

La revue technique des Travaux Publics

Travaux

n° 853
Juin 2008

International

INTERNATIONAL

- Le viaduc de Vila Pouca de Aguiar au Portugal
- Pont à haubans high-tech et monuments historiques
- Le pont de la rivière Nkam au Cameroun
- Le nouveau grand pont sur le fleuve Chao Phraya à Bangkok
- Étude de faisabilité d'un élargissement routier en Inde
- King's Cross : des passages souterrains sous haute protection
- Amélioration de sols à grande échelle
- Le projet d'Al Raha Beach (Abu Dhabi)

éditorial

Travaux Publics : activité à l'international toujours en croissance

Avec un chiffre d'affaires supérieur à 20 milliards d'euros, l'activité à l'international des entreprises françaises de Travaux Publics s'est maintenue en 2007 à un très haut niveau, en forte augmentation par rapport à 2006. L'activité à l'international représente plus du tiers du chiffre d'affaires total de la Profession, dont plus de la moitié a été réalisée en Europe.

Le marché est également favorable en Amérique du Nord où la Profession vient de réaliser plus de 20 % de ce chiffre d'affaires, ainsi que dans les Dom-Tom où l'activité reste soutenue grâce la poursuite de plusieurs grands chantiers, comme c'est le cas en Guyane et à la Réunion.

Cette belle performance ne doit pas nous faire oublier le fort dynamisme à l'international de nos concurrents européens dont certains connaissent des taux de croissance très élevés. Dans le même temps, la vigilance est de rigueur face à la concurrence des entreprises des pays émergents, chinoises notamment, qui se fait de plus en plus forte. La concurrence de ces dernières est particulièrement vive en Afrique (+ 950 % en 5 ans) où l'on enregistre une érosion relative de la présence française. Cette progression, pour une très large part, se nourrit de pratiques qui vont à l'encontre des normes de bonne gouvernance et d'éthique, de respect des règles sociales et environnementales appliquées par les entreprises des pays membres de l'UE et de l'OCDE. La promotion des principes de non-ingérence et de non-conditionnalité des prêts conduit à un abaissement des critères de développement durable. L'addition de ces différentes mesures induit des distorsions de concurrence préoccupantes.



Patrick Bernasconi
Président de la FNTP

Face à ce phénomène, il appartient aux entreprises des pays développés, et plus particulièrement aux entreprises françaises, de sensibiliser tant leurs homologues que les personnels politiques et administratifs des pays émergents sur l'impact positif du respect de ces principes. Leur mise en œuvre permet la création d'un cadre de compétition transparent et équitable ouvert également aux entreprises locales. Il autorise de surcroît le développement de leur économie sur des bases soutenables et durables. Ces efforts devront concerner plus particulièrement le soutien des Institutions Financières Internationales au secteur privé local et la formation de leurs personnels.

À cet égard, la Profession se félicite des mesures récemment présentées par le Secrétariat d'État à la Coopération, qui ont instauré un climat propice au développement de la présence française à l'international et au renforcement de nos entreprises sur les marchés extérieurs.



Le savoir-faire français

PRÉFACE



Jacques Combault
Président de l'Association
Internationale des Ponts
et Charpentes
(International Association
for Bridge and Structural
Engineering)

À l'heure où les projets titanesques fleurissent à travers le monde et plus particulièrement en Asie, il est plus que réconfortant de constater, en parcourant ce nouveau numéro de la revue *Travaux*, que le génie civil français n'a pas cessé pour autant de s'exporter au-delà de nos frontières.

L'apport de la technique française en matière de grands travaux a été considérable avec la mise au point de nouveaux matériaux, de structures innovantes et de techniques de construction efficaces ; le béton précontraint, la précontrainte extérieure au béton, les structures mixtes précontraintes sont nés en France ; les voussoirs préfabriqués ont révolutionné la conception des ponts et les méthodes d'exécution des routes, des tunnels et des ports n'ont jamais cessé d'évoluer sous l'impulsion de nos ingénieurs qui ont su trouver leur inspiration dans les défis engendrés par la concurrence et la mondialisation.

Le rôle de la France dans ce domaine ne s'arrête d'ailleurs pas là ; nos connaissances et notre expérience restent des références qui ont tout naturellement trouvé leur place dans l'élaboration des règles de l'art et des réglementations, notamment à l'échelle européenne.

Dans la position que j'occupe au sein d'une des plus grandes associations internationales, je ne peux que me réjouir du succès que nos architectes, bureaux d'études et entrepreneurs rencontrent à l'étranger. Cela m'amène toutefois à faire plusieurs remarques que je souhaite aussi constructives que possible pour l'avenir du génie civil français à l'international :

- si nous étions pratiquement les seuls au début des années 80 à conjuguer au mieux esthétique et technique, à faire preuve d'imagination et à innover, force est de constater aujourd'hui que beaucoup de beaux et grands ouvrages sont conçus et réalisés par des bureaux d'études et des entreprises étrangers, au prix d'un développement hors normes des nations qui les abritent ;
- on pourrait très probablement être tenté de croire que nos modèles et notre savoir-faire ont été copiés par le biais de publications ou de communications trop nombreuses ou trop détaillées dans les conférences organisées à travers le monde. Mais il n'en est rien ; les grandes associations internationales offrent en permanence à nos jeunes ingénieurs une fenêtre ouverte sur le monde de la construction, une source d'inspiration, une école où l'on ne peut qu'apprendre à respecter la concurrence et à mesurer les besoins de notre planète. Nos bureaux d'études et nos entreprises se doivent d'en tenir compte et je suis certain qu'elles ne manqueront pas de le faire dans le cadre des enjeux du futur et de la nécessité de promouvoir un développement durable.

Mais je ne saurais conclure cette préface sans rendre hommage à ces hommes et à ces femmes qui s'expatrient, parfois loin de leurs racines et de leurs familles, pour réaliser de grands ouvrages à l'étranger. Au-delà de l'esprit et de la culture de leur entreprise, nous ne devons pas oublier que ce sont les ambassadeurs hautement qualifiés de la technique française sans lesquels les grandes constructions lointaines dont nous sommes si fiers, n'auraient pas pu voir le jour.

Le viaduc de Vila au Portugal

Le viaduc de Vila Pouca de Aguiar est construit dans le cadre d'une concession à péage attribuée en décembre 2000 par l'État portugais à un groupement concessionnaire constitué à 50 % de filiales d'Eiffage.

Ce viaduc n'était pas prévu au programme initial de l'autoroute IP3 (ou A24) située dans le nord du Portugal qui est totalement ouverte à la circulation depuis juin 2007. Il s'inscrit dans le cadre de la construction du tronçon E1 de cette autoroute de 157,50 km de longueur dont le nom est Scut Interior Norte (figure 1). Financée d'une manière originale, IP3-Scut Interior Norte consiste en la construction et l'exploitation sur une durée de trente ans d'une autoroute qui fonctionne selon le principe du péage « virtuel », d'où la présence dans le nom du projet, du sigle Scut qui signifie « Sem custos para o utilizador » (sans coût pour l'utilisateur).

Le péage n'est donc pas acquitté par les usagers mais les montants sont directement reversés par l'État portugais au concession-

naire. Dans la pratique, les tronçons autoroutiers sont équipés de capteurs de mesure automatique du trafic, le nombre d'essieux étant décompté automatiquement au moyen de boucles magnétiques noyées dans la chaussée, les données enregistrées sont transmises au ministère des Transports portugais qui paie alors le péage au concessionnaire.

Orientée Nord-Sud, l'autoroute IP3 est une autoroute à 2 x 2 voies qui reliera la frontière espagnole à Viseu, au sud-est de Porto. Elle permet ainsi de désenclaver et de développer les régions montagneuses peu peuplées qu'elle traverse. Interceptant une zone classée « Natura 2000 » où une meute de loups avait élu domicile, le tracé initial de l'autoroute a dû être modifié et basculé d'un côté à l'autre de la vallée. Cette opération, loin d'être anodine, a nécessité la construction d'un viaduc de 1348 m de longueur, situé à quelques centaines de mètres au sud du village de Vila Pouca de Aguiar. L'ouvrage permet le franchissement de la RN2 et de la vallée au-dessus du rio Corgo.

Comme son prédécesseur, le pont du Corgo situé sur le tronçon C à proximité de la ville de Regua, à 80 km à l'est de Porto, le viaduc de Vila Pouca de Aguiar constitue l'exemple type d'un ouvrage international. En effet, il a été conçu à l'origine suivant un avant-projet sommaire français, construit selon un « projecto de execução », portugais et réalisé par un groupement d'entreprises franco-portugaises, Spie Batignolles, société française bien implantée au Portugal, et l'entreprise portugaise Construtora do Tamega sous maîtrise d'œuvre Norinter.

L'ouvrage, constitué de deux tabliers parallèles entièrement en béton, de 1348 m de long chacun, a été construit dans un délai record de vingt-deux mois.

■ Les études techniques

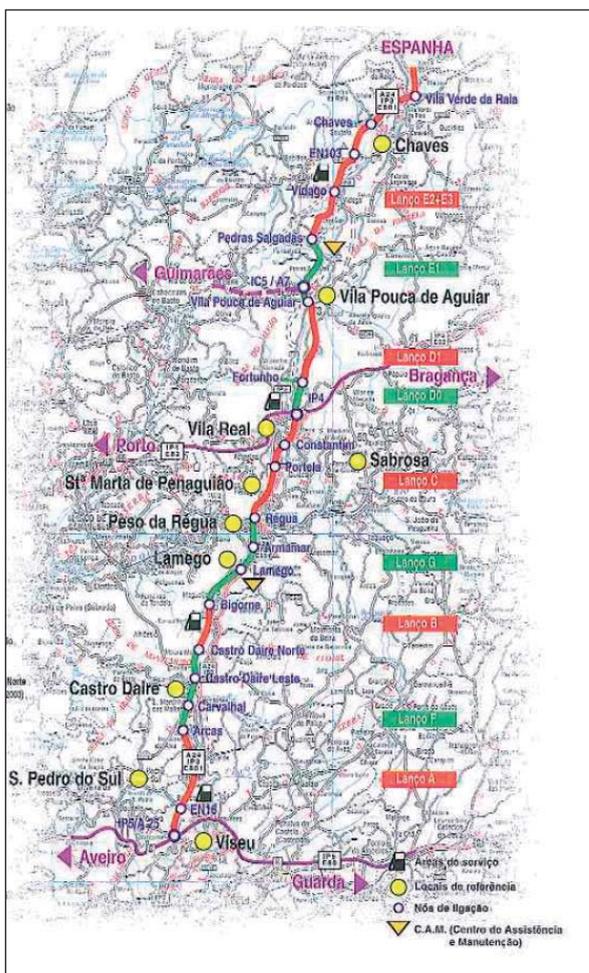
Les études préliminaires

Une première étude préliminaire de niveau APS désignée « projecto-base-phase 1 » a été conduite en janvier 2004 par Jean Muller International qui a étudié quatre solutions :

- deux solutions à tablier en béton précontraint :
 - > solution 1 : « encorbellement »,
 - > solution 2 : « caisson poussé » + « encorbellement » ;

Figure 1

Carte du tracé de l'autoroute Norscut
Site location of the Norscut motorway



Pouca de Aguiar

Imed Ben Fredj
Directeur technique
Norinter

Michel Guérinet
Directeur scientifique
Eiffage Construction

Armando Rito
Directeur
BE A. Rito Lda

Claude Servant
Directeur scientifique
Eiffage Travaux Publics

- deux solutions à tablier en ossature mixte acier-béton
 - > solution 3 : « double bipoutre mixte »,
 - > solution 4 : « simple bipoutre large mixte ».

En l'état des reconnaissances géologiques et géotechniques à ce stade du projet, les fondations pour les quatre solutions étudiées étaient toutes superficielles. De même les terrassements pour fouilles et les pistes d'accès n'étaient pas compris dans l'estimation initiale. Les écarts entre les différentes solutions étudiées et la solution 2 la plus compétitive étaient les suivants :

- solution 1 « caisson béton encorbellement » : + 12 %;
- solution 2 « caisson béton poussé + encorbellement » : 0 %;
- solution 3 « bipoutres mixte - deux tabliers » : + 1 %;
- solution 4 « bipoutre mixte - mono tablier large » : + 0,5 %.

À l'issue de cette étude comparative, Norinter décida de retenir pour la suite des travaux la solution 2 du « projecto-base-phase 1 » parmi les quatre solutions proposées.

Préalablement au démarrage des études d'exécution, Norinter a confié au bureau d'études Jean Muller International une mission d'avis technique de la solution tablier en béton précontraint redimensionné par le bureau d'études Armando Rito Lda lors de l'étude d'avant-projet détaillé ou « projecto-base-phase 2 ».

La solution développée dans le « projecto-base-phase 2 » correspond à la juxtaposition de deux types de structures précédemment réalisées avec succès pour le tronçon IP3 de l'autoroute Norscut :

- le viaduc du Corgo situé sur le lanço C, ouvrage à travées courantes de 145 m de portée environ construit par encorbellement successif de voussoirs coulés en place;
- le viaduc du Vouga situé sur le lanço A, ouvrage à travées de 60 m de portée construit par le procédé du poussage.

Ce sont à chaque fois des ouvrages « à tabliers séparés » de section transversale en caisson béton précontraint.

L'avis technique Jean Muller International établi pour l'ouvrage en cours d'exploitation, sur la base des documents remis par le BE Armando Rito Lda, a porté sur :

- les données fonctionnelles : tracé en plan et profil en long; section transversale fonctionnelle; implantation des appuis;
- la conception générale structurelle : hypothèses de calcul; fûts des piles; fondations des piles; culées; tablier : précontrainte et aciers passifs; cahier des charges de la campagne de reconnaissance des sols;
- l'optimisation des dimensions des différentes parties d'ouvrage et les quantités de béton et de précontrainte.

Les études d'exécution

Lors de la mise au point du programme des travaux, le groupement d'entreprises Spie Batignolles - Tamega, a proposé de réaliser les tabliers des travées d'accès de hauteur constante au nord et sud suivant la technique du cintre auto-lanceur en remplacement de la méthode de poussage pour les raisons indiquées dans le chapitre « Méthodes d'exécution ». Les études d'exécution réalisées par le BE Armando Rito Lda ont donc été menées en considérant la construction des tronçons nord et sud à l'aide de cintres auto-lanceurs, technique très largement développée au Portugal depuis de nombreuses années.

Norinter a mis en place, sous l'autorité du directeur de projet, un directeur chargé de veiller à la cohérence des choix techniques et à l'adéquation du déroulement des études d'exécution et des méthodes avec le bon avancement du chantier. L'exercice des contrôles a été effectué à plusieurs niveaux :

- les contrôles interne et externe ont été réalisés dans le cadre de l'organisation de chaque bureau d'études d'exécution (BE Armando Rito Lda à Lisbonne et BE de Spie Batignolles à Cergy-Pontoise);
- le contrôle extérieur de l'entreprise a été réalisé par Jean Muller International à Saint-Quentin-en-Yvelines.

Norinter a également constitué un comité technique composé d'experts indépendants de l'Administration portugaise, d'ingénieurs de la maîtrise d'œuvre Norinter Jean Muller International, d'ingénieurs des bureaux d'études techniques et également de trois directeurs scientifiques du groupe Eiffage spécialistes en géotechnique, béton et ouvrages d'art.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Norscut Concessionnaire (Eiffage 50 %)

Maître d'œuvre

Norinter (filiale 100 % Eiffage)

Constructeur

Groupement d'entreprises Spie Batignolles - Tamega

Études de conception et d'exécution

Bureaux d'études Armando Rito Lda

Contrôle des études d'exécution

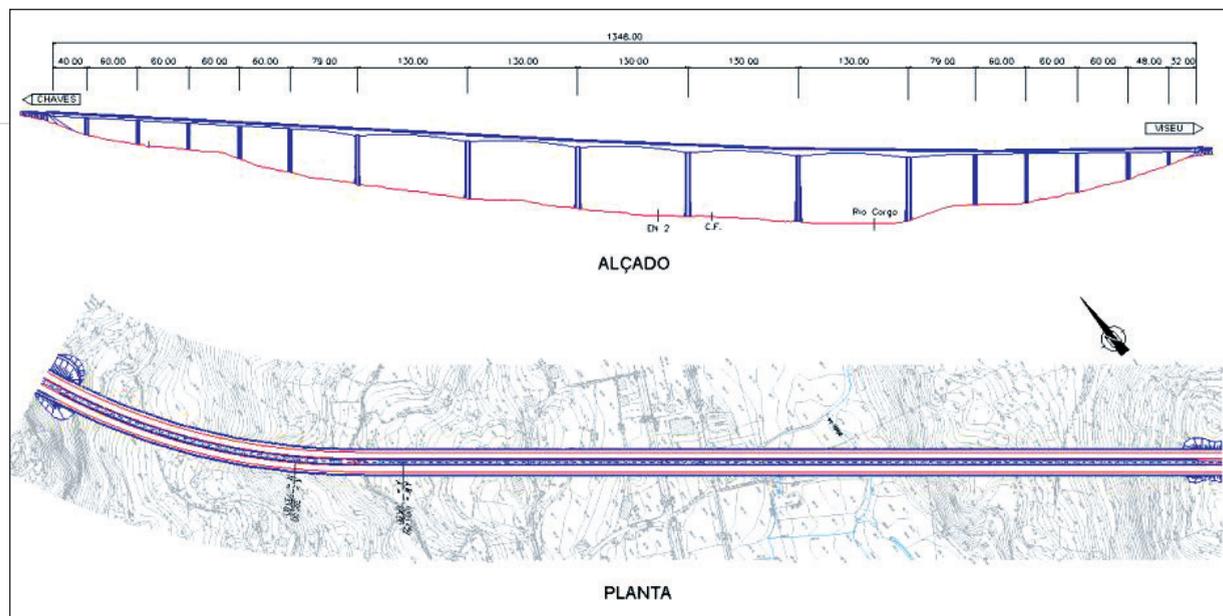
Bureau d'études JMI (Jean Muller International)

Comité technique (experts du maître d'ouvrage)

- Prof. C. Pereira : CEGE
- Prof. A. Rito : A. Rito Lda
- I. Ben Fredj : Norinter
- M. Guérinet : Eiffage Construction
- P. Vézole : Eiffage Construction
- Cl. Servant : Eiffage Travaux Publics
- J.-M. Tanis : Jean Muller International

Le viaduc de Vila Pouca de Aguiar au Portugal

Figure 2
Élévation et vue en plan
du viaduc
Longitudinal section. Elevation
and plan view



Ce comité piloté par Imed Ben Fredj, se réunissait à intervalles réguliers (une fois par mois au début des travaux puis environ tous les deux mois par la suite). Il fournissait des avis et recommandations sur les questions techniques que lui soumettait le maître d'ouvrage.

Les études particulières

Avant le démarrage des études d'exécution de l'ouvrage, Norinter a confié au Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), basé à Lisbonne :

- une étude du vent sur le site de Vila Pouca afin de prévoir en particulier les mesures à adopter sur chantier pour construire l'ouvrage en toute sécurité (stabilité des piles et des grues de grande hauteur, stabilité des fléaux construits par encorbellement...);
- une étude du fluage des bétons réalisés sur le chantier afin de tenir compte le mieux possible du comportement des bétons de l'ouvrage (modules de déformation) et mettre au point l'ordre des clavages en fonction des déformées des fléaux.

Une étude était menée en parallèle en France par le Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC) à Paris.

■ Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un viaduc en béton précontraint constitué de deux tabliers parallèles indépendants de 1348 m de longueur chacun (figure 2). Chaque tablier de 13 m de largeur repose sur seize piles et deux culées.

La répartition des travées depuis le nord vers le sud est la suivante : 40 - 4 x 60 - 79 - 5 x 130 - 79 - 3 x 60 - 48 - 32 m.

Chaque tablier a ainsi été découpé en trois parties en fonction du mode de construction des travées.

- le tronçon nord qui repose sur cinq piles a été réalisé à l'aide d'un cintre auto-lanceur dit « par-dessus » ;
- le tronçon central qui repose sur six piles dont la plus haute avoisine les 90 m a été réalisé par encorbellements successifs de voussoirs coulés en place dans des équipages mobiles de bétonnage ;
- le tronçon sud qui repose sur cinq piles a été réalisé à l'aide d'un cintre auto-lanceur dit « par-dessous ».

Nous donnons brièvement ci-après, les principales caractéristiques des appuis et de leurs fondations ainsi que celles des tabliers des différents tronçons.

Fondations

Les appuis sont tous fondés superficiellement. Les semelles de fondation ont pour dimensions :

- pour les tronçons nord et sud : 12 x 10 m en plan et 2,40 m d'épaisseur ;
- pour le tronçon central : elles ont été réalisées en deux phases de 16 x 14 x 2,60 puis de 10 x 8 x 1,5 m. Elles reposent directement sur un sol rocheux ou sur des arènes compactes.

Appuis

Les piles sont creuses, en forme de caisson, et elles ont toutes été réalisées au moyen de coffrages grimpants. Les piles des tronçons nord et sud sont toutes de section constante réalisées par levées de 4,50 m de hauteur chacune.

Les piles du tronçon central sont de section variable sur leur hauteur. Elles ont été réalisées par levées de 4 m de hauteur chacune (figure 3).

La variation est parabolique jusqu'à un niveau situé à 38,50 m de la tête de pile; ensuite la section devient constante.

Trois types différents de coffrage ont été utilisés pour

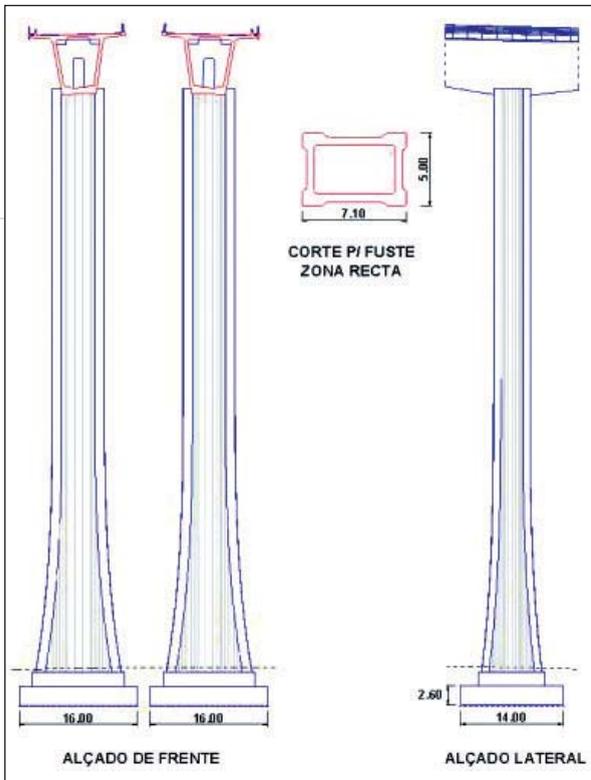


Figure 3
Coffrage des piles
Piers formwork

les petites piles, pour les levées à section variable puis constante des grandes piles.

Le ferrailage a été réalisé sur place et les différentes levées ont été bétonnées à la benne.

Contrairement au viaduc du Corgo situé sur le lanço C, il n'y a aucune précontrainte verticale dans les piles.

Les tabliers des tronçons nord et sud reposent sur chaque pile par l'intermédiaire d'appareils d'appuis spéciaux à pot d'élastomère.

Le tablier du tronçon central situé à très grande hauteur au-dessus du sol (80 m environ) est encastré sur chaque tête de pile.

Les culées de conception classique reposent sur les fondations superficielles côté nord et côté sud.

