Auscultation de l'ouvrage.

A la demande du service local, des mesures extensométriques ont été faites par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées sur l'un des arcs pendant le *décintrement* et la *compensation*, à l'aide de témoins sonores à corde vibrante « Coyne » noyés dans le béton et de jauges collées en surface. Les témoins « Coyne » permettront, en outre, de suivre pendant plusieurs années l'évolution des extensions dans l'arc et d'apporter ainsi une contribution à la résolution de l'important problème de l'influence de la plasticité du béton sur les contraintes de compensation.

Appareillage.

On a utilisé à la fois des témoins « Coyne » noyés dans le béton et des jauges appliquées en surface.

a) Témoins « Coyne ».

Il y avait en tout 24 témoins situés dans les sections numérotées 1, 3, 5, 7, 9 et 10 et placés deux à l'extrados et deux à

l'intrados parallèlement à la fibre moyenne de l'arc (voir fig. 4, page 302 et fig. 23).

b) Jauges.

L'arc étant creux et les dimensions intérieures permettant d'y circuler, on a profité de cette circonstance pour coller les jauges sur les parois internes, où elles étaient à l'abri de l'humidité et des variations thermiques importantes.

Des jauges ont été placées dans les sections n° 1 à 9. On n'a pu en placer dans la section 10, car à marée haute cette section est envahie par l'eau de mer. Les sections où sont placées les jauges ou les témoins « Coyne » sont à égale distance des voiles verticales supportant les sus-

pendentes, de manière à ne pas subir les perturbations locales apportées par les voiles dans la répartition des contraintes.

On a posé 4 jauges par section, aux positions indiquées sur le croquis de la figure 23.

De plus, quelques jauges supplémentaires ont été placées soit à titre de contrôle pour comparer des jauges de type différent ou pour comparer différents procédés de collage.

On a utilisé des jauges « Philips » monofils de 70 mm de longueur utile (résistance 120 ohms), spécialement conçues pour mesures sur béton, ainsi que quelques jauges françaises fabriquées par M. Fourtiet, Chef de Travaux Pratiques d'Electricité à l'Ecole des Mines.

c) Collage des jauges.

Il a été adopté pour le collage la méthode suivante, qui, à part quelques détails, est celle qui était couramment employée par la S.N.C.F.

Les parois du béton devant supporter les jauges étaient soigneusement dé-poussiérées puis nettoyées à l'acétate d'éthyle et enfin séchées en profondeur par chauffage aux lampes infrarouges. Les jauges étaient préalablement collées sur une feuille de clinquant par une colle cellulosique et le clinquant était collé sur le béton par une couche d'araldite, durcie ensuite par chauffage à l'infrarouge. L'égalité du collage était réalisée, tant pour la jauge sur clinquant que pour le clinquant sur béton, au moyen d'une pression exercée pendant plusieurs heures par une bande de caoutchouc mousse.

La jauge et la partie nue des fils étaient préservées des agents extérieurs au moyen d'une couche épaisse de cire minérale coulée à chaud (ozokérite), et d'une couche de « prestik ».

Il a été également essayé un mode de collage beaucoup plus simple consistant à fixer la jauge directement sur béton, sans interposition de clinquant, par une couche de dissolution de polystyrène, enrobant la jauge et servant à la fois de colle et de protection extérieure. Ces deux modes de collage ont donné des résultats équivalents.

Résultats.

Il est trop tôt encore pour déduire des mesures faites périodiquement à l'aide des témoins « Coyne » des conclusions concernant le fluage du béton. Nous nous bornerons

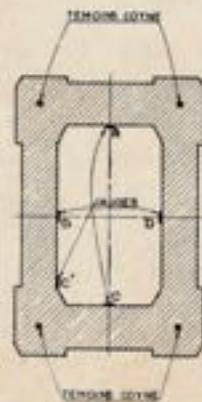


Fig. 23. — Coupe transversale de l'arc montrant l'emplacement des extensomètres.

donc aux mesures concernant le décentrement et la compensation.

Pour le décentrement, on ne pouvait s'attendre à des résultats facilement interprétables, car le cintre reste toujours en partie adhérent à l'arc. On ne connaît donc que de façon très grossière les charges réellement appliquées à l'arc et il est impossible de comparer la théorie et le calcul.

