

Travaux

n° 829

- La pratique des marchés de construction à l'export
- Écosse. Modernisation du système de péage du Forth Road Bridge
- Le pont de Kanne en Belgique
- Fondations du projet Madrid Rio de l'autoroute périphérique urbaine M30
- Maroc. Le nouveau port de Tanger
- Nigeria Bonny Island. Fondations pour des réservoirs de gaz
- Inde. Barrage de Teesta Stage 5 au Sikkim
- Du Mékong au Yangtse. Des fondations spéciales pour deux grands ponts
- Rénovation du Capitole de l'État de Virginie
- Archipel des Saintes. Le nouvel appontement de Terre de Haut
- Chine. Wushan Arch Bridge
- Chine. Donghai Bridge



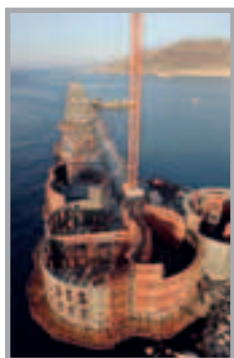
International

Travaux International

Travaux
numéro 829

avril 2006

International



Notre couverture

Le port de Tanger

© Yves Chanoit -
Bouygues Construction

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Patrick Bernasconi

RÉDACTION

André Colson et Mona Mottot
3, rue de Berri - 75008 Paris
Tél. : (33) 01 44 13 31 83 - colsona@fnntp.fr
Tél. : (33) 01 44 13 31 03 - mottotm@fnntp.fr

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart
Tél. : (33) 02 41 18 11 41
Fax : (33) 02 41 18 11 51
francoise.godart@wanadoo.fr

VENTES ET ABONNEMENTS

Agnès Petolon
10, rue Clément Marot - 75008 Paris
Tél. : (33) 01 40 73 80 05
revuetravaux@wanadoo.fr

France (11 numéros) : 190 € TTC
Etranger (11 numéros) : 240 €
Etudiants (11 numéros) : 75 €
Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)

MAQUETTE

T2B & H
8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris
Tél. : (33) 01 44 64 84 20

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle
Martin Fabre
61, bd de Picpus - 75012 Paris
Tél. : (33) 01 44 74 86 36

Imprimerie Chirat
Saint-Just la Pendue (Loire)

La revue Travaux s'attache, pour l'information de ses lecteurs, à permettre l'expression de toutes les opinions scientifiques et techniques. Mais les articles sont publiés sous la responsabilité de leurs auteurs. L'éditeur se réserve le droit de refuser toute insertion, jugée contraire aux intérêts de la publication.

Tous droits de reproduction, adaptation, totale ou partielle, France et étranger, sous quelque forme que ce soit, sont expressément réservés (copyright by Travaux). Ouvrage protégé; photocopie interdite, même partielle (loi du 11 mars 1957), qui constituerait contrefaçon (Code pénal, article 425).

Éditions Science et Industrie S.A.
3, rue de Berri - 75008 Paris
Commission paritaire n° 0106 T 80259



éditorial

Patrick Bernasconi

1

actualités

6

PRÉFACE

Dominique Bureau

17

◆ La pratique des marchés de construction à l'export
- *Practice in foreign construction contracts*

18

W. Van Baaren, J. Desage, P. Trouillet

◆ Modernisation du système de péage du Forth Road Bridge en Ecosse
- *Modernisation of the Forth Road Bridge toll system in Scotland*

27

Ch. Castaing

◆ Le pont de Kanne en Belgique. Une première pour le Cohestrand
- *Kanne Bridge in Belgium. A first for the Cohestrand*

34

B. Lecinq, S. Petit, I. Zivanovic

◆ Madrid. On s'affaire sur les fondations du projet Madrid Rio de l'autoroute périphérique urbaine M30
- *Madrid. Workers are busy on the foundations of the Madrid Rio Project for the M30 urban ring motorway*