Tablier

Le tablier est de hauteur constante égale à 3,60 m pour les tronçons nord et sud (élancement égal à 1/16,7).

Le tablier du tronçon central construit par encorbellement est de hauteur variable paraboliquement entre 8,5 m sur pile et 3,60 m à la clé de chaque travée centrale (figure 4).

L'épaisseur des âmes est constante sur les parties construites par encorbellement (0,45 m) et pour les parties coulées sur cintre auto-lanceur (0,40 m).

La précontrainte du tablier constituée exclusivement d'unités 19 et 27T15S du procédé Spie Batignolles est entièrement intérieure au béton. Seule la pré-

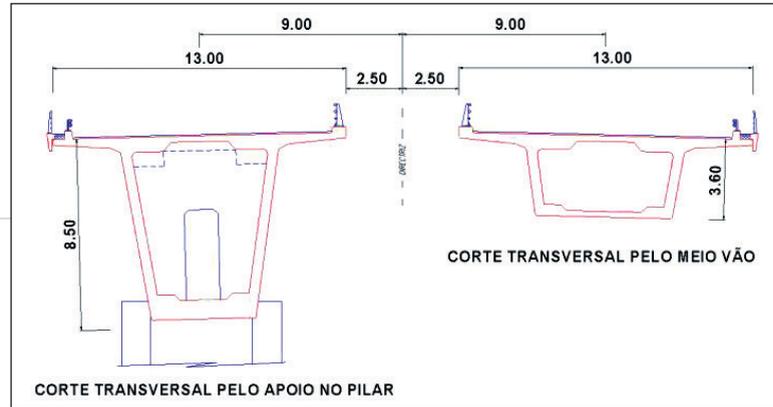


Figure 4
Coupes transversales types du tablier
Typical deck cross sections

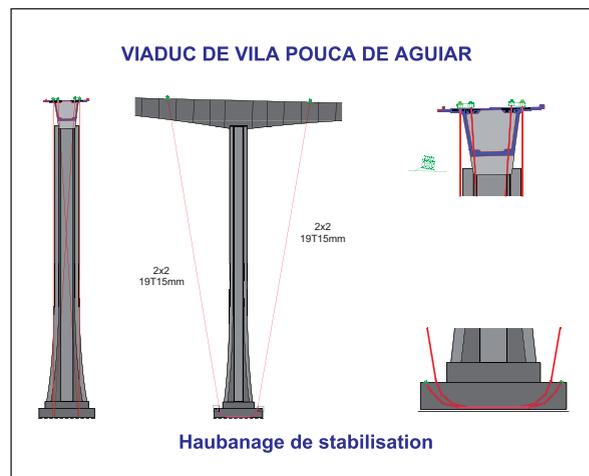


Figure 5
Haubannage de stabilisation des piles
Temporary staying system of the piers

contrainte additionnelle prévue pour un renforcement éventuel du tablier à un moment donné de la vie de l'ouvrage (suite à un changement de programme fonctionnel ou pour toute autre raison le justifiant) est extérieure au béton à raison de deux câbles 19T15S par âme et par tablier (réservations dans les entretoises sur les piles P5 à P12 et déviateurs dans tous les fléaux du tronçon central).

Chaque travée de 60 m de longueur des tronçons nord et sud pèse 1350 t.

Pour le tronçon central, construit par encorbellement la longueur du voussoir sur pile (VSP) est de 8 m et la longueur de chaque voussoir courant est de 5 m ce qui conduit à un voussoir de clavage de 4 m de longueur.

Le poids des voussoirs du tronçon central est variable, entre 205 t pour le VSP et 130 t pour le voussoir situé au voisinage de la mi-travée.

Pendant la construction des fléaux du tronçon central, il a été disposé un haubannage provisoire constitué de deux câbles 19T15 par âme (soit huit câbles au total par fléau) ancrés en partie supérieure au milieu du voussoir V4 de chaque fléau et en partie inférieure dans la semelle de fondation (figure 5). Ce dispositif de haubannage provisoire a été mis en œuvre pour reprendre un déséquilibre de bétonnage dû à l'effet du poids d'un voussoir bétonné avant son symétrique ou la chute d'un équipage mobile.

Le viaduc de Vila Pouca de Aguiar au Portugal

Photo 1

Vue d'ensemble du viaduc
terminé
*General view of the completed
structure*



Photo 2

Cintre auto-lanceur côté nord
*Self launching gantry
on the north*



Photo 3

Cintre auto-lanceur côté sud
*Self launching gantry
on the south*



■ Méthodes d'exécution

Les moyens mis en œuvre

L'ouvrage présente une géométrie complexe au nord. Démarrant en plan par un cercle de rayon 735 m, le tracé se poursuit suivant une clothoïde assurant le raccordement avec la partie droite courante. La géométrie transversale qui en résulte conduit à des pentes de 7 % se réduisant ou s'inversant jusqu'à 2,5 % suivant les tabliers. Ces dévers se conjuguent, de plus, avec une pente longitudinale de 5,3 % (photo 1).

La géométrie plane de la partie sud est beaucoup plus simple avec un tracé rectiligne en plan conduisant à des dévers constants de 2,5 %. Pour ce qui est du profil longitudinal, il suit un arc circulaire de rayon 9000 m jusqu'à la culée sud.

Cette particularité du tracé au nord ne permettait pas d'envisager une solution constructive simple et applicable aux deux extrémités du tablier. Elle conduisait, au contraire, à devoir concevoir un outil complexe répondant aux exigences de la partie nord, puis à envisager de l'utiliser pour une partie sud qui se prêtait à un mode constructif plus simple.

C'est donc un cintre auto-lanceur « par-dessus », c'est-à-dire présentant une structure porteuse située au-dessus du tablier en béton, qui a été étudié et réalisé (photo 2). Une telle structure permet de suivre un tracé courbe variable, mais au prix d'avancées assez lentes avec reprises multiples des points d'appui successifs intermédiaires. De plus, les charges de béton doivent être remontées à l'aide de suspentes qui deviennent gênantes lors des bétonnages. Enfin, la pente transversale variable et le tracé en courbe des coffrages compliquent notablement la réalisation. Ce cintre, réalisé par Ulma (entreprise portugaise spécia-

Photo 6

Élévation des piles

Piers in progress



lisée), mesurait 130 m de longueur pour 19 m de largeur et pesait 790 t équipé de ses coffrages extérieurs. Le délai de réalisation extrêmement court imposé pour la construction de l'ensemble du viaduc (22 mois) a vite conduit à la conclusion que cet outil assez lent à manœuvrer ne pourrait pas être utilisé pour les deux extrémités de l'ouvrage. Il a donc été décidé de dissocier ces deux exécutions et de rechercher un cintre permettant de couler l'extrémité Sud. La géométrie beaucoup plus simple de cette partie du tablier a permis de retenir un cintre auto-lanceur par « en dessous » appartenant à l'entreprise Tamega (photo 3). Ces cintres présentent des poutres porteuses latérales qui, après avoir été écartées, peuvent glisser longitudinalement sur des consoles supports fixées aux piles. Ce type d'outil offre une surface dégagée qui facilite la mise en place des ferrillages et le bétonnage.

Le cintre utilisé mesurait également 130 m de longueur mais ne pesait que 660 t équipé de ses coffrages extérieurs. Le poids de ces cintres est cependant à comparer avec le poids d'une travée de 60 m soit 1 350 t.

Entre ces deux extrémités, la partie courante du viaduc présente un tracé rectiligne en plan et seul le profil en long est variable. Cette partie se prêtait donc parfaitement à une réalisation par encorbellements successifs de voussoirs coulés en place.

Les équipages mobiles utilisés ont été des équipages suspendus (photo 4), de pratique courante au Portugal. Permettant de réaliser des voussoirs de 5 m de longueur à raison d'un par période de cinq jours ouvrables, leur productivité est assez similaire aux outils pratiqués en



Photo 4

Équipage mobile de bétonnage

Movable formwork

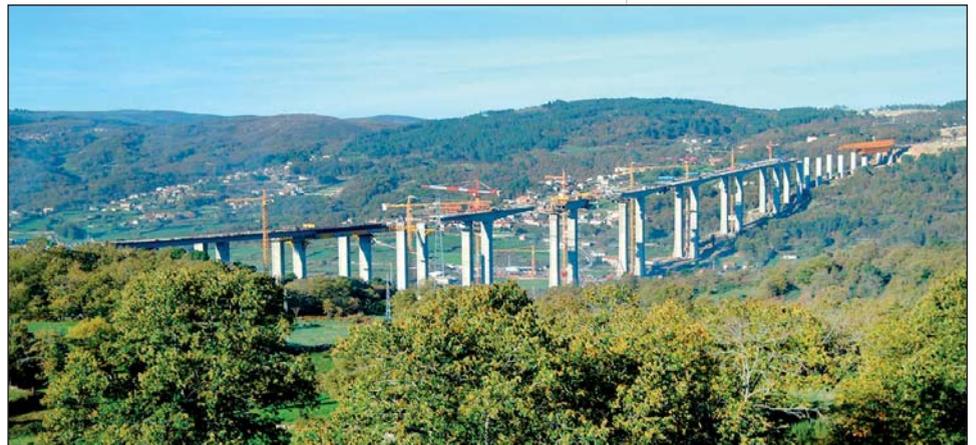


Photo 5

Vue générale du viaduc côté nord

The viaduct viewed from the north side

France. De nombreux équipages de ce type sont disponibles dans le pays et les exigences de délais, qui ont conduit à devoir en mobiliser jusqu'à six paires simultanément, ont imposé le recours à ce type d'outils. Leur fonctionnement s'est avéré être parfaitement satisfaisant.

Une grue par pile, de 12 t de capacité, complète le parc de matériel du chantier.

Ce sont encore les délais extrêmement courts qui ont conduit au bétonnage des deux premières travées du deuxième tablier au nord à l'aide d'un cintre au sol, multipliant ainsi la diversité des techniques utilisées sur ce chantier (photo 5).

Les bétonnages

Les bétons des piles étaient des bétons de classe de résistance C30/37 (S3) et ceux des tabliers de classe C40/50 (S4). Composés à base de CEM I 42,5 R associé à des cendres volantes, les montées en résistance de ces bétons étaient bien adaptées aux exigences de mise en précontrainte nécessaires pour les tabliers sans retarder l'exécution.

Les bétonnages importants des semelles ont été réalisés à la pompe. Ceux des piles à la benne à béton dont la cadence d'approvisionnement correspondait bien au rythme de coulage nécessaire à des coffrages semi-grimpants classiques simplement aménagés en partie basse pour permettre le coulage des parties élargies en pieds des piles (photo 6).

Sur les parties en encorbellement, le bétonnage a été réalisé à la pompe. Celle-ci était positionnée en pied

Le viaduc de Vila Pouca de Aguiar au Portugal

Photo 7

Haubanage provisoire
des piles

*Temporary stays on
each side of the piers*



Photo 8

Bétonnage et clavage des fléaux
Concreting and cantilevers keying

de pile et envoyait le béton dans un tube remontant le long du fût pour traverser ensuite le VSP, avant de se dédoubler au niveau du hourdis supérieur du tablier. Un système de guillotine permettait alors de gérer la destination du béton pour permettre l'alimentation vers l'un ou vers l'autre des deux voussoirs en cours de bétonnage. La qualité des bétons utilisés était parfaitement adaptée à ce mode de transport, même en période chaude.

Les parties de tablier coulées sur cintres auto-lanceurs, dont la longueur

maximale atteignait 60 m (560 m³ de béton), ont été bétonnées en utilisant deux pompes, et particulièrement au niveau des âmes du caisson. La durée des bétonnages dépassait 12 heures et la cadence moyenne de mise en place a pu atteindre 45 m³/h environ. La réalisation de chaque travée nécessitait une dizaine de jours en rythme de croisière.

Les aspects particuliers de la construction

Les piles ont été stabilisées par des haubans provisoires lors de la réalisation des parties en encorbellement (photo 7). Des réservations aménagées dans les semelles ont permis de mettre en place quatre câbles 19T15 par côté, câbles qui s'accrochaient sur les voussoirs n° 4, aménagés à cet effet. Ces câbles étaient d'abord tendus à 20 % de leur capacité avant bétonnage de la paire de voussoirs n° 7 correspondante, leur tension étant portée à 40 % de leur capacité après bétonnage de la paire de voussoirs n° 8.

Ces haubans étaient détendus en fin de clavage des fléaux, après avoir été utilisés pour le réglage géométrique avant et lors de ce coulage particulier. Ce clavage a été réalisé à l'aide d'un équipement spécifique assemblé au sol puis monté en position de bétonnage à l'aide de treuils (photo 8).

Pour maîtriser les mouvements d'extrémité des fléaux pendant le coulage et la montée en résistance du béton, un encastrement partiel était réalisé à l'aide de profilés type HEB disposés sur le hourdis supérieur du

Photo 9

Vue d'ensemble en cours
de construction
*General view undergoing
construction*



caisson ainsi que sur le hourdis inférieur, rigidifiant ainsi notablement la jonction naturellement souple des deux fléaux. De façon classique, les premières mises en tension des câbles éclisses avaient lieu alors que le béton du voussoir de clavage ne présentait encore que des niveaux de résistance assez faibles, et ce afin de limiter les effets des variations de longueur dues aux effets thermiques.

■ Conclusion

Le viaduc de Vila Pouca de Aguiar a été l'occasion d'associer le savoir-faire des ingénieurs et entreprises de construction français et portugais. Pour réaliser en 22 mois ce viaduc constitué de deux tabliers parallèles de 1348 m de longueur chacun, les équipes de travaux ont organisé ce chantier de pont comme un creusement de tunnel sur trois fronts simultanés en fonction des méthodes de construction du tablier (photo 9). Une véritable prouesse technique pour un ouvrage où il n'y a eu aucune préfabrication des cages d'armatures. ■

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Fondations sur semelles

- Bétons : 15500 m³
- Aciers passifs : 835 t

Culéés

- Bétons : 1250 m³
- Aciers passifs : 110 t

Piles

- Bétons : 20100 m³
- Aciers passifs : 2550 t

Tablier

- Bétons : 31600 m³
- Aciers passifs : 4700 t
- Précontraintes : 1300 t

ABSTRACT Vila Pouca de Aguiar viaduct

I. Ben Fredj, M. Guerinnet,

A. Rito, Cl. Servant

This 1348 m viaduct is the largest engineering work on the 155 km Norscut motorway in Portugal between IP5 in the south, not far from Viseu, and the Spanish road network north of Chaves.

The motorway, designed to open up this sparsely populated mountainous region and built under a 30-year design, build, finance and operate contract (DBFO), features an original financing system called a « shadow toll ».

The project required 28 million cubic metres of earthworks, 35 viaducts and 98 other civil engineering structures.

The viaduct consists of two independent twin decks. The middle section, recessed into the highest piers (90 metres), was built by cantilevering segments cast in place on travelling falsework (total of six pairs).

The height of the cantilevered sections varies from 8.50 m at the piers to 3.60 m at mid-span.

The northern and southern approach spans, of constant height (3.60 m) with a maximum span of 60 m, were built using top-mounted travelling falsework at the north end and bottom-mounted travelling falsework at the south end.

The decks were prestressed with high strength cables entirely within the concrete using the Spie Batignolles process (19 and 27T15S cables).

In the cantilevered sections, the piers were restrained using temporary stays comprising four 19T15S cables on each side, anchored to the pier footings at the bottom.

RESUMEN ESPAÑOL El viaducto de Vila Pouca de Aguiar en Portugal

I. Ben Fredj, M. Guerinnet,

A. Rito y Cl. Servant

Este viaducto, de una longitud total de 1348 m, constituye la obra de fábrica más importante del proyecto "Norscut" en Portugal, autopista interurbana de 155 km entre el IP5, al Sur en las cercanías de Viseu, y la red española al Norte de Chaves.

Financiada según una forma original, este proyecto consiste en la construcción y la explotación para una duración de treinta años de una autopista que funciona acorde al principio de peaje "virtual".

Este proyecto ha precisado la fabricación de 28 millones de metros cúbicos de movimientos de tierra, 35 viaductos y 98 obras de fábrica.

La estructura incluye dos tableros paralelos independientes ejecutados por vuelos sucesivos de dovelas coladas in situ en diversos equipos móviles de hormigonado (seis pares en total) para la parte central del tablero que está encastrada sobre sus pilas más altas (uno 90 m de altura).

La altura de las partes de tablero construidas por vuelos sucesivos oscila entre 8,50 m sobre pila y 3,60 m al ápite.

Los contrafuertes Norte y Sur de altura constante equivalente a 3,60 m y de 60 m de luz máxima fueron ejecutados según la técnica de la cimbra auto-lanzada ("cimbra por encima" al norte y "por debajo" al Sur).

Los tableros van pretensados por medio de cables de gran potencia todos interiores al hormigón del procedimiento Spie Batignolles (cables 19 y 27T15S).

Para las partes construidas por voladizo las pilas se han estabilizadas mediante tirantes provisionales formados por cuatro cables 19T15S por cada lado y anclados en las zapatas de las pilas en parte baja.

Pont à haubans high-tech

Avec le soutien de la direction technique de Freyssinet et de l'usine PPC, la filiale australienne Austress Freyssinet a conçu et construit la nouvelle passerelle du circuit automobile de Gold Coast (Australie) en seulement 156 jours, bénéficiant du système de haubans H1000.

Dans le même temps, la filiale espagnole de Freyssinet, spécialiste quant à elle de la restauration de monuments historiques, prenait part à une importante opération de sauvegarde de monuments de la ville de Cordoue dont la Puerta del Puente et la Tour de Calahorra.



Photo 1

La conception et la construction de la passerelle Macintosh ne devaient pas excéder 156 jours

The design and construction of the Macintosh foot bridge would not take more than 156 days

■ Record de vitesse sur le circuit de Gold Coast

Avec le soutien du Service technique de Freyssinet et de PPC, Austress Freyssinet a conçu et construit la nouvelle passerelle du circuit automobile de Gold Coast (Australie) en seulement 156 jours.

Équivalent américain de la formule 1, le Champ Car dispute chaque printemps l'une de ses épreuves à Gold Coast, dans l'État du Queensland. En 2006, la passerelle Macintosh Island, un étroit pont de bois situé dans l'enceinte du circuit, ayant menacé de s'effondrer sous le poids des spectateurs, les autorités locales ont décidé de fermer l'ouvrage et de le remplacer par une nouvelle structure avant la course 2007, prévue le 13



Photo 2

Long de 110 m, l'ouvrage est soutenu par seize haubans H1000, une gamme spécifiquement développée par Freyssinet pour les structures légères

The bridge, 110 m long, is supported by 16 H1000 stay cables, a product range developed by Freyssinet specifically for lightweight structures

octobre. À la suite de l'appel d'offres, le groupement formé par Austress Freyssinet et Ark Construction Group, son partenaire depuis 2005 sur le marché des passerelles, s'est vu attribuer le contrat le 15 mai. Le délai pour concevoir et construire l'ouvrage se limitant à 156 jours, une véritable course contre la montre a aussitôt commencé...

Mettant à profit son expérience et des méthodes rodées sur des projets similaires, le groupement a lancé la conception et les approvisionnements dès le lendemain de la signature du contrat. Moins de quatre jours ont suffi pour finaliser la conception architecturale, et quatre semaines pour les études d'exécution de l'ouvrage, un pont de 110 m de long constitué d'un tablier et de poutres préfabriqués et précontraints par post-tension, et supporté par deux pylônes d'acier profilés

et monuments historiques

de 16 m de hauteur par l'intermédiaire de 16 haubans à ancrage double Freyssinet 7T15 H1000.

Le 14 juin commençait le fonçage des pieux préfabriqués, tandis qu'en France le Service technique de Freyssinet et l'usine PPC s'attelaient à la conception et à la fabrication des 32 ancrages compacts des haubans, qui ont pu être livrés sur le chantier bien avant le démarrage de l'installation des câbles, le 29 août. La mise en place et en tension des câbles ayant été réalisée conformément au planning, l'ouvrage était fin prêt pour le coup d'envoi de la course.

H1000 : le hauban des structures légères

De plus petite taille que la gamme des câbles de grande capacité HD, le hauban H1000 de Freyssinet a été développé pour les structures légères comme les passerelles ou les toitures, mais il présente les mêmes performances de résistance à la fatigue et à la corrosion que ses aînés. La gaine compacte H1000 utilisée avec ce hauban permet de respecter son esthétique plus fine, et s'adapte à la totalité des systèmes d'ancrage.

Un système économique et esthétique

Le hauban H1000 se compose de torons parallèles ancrés individuellement comme les haubans classiques. Contrairement à ces derniers, les câbles H1000 sont légers et préfabriqués avant leur installation. La conception simplifiée des ancrages et la préfabrication des câbles – qui facilitent le montage sur chantier – rendent le système H1000 très compétitif tout en conservant les performances de résistance à la fatigue et de protection anticorrosion.

Le système H1000 repose sur l'indépendance totale de chaque toron et présente les caractéristiques suivantes :

- ancrage individuel de chaque toron par mors ou manchons filés;
- protection individuelle de chaque toron contre la corrosion;
- protection générale des torons par une gaine collective en polyéthylène de couleur;
- possibilité de démontage et de remplacement des torons.

Par ailleurs, la taille réduite des câbles et l'esthétique élancée du H1000 répondent aux attentes des architectes de structures légères à travers le monde.

L'élément résistant du câble consiste en un faisceau parallèle de torons à sept fils T15,7 à haute résistance, et protégés individuellement. Ces torons brevetés, appelés « monotoron » assurent une excellente durabilité mécanique et contre le vieillissement. Cette



Photo 3

Le système H1000 bénéficie des mêmes performances à la fatigue que le système HD de Freyssinet

The H1000 system has the same fatigue resistance as Freyssinet's HD system

dernière est assurée par la double barrière anticorrosion constituée de la galvanisation et d'une gaine polyéthylène extrudée autour de l'acier. De surcroît, les interstices entre les fils et la gaine sont remplis d'une cire pétrolière.

La gamme H1000 offre plusieurs configurations qui s'adaptent à la structure du pylône et du tablier et répondent au souhait du client. Elle comporte les unités suivantes : 4T15, 7T15, 12T15 et 19T15.

L'ancrage passif utilise des manchons filés spécialement conçus pour une excellente résistance en fatigue. Cet ancrage répond aux exigences des recommandations de la Commission Interministérielle de la Précontrainte (CIP) et du Post Tensioning Institute (PTI) : deux millions de cycles de sollicitations avec une étendue de contrainte axiale de 200 MPa, une contrainte maximale de 0,45 Frg et une déviation angulaire de 10 mrad. Le système H1000 a ainsi les mêmes performances à la fatigue que le système HD de Freyssinet.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

- Maître d'ouvrage : Hyder Weathered Howe
- Maître d'œuvre : Cox Rayner Architects
- Entreprise générale : Groupement Ark Construction Group-Austress Freyssinet
- Conception : ARUP

Passerelle circuit Gold Coast



Benoît Lecinq
Directeur général
Austress Freyssinet
(Australie)

Puerta del Puente



Tomas Palomares
Directeur général
Freyssinet (Espagne)

Pont à haubans high-tech et monuments historiques



Photos 4 et 5

À Cordoue (Espagne), Freyssinet a employé une large gamme de techniques pour restaurer la Puerta del Puente fortement endommagée après avoir traversé des siècles d'histoire

In Cordoba (Spain), Freyssinet used a wide range of techniques to restore the Puerta del Puente gate, severely damaged after centuries of history



Photo 6

Puerta del Puente (la porte du pont de Cordoue)
vue de face

Puerta del Puente (gate of Cordoba Bridge), front view

■ Puerta del puente. Cure de jouvence sur la rive du Guadalquivir

Spécialiste de la restauration de monuments historiques, la filiale espagnole de Freyssinet prend part à une importante opération de sauvegarde de monuments de la ville de Cordoue.