Pour la compensation, au contraire, le problème est beaucoup mieux défini et la comparaison avec les mesures peut donner des résultats intéressants. En particulier, nous verrons plus loin comment on peut tirer des conclusions sur l'importante question du degré de perfection de l'encastrement.

La comparaison entre les contraintes de calcul et les contraintes mesurées était rendue assez délicate par le fait que les pressions exercées à la clé pendant les opérations de décentrement et de compensation étaient mal connues. La pression dans les vérins était mesurée par des manomètres, préalablement étalonnés en Laboratoire. Mais, malgré cet étalonnage, il est impossible de mesurer les efforts exercés par les vérins avec une précision suffisante. Même en adoptant pour la mesure des pressions un autre procédé plus satisfaisant que les manomètres, il resterait une importante cause d'erreur provenant du frottement des pistons dans les cylindres. Le seul moyen, qui, peut-être, serait à envisager à l'avenir pour le décentrement d'un grand arc dont on désire contrôler avec soin l'opération, serait d'interposer entre l'arc et les vérins un dynamomètre à jauges.

Etant donné cette incertitude dans la valeur des poussées des vérins, l'opération de décentrement et de compensation a été conduite par l'Entreprise en se basant sur l'écartement de l'arc à la clé et non pas sur les lectures de pressions. On a donc cherché à réaliser les écartements théoriques, compte tenu de la correction de température, sans tenir compte des lectures des vérins.

RESULTATS DES MESURES EXTENSOMETRIQUES

a) Coefficient d'élasticité du béton.

Les extensomètres par fil sonore ou fil résistant ne donnant que la valeur des extensions, il est, bien entendu, nécessaire de connaître, de façon aussi exacte que possible, le coefficient d'élasticité du béton de l'ouvrage dans des conditions de charges aussi voisines que possible de la réalité.

Pour cela des blocs témoins cylindriques de 50 cm de hauteur et 250 cm² de section ont été soumis à une compression de 30 kg/cm² appliquée progressivement pendant 1 heure (3 paliers de 20 minutes chacun), ce qui correspond assez bien aux conditions du décentrement et de la compensation. A titre indicatif, l'essai a été répété avec une charge finale de 100 kg/cm², toujours en 3 paliers de 20 minutes. Les mesures ont été faites au moyen de 4 capteurs « Philips » dont on a pris la moyenne des indications. La figure 24 donne le résultat pour une éprouvette. Le coefficient E, sensiblement le même pour les 2 charges, est de 305.000 kg/cm².

C'est ce coefficient, arrondi à 300 000 kg/cm², qui a été adopté pour l'interprétation des mesures.

b) Témoins « Coyne ».

Dans l'ensemble, les résultats sont très cohérents : dans une même section les valeurs des extensions mesurées sur les deux témoins de l'intrados sont, en général, très voisines ainsi que les valeurs correspondantes pour l'extrados ; et d'autre part les valeurs mesurées le long de l'arc se répartissent suivant des courbes suffisamment régulières. Il ne semble donc pas y avoir de dispersion importante dans les mesures (voir figures 25 et 26) qui donnent pour le décentrement et la compensation les valeurs des extensions pour tous les témoins. Dans les graphiques suivants on a seulement figuré la variation de la moyenne des deux témoins de l'intrados et des deux témoins de l'extrados.

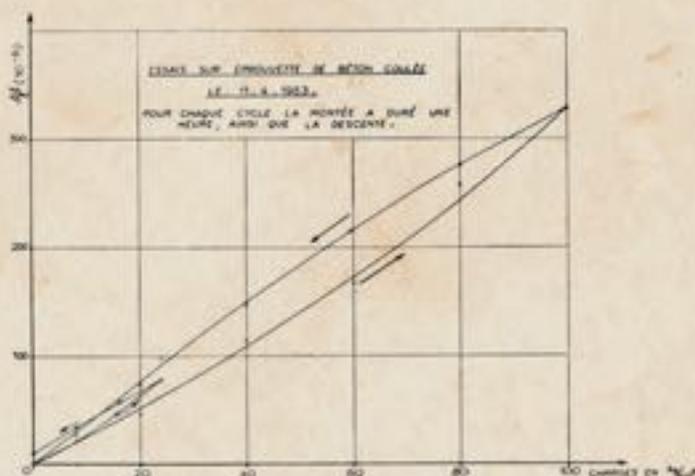


Fig. 24. — Essais sur éprouvette de béton à 60 jours.