38

D. Provenchère

◆ Le nouveau port de Tanger au Maroc
- *The new port of Tangier in Morocco*

41

D. Coulet, S. Cherif, N. Berthe, Ch. Carreau

◆ Nigeria Bonny Island. Fondations pour des réservoirs de gaz
- *Bonny Island, Nigeria. Foundations for gas tanks*

48

O. Delesalle, D. Boyenval

◆ Barrage de Teesta Stage 5 au Sikkim (Inde). Coupures étanches par jet grouting et injection
- *Teesta Dam Stage 5 in Sikkim. Cutoffs by jet grouting and grout injection*

56

M. Coudry, J. Morey, C. Cividino

◆ Du Mékong au Yangtse. Des fondations spéciales pour deux grands ponts
- *From the Mekong to the Yangtse. Special foundations for two large bridges*

62

M.-Q. Le Nguyen, A. Ma

Sommaire

avril 2006

International

Dans les prochains numéros

- Environnement
- Réhabilitation
- Énergies renouvelables
- SIAAP
- Travaux souterrains
- Réseaux - Galeries multiréseaux
- Sols et fondations



◆ Rénovation du Capitole de l'Etat de Virginie. La géotechnique vient au secours de l'Histoire en combinant des technologies avancées
- *Renovation of the Capitol in the State of Virginia. Geotechnics come to the aid of History by combining advanced technologies*

B. Tarralle, N. Massoudi, R. Thomas

66



◆ Archipel des Saintes. Le nouvel appontement de Terre de Haut
- *Saintes archipelago. The new wharf on Terre de Haut island*

J.-Ph. Durville, P. Courtois

71



◆ Pont en arc de Wushan. L'arc le plus long du monde réalisé en tubes d'acier remplis de béton
- *Wushan Arch Bridge. The worldwide longest arch constructed of concrete-filled steel tube*

Z. Zuo'an, L. Shilin, D. Dajun

75



◆ Pont de Donghai. L'ouvrage de franchissement maritime le plus long au monde en cours d'achèvement en Chine

- *Donghai Bridge. The 1st worldwide longest bridge over sea will be completed in China*

Q. Hongxing, X. Weihong, D. Dajun

77

répertoire
des fournisseurs

82

ABONNEMENT TRAVAUX

Encart après p. 48

INDEX DES ANNONCEURS

BALINEAU	13	SOLÉTANCHE BACHY	7
EUROVIA	2È DE COUVERTURE	VINCI CONSTRUCTION GRANDS PROJETS	
ICE	12	4È DE COUVERTURE
RINCENT BTP SERVICES.....	16		

Le "savoir construire" français n'a pas attendu la mondialisation et l'Europe à 25 pour s'affranchir des frontières : depuis longtemps, il traverse le monde d'est en ouest et du nord au sud, enjambant des mers et des rivières éloignées, se faufilant dans les sous-sols d'Afrique ou d'Amérique du sud, s'implantant à Londres, s'aventurant en Russie, en Inde, au Brésil...

La France a de quoi être fière : parmi les seize principales entreprises mondiales de BTP, trois sont françaises ; les groupes français se partagent 15 % du marché international, devant leurs principaux concurrents européens (les groupes allemands, suédois et espagnols) et juste derrière les Américains qui représentent 16 % du marché. Présentes aussi sur le marché international, les ingénieries et les PME se positionnent quant à elles sur des activités de niche ou hautement spécialisées.

Les raisons du succès des groupes français ? Sans aucun doute un savoir-faire technique affirmé et une main-d'œuvre hautement qualifiée permettant de proposer des solutions de plus en plus sophistiquées et d'intervenir sur des chantiers de plus en plus complexes. Mais aussi et surtout une réelle capacité à appréhender un projet dans sa globalité, depuis sa conception et son financement jusqu'à son exploitation et sa maintenance en passant bien sûr par sa construction.