Le 10 mars 2008, à Cordoue, le président de l'Assemblée d'Andalousie, Manuel Chaves, a inauguré la Puerta del Puente (Porte du pont), fraîchement

remise à neuf par Freyssinet SA, par le biais de sa délégation Sud, attributaire de l'intégralité des travaux. Située sur l'emplacement d'une ancienne porte romaine modifiée à l'époque de la conquête arabe, la Puerta del Puente a connu de nombreuses réparations et restaurations au cours de son histoire.

L'une des plus importantes, qui lui a donné son style actuel, remonte à 1570. À l'occasion de la visite du roi Ferdinand II à Cordoue, le monument existant, à la symbolique arabe marquée, avait fait place à un ouvrage Renaissance en calcarénite¹, surmonté d'une crête en demi-disque où sont sculptées les armoiries de la dynastie royale des Habsbourg. La transformation la plus récente date quant à elle de 1928. Touchant la façade nord, elle a transformé le monument en arc de triomphe isolé, tel qu'on peut l'admirer aujourd'hui.

La Porte était dans un état de détérioration avancé : perte de matériaux ; phénomènes d'alvéolisation ; érosion ; fissuration et décapage de la pierre. La façade sud, bien plus ancienne, était particulièrement touchée, subissant notamment les effets de la pollution, des phénomènes climatiques, de l'humidité provenant du Guadalquivir et les dommages provoqués par les oiseaux. Après une évaluation préalable et une étude archéologique de l'ouvrage, Freyssinet SA a fait appel à une grande diversité de techniques pour mener à bien la restauration.

Les reliefs sculptés extérieurs ont été nettoyés au laser et les pierres de taille à la micro-cire ; les volumes perdus des pierres ont été reconstitués à l'aide de mortier et les pierres ont été consolidées ; des produits d'imperméabilisation ont été appliqués sur la façade, tandis qu'un système électronique d'assèchement était installé pour prévenir l'humidité. En toiture et près des colonnes, un système électrique empêche par ailleurs les oiseaux de provoquer de nouveaux dégâts.

1. Roche calcaire locale, d'origine sédimentaire.



Photos 7 et 8

Plusieurs techniques ont été employées pour rénover les surfaces : nettoyage par laser et à la micro-cire, reconstitution de la pierre, consolidation, imperméabilisation, système électronique d'assèchement, etc.

Several techniques were used to renovate the surfaces : cleaning by laser and microwax, restoration of the stone, consolidation, waterproofing, electronic drying system, etc.

Enfin, l'intérieur de l'arche a été aménagé afin de créer un espace d'exposition et un belvédère.

Cette opération de réhabilitation n'est toutefois pas totalement achevée. Elle prendra fin en 2008, avec l'urbanisation de l'environnement du monument. Freyssinet SA a pour sa part commencé les travaux de restauration de la Torre de la Calahorra, qui dureront 20 mois – un chantier qui entre dans le plan général d'interventions que l'Assemblée d'Andalousie met en œuvre pour la sauvegarde des monuments de la ville de Cordoue. ■

ABSTRACT

High-tech cable-stayed bridge and historic monuments

B. Lecinq, T. Palomares

With the support of the engineering department of Freyssinet and the PPC plant, the Australian subsidiary Austress Freyssinet designed and built the new foot bridge for the Gold Coast race track (Australia) in only 156 days, taking advantage of the H1000 cable stay system.

At the same time, Freyssinet's Spanish subsidiary, specialised in the restoration of historic monuments, was taking part in a major project to safeguard the monuments of the City of Cordoba, including the Puerta del Puente gate and Torre de la Calahorra tower.

RESUMEN ESPAÑOL

Puente atirantado de alta tecnicidad y monumentos históricos

B. Lecinq y T. Palomares

Con el apoyo de la dirección técnica de Freyssinet y de la planta PPC, la filial australiana Austress Freyssinet ha diseñado y construido la nueva pasarela del circuito automóvil de Gold Coast (Australia) en apenas 156 días, beneficiándose del sistema de tirantes H1000.

En el mismo tiempo, la filial española de Freyssinet, especialista por su parte en la restauración de monumentos históricos, actuaba en una importante operación de salvaguardia de monumentos de la ciudad de Córdoba entre los cuales la Puerta del Puente y la Torre de Calahorra.

Le pont de la rivière

La reconstruction de cet ouvrage de 30 m de portée, réalisé sur la base d'une solution mixte proposée en variante pour le tablier, s'inscrit dans un important projet routier qui comprend la réhabilitation de 67,450 km de chaussée.

« **L**e pont sur le Nkam est situé au PK 67, c'est-à-dire qu'il constitue le dernier maillon de ce projet routier de 67,450 km qui débute au carrefour de Loum », explique Stéphane Gallais, le directeur de chantier. Au programme : réhabilitation et renforcement de la chaussée, réalisation des assainissements transversaux et longitudinaux, réparation de 16 petits ponts plus ou moins importants et reconstruction de l'ouvrage sur le Nkam. « Il s'agit de remplacer le pont existant, réalisé il y a une trentaine d'années mais sous-dimensionné (il sera réparé et dédié à la circulation des piétons et des motocyclettes) en construisant un nouvel ouvrage de 30 m de portée, à une cinquantaine de mètres en amont de l'ancien », poursuit Stéphane Gallais.

Le projet initial prévoyait un ouvrage bipoutres en béton précontraint, solution qui nécessitait des moyens de levage de forte capacité, donc pas forcément simple à trouver au Cameroun, pour soulever les deux poutres principales. D'où l'idée de proposer, en variante, une solution mixte poutres métalliques et dalles béton, option beaucoup moins gourmande en

Photo 1

Le pont existant, sous-dimensionné, réalisé il y a 30 ans

The existing, under-sized bridge, built 30 years ago

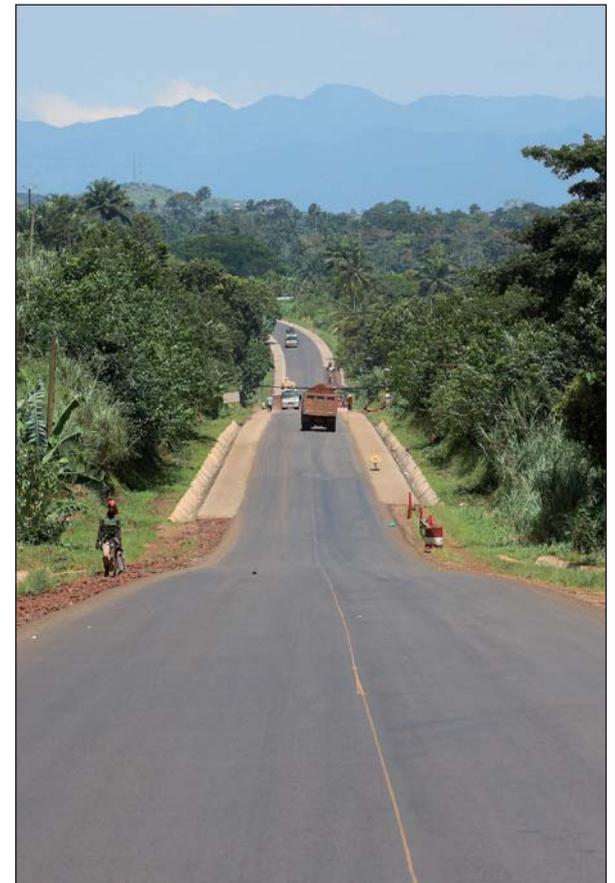


Photo 2

Réhabilitation et renforcement de la chaussée sur la route de N'Kongsamba

Renovation and strengthening of the pavement on N'Kongsamba road

matériels, « les éléments à mettre en place présentant l'avantage de ne peser qu'une vingtaine de tonnes au lieu des 80 t initialement prévues ».

Autres arguments en faveur de cette solution plus souple : complexité moindre et entretien réduit. « Nous avons dû, par ailleurs, reconsidérer le volet fondations » ajoute Stéphane Gallais. La construction dans l'axe prévu du projet impliquait en effet la réalisation de pieux afin de retrouver le substratum basaltique situé, à cet endroit, à environ 8 m de profondeur. C'est pourquoi nous avons préféré décaler de quelques mètres le positionnement de la culée droite, option qui permettait de trouver immédiatement la roche saine et donc de permettre deux semelles de culée enracinées dans la roche par des ancrages ».

Autre difficulté : la saison des pluies qui a interrompu les travaux de fin juillet 2007 à début janvier 2008 pour la culée C0, la rive gauche se retrouvant à 3,50 m sous l'eau. Dans la pratique les deux poutres, réalisées

Nkam au Cameroun



Stéphane Gallais
Directeur de chantier
Razel

en Suisse selon les normes ISO, arriveront fin avril sous forme d'éléments de 10 m de longueur qui seront boulonnés.

Côté béton, « nous réalisons un BHP Q400 qui doit être capable de résister à une eau fortement agressive, caractérisée par un pH inférieur à 7 ».

Les semelles seront protégées des crues de la rivière via la réalisation d'une maçonnerie massive, le long des berges, leur construction nécessitant la mise en œuvre de 2000 t de béton cyclopéen, dont les enrochements proviennent de la carrière de Manjo, située au PK 23.

Les travaux de réhabilitation de la chaussée représentent, outre le linéaire important, une phase délicate du projet, celui-ci ayant été entièrement redimensionné depuis les premières études réalisées en 2001. L'ordre de service n'étant intervenu qu'en novembre 2006, la chaussée s'est énormément dégradée durant cet intervalle de temps.

Chiffre significatif : la superficie cumulée des travaux de réparation des nids de poule, qui atteint 35 000 m², a été multipliée par 15 par rapport au DQE initial ! Ces dégradations commençaient à remettre en cause la



Photos 3 et 4

Le nouvel ouvrage de 30 m de portée, à une cinquantaine de mètres en amont de l'ancien

The new bridge of 30-metre span, about fifty metres upstream of the old bridge



Le pont de la rivière Nkam au Cameroun

▶ pérennité de la structure qui atteignait un point critique.

Explications : sous l'action du trafic et notamment des surcharges des camions, la chaussée se fissure longitudinalement, puis transversalement, pour former un réseau dense : c'est le faïençage de la chaussée. L'eau s'infiltré dans les graves concassées et les graves pouzzolaniques pour atteindre les argiles plastiques A3 de la P.S.T. Ces argiles gorgées d'eau, comme des éponges, ne sont plus portantes, ce qui accélère la fissuration et donc la dégradation de la chaussée. Cette fatigue de la chaussée a été identifiée et mesurée au début des travaux par une campagne de mesures de déflexions. Un processus qu'il était donc devenu urgent de stopper, en créant des assainissements et en rechargeant en grave bitume les zones incriminées avec un béton bitumineux en couche de roulement sur toute la longueur du tracé. ■

FICHE TECHNIQUE

Maître d'ouvrage

Ministère des Travaux Publics

Maître d'œuvre

RRI/Rodcon (groupement germano-camerounais)

Entreprise

Razel

Montant du marché initial

19,5 millions d'euros

Durée des travaux

24 mois

ABSTRACT***The bridge on the Nkam River in Cameroon****St. Gallais*

The reconstruction of this bridge of 30-metre span, carried out based on a composite technique proposed as a variant for the deck, forms part of a major road project involving the renovation of 67,450 km of roadway.

RESUMEN ESPAÑOL***El puente sobre el río Nkam en Camerún****St. Gallais*

La reconstrucción de esta obra de 30 m de luz, realizada sobre la base de una solución mixta propuesta como variante para el tablero, se inscribe en un importante proyecto vial que incluye la rehabilitación de 67,450 km de pavimento.

Le nouveau grand pont sur le fleuve Chao Phraya à Bangkok (Thaïlande)

La rocade extérieure Sud de Bangkok, ouverte au trafic depuis novembre dernier, traverse le fleuve Chao Phraya dans sa partie accessible aux navires de haute mer, par un ouvrage haubané de 500 m de portée centrale et 50 m de gabarit de navigation.

Méthodes constructives

L'objet de cet article est d'exposer, au travers de quelques photographies, les principes méthodologiques qui ont présidé à sa construction, terminée depuis avril 2007 (photo 1).

Sur cet ouvrage, le Bureau d'Ingénierie Jean Muller International a été chargé par l'Entreprise de définir les principes méthodologiques ainsi que de suivre l'évolution de la structure (forces dans les haubans, contraintes et déformations, ce dernier point étant un impératif fonctionnel) jusqu'à la mise en place des superstructures.



Photo 1

Ces études ont été réalisées entre mi-2004 et mi-2007 sur la base des plans « Marché » de niveau « pré-exécution ».

Guy Frémont
EGIS-JMI
Guyancourt-France

Jean-Claude Beilles
JMI-Pacific
Bangkok-Thaïlande

David Ferrand
JMI-Pacific
Bangkok-Thaïlande

Zé Yi Wu
EGIS-JMI
Guyancourt-France

Lionel Picardat
EGIS-JMI
Guyancourt-France

Le nouveau grand pont sur le fleuve Chao Phraya à Bangkok (Thaïlande)



Photo 2

■ La structure

En voici brièvement la description :

- Travure : 72 m - 72 m - 76,50 m - 500 m - 76,50 m - 72 m - 72 m (total : 941 m).
- Fondations sur pieux forés.
- Pylônes en A (photos 2 et 3), culminant à 180 m au-dessus du fleuve. La pointe du triangle constitue une chambre où se situent les ancrages de haubans. Ses faces extérieures, profondément texturées (photo 4), sont peintes en doré.
- Travées arrière lestées par contrepoids dans l'épaisseur du tablier, entre pièces de pont, ainsi qu'en tête de pile par « marteaux » (photo 5).

Photo 5



Photo 3

Photo 4



- Tablier de 36,70 m de large, portant 2 x 4 voies, en ossature mixte acier/béton, composé de 2 poutres latérales en caisson de hauteur 1,65 m et de largeur moyenne de 1,70 m (photo 6), de pièces de pont espacées de 4 m et surmontées d'un hourdis préfabriqué BA de 26 ou 31 cm (photo 7).

- Construction des voussoirs sur barge par éléments de 12 m, puis hissage par un équipage mobile (VSL) ancré sur le tablier, et assemblage par boulonnage HR (photos 8 et 9).



Photo 6



Photo 7

Photo 8

Photo 9



Le nouveau grand pont sur le fleuve Chao Phraya à Bangkok (Thaïlande)

Photo 10

- ▶ Haubanage (photo 10) par 2 nappes latérales de 2 fois 21 unités (21 en travées arrière et 21 en travée centrale) 75T15 max, ancrées tous les 12 m dans les poutres latérales (photos 10 et 11), et en tête du pylône, tous les 2 à 3 m, dans des « boîtes » d'ancrage métalliques (photo 12).
- Le « vent en construction » a été étudié en soufflerie atmosphérique sur modèle réduit. Il a montré qu'aucune précaution particulière n'était à prendre, sinon un blocage latéral du fléau contre les pylônes.

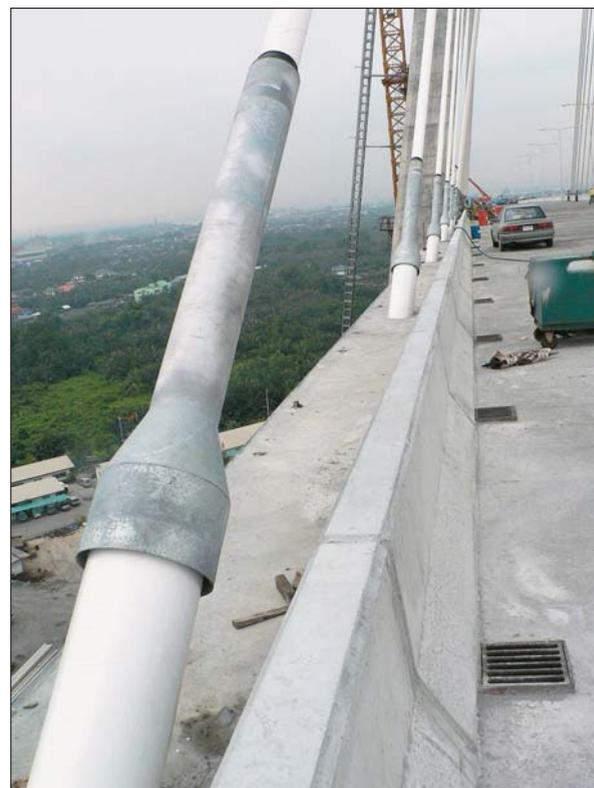


Photo 11



Photo 12



■ Les méthodes

Démarrage du tablier :

- Photos 13 et 14 : le premier voussoir est assemblé en place sur consoles temporaires accrochées au pylône. Les deux suivants sont assemblés sur tours et profilés en tête.
- Photos 15 et 16 : ergots de blocage horizontal. Ils assurent la stabilité horizontale du fléau durant la construction. Ils sont calculés pour une force maximale de 600 t qui correspond au pire cas de déséquilibre entre les deux demi-fléaux.

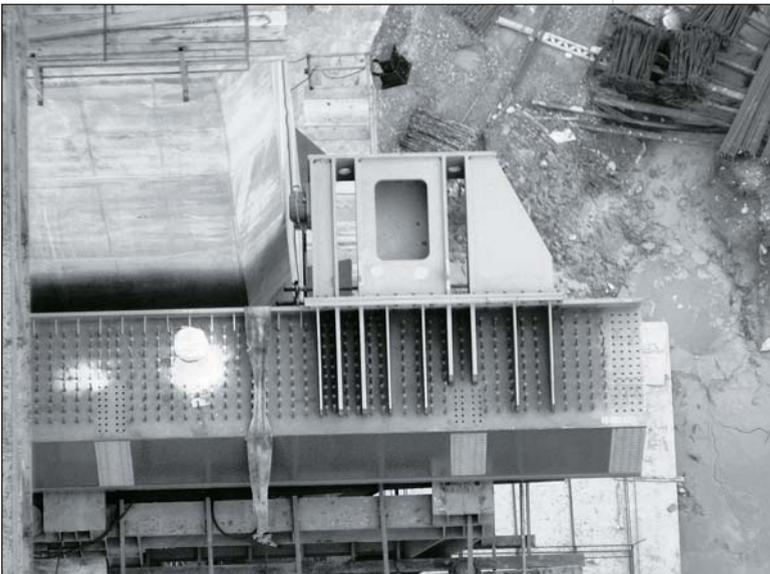


Photo 13



Photo 14

Photo 15



- Dans les phases ultérieures de construction qui ont suivi, ces ergots ont été utilisés pour ouvrir, par vérinage, l'espace entre extrémités de fléaux, juste avant bétonnage de clavage, ce qui permet après clavage et relâchement des vérins, de créer une compression dans le hourdis supérieur à mi-portée.

Photo 16



Le nouveau grand pont sur le fleuve Chao Phraya à Bangkok (Thaïlande)



Photo 17

Les « marteaux » des piles arrière :

- Photo 17 : voussoirs-coques préfabriqués (réalisés sur long banc) qui serviront de coffrage perdu aux marteaux de contrepoids des piles arrière. Ils seront assemblés à la grue et par câbles de précontrainte.

Assemblage du voussoir courant :

- Photo 18 : voussoir en attente de hissage. Quatre pré-dalles sont déjà installées (il n'a pas été possible d'en monter plus en raison de la résistance limite de la pièce de pont d'extrémité de fléau, fortement sollicitée lors du hissage).
- Photo 19 : hissage d'un voussoir (250 t) par équipage mobile. Cet équipage est celui déjà utilisé sur les deux autres ponts haubanés « Industrial Ring Road » voisins qui venaient juste d'être terminés.

Photo 18

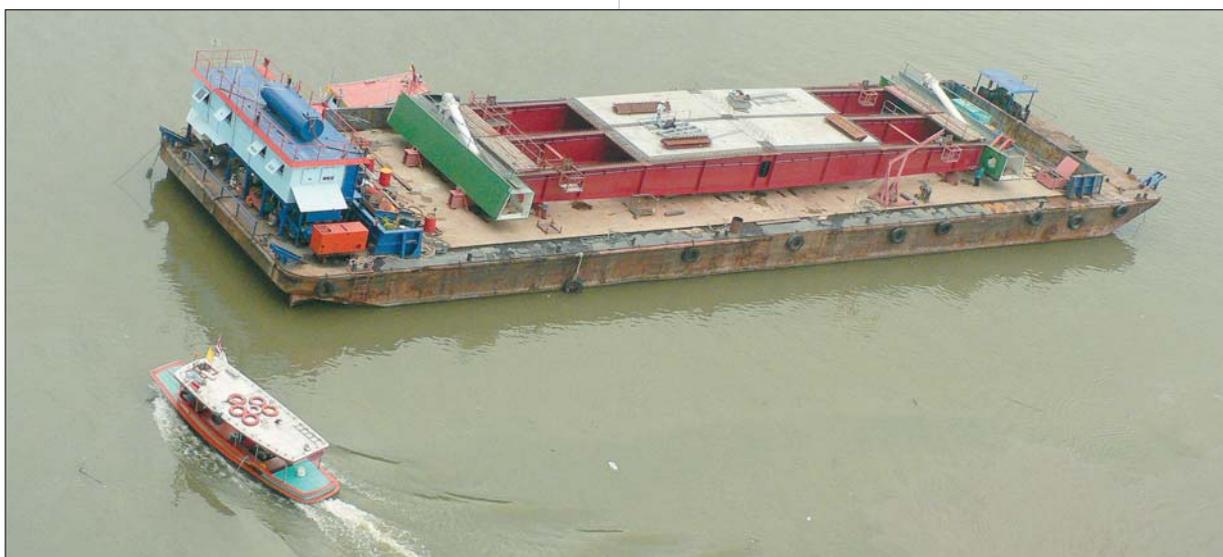


Photo 19



- Photos 20 et 21 : partie avant de l'équipage mobile en fin de hissage et partie arrière montrant l'accrochage par gros goujons et anneaux en tôles épaisses soudées aux pièces de pont (photo 22).
- Photo 23 : poutres-caissons de deux voussoirs consécutifs en cours d'alignement.



Photo 20

Photo 22



Photo 21



Photo 23

Le nouveau grand pont sur le fleuve Chao Phraya à Bangkok (Thaïlande)



Photo 24

- Photo 24 : le boulonnage peut commencer, du moins pour l'une des poutres latérales car, en raison des chargements très différents du voussoir « n », qui supporte l'équipage mobile et qui a déjà toutes ses pré-dalles, et celui du voussoir « n+1 » en cours d'assemblage et qui supporte seulement la moitié des pré-dalles, il y a une différence de rotation de 0,7 %. Une inclinaison correspondante transversale du voussoir « n + 1 » est donc nécessaire pour assembler parfaitement les poutres de rive. Pour l'autre poutre, encore accrochée à l'équipage mobile, quelques boulons sont mis en place et serrés « imparfaitement » car les tôles et couvre-joints sont « imparfaitement » en contact.

Au fur et à mesure que les opérations de mise en tension des haubans, de pose des pré-dalles et de relâchement de l'équipage mobile se réalisent, la différence de rotation s'amenuise et les boulons peuvent être placés et serrés.

- Photo 25 : boulonnage terminé ainsi que la première mise en tension des haubans.
- Photos 26 et 27 : pose des pré-dalles (25 t chacune) par grue mobile (poids 100 t).