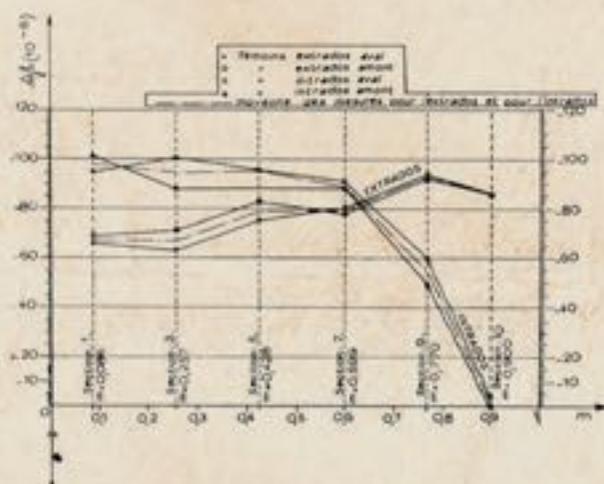


Fig. 25. — Témoins « Coyne ». Différences de lectures entre le début et la fin du décentrement.

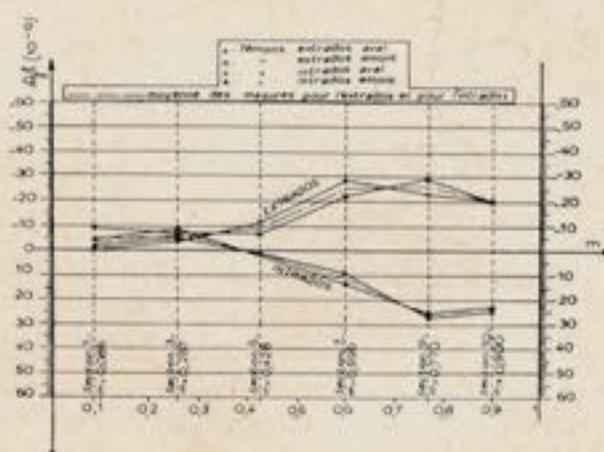


Fig. 26. — Témoins « Coyne ». Différences de lectures entre le début et la fin de la compensation.

La figure 27 donne, pour le décentrement, la comparaison des contraintes calculées et mesurées. On voit que l'écart est considérable. Cela provient de ce que le décentrement était, comme il arrive toujours, imparfait, car le cintre se relevant par élasticité, restait adhérent à l'arc en un certain nombre de points, ce qui, bien entendu, fausse toutes les prévisions de contraintes. L'écart entre les mesures et les prévisions rend compte de l'importance de cet effet.

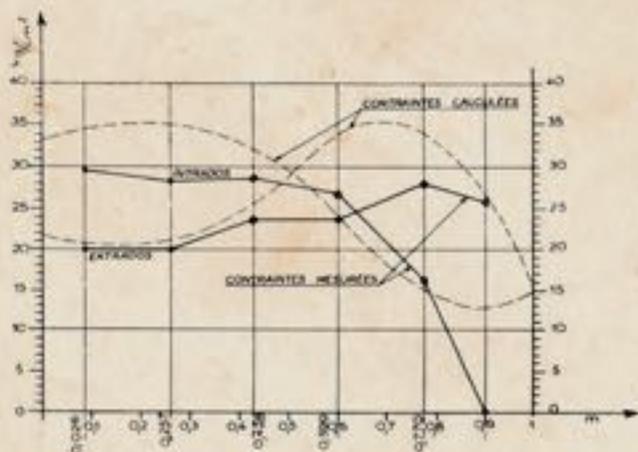


Fig. 27. — Décentrement. Comparaison entre les contraintes calculées et les contraintes mesurées par témoins « Coyne ».