L'expérience française dans ce domaine est enracinée depuis des siècles dans la pratique du financement et de la gestion privés des infrastructures publiques, le fameux partenariat public-privé. Les entreprises françaises ont su exporter ce "modèle" à l'étranger, respectant ses principes fondateurs mais ayant à cœur de le faire évoluer dans des cadres institutionnels variés, déclinant différentes approches permettant de composer avec différentes réalités pour aboutir à des solutions ajustées à chaque contexte.

Aujourd'hui, la maîtrise des techniques d'ingénierie financière, plus que jamais nécessaire dans un contexte de fai-

blesse des finances publiques, est un élément déterminant du succès des entreprises françaises à l'étranger. Tout comme l'est aussi le cadre juridique et institutionnel dans lequel elles sont amenées à intervenir. C'est pourquoi le ministère des Transports, de l'Équipement, du Tourisme et de la Mer s'attache à mieux faire connaître les principes et le fonctionnement du PPP et à valoriser l'expertise française dans ce domaine.

Attentif au développement international des entreprises françaises, le ministère siège dans les instances gérant les différentes procédures d'aides publiques à l'exportation. Il est

au cœur d'un réseau (chargés de mission de la direction des Affaires économiques et internationales, attachés Équipement transports, personnels détachés dans les missions économiques à l'étranger...) participant à la collecte et diffusion d'informations sur les marchés étrangers, leurs évolutions économiques et réglementaires, les appels d'offres pouvant intéresser les entreprises, etc.

Le retour en force des infrastructures dans l'agenda des bailleurs de fonds internationaux, conscients que la croissance des investissements dans les infrastructures est un facteur déterminant de la réduction de la pauvreté, ouvre de nouvelles perspectives pour les années à venir, de même que les nombreux projets d'équipement lancés par les pays bénéficiaires des pétrodollars.

Les entreprises françaises, quelle

que soit leur taille, ont des atouts incontestables et répondent avec dynamisme aux nouveaux enjeux comme la prise en compte de l'environnement dans l'optique d'un développement durable. L'apport de valeur ajoutée grâce aux innovations dans les nouvelles technologies, le positionnement sur des "niches techniques", la fidélisation des clients, l'intégration de compétences pluridisciplinaires constituent certainement des vecteurs de succès face à la concurrence désormais très active des groupes issus des pays émergents.



■ **DOMINIQUE BUREAU**

Directeur des Affaires économiques et internationales

Ministère des Transports, de l'Équipement, du Tourisme et de la Mer

La pratique des marchés à l'export

Avant signature d'un marché de construction à l'export, les risques majeurs tels que risques inhérents au pays de la réalisation, fiabilité du client et de ses représentants, sérieux du programme et de son financement, doivent bien entendu être analysés et valorisés. Il est également essentiel de recouper les informations commerciales, juridiques, techniques rassemblées par les services de l'entreprise et par ses partenaires locaux.

Cela concerne non seulement les prix unitaires, les rendements, la disponibilité des fournisseurs et sous-traitants, mais également les pratiques légales, fiscales, administratives induites par le projet.

Chaque composante du marché est soigneusement négociée et appréciée avant engagement contractuel final. La réalisation des travaux implique également de s'adapter en toutes circonstances et de manière pragmatique aux réalités locales.

Construire à l'export implique nécessairement une approche des difficultés ainsi que des pratiques souvent éloignées des usages et comportements habituels dans nos pays d'origine.

Il s'agit, dans de nouveaux contextes contractuels, de s'adapter à des milieux juridiques, réglementaires, techniques, souvent éloignés de nos "moules". L'article ci-après a pour ambition de dresser un tableau général des difficultés à résoudre, des informations de base à rassembler, ainsi que des risques spécifiques à analyser.

■ L'ORGANISATION DU CADRE CONTRACTUEL DU PROJET

L'organisation d'une opération de construction débouche sur la mise en place d'un cadre contractuel contraignant pour l'ensemble des parties prenantes à la réalisation du projet.