Photo 25

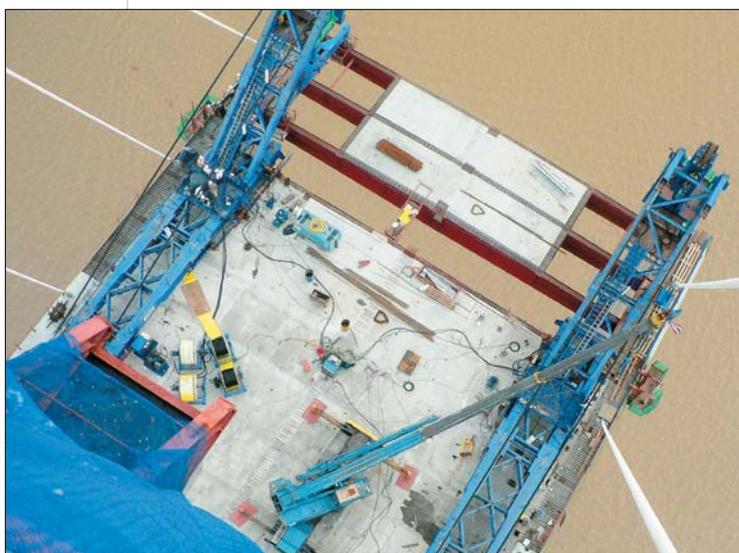
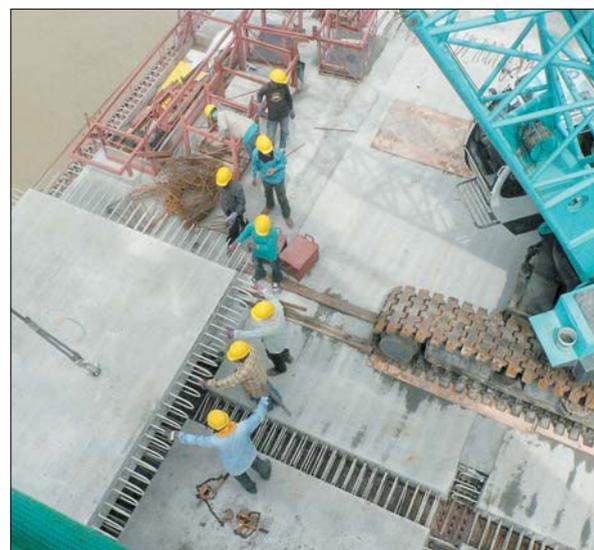


Photo 26



Photo 27



• Photo 28 : vue d'ensemble des pré-dalles avant clavage.

Photo 28



Mise en tension des haubans, par paires transversalement :

- Photo 29 : enfilage des torons un par un ; il y a quatre mises en tension :
 1. « de boulonnage », au moment de l'assemblage,
 2. de poids propre du voussoir complet,
 3. des charges complètes, y compris les superstructures,
 4. de réglage final du profil en long, après clavage, pour les haubans centraux seulement.

La première mise en tension a été réalisée « en forces » calculées suivant les conditions réelles de chargement et de température.

Les suivantes l'ont été « en longueurs à vide », comme si les haubans étaient coupés « à longueur », avant mise en place. Deux corrections de profil en long ont dû être réalisées en cours de route, corrections aisées (peu de variation de force dans les haubans) en raison de la très grande flexibilité du tablier.

Finalement, le profil en long final à mi-travée centrale (500 m), sous charges permanentes, n'est que 100 mm au-dessous du profil théorique, pour les mêmes conditions de température.

Photo 29



Le nouveau grand pont sur le fleuve Chao Phraya à Bangkok (Thaïlande)

Photo 30



Photo 31



Accostage sur piles arrière :

- Photos 30, 31 et 32 : les charpentes de 2 voussoirs sont posées à la grue sur les marteaux des piles, puis boulonnées entre elles et à l'extrémité du fléau.
- Photo 33 : les contrepoids sont bétonnés et les pré-dalles posées.

Photo 32

Photo 33



Clavage central :

- Photo 34 : hissage du voussoir de clavage.
- Photo 35 : systèmes d'alignement horizontal (câble « oblique » en plan et vertical (vérinage d'un côté sous une « potence » ancrée de l'autre).
- Photo 36 : clavage des poutres latérales après mise en place d'une fourrure de 200 mm (fabriquée au dernier moment).

■ Conclusions sur les Méthodes

- 1) Le principal défi concernait l'assemblage théoriquement « impossible » des voussoirs en raison des rotations différentielles des poutres-caissons et leur quasi-indéformabilité transversale. Cette difficulté a été contournée grâce à l'astuce de l'« inclinaison » ainsi qu'à une phase supplémentaire de mise en tension des haubans, dite « de boulonnage » où seul le poids propre du voussoir est accroché, pendant que l'on procède aux premiers boulonnages.
- 2) Des poutres latérales en « I » auraient permis un temps d'assemblage plus court grâce à un boulonnage plus aisé dû à la flexion « verticale » des âmes, mais nous n'aurions pas bénéficié de trois avantages du caisson, à savoir :
 - la facilité d'accès aux ancrages,
 - la protection des ancrages vis-à-vis des intempéries,
 - et l'esthétique.
- 3) L'équipage mobile utilisé – issu d'un autre chantier précédent (ponts haubanés de la Rocade Industrielle, toujours à Bangkok) –, était beaucoup trop lourd puisqu'il était dimensionné pour lever des voussoirs de 500 t (cas de la Rocade Industrielle), au lieu de 250 t dans l'ouvrage de la Rocade Extérieure, valeur limite vis-à-vis de la résistance de la pièce de pont qui supporte l'équipage mobile en charge.

Avec un équipage mobile plus léger, le différentiel de rotation aurait été fortement amélioré.

- 4) Les solutions adoptées pour la réalisation des marteaux des piles arrière (coques préfabriquées), ainsi que pour les blocages horizontaux et le clavage, ont été des francs succès.



Photo 34



Photo 35



Photo 36

Le nouveau grand pont sur le fleuve Chao Phraya à Bangkok (Thaïlande)

5) L'accrochage des voussoirs à l'équipage mobile par « anneaux » soudés a été très pratique mais une solution par tiges verticales précontraintes, adoptée récemment sur les ponts haubanés voisins d'Industrial Ring Road (Bangkok) aurait pu être compétitive économiquement.

■ Participants

Maître d'Ouvrage	Ministère des Transports Service des Autoroutes, Thaïlande
Maître d'œuvre	Groupement AEC/TEC/PB Asia, Bangkok
Projet Technique	Parsons & Brinkerhoff, New York
Entreprise	CH. Karnchang PCL, Thaïlande
Haubans	Freyssinet, France
Levage des voussoirs	VSL, Suisse
Essais aérodynamiques (au vent turbulent), en soufflerie	Force, Danemark

Conseil Méthodes, Calculs d'exécution « en phases » détaillées (logiciel « BC ») et Accompagnement des travaux sur site : Jean Muller International. ■

Crédits photos de cet article : JMI / Egis

ABSTRACT

The new major bridge over Chao Phraya River in Bangkok (Thailand)

J.-Cl. Beilles, D. Ferrand, Zé Yi Wu,
L. Picardat

The Southern Outer Bangkok Ring Road, opened to traffic on November 15th, 2007, crosses that part of the Chao Phraya River, which is accessible to seagoing vessels via a cable-stayed bridge with a 500 m central span, and a ship clearance of 50 m.

The EGIS JMI (France) and JMI Pacific (Bangkok) have been in charge by the Contractor for defining the main methodologies for the project and monitoring development of the structure (loads on the cable stays, stresses and displacements) until completion of the superstructures.

The aim of this article is to describe methodologies used to construct the bridge by means of a serie of photographs.

They applies mainly for the prefabricated segment assembling, the horizontal blocking system for the cantilever, the closure at mid-span, the connection on back piers and also the counter-weight erection at back piers.

RESUMEN ESPAÑOL

El nuevo gran puente sobre el río Chao Phraya en Bangkok (Tailandia)

J.-Cl. Beilles, D. Ferrand, Zé Yi Wu,
L. Picardat

La vía de circunvalación Sur de Bangkok, abierta al tráfico desde el pasado mes de noviembre, franquea el río Chao Phraya en su parte accesible a los buques de alta mar, mediante una estructura atirantada de 500 metros de luz central et 50 metros de galibo de navegación.

Étude de faisabilité d'un élargissement routier dans le Sud-Ouest de l'Inde



Grégoire Nicolle
 Directeur Département
 Transport Asie
 Amérique Latine
 Egis BCEOM
 International

Cet article présente l'expérience acquise par Egis Bceom International et Egis India sur l'étude d'un élargissement autoroutier dans le Sud-Ouest de l'Inde (Andhra Pradesh).

Cette étude portait sur la faisabilité de la mise à 2 x 3 voies d'une section de 300 km de la RN 5, en prélude à sa mise en concession, entre Chilkaluripet et Rajamundry.

Il décrit le contexte du projet et ses spécificités, notamment la façon dont le projet réalisé sous la maîtrise d'ouvrage de la NHAI (National Highways Authority of India – Agence des routes nationales indienne) s'inscrit dans les efforts de modernisation du réseau routier national indien, et l'organisation de l'intervention du secteur privé (rôle du concessionnaire).

Le déroulement de l'étude, ses principales contraintes, les ressources mobilisées sont ensuite abordés. Les résultats de l'étude, et les caractéristiques proposées pour le projet à son issue, sont exposés.

Quelques conclusions sont tirées de cette expérience, du point de vue technique ainsi que du point de vue des perspectives d'activité sur ce type de projet en Inde pour les différents acteurs.

■ Contexte du projet

Le projet s'inscrit dans les efforts importants consacrés par l'Inde à la modernisation de son réseau routier depuis plusieurs années.

National Highways Development Project

L'Agence des routes nationales de l'Inde (NHAI) a été créée pour piloter cette modernisation pour la partie structurante du réseau national. Le schéma directeur (Vision 2021) est mis en œuvre selon un programme qui comprend plusieurs phases, le NHDP (National Highways Development Project) :

- Phase 1 : losange d'Or (Golden Quadrilateral) ;
- Phase 2 : corridors Nord-Sud et Est-Ouest ;
- Phase 3 : connectivité ;
- Phase 4 : périphériques urbains ;
- Phase 5 : élargissement à 2 x 3 voies des sections les plus fréquentées ;
- Phase 6 : autoroutes (tracé neuf).

Le projet décrit ci-après est l'étude d'une section programmée dans la phase V (cf. tableau I).

Les partenariats public-privé en Inde

Compte tenu de l'ampleur de la tâche à réaliser, l'Agence des routes nationales Indienne a été conduite, en parallèle aux schémas de réalisation traditionnels, à envisager l'intervention du secteur privé pour financer, réaliser les travaux et exploiter les ouvrages dès 2000.

Montage et obtention du projet

Participation aux projets précédents

Les équipes d'Egis Bceom International ont conduit un grand nombre de projets pour l'Agence des routes nationales indienne, dont certains leur ont permis d'appréhender ce nouveau projet de façon pertinente :

- mise en œuvre de NH8 Jaipur Kisangarh (BOT - Phase I) : Egis était positionné en tant qu'ingénieur indépendant sur une des premières concessions routières en Inde, qui s'est achevée avec des prestations de qualité et dans les délais ;
- design de NH7 Karur – Madurai (BOT - Phase II) : Egis avait investi dans cette étude d'APS, Projet et DCE ;
- Independent Consultant sur NH7 : Egis supervise actuellement l'exécution des contrats de concession de trois sections en BOT sur le corridor Nord-Sud.

Ces précédents projets ont permis de capitaliser l'expérience des projets avec intervention d'acteurs privés dans le contexte administratif et technique indien, d'identifier des possibilités d'amélioration et de bien mesurer les enjeux de ces projets. Ceci a constitué une force lors de la remise de l'offre.

Discussion - Explication au client (NHAI)

Les difficultés liées à l'organisation « BOT » (qui repose sur la mise en œuvre sans adaptation d'une conception réalisée par le maître d'ouvrage dans des délais et conditions ne permettant pas toujours une grande qualité des études) ont clairement mis en évidence la nécessité d'offrir aux concessionnaires de la flexibilité quant à la conception, tout en améliorant la description du « programme » et des performances attendues de l'ouvrage.

Phase	I	II	III	V	Total
Longueur totale (km)	5846		12109	6500	31755
Déjà mise à 2 x 2 voies	5650	1962	330	-	7942
En travaux	196	4359	1745	1030	7330
Nombres de contrats de travaux	25	147	31	7	210
Longueur restant à attribuer en travaux	-	821	10034	5470	16325

Tableau I
 Programme de modernisation du réseau national indien
 Modernisation programme for the Indian national network

Étude de faisabilité d'un élargissement routier dans le Sud-Ouest de l'Inde

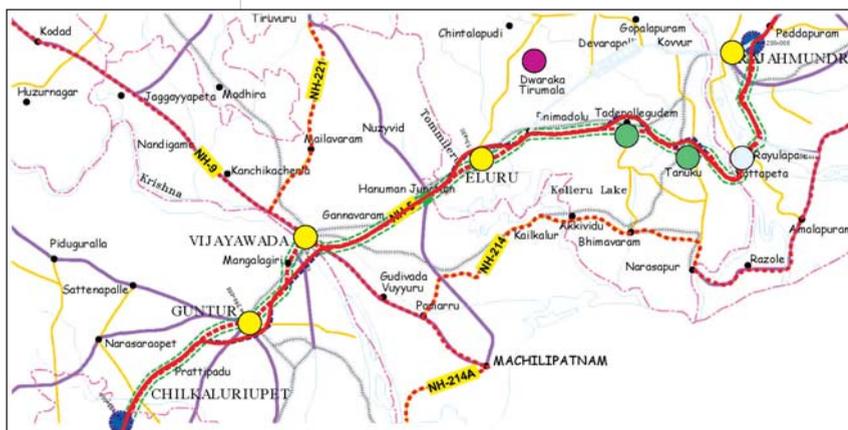


Figure 1
Plan de situation
Location drawing



Photo 1
État existant en milieu urbain
Existing situation in urban environment



Photo 2
État existant en milieu rural
Existing situation in rural environment



Photo 3
État existant «péage»
Existing situation of toll system



Les échanges avec l'Agence des routes nationales ont permis d'aboutir au concept de « DBFO » qui limite la conception mise à disposition du candidat concessionnaire au programme, en lui demandant d'établir une conception « optimisée » répondant au programme. Elles ont également renforcé l'intérêt de l'Agence pour une évaluation des offres de service attribuant une plus grande importance à la valeur technique, et pour les conseils d'ingénieurs ayant une expérience sur ce type de projet à l'étranger (en dehors de l'Inde).

■ Mise en œuvre et résultats

Obtention du projet

Sélection d'un projet « favorable »

Egis Bceom International a concentré ses efforts sur le lot NH5 Vijayawada/Rajamundry, pour lequel la disponibilité des documents (récolement...) semblait un facteur favorable. Par ailleurs, ce lot a été attribué en dernier ce qui a permis de bénéficier des errements et leçons des autres bureaux d'études (principalement locaux, mais aussi américains et canadiens) partis « en éclaireurs ».

Identification de l'équipe

L'équipe proposée combinait une expertise de haut niveau sur projets autoroutiers acquise en Europe et mise en œuvre dans des environnements similaires, avec une équipe locale apportant la réactivité et le soutien nécessaire. Elle a été mobilisée dans de très brefs délais.

Négociation du contrat

Dans le contexte indien, les prix sont un élément structurant de toute réflexion, et malgré la contribution très limitée de la puissance publique en termes financiers sur cette phase du NHDP (pas de financement des travaux, ni des études de détail...) les négociations ont notamment visé à réduire les prix de l'étude. C'est finalement un marché d'étude de 380 k€ pour une durée de 8 mois portant sur les études de faisabilité de la mise à 2 x 3 voies de 300 km (y compris relevés topographiques et géotechniques) qui a été signé par Egis Bceom International et Egis India en 2006.

Mise en œuvre

Équipe à mobiliser rapidement

Compte tenu des délais limités, il a fallu très rapidement mobiliser les experts prévus au contrat tout d'abord à Delhi puis sur le site.

Un relevé Viziroad (cf. encadré) s'est imposé comme un moyen efficace de rassembler de façon synthétique

les informations sur l'infrastructure existante. Il a été effectué entre Noël et le Jour de l'An 2006.

Plusieurs réunions ont été nécessaires avec l'Agence des routes de façon à examiner les difficultés rencontrées sur les projets similaires ou par le passé et de définir des actions pour les traiter dans le nouveau cadre du DBFO.

Mettre les choses dans l'ordre

Egis a concentré son effort sur les points suivants afin de mettre en place des bases saines pour le projet :

- rationaliser l'approche : définir les objectifs du projet (en termes de service) et ses contraintes, avant de se lancer « à corps perdu » dans les levés topographiques et autres dessins détaillés;
- étude de trafic : identification de la demande, recensement de l'offre concurrente (s'agissant d'un projet à péage), localisation et nature des points durs techniques;
- recadrage du programme au vu des contraintes (emprises et budget disponible) et optimisation technico-économique;
- limitation des livrables à remettre au client en prenant en compte le niveau de précision de l'étude, et le contenu à fournir dans les documents d'appel d'offres pour un concessionnaire.

Limiter les coûts de production

Les relevés de terrain, coûteux, ont été limités grâce à la relativement bonne disponibilité des documents de récolement récents, et de façon à orienter les choix techniques de programme uniquement.

Egis India : une croissance soutenue

Présent en Inde, à travers Egis Bceom International et Egis Route, depuis plus d'une dizaine d'années, Egis dispose depuis la création de la filiale BCEOM India Pvt Ltd en 2005 de bases solides pour assurer son développement.

Fort de ses succès dans le domaine routier, Egis s'est engagé en Inde dans un développement résolu sur ses autres secteurs d'activité en ingénierie (eau et environnement, rail, aéroports, systèmes, développement urbain, ports ...) mais aussi en exploitation routière. Le groupe a ainsi réalisé les études du tramway de Delhi, d'un site propre bus à Bhopal, les schémas directeurs de plusieurs capitales d'États, de l'assainissement pluvial d'Ajmer au Rajasthan...

Devenue Egis India en 2008, cette filiale emploie désormais près de 400 personnes en Inde sous la direction de Jean-Christophe Elis.



Ils ont essentiellement porté sur l'inventaire de l'existant, et sur les emprises. Compte tenu des résultats préliminaires (une partie seulement de la section jugée viable), les relevés ont également été limités dans l'espace permettant un gain de temps.

Les enjeux du projet

L'approche initiale

L'approche initiale de l'Agence des routes nationales était le résultat brutal de l'analyse qui indique qu'un investissement est nécessaire pour apporter de la croissance. Le budget global au niveau national a été ainsi défini. Un certain nombre de sections routières ont alors été choisies en priorité (répartition géographique et équilibre politique, parmi les parties du réseau déjà à 2 x 2 voies).

L'approche technique, définie dans les termes de référence, était d'« assurer une continuité à 2 x 3 voies tout en minimisant les acquisitions foncières », pour un budget notoirement insuffisant de 1,2 M€ par km (incluant les ouvrages d'art et les sections urbaines).

Trafic, capacité et usages

Les niveaux de trafic actuels et la croissance attendue ne nécessitent pas, du point de vue de la capacité, la mise à 2 x 3 voies dans l'immédiat (et jamais pour certaines sections) pour la majeure partie du tracé.

La route actuelle accueille des usages variés : circulation à contresens, trafic animal, utilisation comme aire de séchage de produits agricoles par les agriculteurs.

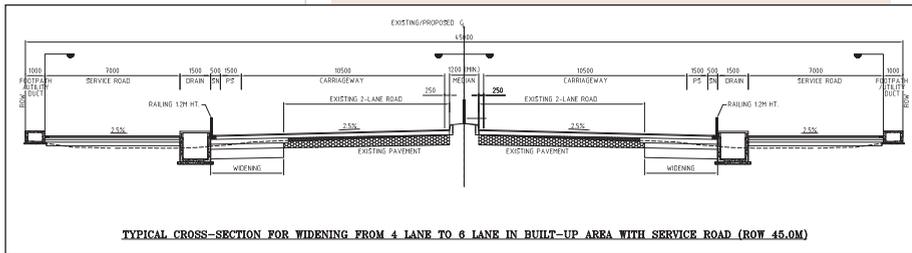
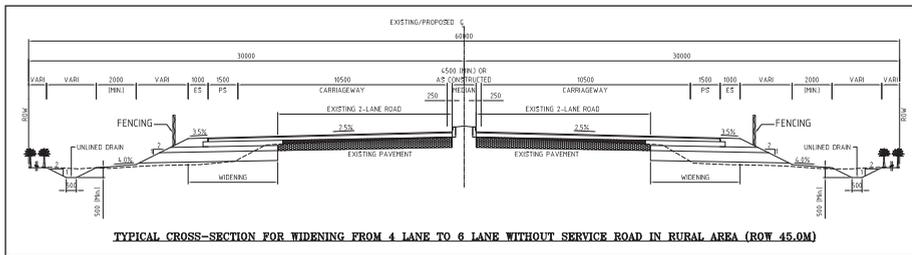
Problèmes de sécurité et de lisibilité : « voie express » à carrefours et traversées non dénivelées, accès « ad hoc » créés sans l'accord de l'exploitant, cohabitation de trafics lents et rapides, locaux et transit, ne permettant pas l'utilisation à pleine capacité des 2 x 2 voies.

Photo 4

Prise en compte d'une utilisation anarchique des infrastructures

Allowance for anarchic use of infrastructure

Étude de faisabilité d'un élargissement routier dans le Sud-Ouest de l'Inde



Figures 2 et 3
Profils en travers
Cross sections

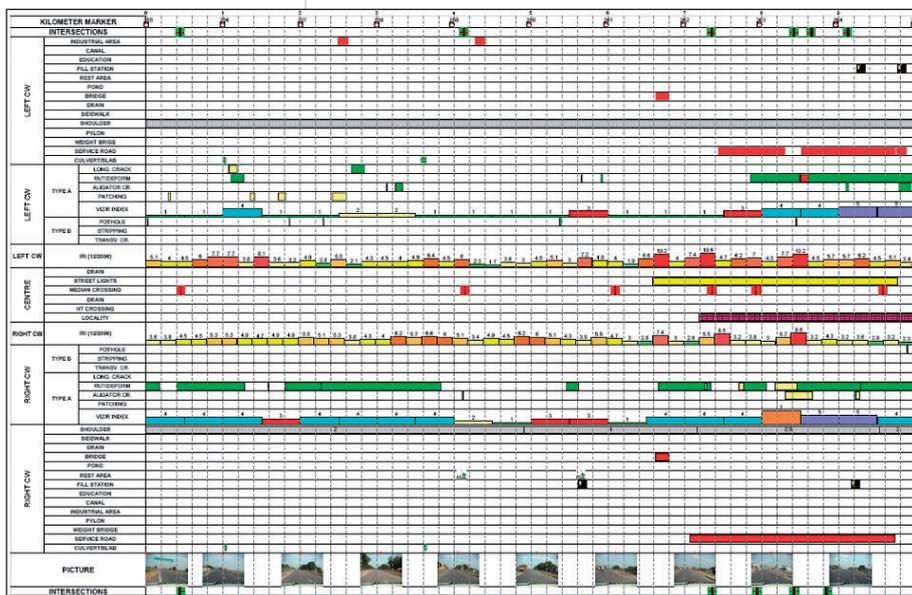


Figure 4
Schéma linéaire
Straight-line diagram

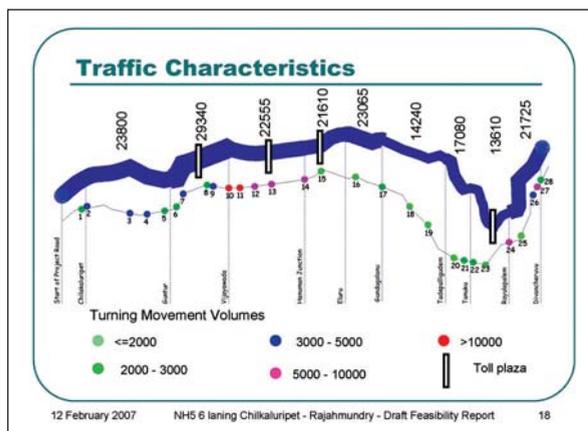


Figure 5
Caractéristiques du trafic
Traffic characteristics



Contexte local, contraintes et objectifs

La section considérée a été récemment élargie sur place à 2 x 2 voies (travaux réalisés en 2000). Les emprises disponibles sont réduites (présence d'un canal, de réseaux, terres agricoles à protéger). Plusieurs zones urbaines denses sont traversées (du fait des réticences vis-à-vis de tracés en déviation au moment de la mise à 2 x 2 voies) sans possibilité d'élargissement. Ce dernier point est particulièrement problématique du point de vue de la sécurité routière. Plusieurs projets concurrents sont en cours d'étude (déviations d'agglomération, élargissement de routes « départementales » à 2 x 2 voies) sous d'autres maîtrises d'ouvrage. Le client est réticent vis-à-vis de projets de déviations d'agglomération de moindre taille nécessitant des emprises nouvelles.