Pendant la compensation, le problème est beaucoup mieux défini, puisque l'arc est complètement décollé de son cintre. Cependant, comme nous l'avons remarqué plus haut, les pressions des vérins ne sont connues que d'une manière assez imprécise et cette imprécision est ici très fortement augmentée du fait que la poussée correspondant à l'opération de la compensation est relativement faible et que les pressions correspondantes ne sont déterminées que par la différence entre deux lectures de pression dans les vérins de l'ordre de 500 t. On ne connaît avec précision que la montée à la clé et l'écartement et c'est d'ailleurs sur ces données que l'opération a été conduite. Si l'on adopte pour les poussées et nfoments à la clé les valeurs théoriques correspondant aux déplacements, on en déduit les contraintes théoriques. La figure 28 montre la comparaison entre ces contraintes théoriques et les contraintes mesurées. La concordance est satisfaisante.

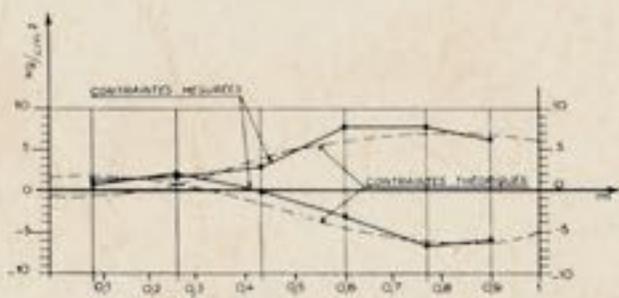


Fig. 28. — Compensation. Comparaison entre les contraintes calculées et les contraintes mesurées par témoins « Coyne ».

On peut également faire une vérification indirecte de la concordance entre théorie et calcul de la manière suivante : nos mesures nous donnent les extensions le long du demi-arc sur l'extrados et l'intrados. On peut en déduire, en appliquant la formule de Bresse, et sans hypothèse sur la valeur du coefficient E , le déplacement vertical horizontal et angulaire à la clé. On trouve ainsi des résultats correspondant à 10 p. 100 près à ceux qui ont été mesurés directement.

Cette correspondance montre que l'encastrement est pratiquement parfait, car il est clair que, s'il y avait une rotation aux naissances, il faudrait ajouter aux valeurs trouvées par la formule de Bresse en fonction des extensions, un terme provenant de la rotation. Ce point est important car certains auteurs ont pensé que l'encastrement d'un arc était une notion plutôt théorique.

Il semble donc bien — tout au moins dans notre cas particulier où la fondation est coulée à pleine fouille dans un excellent granit — que l'hypothèse de l'encastrement parfait est pratiquement valable, et cela malgré les dimensions relativement faibles des massifs d'ancrage.

Les témoins « Coyne » ont été « sonnés » régulièrement après la compensation et le seront encore pendant plusieurs années pour examiner l'évolution du béton. Les résultats obtenus jusqu'à ce jour ne permettent pas encore de conclusions intéressantes.

c) Jauges.

Les résultats des jauges, quoique plus dispersés que ceux des témoins « Coyne », confirment les données de ceux-ci. La figure 29 montre les résultats pour la compensation. Les résultats des jauges ont une précision assez médiocre car ces instruments sont mal adaptés à des mesures de contraintes relativement faibles et résultant d'efforts lentement appliqués. Malgré toutes les précautions prises pour le collage, il y eut pendant les quelques heures que dura l'opération une certaine dérive provenant de la plasticité de la colle. Il en est résulté une erreur relative d'autant plus notable que les contraintes mesurées sont faibles.

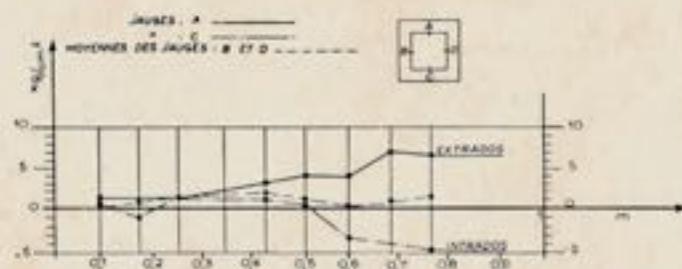


Fig. 29. — Compensation. Résultat des mesures de contraintes par jauges.

En résumé, pour la compensation, seule opération où le problème était bien défini, les témoins « Coyne » ont donné des résultats qui concordent bien avec les prévisions, et la concordance montre que l'encastrement est pratiquement parfait. Les jauges, en raison de la faible importance des contraintes à mesurer et de la durée assez longue de l'opération, ont donné des résultats plus dispersés de moindre intérêt, mais qui, cependant, confirment ceux des témoins « Coyne ».