L'organisation traditionnelle

(figure 1)

L'organisation traditionnelle, telle que représentée ci-après, implique un contrat avec un architecte ou

ingénieur pour la conception, la supervision et l'administration du projet, et un autre contrat avec un contractant principal pour la réalisation des travaux, sous le contrôle administratif et la surveillance de l'architecte ou ingénieur.

Le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre, les entreprises, sont des personnes morales distinctes; les liens contractuels sont séparés.

Toutefois le contenu des missions peut être modifié suivant le mode de dévolution des travaux (entreprise générale ou lots séparés).

Cette organisation est utilisée aussi bien dans les pays de droit anglo-saxon (*common law*) que ceux de droit civil.

Le contrat de conception-réalisation (*design & build*)

(figure 2)

Dans le cas d'un contrat de conception-réalisation, le contractant est responsable de la conception et de la réalisation du projet. Le maître d'ouvrage se doit d'analyser et de formaliser, dès l'origine du projet, l'ensemble de ses besoins et contraintes de manière à établir le cahier des charges, base commune de consultation et de jugement des candidats. Normalement, le prix est global et forfaitaire.

Contrat clés en main (*turnkey*)

Ce contrat oblige l'entrepreneur à mettre l'ouvrage ou l'installation complètement terminée, et en ordre de marche, à la disposition du maître d'ouvrage, dans le délai, et selon les modalités prévues au contrat. Ce type de contrat peut englober également les équipements mobiliers et équipements techniques spécifiques (cas d'un hôtel ou d'un hôpital).

L'entrepreneur est donc responsable de la coordination, de la gestion et de l'exécution des différents corps de métier et fournisseurs, ce qui permet une meilleure maîtrise du délai global de mise en fonctionnement de l'ouvrage, ainsi qu'une forfaitisation du coût du projet.

Contrat *bot* (*build, operate & transfer*)

La formule *build, operate & transfer* (construire, exploiter et transférer) est de plus en plus utilisée aujourd'hui pour la réalisation d'importants travaux d'infrastructure qui font l'objet d'une concession.

Figure 1
Organisation traditionnelle
Traditional organisation

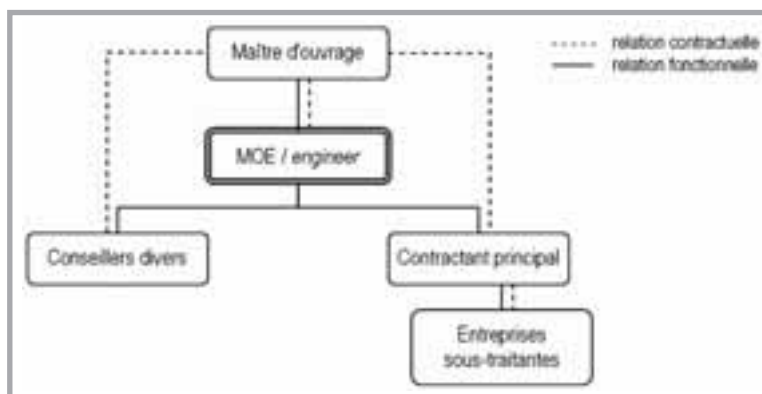
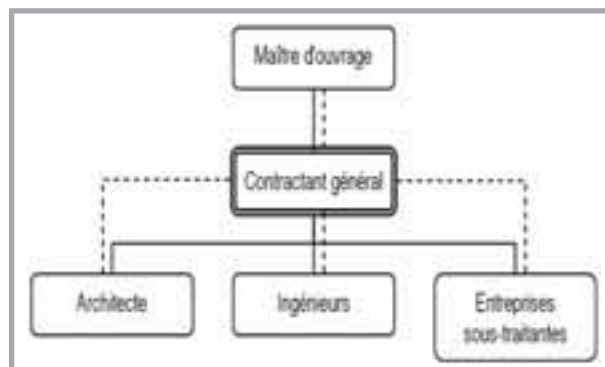


Figure 2
Organisation avec contractant conception-réalisation
Organisation with Design and Build contractor



de construction

Les rôles de maître d'ouvrage, maître d'œuvre et entreprise générale sont réunis au sein d'une entité juridique unique : le concessionnaire. Le concessionnaire finance, étudie, construit, gère l'équipement à ses risques et périls. Il se rémunère sur les usagers pendant la durée de la concession, au terme de laquelle l'ouvrage revient au concédant public. Les contextes sociaux, législatifs, normatifs, les pratiques locales sont évidemment très divers; ceci en fonction des pays, des types d'ouvrages, des modes de financement.