Péage

Le système de péage existant fonctionne « en régie » et s'avère inefficace. Il a été proposé de le repenser dans le cadre d'un projet DBFO impliquant un financement des travaux par le péage.

Références et standards

Un manuel d'élargissement à six voies (à l'usage des concessionnaires) était en cours de préparation par NHA afin de standardiser la conception détaillée des projets une fois la faisabilité démontrée. Supposé servir de base aux réflexions, ce document dont la mise au point était nécessaire a été finalisé tard dans le déroulement de l'étude.

Les documents d'appel d'offres

Le contenu et le format des documents d'appel d'offres ont été adaptés pour prendre en compte le passage du concept de BOT à celui de DBFO. Il a ainsi été nécessaire de présenter au client le concept de programme (performance, objectifs) à fournir au concessionnaire, plutôt qu'une description trop détaillée des caractéristiques techniques des ouvrages sous forme de rapports et dessins.

Une plus grande flexibilité quant aux moyens pour la mise en œuvre accompagne cette définition meilleure des performances et objectifs du concédant, et un recensement plus fiable des contraintes à prendre en compte.

Résultats du projet

Aménagement proposé

Egis a proposé un programme reposant sur les principes d'aménagement suivants :

- élargissement à 2 x 3 voies en fonction de la demande à un horizon raisonnable;
- changement du système d'échange : dénivellation des carrefours, création de voies parallèles agricoles ou locales pour les circulations lentes, créations de traversées dénivelées rapprochées;
- coordination avec les autres projets : déviations des zones urbaines (plutôt que traversée en viaduc) nécessitant une coordination entre les différents maîtres d'ouvrage, prise en compte des itinéraires parallèles;
- restriction du profil en travers des franchissements majeurs pour limiter les coûts lorsque les niveaux de service prévisibles et l'état du patrimoine existant le permettent;
- système de péage optimisé (localisation des gares et principes de tarification);
- coût kilométrique optimisé.

Faisabilité démontrée pour seulement 85 km sur les 300 km initiaux

Finalement, la faisabilité n'a été démontrée que pour 85 km sur les 300 km initiaux. L'Agence des routes nationales a été convaincue sur les plans technique et politique de l'approche proposée par Egis et des résultats de l'analyse. Cette approche a été recommandée aux autres bureaux d'études en charge des autres sections.

La concession objet de l'étude a été, après consultation, attribuée en décembre 2007 pour la section Chilkaluripet/Vijayawada au groupement IJM&IDFC.

Format mis au point pour la description d'un élargissement de voie express

Le projet a permis de mettre en place les procédures et la documentation standard pour ce type d'étude. Il a donc permis à Egis Bceom International d'aborder de futurs projets similaires dans de meilleures conditions.

■ Conclusions et perspectives

Ce projet, conduit avec succès dans des conditions difficiles (budget et délai restreints), a permis à Egis de conforter sa place d'acteur majeur dans le domaine routier en Inde.

Il a nécessité une interaction constante avec le maître d'ouvrage, de la flexibilité dans la mise en œuvre du projet, appuyée sur une vision claire des objectifs à atteindre.

Il s'inscrit dans la stratégie de développement d'Egis en Inde.

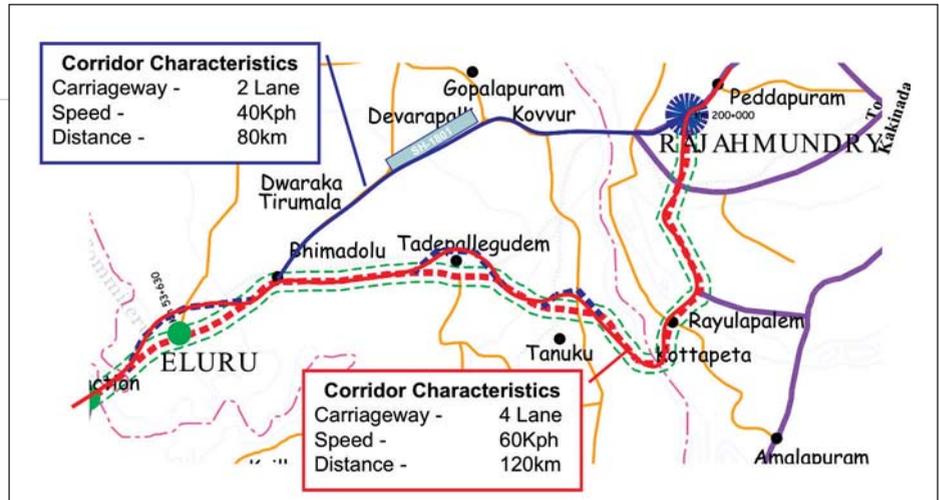


Figure 6
Projets adjacents
Adjacent projects

Rubriques	Solution de base	Variante 1	Variante 2
Nombre d'ouvrages	139	90	90
Flyovers	29	26	26
Passages supérieurs / inférieurs (véhicules)	105 + 5	64	64
Longueur de viaduc (m)	11	1,3	3640
Passerelle et passage inférieur piétons	21	9	9
Longueur de la section à 2 x 3 voies (y.c. sur ouvrage) (km)	281 (100 %)	281 (100 %)	144 (51.4 %)
Longueur des voies de désenclavement (km)	150	99	99

Tableau II
Caractéristiques des variantes
Characteristics of variants

Rubriques	Solution de base	Variante 1	Variante 2
Elargissement	799	730	572
Ouvrages	1,599	291	407
Routes de désenclavement	365	244	232
Equipements (péage, trafic)	86	86	86
Autres	285	135	130
Déviations des concessionnaires et provisions	313	149	143
Total travaux	3,448	1,634	1,569
Etudes	125	59	57
Total	3573	1694	1626
Coût au kilomètre	12.68	6.01	5.77

Tableau III
Coût du projet
(1 crore roupies = 10 millions de roupies, 1 € = 60 roupies)
Project cost
(1 crore rupee = 10 million rupees, 1 € = 60 rupees)

Étude de faisabilité d'un élargissement routier dans le Sud-Ouest de l'Inde

► Approche des partenaires privés

Ce projet a également constitué un atout supplémentaire pour Egis vis-à-vis de clients privés (concessionnaires, investisseurs) pour d'autres lots DBFO :

- explication de l'intérêt de la démarche DBFO par rapport au BOT précédent;
- obtention de plusieurs études « Pre bid services »;
- accord pour la fourniture de services de design aux concessionnaires « Post bid services ».

Services pour le client

Vis-à-vis de l'Agence des routes nationales, les efforts déployés pour répondre aux attentes du client et permettre la mise en œuvre du projet dans de bonnes conditions, ont conforté la réputation de sérieux et de qualité d'Egis Bceom International :

- atout pour la candidature sur des projets d'Independent Consultant (supervision de la mise en œuvre des contrats de concession);
- services similaires (autres études de projets DBFO) : obtention en 2007 de Nellore Chilakalurpet (NH5, 184 km) en cours d'exécution, et remise d'offres pour 440 km de projets Dhankuni – Baleshwar, NH6&60, et Vishakapatnam - Rajahmundry, NH5;
- projets autoroutiers en cours de préparation : études de la phase 6 du NHDP (projets en tracé neuf). ■

ABSTRACT

Feasibility study of a road widening project in southwest India

Gr. Nicolle

This article describes the experience acquired by Egis Bceom International and Egis India in the study for a motorway widening project in southwest India (Andhra Pradesh).

The study concerned the feasibility of developing a three-lane dual-carriageway road on a section of 300 km of national highway 5, prior to concession operation, between Chilkaluripet and Rajamundry.

It describes the context and specific features of the project, and in particular how the project, carried out for the contracting authority NHAI (National Highways Authority of India), forms part of the efforts to modernise India's national road network, and the organisation of work performed by the private sector (role of the concession owner).

Performance of the study is then discussed, with its main constraints and the resources deployed. The results of the study are outlined, and the proposed project characteristics on study completion.

Some conclusions are drawn from this experience, from a technical viewpoint and also regarding the business prospects for this type of project in India for the various contractors involved.

RESUMEN ESPAÑOL

Estudio de factibilidad de una ampliación vial en el Suroeste de India

Gr. Nicolle

En este artículo se presenta la experiencia adquirida por Egis Bceom International y Egis India relativa al estudio de la ampliación de una autopista en el Suroeste de la India (Andhra Pradesh).

Este estudio se ha referido a la factibilidad de la puesta a 2 x 3 carriles de un tramo de 300 km de la carretera nacional 5, previamente a su puesta en concesión, entre Chilkaluripet y Rajamundry.

Este estudio describe el contexto del proyecto y sus especificidades, y fundamentalmente como el proyecto ejecutado bajo la dirección de obra de la NHAI (National Highways Authority of India – Agencia de las carreteras nacionales de India) se inscribe en los esfuerzos de modernización de la red vial nacional de India, y la organización de la intervención del sector privado (actuación del concesionario).

A continuación, se describen el desarrollo del estudio, sus principales imperativos, los recursos movilizados y se exponen los resultados del estudio, y las características propuestas para el proyecto finalizado.

De esta experiencia, se puede aprovechar algunas conclusiones, desde el punto de vista técnico así como desde el punto de vista de las perspectivas de actividad relativa a este tipo de proyecto en India para los distintos protagonistas.

King's Cross : des passages souterrains sous haute protection

As part of London Underground's £400 million re-development of King's Cross Station, new passenger walkway tunnels, lifts, and escalators were constructed to provide a direct link between the Piccadilly, Northern, and Victoria Line underground stations, and the King's Cross, St Pancras, and Thameslink surface rail stations, through a concentration of infrastructure considered to be one of the most complex and congested in the world. The new pedestrian tunnels were excavated at very shallow depth below live rail track and two historic buildings under the protection of English Heritage - the Great Northern Hotel (GNH), and the King's Cross Station (KCS) terminus. Bachy Soletanche Ltd (BSL) were commissioned to design and deliver a settlement mitigation system for these tunnels.

■ Introduction

Construction of this complex of tunnels at such shallow depth would have resulted in significant surface settlement, distress to existing surface structures. Moreover; safety concerns over track displacements, and financial risks to the project of the potential disruption of rail services (estimated damages of \$40,000 per track, per hour, in the event of stoppage) meant that the Client required assurance that all foreseeable design and construction risks had been addressed by proper mitigation measures.

Bachy Soletanche Ltd (BSL) were commissioned to design and deliver a settlement mitigation system to meet the various requirements imposed by the tunnel-

ing contractor, Client, and infrastructure operators, within the many practical and technical constraints. As a result, an innovative settlement mitigation system, incorporating both passive strengthening and active response elements (compensation grouting) has been designed and applied successfully over a two-year period to meet these very specific challenges (figure 1).

■ Project Technical Requirements

Prior to construction, green field settlement analyses were executed, based upon an anticipated face loss of 1.4% to assess the degree of differential settlement for each structure affected by the works - principally the Great Northern Hotel, the King's Cross Station, 8 no. railway track beds and platforms, existing London Underground tunnels, and three Victorian brick-built structures. For each individual structure maximum allowable settlement values were established with the Client and with property and infrastructure owner/operators, to both limit potential damage, and to guarantee there was no interruption to either the surface or underground rail services.

Main result of this analysis was the identification of two work zones necessitating a specific settlement mitigation scheme:

- Piccadilly Line Access (PLA) zone,
- Northern Line Access (NLA) zone.

(Figure 2).

To meet assigned criteria in these zones, it was decided to develop a system capable of limiting induced stresses by minimising amplitude of any displacements, and preventing excessive differential settlement or heave, particularly for arching or 'hogging' of the brick structures.

Clif Kettle
Project manager
Bachy Soletanche Ltd

Richard J. Totty
Ingénieur travaux
Bachy Soletanche Ltd

Peter V. McLachlan
Ingénieur travaux
Bachy Soletanche Ltd

Jean-Pierre Hamelin
Directeur techniques
avancées de production
Solétanche Bachy

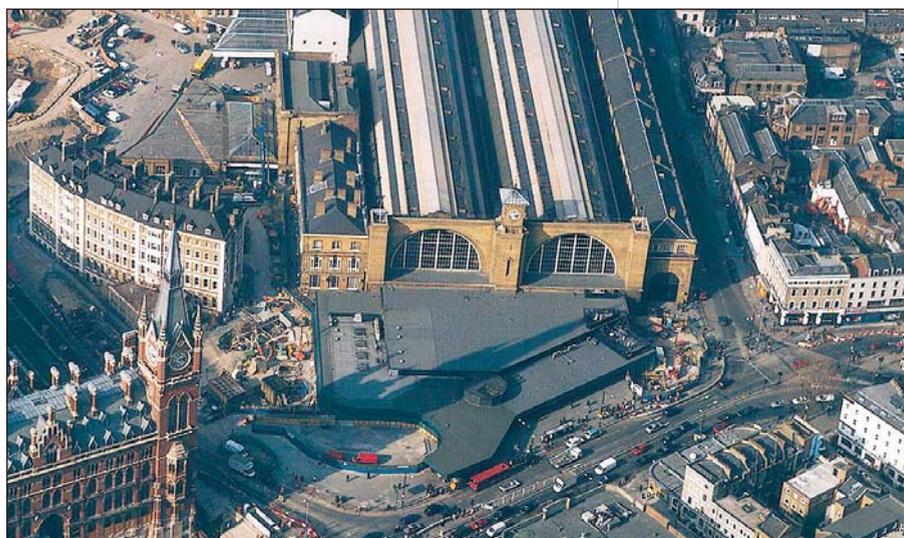


Figure 1

Vue de la gare King's Cross, avec à gauche, une partie de la gare Saint-Pancras et le Great Northern Hotel entre les deux

View of King's Cross Station, with part of Saint-Pancras Station on the left and the Great Northern Hotel between the two

King's Cross : des passages souterrains sous haute protection

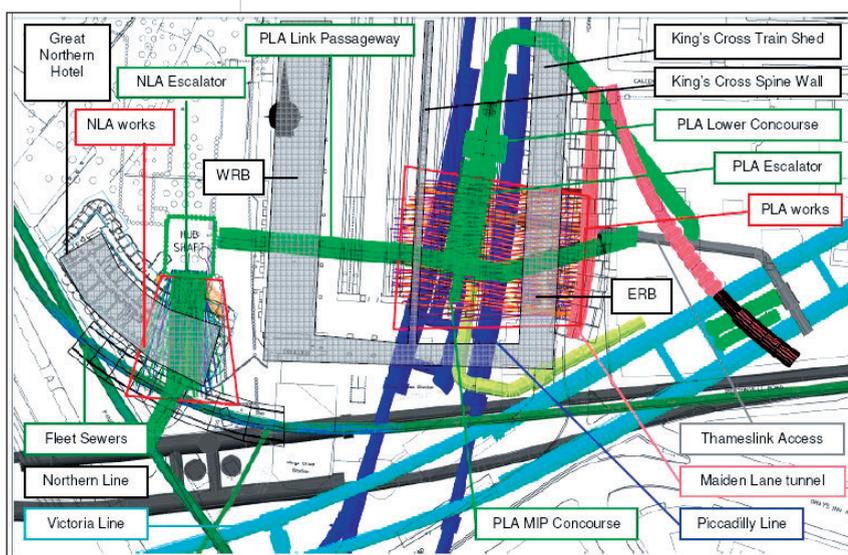


Figure 2

Vue générale des travaux d'injection de compensation pour la construction des nouveaux tunnels piétons (en vert sur le plan). On note les deux zones traitées par Bachy Soletanche : la zone PLA et la zone NLA (encadrées en rouge)

General arrangement of King's Cross compensation grouting works for the construction of new underground pedestrian tunnels (green colour on this plan). Two zones have been specified for compensation grouting – PLA works and NLA works (red boxes on this plan) – corresponding to highest predicted settlement (65 mm and 95 mm respectively) and centred over the top of the escalators at each location

The sequence and method of tunnel construction was selected to reflect the sensitivity and proximity of adjacent structures. All excavations were carried out with the tunnelling contractor's proprietary Lasershell process – i.e. the use of lasers to control both excavation profiles, and the subsequent profile and thickness of fibre-reinforced shotcrete. The 6.25 m internal diameter passenger walkway tunnels were to be excavated in two phases – pilot tunnel and enlargement, and the two 9.15 m internal diameter escalator barrels in three phases – pilot tunnel, and 1st and 2nd stage enlargements.

Key operational constraints for the settlement mitigation system were also established: principally the requirement for zero interruption to the tunnelling works, and the necessity for avoiding any excessive stresses on tunnel linings induced by compensation grouting. This latter requirement was achieved by imposing grouting exclusion zones around open tunnel faces, or wherever tunnel shotcrete linings had not

reached full strength. Such exclusion zones would have to remain in place from up to 6 weeks for tunnel drives, to several months at cruciform and escalator barrel locations

Two further constraints for the King's Cross station works were the requirement to carry out any mitigation works from outside the tunnels under construction, in order to facilitate tunnelling operations, and also away from public areas, wherever possible to avoid inconvenience to passengers.

■ Risk Management

The importance of potential building damage, of safety concerns and financial risks to the project of the potential disruption of rail services implied the necessity of a comprehensive and careful risk management, covering all foreseeable design and construction risks. The design and planning of risk mitigations scheme had to be transparent to all parties to establish consensus and ensure best practice.

Main factor of success was a constant and open cooperation between the Client, the Main Contractor and the Geotechnical Specialist, to develop the risk analysis, the design scheme, and further all along the works to review the progress of tunnelling and compensation works in daily all party review meetings delivering with 'permit to dig' approvals.

Key issues of risk management have been covered by a comprehensive scheme, mainly based on the following dispositions that will be covered below:

- an innovative design of the settlement mitigation scheme,
- the combined use of the latest technology in settlement control:
 - > precision drilling,
 - > computerised grouting,
 - > automated settlement monitoring.

■ Design Concept

First decision was to employ compensation grouting as a key element of the settlement mitigation scheme. This process involves the controlled injection of grout to minimise settlements, replacing face loss volumes as they are developing by early targeting of zones of relaxation, either simultaneously with the tunnelling excavation, or at the earliest opportunity once any exclusion zone restrictions are lifted.

Over the past 20 years, compensation grouting in varied soil conditions has proved itself to be a very effective and flexible technique in urban locations

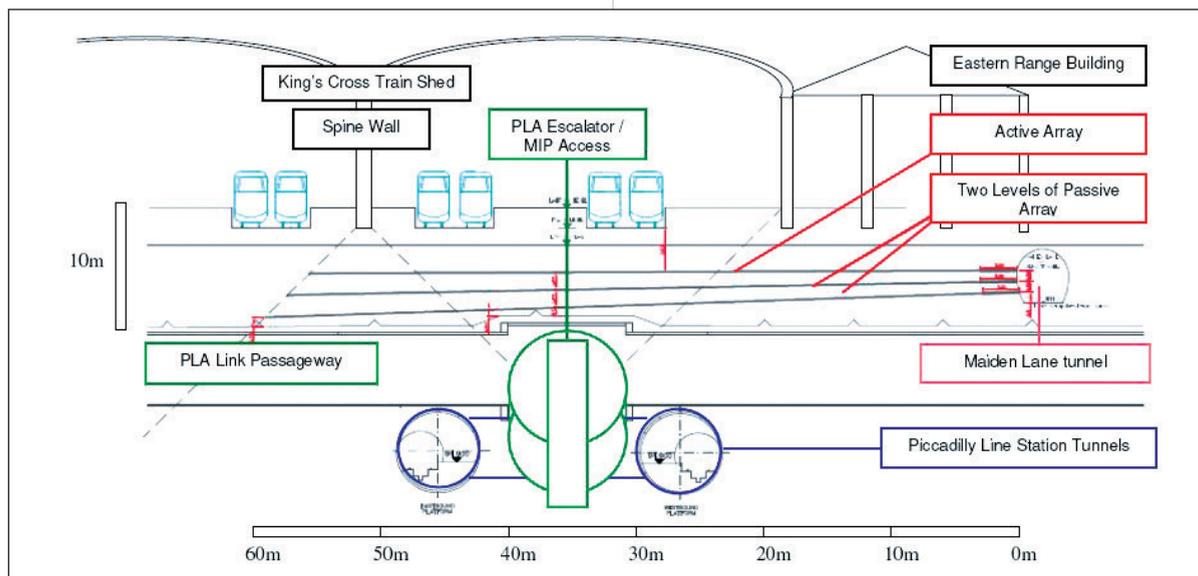


Figure 3

Vue en coupe de la disposition des injections de compensation pour la zone PLA

Cross-section of the compensation grouting array to the PLA works

where any settlements would be critical. Normally, in the stiff over-consolidated London Clay, and particularly with deeper tunnels, the process relies mostly on monitoring of sub surface soil displacement, surface profile, and structures to define the location and timing of grout placement.

For the King's Cross train shed, this approach would have been inadequate. It was anticipated that the shallow excavation depth and the alteration of London Clay by surface water percolation would result in the rapid migration of any soil relaxation to the surface, leading to rapid settlements and pronounced gradients, un-acceptable for sensitive live rail tracks. To control this effect solely by means of compensation grouting would imply rapid placement of significant grout volumes.

This would not be possible in exclusion zones, therefore a second step was to incorporate a passive stiffening element to distribute and reduce the vertical displacements, gradients, and stresses, over a wider area. However the geometry of the tunnels, the extended drilling distances, and the available locations for drilling over the tunnel excavations made conventional pipe roofing impracticable.

It was therefore decided to combine the functions of the sub horizontal compensation grout hole array with the steel pipe roofing. Grout holes at each work area were therefore split into 3 levels of overlapping fans of heavy duty steel injection pipes – a 'Passive' array consisting of two of the overlapping fans, and a third array which was nominated as the 'Active' array, and which would be the main level of grout injection, as is illustrated in Figure 3. In a further design stage it was decided to give of the 3 arrays a different azimuth to

allow the boreholes to overlap in plan and create a desired grid effect to optimise interaction.