B. Epreuves.

Les épreuves de l'ouvrage ont été effectuées le 10 juillet 1954, 90 jours après le coulage du dernier béton. Le convoi d'essai était constitué de 3 porte-chars de 55 t et d'une vingtaine de camions de 13 à 25 t totalisant un poids total de 500 t. Ces véhicules ont été disposés successivement au droit des zones déterminées à l'aide des lignes d'influence procurant les moments de flexion maxima dans les différentes sections de l'arc.

La densité de surcharge au ml de tablier était de 4 600 kg.

Huit fleximètres « Richard » avaient été disposés à l'aplomb de l'arc aval, permettant de mesurer les flèches en 4 points ainsi que les allongements des suspentes correspondantes ; 2 fleximètres avaient été placés à l'aplomb de l'arc amont, afin de vérifier si les 2 arcs, dont l'un était âgé de 14 mois et l'autre de 8 mois, subissaient les mêmes déformations.

Le dépouillement des mesures a fait apparaître une augmentation du coefficient d'élasticité du béton qui, de la valeur de 300 000 kg/cm² indiquée ci-dessus, est passée à 400 000 kg/cm² environ. C'est cette valeur qui donne la meilleure concordance entre les flèches théoriques et les flèches relevées. La figure 30 permet de comparer ces valeurs. Toutes les déformations ont été parfaitement élastiques.

Les 2 arcs se sont pratiquement, malgré leurs âges différents, comportés de la même manière.

Quant aux mouvements maxima du tablier, ils ont été de 22 mm environ vers le bas aux reints et à la clé.

L'essai dynamique a été réalisé par le passage à 40 km/h des 3 portes-chars de 55 t, l'amplitude maximum d'oscillation du tablier n'a pas dépassé, dans ce cas, 10 mm. L'amortissement est très rapide.

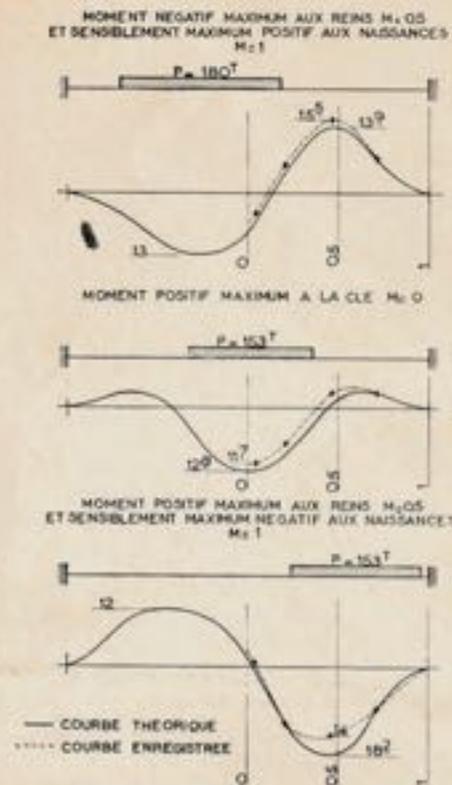


Fig. 30. — Flèches théoriques et sèches relevées au passage des convois d'épreuve.

Quelques mots, pour terminer, sur le déroulement des travaux : le premier pieu de l'échafaudage fut battu le 15 février 1952, le montage de l'échafaudage tubulaire commencé le 1^{er} décembre 1952, soit 9 mois plus tard. Le premier arc était décintré le 20 mai 1953, soit 15 mois après le début effectif des travaux ; le deuxième arc le suivait 6 mois plus tard ; le tablier enfin était mis en charge sur l'arc, c'est-à-dire pratiquement les travaux terminés, le 14 avril 1954, soit 26 mois après le début des travaux. Le pont était mis en service le 25 juillet.

L'effectif total n'a jamais dépassé sur le chantier 80 ouvriers ; 330 000 h de travail ont été nécessaires pour le parfait achèvement de l'ouvrage.