Les rôles, missions et responsabilités sont donc également très variables. Les acteurs étrangers au pays doivent s'adapter aux contraintes qui en résultent et ceci souvent aux dépens d'une répartition claire des rôles et missions de chaque intervenant.

■ RÔLES ET MISSIONS DES ACTEURS

Motivations

Les motivations du maître d'ouvrage et de l'entrepreneur sont évidemment différentes en raison du positionnement économique de ces acteurs dans le processus de réalisation d'un projet.

Pour résumer, le maître d'ouvrage voudra faire réaliser son projet aux meilleurs niveaux de prestations, qualité et délais, avec le prix global qui lui soit le plus favorable et ceci en conservant le maximum de pouvoir au long de la réalisation. L'entrepreneur acceptera de donner satisfaction à son client à condition de maîtriser ses propres risques et pour un prix qui lui permette de dégager une marge proportionnée aux moyens à mettre en œuvre ainsi qu'aux risques encourus pour la réalisation de ce projet.

Rappel des rôles et missions (organisation traditionnelle)

Rôles et missions du maître d'ouvrage

- ◆ Décide de la localisation (choix du terrain).
- ◆ Définit le programme.
- ◆ Arrête l'enveloppe financière prévisionnelle.
- ◆ Décide de la faisabilité du projet.
- ◆ S'assure du financement.
- ◆ Choisit les maîtres d'œuvre et contracte.
- ◆ Choisit les entreprises et contracte.
- ◆ Prend possession de l'ouvrage réalisé et le livre aux acquéreurs ou au gestionnaire.

- ◆ Assure le paiement des dépenses (foncier, travaux, honoraires, redevances...).
- ◆ Assure les encaissements des acquéreurs du projet ou des gestionnaires.
- ◆ D'une manière générale, assure les risques "du bilan promoteur" du projet.

Rôles et missions de l'entrepreneur

L'entrepreneur est la personne physique ou morale qui a la charge et la responsabilité de l'exécution des travaux (et des études liées au contrat) suivant les moyens qu'il estime appropriés pour remplir ses engagements contractuels. Il a une obligation de résultat. Il n'a de lien contractuel qu'avec le seul maître d'ouvrage.

Ceci implique donc une prise de risque financier puisque c'est l'entrepreneur qui doit mettre en place :

- ◆ des moyens matériels;
- ◆ des moyens humains;
- ◆ un savoir-faire,

dans un environnement politique, juridique, économique, réputé connu et maîtrisé.

Chaque engagement contractuel est pris avec l'objectif de résultat positif proportionné : c'est le risque de l'entrepreneur.

■ QUELQUES CARACTÉRISTIQUES RÉCURRENTES DES CONTRATS À L'EXPORTATION

L'importance du projet

S'agissant de travaux d'entreprises françaises ou européennes à l'exportation, nous ne traiterons ici que de grands projets (plusieurs centaines de millions d'euros). En effet, des projets plus modestes ne justifient pas, en général, la mobilisation de gros moyens en organisation ni de grandes compétences techniques, ni de niveau d'exigence de respect des délais très rigoureux. Ils seront donc traités par les entreprises locales ou par des agences d'entreprises étrangères implantées depuis plus longtemps.

L'éloignement du lieu d'exécution

La plupart des grands chantiers internationaux sont situés à des centaines voire à des milliers de kilomètres des bases de l'entrepreneur et de ses fournisseurs.