Another difficulty was to design and install an array of sub horizontal pipes, up to 60 m long, and close enough to interact in a similar way to pipe roofing. The grid pattern of the overlapping passive and active arrays allowed to increase borehole spacings to 1.5 m. This arrangement provided adequate allowance for deviation of up to 1 in 40 (NLA zone) and 1 in 80 (PLA zone), whilst retaining a high degree of interaction between all three arrays.

The effectiveness of the passive stiffening and soil reinforcement effects of the pipes was further enhanced by 'preconditioning' – a phase of pre-tunnelling injections designed to achieve initial soil pre-stressing and reduce the response time when placing grout during the active compensation phase. This preconditioning was carried out with a bentonite-cement grout of lower viscosity, placed at low pressures and continued until a positive uplift was observed across the structure. This approach was essential to reduce local stresses and provide the specialist contractor with a practical feel for the ground conditions and degree of response of individual structures.

■ Computerised grouting control

A second key element of the design process was the use of the set of computer hardware and software that has been developed and used by Soletanche Bachy to achieve a precise and real-time control of grouting operations, and to manage the entire grouting process from first design, through execution, to final reporting.

King's Cross : des passages souterrains sous haute protection



For compensation grouting this software suite has been continuously enhanced through almost non-stop application on a series of projects internationally, including Waterloo, London, 1992, Jubilee Line Extension, London, 1993-7 and other sites in Puerto Rico, Spain, USA, Russia. The system of process control has evolved into a very robust tool for very effective risk management. Details of how the suite of software is utilised is as follows:

Castaur (CAD) - as built positions are determined by surveying entry point azimuth and declination, combined with 3D position survey data, gave the actual position of the boreholes in space. This, combined with existing infrastructure and planned new-build tunneling locations, allowed us to establish a 3-D model.

Cognac, provides automated assistance for the planning and programming of compensation grouting works. For each 1 m element of tunnel advance it is necessary to specify:

- an assumed Face-Loss (FL) percentage (in this instance, initial values were set at FL% = 1.4 for shotcrete lining works and 2.0 for timber headings),
- a Ky value (defining the gradient, and amplitude of settlements and breadth of the trough). The initial Ky value was established to be 0.45,
- an estimated Grout Efficiency Factor (GEF) (a multiplier applied to the face-loss percentage which provides an estimate based on empirical data of the required volume of grout to be placed to achieve a given replacement volume). The initial global GEF taken for this project was 2.5 – which is consistent with past experience in London Clay.

These parameters can be constantly reviewed during the works in order to achieve the best fit between desired and obtained compensation effect. From these parameters Cognac models the anticipated settlement trough and calculates in advance the volume and distribution of the compensation grout injections corresponding to the schedule of tunnelling. This allows pre-emptive grout placement and a high degree of control. by an early placement of a proportion of the compensation grout, anticipating effects of void migration and minimises short-medium term displacements and stresses on affected structures, and minimises the subsequent degree of grouting required in response to observed settlements.

Further, it is necessary to identify whether the location and timing of the tunnel advance will necessitate the imposition of a temporary exclusion zone. On-going development of the Cognac program during this project has made it possible to model daily the various

exclusion zones which were in effect at any time during the works.

Sphinx maintains a database with the complete and precise history of grouting 'instructions' and grouting 'results'.

Once a unique set of 'instructions' has been established a unique injection programme be established either automatically from Cognac as already described, or manually by observing settlements as they occur. This programme is then exported to the job site for use by the grouting technician in the Spice software.

At the end of each working shift the database is updated and Sphinx can automatically produce from this database a report of the shift, and/or synthetic analysis of multiple evaluation criteria, in tabular form or as 3D graphic views prepared using the SCAN3D program. Its efficiency makes it an essential tool for easy appraisal of data and planning of future works.

Spice software controls and records all grouting operations in real-time in the grout plant, following the programme instructed with Sphinx. Spice provides a graphical interface for the display of grout injection volumes, flow rates and pressures for up to 12 injection lines simultaneously.

Spicelog runs in parallel to Spice programme and is used by the shift Engineer to observe in real-time a graphic display of the grout injection parameters from the central surface control office, remote from the injection site. It also allows interrogation of all historical injections carried out on the works.

Visuspice is a real-time visualisation of the positions of the injection pipes, and injection – packer (s) with respect to the surface structure, the tunnel excavation, and the monitoring targets, giving the grouting technician a constant feel for any developing movements and how these correlate with the grouting.

This program is used both on site and in the central control office. Essential for compensation grouting is its capacity to automatically stop the grouting operation immediately, either in the event of a pre-defined trigger value on a monitoring point being breached, or by a manual override of the operations by the Engineer, remote from the injection site.

■ Monitoring

Prior to commencement of the works, Sol Data Ltd were engaged by the Client on a 10 year contract to

provide a project monitoring system, to establish both at the surface, and within the London Underground station tunnels, an extensive network of 14 no. automated total station theodolites (Cyclops system) with extensive arrays of monitoring prisms on all key structures.

These Cyclops units were linked into a computer software system called Geoscope Web, via radio and cabled links; and providing a 24-hour access to monitoring information. The monitoring scheme also included electro-level chains within sub horizontal boreholes at PLA and NLA work zones to provide early onset in-situ ground movement monitoring; crack-width monitoring, manual precise levelling, and tunnel convergence monitoring by tape-extensometer (figures 4, 5).

■ Control/Progress review

During the works continuous communication was maintained between the site office and with the underground grouting offices at the two injection plant locations, via radio and mobile phone links and live network interface. No injections were allowed unless full access was available in the injection cabin and in BSL's surface site office to the project monitoring system display (Geoscope).

Prior to the commencement of tunnelling the strategy for the management of the compensation grouting process was agreed with the Main Contractor, taking account of the trigger levels for the two major structures under protection.

■ King's Cross Train Shed (PLA – Piccadilly Line Access) Works

Design

The starting point for design was to verify the area requiring protection, using settlement contours predicted by a finite element analysis. This highlighted the risk to rail tracks 1-6, and the train shed spine wall. The maximum predicted settlement of 95 mm was centred at the junction of the PLA link passageway; the top of the escalator barrel; and the Mobility Impaired Passengers (MIP) Upper Concourse and lift shaft; this location being referred to as the 'cruciform'. Boreholes were required to cover the core area inside the 5 mm settlement contour, but it was decided to extend the mitigated area to protect also the foundation of the spine wall. Consequence was to extend the

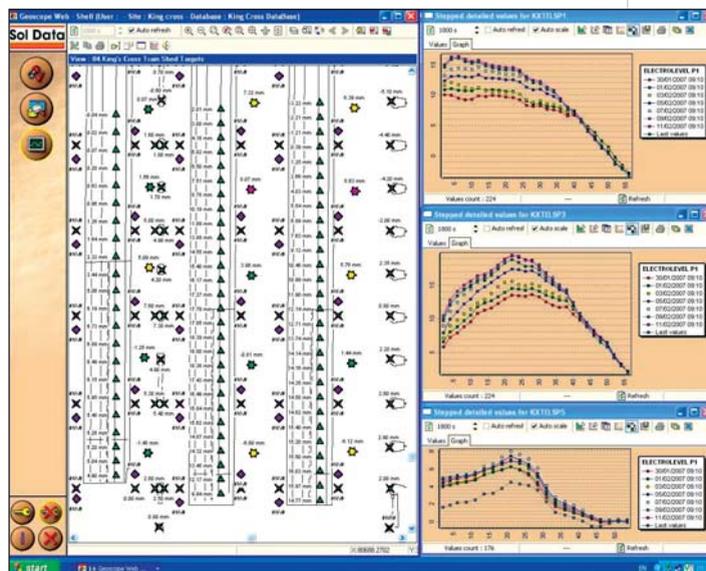


Figure 4
Suivi en temps réel des mouvements des voies ferrées de King's Cross par le programme Geoscope Web de Soldata
Real-time settlement monitoring of railway tracks in King's Cross Station by Soldata's Geoscope Web System

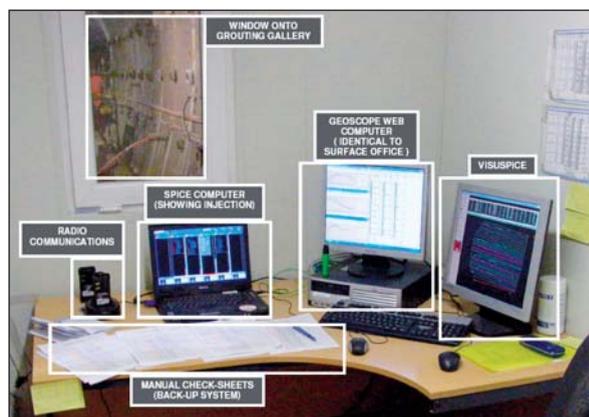


Figure 5
Contrôle en temps réel des travaux d'injection depuis les bureaux souterrains de chantier avec Geoscope, Spice et Visuspice
Real-time control of grouting works in site underground offices with Geoscope, Spice and Visuspice

borehole lengths from 50 m to over 60 m. Considering that best practice drilling could achieve an accuracy of 1 in 80, this led to a deviation allowance of 0.75 m and a drill hole minimum spacing of 1.5 m. But a maximum spacing of 0.5 m was allowed to obtain any effective passive stiffening of the soil. It was therefore decided to install 3 arrays of sub-horizontal, separated by 1.5 m vertically. Each of the 3 arrays was given a different azimuth to allow the boreholes to over-lap in plan and create a grid effect for maximum interaction.

In the case of the train shed spine wall, there was only 7 m between the track bed foundation and the escalator crown, so that the 3 arrays were nominally at 1.5 m, 3.0 m, and 4.5 m above the tunnel crown over the axis of the escalator. With this geometry, and given that the track had a concrete slab as a base, the tunnel was considered to be more at risk from grouting-induced stresses than the platform. Accordingly, the upper

King's Cross : des passages souterrains sous haute protection

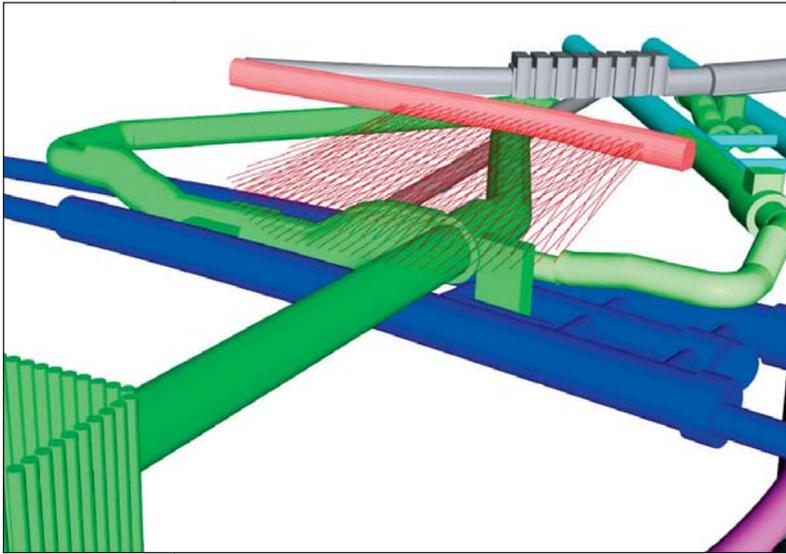


Figure 6

Modélisation isométrique des injections dans la zone PLA
 Conceptual isometric view of the PLA grouting arrays



level of holes were to be utilised as the active array, and the two lower levels would form the passive array. Injection pipes were fabricated from high-grade heavy duty steel and fitted with injection ports at 0.75 or 1.5 m centres over the full length.

Drilling

Reaching the drilling accuracy objectives of 1 in 80 over long distances of up to 60 metres proved a real challenge. The geometry and the relative positions in space of the existing structures, new build tunnels and the boreholes themselves have been fully defined and visualised in three dimensions with Castaur and Cognac programs. Each completed borehole was surveyed for its 3-dimensional position, and the 3D model updated accordingly so that on-going drilling works could be adjusted to suit the positions of holes already installed (figures 6, 7).

Figure 7

Vue de la galerie de travail de la zone PLA, montrant les trois niveaux de forages (voûte parapluie et injection)

Photograph of the grouting gallery for the PLA works, illustrating the different levels of the TaM arrays





Figure 9

Pompes d'injection dans la zone PLA (pompes PH2x5 et AC200)

Grouting pumps at work in the PLA (4 No PH2x5 and AC200)

All boreholes were drilled using Enpasol drilling parameters recording system: key drilling parameters (flush pressure; rotation speed; pull down; rate of advance; and torque) were recorded and presented into graphical borehole logs. Analysis of the drilling parameters on 3-D plots allowed to identify weak areas to be targeted during the pre-conditioning phase and provided essential assistance to programming injections. Rotary drilling with polymer flush was selected to transport the clay cuttings with the minimum flush pressure, avoid washing out of any granular lenses, and prevent any water softening of the clay. It became evident that build up of flush pressure could immediately cause a response at the track level. This difficulty could only be solved by a new design of drilling bit, a careful mud control, and a constant watch on drilling parameters. Also, no drilling was permitted when the real time monitoring network was not fully functional (figure 8).

Pre-Conditioning

Pre-conditioning comprised the injection of small quantities of a fluid cement-bentonite grout into every

sleeve within the active and passive arrays. This phase of grouting totalled to approximately 20% of the predicted total grout required for this zone, and is consistent with past experience.

The pattern of injections was evenly distributed, based upon the injection of alternate boreholes and alternate ports along each borehole. Injection pressures were strictly limited and controlled in view of the limited distance between injection ports, and the limited cover to the rail track bed.

Sensitivity of track bed to uplift pressure that was observed during drilling, proved even more true during pre-conditioning and obliged to focus careful attention on grout placement, with injection pressures set 1-2 bars below the drill flush pressure limits (figure 9).

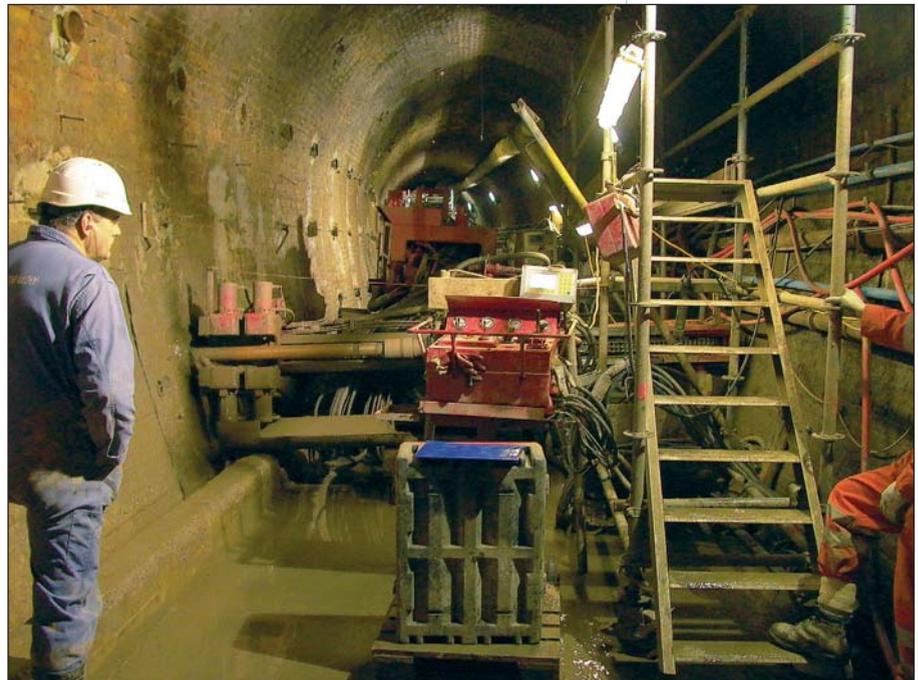


Figure 8

Exécution d'un forage dans la zone PLA (foreuse SM305). À noter : l'échafaudage d'accès et l'enregistreur de paramètres de forage Enpasol

Photograph illustrating the drilling rig (SM305) in the PLA drilling a hole of the lower TaM array. Note the ingenuity of the scaffold access over the rig and also the Enpasol remote digital display

King's Cross : des passages souterrains sous haute protection

Figure 10
 Coupe de profil du quai n° 2 dans la gare de King's Cross, et prévisions du profil final
Platform 2 profile for the King's Cross Train shed, illustrating planned final profiles

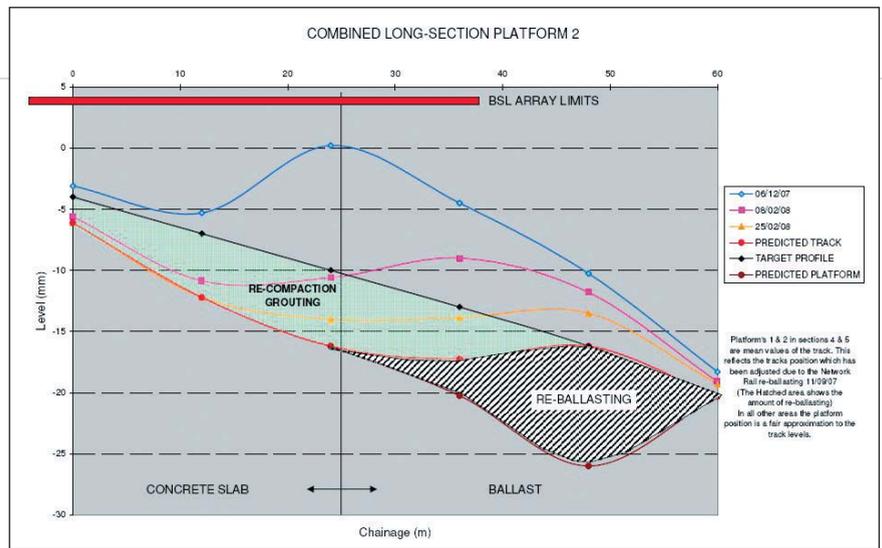
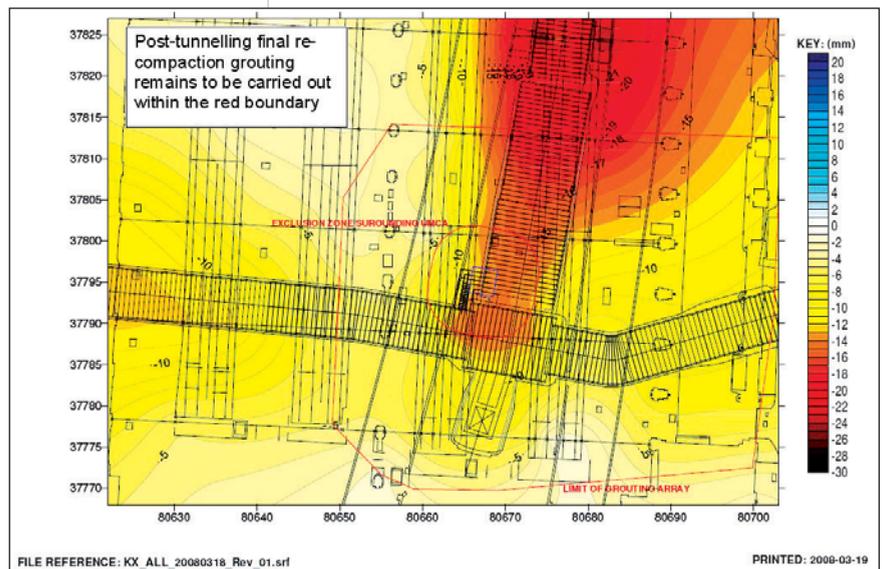


Figure 11
 Tassements obtenus en cours de travaux dans la zone PLA
Settlement contours obtained after substantial completion of the works in PLA zone



Active Compensation

Tunnelling works outside the settlement mitigation area provided an opportunity to review the face loss coefficients used at design stage. Settlement trough proved to be wider and shallower than predicted: revised values of face loss (0.7%, instead of 1.4%) for shotcrete supported excavations and reduced settlement gradients allowed to reduce the grouting volumes and amend the distribution.

Active compensation grouting works utilised a pre-blended cement/PFA, high-build grout mix, more viscous than the cement-bentonite grout used for the pre-conditioning phase. Twinned with the increased individual volumes of injection, this results in a more rapid and localised re-compaction of the ground, and more rapid reaction (heave) at the surface.

Active compensation grouting works followed the complex phasing of underground works of the PLA, comprising the execution of 2 or 3 phases of pre-tunnelling and enlargement, of the tunnel and escalator barrels, and construction of the cruciform (elevator shaft). The double mitigation scheme (passive reinforcement array, combined with active compensation grouting) revealed indispensable to control the settlements during the tunnelling works in terms of both amplitude and gradients.

In some areas, final objective assigned to compensation grouting was to remove the trough created by tunnelling works: for instance, removing the trough created by the pilot tunnel from -9.0 mm to -2.5 mm; or in another place removing the trough from -6.5 mm to 0 mm. In other areas, additional objective was to avoid

any detrimental differential settlement between the mitigated zone and the non-mitigated zone. As a result, active compensation did not target the return to the zero level, but the return to an improved longitudinal profile.

Compensation of the cruciform area was specially difficult because of the exclusion zone. Over a period of 10 days grout could be injected only from the fringes of the cruciform exclusion zones, beneath station platforms 1 and 3 of the KCS train shed. These injections produced an effective improvement in surface levels around the cruciform exclusion zone of up to 4 mm.

Altogether, active compensation grouting in PLA Zone ran intermittently between February 2007 and March 2008 (56 weeks). During this period the actual grouting time was 17 weeks, about 30% of the total. However, during the intermittent periods of standby, there was active grouting in NLA zone. This meant that there was active compensation grouting taking place somewhere on the site, on and off, for a total period of 29 weeks, the remaining time being utilised for servicing the system and maintaining a state of readiness. It was important throughout the tunnelling works to take a continuously pro-active role in the appraisal of monitoring information, and the assessment of the most appropriate area for grouting.

Stabilisation Phase

Further detailed analysis of face loss and K_y (settlement intensity value) in the mitigated area, by BSL and the Main Contractor, led to the conviction that the short-medium term face-loss resulting from the tunnelling works can be reduced still further. Beneath the grouting array an apparent face loss percentage of 0.55% and a K_y value of 0.60, have been calculated independently by BSL and the Main Contractor. This is an exceptionally low face loss, and clearly a result of the bridging effect of the passive stiffening provided within the settlement mitigation design. This observation is supported by consideration of the volumes of grout injected during the pre-conditioning and the compensation phases.

Further, the change from 0.45 to 0.60 for the K_y value, has also resulted in a reduction in maximum settlement of approximately 60%, from a predicted maximum over the cruciform of 95 mm, to a much less detrimental 38 mm. This conclusion is borne out by analysis of the settlement troughs observed during tunnelling.

Another proof of the mitigation concept is the degree of settlement which has occurred as a result of the

excavation works to the north of BSL's mitigated area, beneath the northern KCS train shed. The levels of settlement originally predicted for these works had been thought to be sufficiently low to be managed by track re-ballasting if required. During September 2007 a phase of track re-ballasting was undertaken to correct for the immediate short-term settlement resulting from the tunnelling works. But a significant settlement trough still remains in effect to the north of the grouting array, outside BSL's zone of influence by grouting. This has led the Client to attempt, with help of observational grouting, to leave the tracks with a net 5 mm gradient towards the trough: instructions for this zone were not to inject the full face-loss replacement volume, and to 'feather out' the injections, in order to avoid an excessive step gradient at the northern edge of the grouting array. This situation is illustrated by Figure 10, for the most affected platform 2.