L'ouvrage a nécessité la mise en œuvre des cubes suivants :

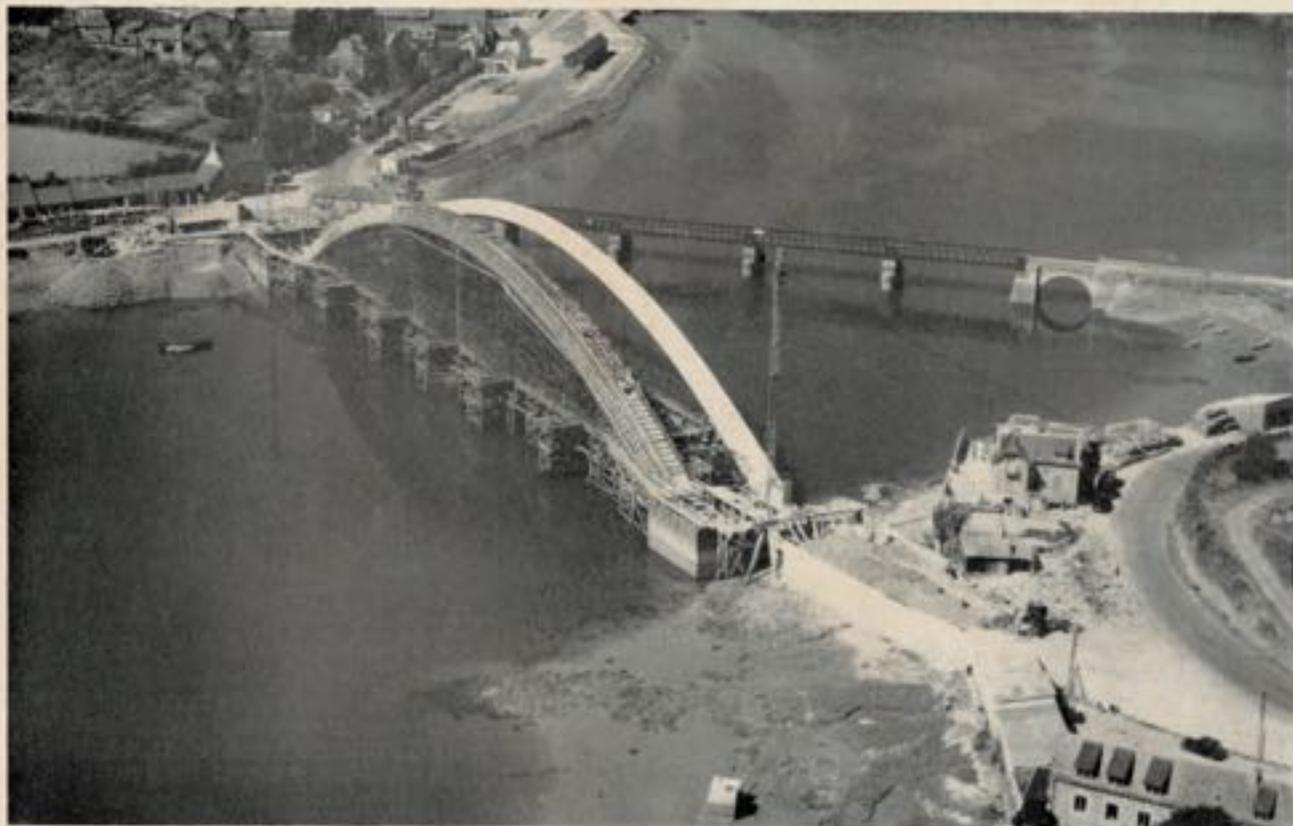
- Pour les massifs de fondation. 1 000 m³ de béton environ
- Pour les arcs..... 1 350 m³ de béton armé
- Pour le tablier..... 800 m³ de béton armé

Le tonnage d'aciers mis en œuvre a été :

Rails pour massifs de fondation.....	43 t
Acier 60 au chrome cuivre pour les arcs.....	145 t
Acier 42 pour arcs.....	110 t
Soit au total pour les arcs.....	255 t
Acier 42 pour le tablier.....	230 t
Aciers spéciaux pour suspentes.....	7 t
Soit au total.....	535 t

P. DANTU, E. GALARD et G. LACOMBE.

Fig. 31. — Vue aérienne montrant l'ensemble du chantier en août 1953.



(Photo Ray Delvert)