Cet éloignement du lieu d'exécution implique des

Wouter van Baaren



ANCIEN INGÉNIEUR
AU CERN (GROUPE
GÉNIE CIVIL)
CHEF DE PROJET
IAA Architecten (Pays-Bas)

Joseph Desage



CHEF DE PROJET
(EN RETRAITE) -
DIRECTION TECHNIQUE
Vinci Construction
Grands Projets

Pierre Trouillet



PROFESSEUR ASSOCIÉ
CNAM de Lyon

Photo 1
Ensemble de bureaux
et hôtel "Royal Garden
Harbour View"
à Haiphong (Nord
Vietnam)

*Offices and Royal
Garden Harbour View
hotel complex
in Haiphong (North
Vietnam)*



© Photothèque Vinci

Photo 2
Complexe hospitalier
de Bisha en Arabie
Saoudite

*Bisha hospital
complex
in Saudi Arabia*



© Photothèque Vinci

► contraintes juridiques, économiques et techniques (photo 1).

La durée du contrat

Les contrats de construction internationaux peuvent souvent être caractérisés comme des contrats à long terme. Ils sont fréquemment conclus après une longue phase précontractuelle (comprenant notamment une procédure d'appel à la concurrence internationale) et sont exécutés sur plusieurs années.

La durée du contrat à long terme est souvent génératrice de modifications pour adapter le projet aux progrès techniques survenus entre-temps ainsi qu'aux besoins évolutifs du marché. Ce problème des modifications en cours d'exécution est souvent délicat et engendre beaucoup de discussions et conflits entre parties.

De plus, une longue durée d'exécution augmente les risques d'événements imprévisibles, tels que les changements politiques, les modifications de

lois, de normes, de la fiscalité locale, des taxes douanières, des taux de change...

Le rôle de l'ingénieur-conseil (engineer)

Les contrats internationaux de construction basés sur le système anglo-américain, réservent une place prépondérante à l'ingénieur (ou à l'architecte), sans équivalent dans la pratique des pays de droit civil. Dans ces contrats, l'ingénieur chargé de la direction des travaux (appelé *engineer*) a une fonction inconnue en France, à savoir celle de certificateur (*certifier*). Il prend des décisions en grande indépendance qui peuvent affecter les droits et les obligations des parties. Ces décisions incluent la certification de l'achèvement à temps ou tardif de l'ouvrage ou la prolongation du délai d'exécution des travaux.

Rappelons que dans les pays de droit civil, l'architecte et l'ingénieur n'ont qu'une mission technique et n'engagent pas le maître d'ouvrage vis-à-vis des entreprises.

Les conditions générales

Le maître de l'ouvrage utilise souvent le contrat-type que lui impose l'organisme qui financera la construction. On songe notamment à la Communauté Européenne et à la Banque Mondiale qui imposent l'utilisation des conditions de contrat de la Fédération internationale des ingénieurs-conseils (Fidic) dans les projets de construction qu'elles financent.

Les conditions Fidic, qui ont été élaborées après une large consultation de l'industrie de la construction internationale, des institutions de financement internationales telles que la banque mondiale, et de l'International Bar Association ont été reconnues pour leur caractère équitable et pour l'équilibre qu'elles ont instauré entre le maître de l'ouvrage et l'entrepreneur. On estime qu'environ 40 % des contrats internationaux de construction sont basés sur les modèles Fidic.

Les contrats Fidic sont fort détaillés en raison de l'encadrement juridique international, qui est nettement plus flou et diversifié dans le secteur de la construction que dans d'autres secteurs. Dans le secteur de la vente, par exemple, les efforts d'uniformisation des règles internationales ont fait en sorte que les contrats sont beaucoup plus courts puisqu'on se contente de se référer aux normes communes contenues dans les textes juridiques internationaux. A l'inverse, les droits applicables en matière de construction sont très différents d'un pays à l'autre. Il faut donc détailler le plus possible les contrats pour limiter la portée du droit national local, droit dont les règles non impératives s'appliquent de manière supplétive lorsque rien n'est prévu dans le contrat.