To mitigate for long-term settlements arising from pore pressure dissipation and residual relaxation, it has been agreed to inject sufficient grout over the escalator tunnel alignment and cruciform to induce an additional 2-3 mm of heave over and above the Client's aspirational track levels. The current position of the platforms and tracks in relation to the grouting array is illustrated by the plot below, Figure 11. This plot will be used to plan the final injection programme before backfilling the injection pipes and de-commissioning injection plant and control systems.

■ Great Northern Hotel – Northern Line Access (NLA) Works

Design

The area of Great Northern Hotel (GNH) was the second critical area to be mitigated. The Hotel is a

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Client

LUL (London Underground)

Project management

ABBT (Atkins, Balfour Beatty, Thames Water) Joint Venture (JV)

Supervising engineer

Metronet Rail SSL

Main tunneling contractors

Morgan Est, Beton und Monierbau Joint Venture (JV)

Settlement mitigation specialist contractor

Bachy Soletanche Ltd

King's Cross : des passages souterrains sous haute protection

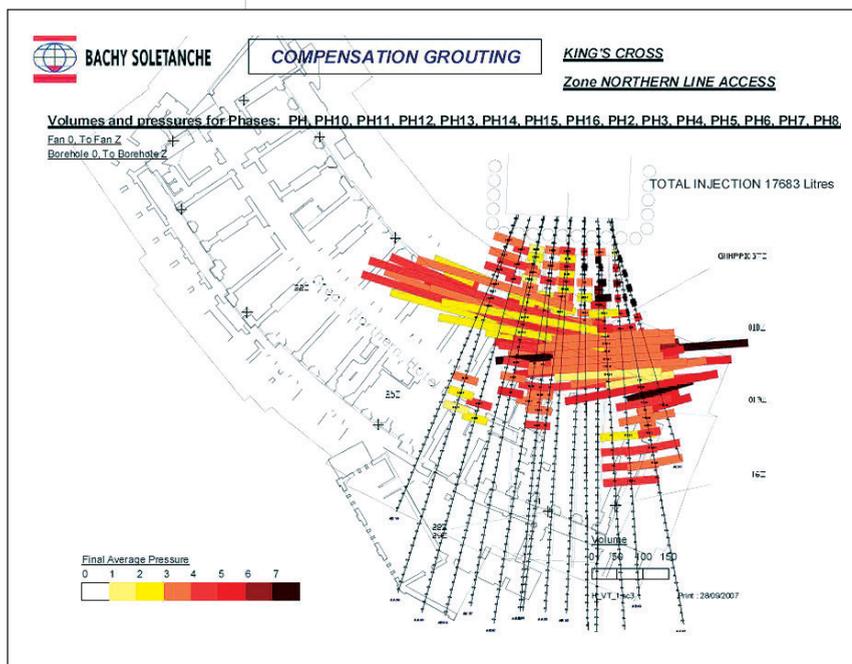


Figure 12

Modélisation sur SCAN3D des volumes injectés durant la phase d'injection de préconditionnement du Great Northern Hotel

SCAN3D plot illustrating total injected volumes during pre-heaving of the Great Northern Hotel

Victorian age brick structure, and its complex structural history makes very difficult any accurate prediction of settlements and their effects. Foundation piers are un-evenly distributed and loaded, of unknown dimensions and depth. Furthermore, the hotel is located next to a large excavation supported by secant piles – the Hub Shaft – that has been excavated to build the Northern Ticket Hall, and has induced initial settlement of the structure.

Considered tunnel works were for two escalators passing close to basement level, descending from the Northern Ticket Hall to the Northern Line. The maximum predicted settlement of 65 mm was centred beneath the North-eastern facade of the GNH, directly above the top of the escalator barrel, and in a location which had already been subject to 8 mm of settlement due to the Hub Shaft excavation.

The same double mitigation scheme – passive pipe roofing and active compensation grouting – was also used in this zone. In this case passive arrays were located at the upper level, above the active array. The intention was to detect early displacements by the sub horizontal arrays of in-place-inclinometers installed below the active and passive arrays, and try to re-compact the soil as timely as possible at depth, before

unacceptable displacements occurred at foundation level.

Drilling

The only viable option for a means of access for drilling was to install an array directly over the escalator, drilled from within the main Hub Shaft access for the tunnelling works. Although the three borehole arrays were radiating from the same shaft wall, the grid effect could be achieved by varying the entry point and azimuth of drilling.

The borehole arrays were designed to extend up to 40 m to protect the hotel and the Upper Fleet Sewer which is also an important structure. Holes were again drilled by rotary drilling methods, using polymer as the flushing medium. Specified drilling accuracies of 1 in 40 could be readily achieved. Boreholes were equipped with specially fabricated steel injection pipes fitted with injection sleeves at 1.5 m centres.

Great Northern Hotel Pre-heave

Prior adjacent excavation works had left the hotel sitting, with a differential settlement of up to 11 mm at the north-east corner, before tunnelling or drilling for compensation grouting. The hotel owners wanted to clearly identify the displacements arising from tunnelling or grouting, and this required to restore the building to the 'zero' position by a grouting programme of controlled differential heave.

These works exceeded the requirements of the pre-conditioning phase, which is normally only intended to re-consolidate naturally weak ground at low injection volumes and pressures. These pre-heaving works required greater injection volumes and higher injection pressures, because in this case it is necessary to uplift both the weight of the soil above the boreholes and the structure.

This operation was entirely observational in character, and was completed by selectively and repetitively grouting beneath the brick built footings. Typically between 30 and 50 litres per injection port was injected, at maximum pressures of up to 7 bars. Post injection analysis of the surface levels allowed to determine a grout efficiency factor (defined as the total volume of grout pumped divided by total volumetric change of the ground) very close to the empirically assumed value of 2.50 for firm-stiff London Clay, which had been adopted for the active compensation grouting.

Tunnelling and grouting works were suspended over the 2 week Christmas period, during which time there was

approximately 3 mm of relaxation. A second period of pre-heave was therefore carried out – and further analysis indicated a grout efficiency factor of 2.32.

The real time monitoring provided by Soldata was including Cyclops surveys, electro-levels within grouting boreholes, and manual monitoring of the internal walls of the building. As there was no instrumentation of the basement floor in the hotel, injections were very restricted in this area in an effort to avoid uplift. Monitoring of a number of historic fissures on the building's façade verified that no further enlargement or displacement occurred during these pre-heave works.

As the operation was carried out in virgin ground which had not been relaxed by tunnelling activities, it was not possible to infer efficiency factors or grout volumes for the active compensation grouting to follow. However it proved to be a useful exercise in demonstrating the control systems were fully functional and highly effective, and that the design concept was sound. The total injected volumes for this phase of the works are illustrated in Figure 12. Graphical output from Geoscope Web to illustrate the episodes of pre-heaving are illustrated in Figure 13.

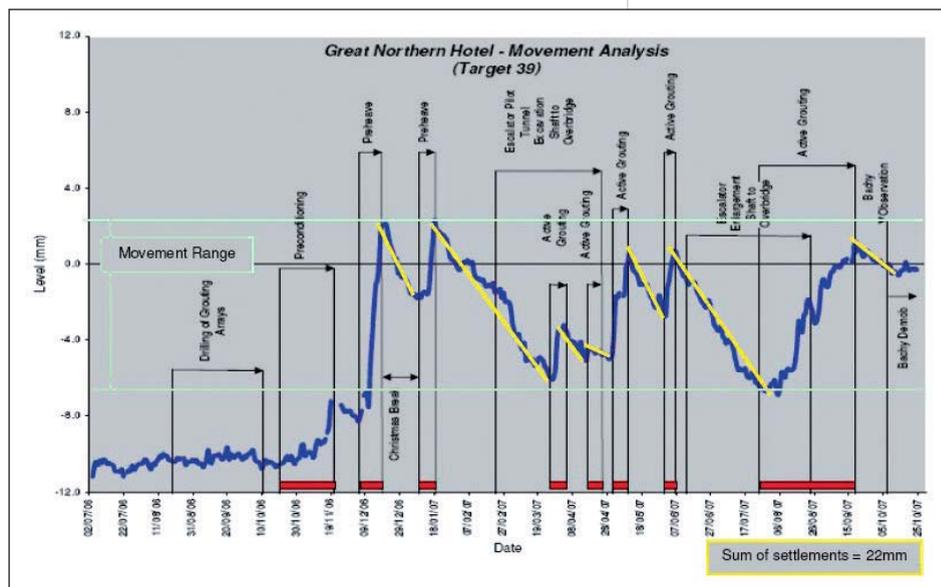
Active Compensation

Cognac generated injection programmes followed the sequence of tunnelling advances. Because of the rapidly increasing depth of the tunneling relative to the active grouting array, exclusion zones were soon removed, so that as the tunneling advanced grouting activities could for the most part proceed in parallel. Consequently, there was no opportunity for large settlements to occur before restrained by grouting. The grout injection was more pre-emptive for the NLA than at the PLA, with greater use of the program of Cognac for the development of grout injection programmes.

Specified green, amber, and red settlement limits were set at -12 mm, -19 mm, and -25 mm respectively. No trigger value was breached at any time during the works.

The objective of this phase of works, to grout as close behind the excavation as possible whilst respecting the exclusion zones, was successful in arresting settlement before it was fully developed.

For the grouting works to the pilot tunnel, injection programmes were created each day, for 4 No. tunnel advances. On completion of the grouting for the pilot tunnel, 83% of the total predicted volume of grout had been injected. During this phase of tunnelling works,



by contemporaneously grouting, the Great Northern Hotel was raised from an average level of -2.93 mm to a level of -2.62 mm.

The excavation sequence enabled more grouting to be carried out under the north-eastern façade of the Great Northern Hotel prior to commencement of the escalator enlargement. This grouting was aimed again at targeting the differential settlement on the building and in fact increased the median level of the building on the north eastern corner by +3.31 mm.

From this date a three week enforced observation period was imposed to observe whether the building settlement had levelled out after the initial relaxation. The settlement had levelled out and permission was given to restart grouting, obtaining over a 5-day period an average increase in the GNH levels of +1.4 mm, and an increase of +2.8 mm on the north-eastern façade.

A further 7 week observation period was enforced due to the exclusion zone for the escalator barrel enlargement. Then grouting re-commenced again for the enlargement excavations. At the end of this process, a three week observational period was decided before the decommissioning of the injection pipes could begin. Over this period the average level of the building went from -0.6 mm to -2.1 mm or a relaxation of 1.5 mm, with a progressively reducing rate of settlement.

The history of this phase of injection is illustrated in Figure 13.

Finally, the Client did not consider that there was the necessity to return the building to the zero position at

Figure 13
Graphique de Geoscope Web montrant les différentes phases d'injection dans la zone NLA : préconditionnement, compensation, stabilisation finale
Geoscope Web graphical output illustrating the pre-conditioning and active grouting and the stabilised final position in NLA zone



King's Cross : des passages souterrains sous haute protection

▶ this stage and considered it sufficient that the building had been maintained substantially above the green trigger level. Final settlements after active compensation grouting, and post-tunnelling re-compaction grouting, were restricted to a range of + 0.5 to -6.5 mm, against green-field prediction of 65 mm.

■ Conclusion

Tunnelling at shallow depth for the King's Cross project was a complex and delicate operation with considerable safety and commercial risks.

The works were successfully completed thanks to very close co-operation between all parties, the application of best practice, and detailed attention to all engineering aspects of the works.

The design of an innovative settlement mitigation scheme, and the thorough evaluation and management of risk proved successful in enabling the Client to proceed with the project in confidence.

The compensation grouting technology proved to be a flexible and responsive tool, which correctly managed should give confidence to future clients and for future projects. ■

ABSTRACT

King's Cross : underpasses under high protection

C. Kettle, R. J. Totty, P. V. McLachlan,

J.-P. Hamelin

As part of London Underground's £400 million re-development of King's Cross Station, new passenger walkway tunnels, lifts, and escalators were constructed to provide a direct link between the Piccadilly, Northern, and Victoria Line underground stations, and the King's Cross, St Pancras, and Thameslink surface rail stations, through a concentration of infrastructure considered to be one of the most complex and congested in the world. The new pedestrian tunnels were excavated at very shallow depth below live rail track and two historic buildings under the protection of English Heritage - the Great Northern Hotel (GNH), and the King's Cross Station (KCS) terminus. Bachy Soletanche Ltd (BSL) were commissioned to design and deliver a settlement mitigation system for these tunnels.

RESUMEN ESPAÑOL

King's Cross : pasos subterráneos bajo alta protección

C. Kettle, R. J. Totty, P. V. McLachlan

y J.-P. Hamelin

Situándose en el marco de los trabajos de reordenación de la estación King's Cross en Londres, se ha realizado una importante red de túneles de acceso para peatones, ascensores y escaleras mecánicas para interconectar las dos estaciones de King's Cross y Saint Pancras con las líneas de metro existentes, en pleno centro de una red concentrada y compleja de estructuras subterráneas. Los nuevos túneles para peatones fueron excavados cerca de la superficie bajo las vías férreas en actividad y bajo dos edificios históricos clasificados : el Great Northern Hotel y la estación de King's Cross. Con objeto de aceptar este reto, Bachy Soletanche Ltd, filial británica de Solétanche Bachy, ha obtenido el establecimiento del concepto y la ejecución de un sistema de protección innovador, que combina una bóveda tipo paraguas con inyecciones de compensación.

Amélioration de sols à grande échelle

Peu après les premiers essais menés en Australie dans le cadre du projet de contournement autoroutier de Ballina, la filiale australienne Austress Ménard a de nouveau fait appel à son procédé Menard Vacuum pour consolider les sols d'une zone d'extension du port de Brisbane à Fisherman Islands. En parallèle, l'entreprise achevait la consolidation d'une plate-forme de 2700000 m² en Arabie Saoudite pour la construction de l'université Kaust à 80 km au nord de Djedda, grâce à la combinaison de plusieurs procédés.

■ Port de Brisbane. Austress-Menard participe aux essais de stabilisation de la future plate-forme portuaire

Le Sud-Est de l'État Australien du Queensland et sa capitale Brisbane, sont actuellement en pleine expansion économique. Il est prévu que la croissance de cette région de la côte Est, ouverte sur l'océan

Pacifique et l'Asie, se maintiendra au rythme actuel, au moins, durant les 25 prochaines années. Il est donc vital que les infrastructures et en particulier le nouveau port de Fisherman Islands, soient développés de façon satisfaisante pour absorber l'accroissement rapide des échanges commerciaux. À cet effet, « Port of Brisbane Corporation » (PBC), en charge de la gestion du port de Fisherman Islands, a établi un programme ambitieux, visant à quadrupler la capacité portuaire actuelle à l'horizon 2020.

Le port de Fisherman Islands est situé à l'embouchure de la rivière de Brisbane, en aval de la ville. Le développement du nouveau port a commencé depuis plus de 20 ans en gagnant des terrains sur la mer, utilisant comme tête de pont les anciens îlots côtiers appelés Fisherman's Islands. Au début des années 2000, une immense digue a été construite en mer, dans le prolongement des installations actuelles; cette digue entoure une zone de 235 hectares destinée à être progressivement remblayée par dragage, pour constituer l'extension de la plate-forme portuaire actuelle.

Les conditions du sous-sol dans cette nouvelle zone, de même que celles de l'extrémité Est de l'ancienne zone gagnée sur la mer ne sont pas favorables. Les fonds

Port de Brisbane



Philippe Liausu
Directeur général adjoint
Ménard



Daniel Berthier
Directeur technique et développement commercial
Austress Ménard (Australie)

Université Kaust



Marc Lacazedieu
Directeur général adjoint
Ménard



Photo 1

Le port de Fisherman Islands est situé à l'embouchure de la rivière de Brisbane, en aval de la ville. Pour permettre l'extension de la plate-forme portuaire actuelle, une immense digue a été construite en mer, dans le prolongement des installations actuelles, pour contenir une zone de 235 hectares remblayée par dragage

The port of Fisherman Islands is located at the mouth of Brisbane River, downstream of the city. To enable extension of the current port platform, a huge breakwater has been built in the sea, extending the current facilities, to contain an area of 235 hectares backfilled by dredging

Amélioration de sols à grande échelle



Photo 2

Pour améliorer les sols, Austress Menard a proposé l'utilisation de la consolidation par dépression atmosphérique pour traiter les zones en bordures, potentiellement instables sous l'effet d'un remblai de grande hauteur

To improve the soils, Austress Menard proposed using vacuum consolidation to treat the areas on the edges, potentially unstable due to the effect of a very high embankment

marins sont certes hauts, mais constitués de sédiments quaternaires profonds et très compressibles. La profondeur des argiles molles au-dessus du bouclier rocheux va croissant en allant vers la mer et atteint 35 m à l'emplacement de certaines « vallées » de l'ère paléolithique. Ces conditions sont nouvelles pour le port de Brisbane, la « poldérisation » s'étant effectuée jusqu'à maintenant sur des fonds sédimentaires de faible épaisseur; un simple rechargement par des remblais sur une durée de quelques années suffisait pour s'affranchir des tassements à long terme. Cette technique rudimentaire, si elle était appliquée sur les nouvelles zones, conduirait à des tassements résiduels inacceptables, de l'ordre de 2 m à 4 m étalés sur plus de 50 ans. Le recours à des techniques de traitement de sols accéléré est donc inévitable.

Afin de sélectionner les techniques les plus appropriées pour le futur, PBC a lancé en avril 2006, un concours auprès des entreprises spécialisées dans le traitement de sols, pour proposer et chiffrer leurs meilleures solutions de stabilisation et réaliser des essais à grande échelle. Sur les huit propositions soumises, PBC a retenu trois candidats de stature internationale dont la société Austress-Menard, filiale australienne du groupe Ménard.

Les trois candidats ont proposé principalement comme solution, l'utilisation de drains verticaux et rechargement par remblai pour accélérer la consolidation des argiles naturelles et de remblai drague; cette méthode traditionnelle (PVD's) a largement fait ses preuves dans les installations portuaires gagnées sur la mer et est de loin la plus économique quand on dispose d'un

peu de temps et de suffisamment de matériaux pour le rechargement. Cependant, Austress-Menard a aussi proposé en complément de cette solution traditionnelle, la technique Ménard de consolidation par dépression atmosphérique pour traiter les zones en bordures, potentiellement instables sous l'effet d'un remblai de grande hauteur. Cette disposition a retenu l'attention de PBC, qui malgré un coût plus élevé de la solution « vacuum », y voit l'avantage de résoudre les problèmes délicats d'instabilité quand des temps courts sont impartis à la consolidation.

Finalement, en octobre 2006, PBC a attribué les trois marchés d'essais sur des zones d'environ 3 hectares pour chaque concurrent, pour leur conception et mise en œuvre de leurs propres solutions PVD's. Austress-Menard s'est vu en outre confier une zone d'essai « vacuum » de 15000 m² en forme de L, bordant des zones à l'environnement sensible : à l'ouest un espace écologique pour la nidation d'oiseaux marins et au sud la baie protégée de Morton.

La zone d'essais héritée par Austress-Menard est certainement celle qui présente le plus grand nombre de difficultés techniques. Les conditions de sol sont « extrêmes », sous la plate-forme de travail à la cote + 8.00 (le niveau 0.00 étant celui des plus basses marées). Les argiles molles naturelles ont une profondeur très variable, atteignant jusqu'à 34 m sous le niveau de la plate-forme de travail. Les couches supérieures des dépôts marins, sur environ 4 à 5 m au-dessous de la cote 0.00, sont très sableuses et perméables, imposant la construction d'un mur périphérique étanche profond, les traversant, autour de la zone de vacuum. Au-dessus, les remblais hydrauliques installés par PBC de 2003 à 2006, ont constitué une plate-forme très hétérogène. L'objectif visé était de remblayer au-dessus des fonds marins, sur une épaisseur de 6 m avec des boues de la rivière Brisbane, puis sur les 2 m supérieurs avec des sables de dragage de la baie de Moreton. En fait, lors du placement de la couche de sable, les boues argileuses très fluides se sont trouvées déplacées en vagues vers le sud par les sables plus denses; il en a résulté des couches très inégales, les sables d'apport pouvant atteindre 8 m d'épaisseur ou être inexistantes comme dans le quart sud-ouest.

Une campagne d'essais de sols très complète, in situ et en laboratoire, définie en collaboration avec Austress-Menard, a d'abord été conduite par Coffey Geosciences, consultant en géotechnique de PBC. Puis, cela a été la phase importante de conception, avec analyse des données et choix des paramètres de sols, études de consolidation et stabilité, optimisation des zones d'essais en fonction des budgets et temps alloués, le tout en coopération étroite avec PBC et Coffey; l'appui fourni par Ménard France, avec le déta-



Photos 3 et 4

La plus grande difficulté du chantier, était certainement la construction de la paroi étanche autour du Vacuum, jusqu'à une profondeur de 15 m. Austress-Menard a utilisé pour cela la technique de la tranchée sol-bentonite et l'expérience acquise sur les chantiers précédents de Tempe Tip et Mayfield

The greatest difficulty of the project was undoubtedly the construction of the watertight wall around the vacuum, down to a depth of 15 m. For this purpose Austress Menard used the soil-bentonite trench technique and exploited the experience acquired on the preceding Tempe Tip and Mayfield sites

Amélioration de sols à grande échelle



Photo 5

Au-dessus de la membrane vacuum, l'épaisseur de la surcharge n'est que de 2 m alors qu'elle atteint 6 m ou 8 m sur les zones de drains

Above the vacuum membrane, the overburden thickness is only 2 m, whereas it is up to 6 m or 8 m on the drain areas



Photo 6

750 000 m de drains verticaux ont été mis en œuvre en seulement 2 mois à une profondeur de 35 m (inédite en Australie)

750,000 m of vertical drains were laid in only two months, to a depth of 35 m (unprecedented in Australia)



chement pendant un mois d'un ingénieur expert en études de sols a été essentiel à ce stade du projet.

Résultant de ces études, le découpage final de la zone d'essais Austress-Menard, est composé de sept sous-zones où seront comparées les performances du vacuum, de trois types de drains verticaux, deux types d'espacement de drains combinés avec hauteurs de surcharge déterminées afin d'obtenir le degré de consolidation requis en 12 mois. Le critère de tassement résiduel maximum est de 250 mm en 20 ans sous une charge d'exploitation de 1,5 t/m².

Il faut noter que l'un des types de drains testé est le drain circulaire Ménard de diamètre 34 mm produit en Corée du Sud par Sangjee-Menard.

La première partie des travaux a consisté à établir une plate-forme de travail saine et stable. Les 2 mètres supérieurs doivent être constitués de sable : le tapis drainant est essentiel au bon fonctionnement du vacuum et des drains verticaux, ainsi qu'à la stabilité des engins de chantier dont le poids dépasse 80 t. Après purge de l'argile en excès dans le quart sud-est, un géotextile a été installé avant de mettre en place la couche de sable. Ailleurs la plate-forme a été sondée par des CPTs superficiels, des sondages à la pelle mécanique et essayée sous charge roulante de 50 t. Les défauts ont été corrigés soit par purge locale des poches de boue ou apport d'une couche de sable complémentaire.

Fin janvier 2007 la plate-forme était prête; elle n'a posé aucun problème durant l'exécution.