De plus, ces contrats n'ont pas été rédigés par des juristes mais par des ingénieurs pour des ingénieurs. Ce ne sont pas des documents purement juridiques; ils servent souvent de guide pratique et de guide de gestion des chantiers.

Le règlement des litiges

Les contrats internationaux sont en général plus compliqués que d'autres et comportent souvent des risques inhérents au dépassement de délais. Le risque de litiges est au-dessus de la moyenne, puisque les parties concernées viennent de pays avec des systèmes juridiques différents et prennent difficilement en compte les conséquences de ces différences.

A titre d'exemple, il peut être habituel dans certains pays de faire appel aux juristes dès la mise en vigueur du contrat, alors que ceci nuira sérieusement à la relation entre les parties dans d'autres juridictions où l'on essaiera d'abord de négocier un accord plutôt que de se placer d'emblée dans l'optique d'une solution juridique.

Les contrats internationaux de construction définissent le mode de solution des différends. Le règlement juridictionnel repose sur l'intervention d'un juge, alors que le mode non juridictionnel repose sur celle d'un tiers, dont la décision est de nature contractuelle.

Le mode de règlement non juridictionnel le plus représentatif est celui des conditions Fidic, modifiées depuis 1999. En effet, depuis cette date, les litiges sont soumis à un *dispute adjudication board*, comprenant une ou trois personnes, habituellement des hommes de l'art indépendants des parties, mais choisis et nommés conjointement lors de la signature du contrat.

Les décisions rendues par ce comité lient les parties. Elles ne peuvent être infirmées que par une sentence contraire d'un tribunal arbitral international (photo 2).

LES PROBLÈMES GÉNÉRAUX DE L'ENTREPRENEUR À L'EXPORTATION

Pour avoir une activité de construction dans un pays, les facteurs suivants sont à prendre en compte :

- ◆ bâtir un réseau relationnel local;
- ◆ s'engager sur un contrat, ce qui implique de posséder une connaissance suffisante du contexte social, juridique, fiscal, de disposer des éléments de bases tels que le prix de la main-d'œuvre, des matériaux et équipements disponibles ou à importer;
- ◆ connaître les us et coutumes non écrits mais pratiqués;
- ◆ obtenir les permis et statuts juridiques exigés;
- ◆ pouvoir disposer d'hommes d'expérience (et de



Photo 3
Ensemble Lindencorso (commerces et bureaux) à Berlin
Lindencorso complex (shops and offices) in Berlin

© Photothèque Vinci

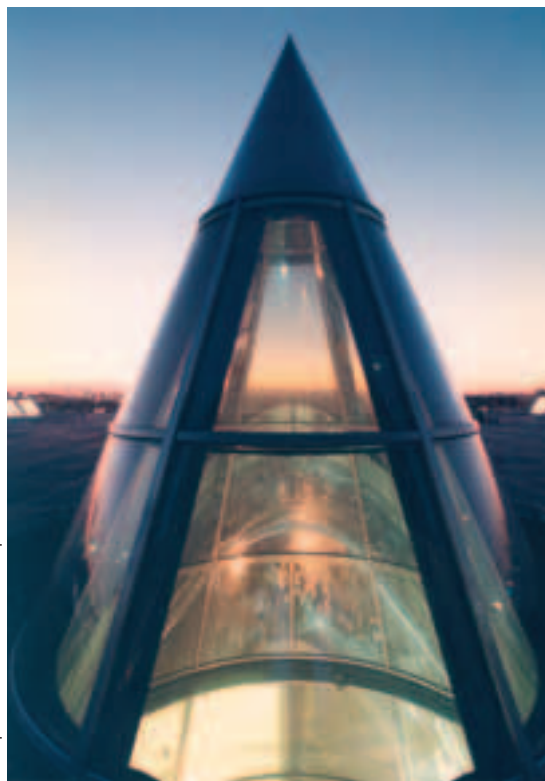


Photo 4
Friedrichstadt Passagen (commerces, bureaux et habitations) à Berlin (cône)
Friedrichstadt Passagen (shops, offices and housing) in Berlin (cone)