La plus grande difficulté du chantier, était certainement la construction de la paroi étanche autour du vacuum, jusqu'à une profondeur de 15 m. Austress-Menard a utilisé pour cela la technique de la tranchée sol-bentonite et l'expérience acquise sur les chantiers précédemment réalisés en Australie à Tempe Tip et Mayfield. Cependant les conditions de sols étaient plus défavorables à Brisbane; en sus l'effet néfaste de succion à - 1 bar du vacuum sur l'étanchéité à long terme de la paroi était mal connu : fracture hydraulique, dessiccation, déformations lors des tassements étaient redoutées. Il a été décidé de renforcer l'étanchéité du mur par l'ajout d'une membrane PEHD sur les 8 mètres supérieurs, c'est-à-dire au-dessus du niveau d'eau naturel de la mer. Les équipes de chantier d'Austress-Menard ont fait preuve de beaucoup d'ingéniosité pour assurer une installation de qualité de cette membrane, dans la bentonite de la tranchée creusée d'un seul tenant, quelques dizaines de mètres en avant, par le bras géant de la pelle hydraulique Komatsu de 80 t.

L'autre phase délicate du chantier a été l'installation des 750 000 m de drains verticaux dans le court délai imparti de 2 mois. La profondeur de 35 m était inédite en Australie.



Photo 7

Il est actuellement prévu que la consolidation requise sera atteinte fin avril et fin juin 2008, respectivement pour les zones de vacuum et de drains, avec des tassements mesurés à ce jour qui varient dans une fourchette généralement comprise entre 1 et 2 m, suivant les zones, conformément à ce qui était attendu

It is currently planned that the required consolidation will be completed at the end of April and the end of June 2008 for the vacuum and drain areas respectively, with the settlement values measured to date generally varying in a range between 1 and 2 m, depending on the area, in line with what was expected

Austress-Menard s'est assuré les services d'un partenaire local, qui a fait concevoir et fabriquer en Australie un nouveau mât de 38 m, monté sur une machine de 80 t. Sa forte capacité de pénétration a permis de franchir les couches de sable les plus épaisses (jusqu'à 10 m) de la plate-forme. La deuxième machine est venue de Corée du Sud, où elle avait déjà été utilisée par la filiale locale de Ménard, Sangjee Menard, sur une importante opération de consolidation atmosphérique dans le port de Kwang Yang. L'utilisation de ces moyens a permis d'achever à temps, c'est-à-dire fin avril 2007, la mise en place des drains verticaux.

Fort de l'expérience acquise juste avant sur un autre chantier, à Ballina, la mise en place du système vacuum s'est déroulée sans obstacle. Drains horizontaux, tranchées périphériques, membrane, pompes étaient prêts pour le démarrage du pompage le 9 juin. Aucune fuite notable n'a été détectée sur l'enceinte du vacuum et 6 mois après la mise en service des pompes la dépression atmosphérique au-dessous de la mem-

brane se maintient à un niveau record (de l'ordre de - 0,8 bar).

L'étape suivante est la mise en place des remblais de préchargement par PBC. Au-dessus de la membrane vacuum, l'épaisseur de la surcharge n'est que de 2 m alors qu'elle atteint 6 m ou 8 m sur les zones de drains. Pendant ce temps, les tassements de consolidation ont commencé. Coffey est en charge de la prise des mesures sur les nombreux instruments installés : plaques de tassements superficielles et profondes, tassomètres multipoints, piézomètres, inclinomètres. Austress-Menard est en charge de l'analyse des résultats, des comparaisons avec les prédictions et des conseils au client sur le déroulement de la consolidation. Il est actuellement prévu que la consolidation requise sera atteinte fin avril et fin juin 2008, respectivement pour les zones de vacuum et de drains, avec des tassements mesurés à ce jour qui varient dans une fourchette généralement comprise entre 1 et 2 m, suivant les zones, conformément à ce qui était attendu.

Amélioration de sols à grande échelle

Photo 8

La construction de Kaust (King Abdullah University of Science & Technology) a nécessité l'amélioration d'une plate-forme de 2 700 000 m²

The construction of Kaust (King Abdullah University of Science & Technology) required soil improvement on a platform of 2,700,000 m²



Photo 9

L'entreprise Ménard a mobilisé d'importants moyens humains et matériels, dont treize grues de compactage dynamique

The contractor, Ménard, deployed major human and material resources, including 13 dynamic compaction cranes



Photo 10

L'équipe de 110 personnes mobilisée pour ce chantier express a mis en œuvre une combinaison des techniques de Ménard par des températures pouvant dépasser les 45 °C en plein été

The team of 110 people deployed for this urgent project applied a combination of Ménard techniques in temperatures that could exceed 45 °C at the height of summer



■ Université Kaust. 2 700 000 m² à consolider en temps record

La construction de l'université Kaust, en Arabie Saoudite, nécessite la consolidation d'une plate-forme exceptionnellement vaste. Pour mener à bien ce challenge, Ménard mobilise des moyens humains et matériels hors du commun.

Baptisée Kaust, pour King Abdullah University of Science & Technology, le centre universitaire en construction sur les bords de la mer Rouge à Rabigh, à 80 km au nord de Djedda, est actuellement l'un des projets phares d'aménagement en Arabie Saoudite. À son ouverture en septembre 2009, cette université accueillera en effet des chercheurs de haut niveau venus du monde entier pour relever les défis scientifiques et technologiques du xx^e siècle ainsi que 2 000 étudiants regroupés sur un campus de 3 600 ha. La gestion du projet, lancé par le gouvernement saoudien, a été confiée à la société Aramco, le géant national du pétrole, et elle est supervisée par le ministère du Pétrole et des Ressources minérales, mais l'objectif à terme est que cette université soit totalement indépendante.

« Au début 2007, nous avons rencontré les équipes d'Aramco, qui nous ont consultés car le problème de traitement du sol était sur le chemin critique du projet, raconte Marc Lacazedieu, directeur général adjoint de Ménard. Nous les avons épaulés en les aidant à définir le cahier des charges des travaux d'amélioration de sol afin de minimiser au maximum les fondations classiques de type pieux et de permettre ainsi un gain de temps important. » L'appel

d'offres pour la préparation de la plate-forme et les opérations de terrassement lancées par la suite a été remporté par deux entreprises, Al Khodairy et Saudi Binladin Group, qui ont sous-traité les travaux à Ménard.

Treize grues en action

« Nous seuls en effet avons été capables de répondre de manière satisfaisante au principal critère technique, qui stipulait que les travaux d'amélioration de sol devaient permettre la construction de bâtiments ramenant des charges jusqu'à 150 t en tout point du terrain non connu à l'avance, rendant de fait une solution de type pieux difficilement concevable », souligne Pierre Orsat, chargé du développement export chez Ménard, qui a négocié cette affaire.

Dans sa solution, Ménard a proposé de combiner les techniques de compactage dynamique, de plots ballastés et de surcharge, mobilisant jusqu'à treize grues de compactage simultanément, équipées de masses de 13 à 20 t, ainsi que deux ateliers de sondage devant identifier la nature du terrain et donc la méthode de traitement, et contrôler le résultat après intervention.

« La présence d'une nappe phréatique peu profonde et la nature des terrains nous obligent par ailleurs à travailler en plusieurs phases, jusqu'à cinq passages au même endroit, en laissant reposer le terrain entre chaque intervention », précise Arnaud Meltz, responsable technique du chantier.

Le contrat initialement confié à Ménard portait sur l'amélioration d'une surface de 1 450 000 m² en huit mois; délai comprenant la mobilisation des équipes et du matériel. Entre-temps, cette surface a été largement étendue par le client pour atteindre 2 700 000 m², à réaliser dans les mêmes délais. Pour mener à bien ce chantier exceptionnel, Ménard a dépêché sur place, sous la direction de Michel Piquet, project manager du chantier, plus de 110 personnes, travaillant en deux postes, avec un encadrement composé d'une dizaine d'ingénieurs – un chantier où se côtoient de nombreuses cultures et nationalités puisqu'on y trouve des Français, des Allemands, des Turcs, des Égyptiens, des Yéménites, des Iraniens, des Pakistanais, des Malais, des Singapouriens, des Philippins, des Indonésiens, des Syriens et des Saoudiens. ■

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

- Maître d'ouvrage : Roi Abdullah
- Maître d'œuvre : Saudi Aramco
- Entreprise générale : Al Khodairy (zone 1), Saudi Binladin Group (zone 2)
- Entreprise spécialisée : Ménard

ABSTRACT Large-scale soil improvement

Ph. Liausu, D. Berthier, M. Lacazedieu

Shortly after the first tests carried out in Australia as part of the Ballina bypass motorway project, the Australian subsidiary Austress Menard has again employed its Menard Vacuum process to consolidate the soils of a Port of Brisbane extension area at Fisherman Islands.

At the same time, the company completed the consolidation of a 2,700,000 m² platform in Saudi Arabia for the construction of Kaust University 80 km north of Jeddah, using a combination of several processes.

RESUMEN ESPAÑOL Mejoramiento de suelos a gran escala

Ph. Liausu, D. Berthier y M. Lacazedieu

Poco tiempo después los primeros ensayos llevados a cabo en Australia en el marco del proyecto autovía de circunvalación de Ballina, la filial australiana Austress Ménard ha tenido que recurrir de nuevo a su procedimiento Menard Vacuum para consolidar los suelos de una zona de ampliación del puerto marítimo de Brisbane en Fisherman Islands.

Paralelamente, la empresa finalizaba la consolidación de una plataforma de 2700000 m² en Arabia Saudí para la construcción de la universidad Kaust ubicada a 80 km al Norte de Djedda, por medio de la combinación de varios procedimientos.

Le projet Al Raha Beach

Al Raha Beach est un ambitieux projet qui prévoit d'élargir le bord de mer d'environ 600 m pour construire plusieurs quartiers résidentiels et commerciaux. Sur une surface de plus de 500 hectares, en face d'Al Raha Gardens et le long de l'autoroute Abu Dhabi - Dubai, ce développement pourra accueillir 120 000 résidents et des immeubles de plus de 60 étages. D'importants travaux d'amélioration de sol, de paroi moulée et de génie civil ont été nécessaires pour préparer le sol de ce projet.



Figure 1

Localisation du projet et plan
Project location and layout

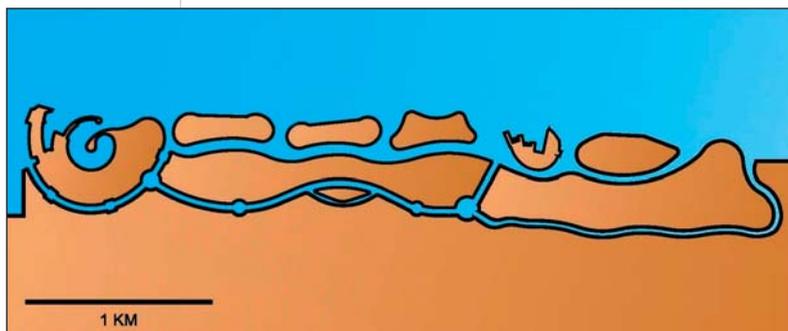


Figure 2

Forme des quartiers Est (Khor Al Raha, Al Bandar, Al Seef et Al Wateed)
Form of the eastern districts (Khor Al Raha, Al Bandar, Al Seef and Al Wateed)

The multi-billion dirham Al Raha Beach Development Project will provide world class residential, commercial, cultural, entertainment and public facilities for up to 120,000 residents. Located on the beach side of the main highway leading into Abu Dhabi (United Arab Emirates) from Dubai, the development consists of eight precincts, on an area of 5.2 million square metres (figures 1 - 2).

The Project is funded by the largest developer of Abu Dhabi : Aldar Properties PJSC is a developer, which was established primarily to create world-class real estate developments in Abu Dhabi, whilst providing a stable and profitable investment portfolio for all investors. The company is owned by leading Abu Dhabi institutions, founder shareholders and over 20,000 investors throughout the UAE. Today Aldar has secured over 33 million square meters of land area valued at over AED 39 billion in some of Abu Dhabi's most significant sites.

Soletanche Bachy has been awarded on the 5 september 2007 the Design & Construct Contracts (Khor Al Raha & Al Bandar, Al Seef & Al Wateed) for the Seawalls on the Eastern Precincts of the Al Raha Beach Project.

Soletanche Bachy Design and Construct contract consisted of :

- about 20 km of 1000 mm and 1200 mm thick cantilever diaphragm wall down to an approximate depth of 18.5 m to form a permanent Quay Wall;
- ground improving the whole 20 million m³ of reclaimed land of the Precincts by the method of vibro-compaction.

The construction of the quay walls started initially from East to West, but the client decided to give priority to the Precinct C located on the western side. Our equipment was therefore relocated after 3 months of work to accommodate the request of the Client.

THE MAIN QUANTITIES

- 20 km of cantilever 1000 & 1200 mm thick diaphragm walls for seawalls and canal walls
- 20 million m³ of ground improvement for the reclaimed land

à Abu Dhabi



Michel Percak
Responsable
Pays du Golfe
Solétanche Bachy



Erik Green
Directeur Technique
Pays du Golfe
Solétanche Bachy



Patrick Braun
Directeur Projet
Solétanche Bachy

■ Resources

The project mobilised from previous jobs in the UAE, Europe and South East Asia the following equipment to complete the works on a 24 hours/6 days a week production in 13 months : 3 No. of Hydrofraise, 1 No. BC32 cutter, 3 No. KS hydraulic grabs, 2 No. mechanical grabs and 8 No. V23 Vibroflots.

The human resources deployed went up to 50 expatriates from France, Hong Kong, Philippines and 1,000 "local" staff (including subcontractors for guide walls and steel fixing) from about 12 different nationalities (figures 3 - 4).

■ Environment

The ground conditions for the project were a mixture of old and new reclaimed sand, overlying the old seabed and below that carbonaceous siltstone and gypsum. The diaphragm wall being a cantilever retaining wall structure depended on a fixity in the underlying rock. An extensive site investigation was undertaken as part of the design and construct process. This was followed by interpretation of insitu and laboratory tests and production of a site profile to characterise each part of the site and obtain a model for design. The siltstone is characterised by an unconfined compressive strength of 1 to 2 MPa, while the gypsum has a strength of 5 to 12 MPa.

Site investigation methods included :

- drillholes with coring in the weak rocks;
- standard penetration tests in drillholes in sand;
- cone penetration tests;
- unconfined compressive strength testing on rock samples.

Figure 4

Usine de production de bentonite
Bentonite production plant

PARTIES INVOLVED

- Client : Aldar Properties PJSC
- Main Contractor : Soletanche Bachy
- Engineer : Maunsell Consulting

■ Walls & design

As well as the main wall, there were separate design elements requiring more detailed analysis such as : the system of capping beam and facing panels for the quay walls, the scour protection to preserve the passive sand berm in front of the quay walls, foundation details where bridges pass over the quay walls and stormwater drainage outfalls in the walls (figure 5).

Figure 3

Foreuses KS en opération de nuit
KS drilling machines in operation at night



Le projet Al Raha Beach à Abu Dhabi



Figure 5

KS et hydrofraise le long du futur mur de quai de Khor Al Raha
 KS and hydro-cutter along the future quay wall of Khor Al Raha

Under the contract several specialised studies were carried out to define the design requirements for the reclamation and its edge structures. A hydraulic study was carried out to determine the design waves to be considered for the quay wall design as well as various loadings from berthing of vessels. The quay walls and reclamation were then designed to resist 100 year return period waves, mooring forces from large yachts and the temporary excavations around them necessary to construct follow on works (figure 6).

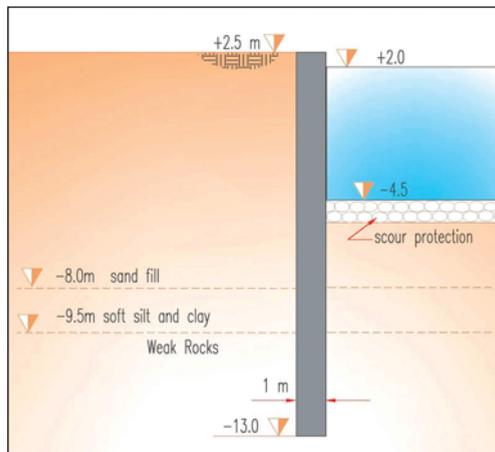


Figure 6

Coupe du mur de quai
 Cross section of quay wall



Figure 7

Vue du mur après terrassement
 View of the wall after earthworks

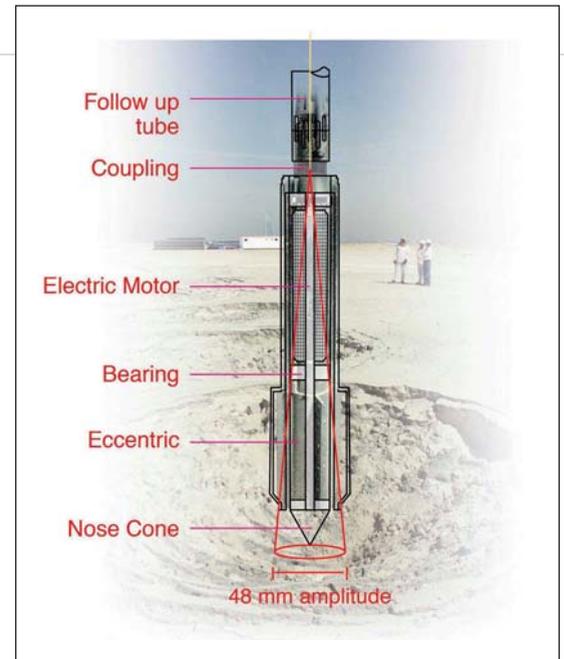


Figure 8

Fonctionnement d'un vibreur
 Operation of a vibrator

A site specific seismic hazard assessment was made to determine the level of seismic risk and recommend appropriate parameters for use in seismic structural analysis and liquefaction potential assessment. These results had a direct impact on the design of the cantilever quay walls and the vibrocompaction design.

Because of the extremely aggressive environment experienced by seawalls in the Middle East a detailed assessment and prediction of the lifespan of the reinforced concrete quay walls was made. The client's requirements for a design life of 100 years were demonstrated to be met by an analysis of potential chloride penetrations, measurements of the resistance of the concrete to chloride penetration and appropriate mix design and specification of minimum concrete cover and quality control.

Concrete with a 28 days cube strength of 45 MPa was used for the diaphragm walls.

SBF also designed the architectural facing panel which goes on the front of the quay wall and provides an aesthetic finish to the exposed portion. The precast facing panel is integrated with the diaphragm wall capping beam (figure 7).

■ Vibrocompaction

The soils to be treated were largely carbonate sands. They required densification to meet the clients settlement criteria and the required safety factor against potential for liquefaction.

The deep compaction by vibrocompaction is also complemented by surface compaction using impact rollers. The resulting compacted ground profile is acceptance tested by cone penetration tests and zone loading tests (figure 8).

■ Excavation behind the Walls

As the project progressed many of the plots within the development were sold to different developers. Many of them had their own ideas about the use of the quay walls. In many cases the developers wanted to maximise their use of the plot area and construct right up to the quay wall line. In some cases, this required a basement construction directly behind the quay walls. This meant that the diaphragm wall which was generally designed to cantilever in the permanent case to support an excavation on the seaside was also required to cantilever in the opposite direction to support an excavation on the land side, the sea side typically being at that time backfilled and used as access roads. In general this phasing was incorporated into the design of the diaphragm walls, although in some cases the decision on the basement depth and location was only made after diaphragm wall construction and retrofitting of simple temporary support measures was required where the basement excavations were deep (figure 9). ■



Figure 9
Coucher du soleil sur Al Raha Beach
Sunset on Al Raha Beach

ABSTRACT *The Al Raha Beach project in Abu Dhabi*

M. Percak, E. Green, P. Braun

Al Raha Beach is an ambitious project designed to extend the seashore by about 600 metres to build several residential and commercial districts.

On an area of more than 500 hectares, facing Al Raha Gardens and running along the Abu Dhabi-Dubai motorway, this development will be able to receive 120,000 residents and buildings more than 60 storeys high. Extensive soil improvement, diaphragm wall and civil engineering works were needed to prepare the ground for this project.

RESUMEN ESPAÑOL *Proyecto Al Raha Beach en Abu Dhabi*

M. Percak, E. Green y P. Braun

Al Raha Beach corresponde a un ambicioso proyecto en que está previsto la ampliación del litoral de aproximadamente 600 metros para construir varios barrios residenciales y comerciales.

Sobre una superficie de más de 500 hectáreas, frente a Al Raha Gardens y a lo largo de la autopista Abu Dhabi-Dubai, este desarrollo permitirá acoger a 120 000 residentes y diversos inmuebles de más de 60 pisos. Importantes trabajos de mejora del suelo, de pantalla continua así como de ingeniería civil fueron necesarios para preparar el suelo de este proyecto.

GTS

**une entreprise du groupe
NGE spécialisée dans
les travaux géotechniques
et de sécurisation,**

Message du dirigeant



Christian Altazin,
Directeur Général de GTS

“ C'est en 1988, à l'occasion du chantier d'élargissement de l'autoroute A7 où des solutions innovantes furent mises en œuvre, que la Direction Générale du groupe Quintoli a décidé de créer une entreprise de référence en matière de travaux liés à la géotechnique. Notre offre débute donc avec la densification dynamique, formidable invention consistant à compacter un sol sur des grandes profondeurs.

Adapter le sol à l'ouvrage plutôt que l'ouvrage au sol était, est et restera toujours notre adage dans ce métier.

Que cela soit par croissance interne ou croissance externe, les années suivantes furent marquées par cette constante recherche de compléter et de renforcer notre offre avec toujours plus de solutions. Trois constats scellent désormais notre vision du métier tel qu'on doit l'aborder : toujours développer, ne jamais être dépendant d'une seule technique, et être sans cesse en mesure de proposer plusieurs solutions à la problématique du client.

Que nous soyons dans les airs ou sur terre, voire sous terre, nous travaillons le sol sous toutes ses formes et dans tous ses états. Protéger, sécuriser, améliorer, soutenir, dépolluer ou assainir sont nos actions de tous les jours au service de nos clients.

En un mot, pour eux, nous maîtrisons le risque sol indissociable de l'acte de construire. ”

fête ses 20 ans

Atypique le parcours de cette PME implantée à Saint-Priest à l'Est de Lyon et intervenant sur l'ensemble du territoire français !

Née en 1988 avec seulement 3 personnes, elle compte aujourd'hui plus de 300 collaborateurs et s'appuie sur le groupe NGE dont elle est filiale. Au cours de l'année 2007, elle devient la première entreprise de son marché, représenté par le SOFFONS (Syndicat des entreprises de SONDages, de Forages et de FONdations Spéciales affilié à la FNTP) dont elle est membre, à obtenir la certification Qualité Sécurité Environnement (QSE).

Profil & Métiers

GTS EN BREF

— **Chiffre d'affaires**
70 Millions d'€

— **Effectif**
300 salariés

— Implantations

A partir de son siège social situé à Saint-Priest (69), l'entreprise intervient sur l'ensemble du territoire national grâce à ses implantations de Toulouse (31), Grenoble (38), Paris-Est (77), Paris-Ouest (78), Châteaurenard (13), Rodez (12), Moirans (39) et à La Possession (île de la Réunion).

— Métiers

Entreprise majeure du secteur des Travaux Géotechniques et de Sécurisation, GTS et ses 5 filiales : SFI, SATS, SOTRAC, ROCS, PROFIL maîtrisent le risque sol.

Leurs principales activités se répartissent en six grandes familles :

- L'amélioration des sols de fondation
- Le confortement de parois, de fondations et d'ouvrages
- Le soutènement par massif renforcé de géotextiles
- Les interventions et travaux exceptionnels (travaux en falaise, protection contre les éboulements rocheux, écrans de filets Haute Energie)
- Les travaux d'injection dans le sol
- Le confinement, le drainage, la décontamination des sols pollués.