© Stephan Erhard - Photothèque Vinci



Photo 5
Ensemble Friedrichstadt Passagen en chantier
Friedrichstadt Passagen complex undergoing construction

© Photothèque Vinci



Photo 6
Ensemble terminé de Friedrichstadt
Completed Friedrichstadt complex

© Francis Latreille - Photothèque Vinci

résistance) adaptés au projet et au contexte; les mettre en situation d'exercer leur savoir-faire;
◆ gérer les risques spécifiques au projet (photo 3);
◆ gérer les risques spécifiques au pays (photos 4, 5 et 6).

Le réseau relationnel local

Vouloir construire dans un pays implique inévitablement que l'on établisse un minimum de contacts avec les décideurs locaux tels que les administrations, les collectivités, les banques, les investisseurs privés locaux ou extérieurs au pays (groupes tels que Carrefour, Ikea, Accor, Société Générale, industriels...).

Il est naturel également de connaître les entreprises générales locales, les sous-traitants potentiels pour les principaux corps d'état, la manière de tâcheronner, les circuits d'achat... Il est également bon d'ap-

Photo 7
Hôtel "Royal Garden
Harbour View" à Hanoï
Royal Garden Harbour View
hotel in Hanoi



© Photothèque Vinci

► procher les bureaux d'études et agences d'architectes locaux qui constituent souvent de bonnes sources pour comprendre les rouages de l'économie de la construction dans un pays donné (photo 7).

S'engager sur un contrat

Autrement dit, être capable de s'engager contractuellement vis-à-vis d'un client à réaliser un projet pour un niveau de qualité, un délai et un prix. Cet engagement passe donc par la phase obligatoire de l'étude de prix. Cette étude est en général conduite au siège de l'entreprise mais en liaison constante avec une ou plusieurs entreprises locales avec lesquelles un partage prévisionnel du contrat est établi en cas de succès de l'offre (offre commune ou non).

Etude de prix

Il convient de rappeler ici ce qu'est une étude de prix en entreprise.

Pour un projet défini par ailleurs (plans d'architecte, plans techniques, spécifications), les équipes d'étude de l'entreprise vont imaginer un scénario concret de réalisation et traduire ce scénario en termes de moyens matériels et humains à mettre en place, de quantités de matériaux, de risques à assumer et de prix de vente.

Il est donc indispensable de calculer le prix global à partir des éléments qui le constituent :

- ◆ coût de la main-d'œuvre d'exécution (coûts de revient horaires multipliés par le nombre d'heures des diverses qualifications de main-d'œuvre);
- ◆ coût des fournitures de matériaux (prix unitaires

affectés des quantités à évaluer) rendues sur site (soit achetées localement soit importées + transport + douanes + taxes);

- ◆ coût du matériel qu'il sera nécessaire d'acheter ou de louer;

- ◆ coût des installations temporaires (ateliers, magasins, bureaux, logements, voirie et réseaux divers...);

- ◆ coût des travaux qui seront sous-traités à des entreprises spécialisées locales ou étrangères au pays. Ce sont les corps d'états techniques (électricité, climatisation, plomberie, ascenseurs) les équipements spécifiques hospitaliers ou hôteliers, les façades, les aménagements intérieurs, les revêtements et finitions;

- ◆ coût des matières consommables (électricité, téléphone, carburants, eau, papier...);

- ◆ coût des études d'exécution telles que notes de calculs, plans, nomenclatures des commandes, plannings, conseils divers...;

- ◆ coût de l'encadrement général sur site, au siège local, au siège métropolitain;

- ◆ coût des frais proportionnels (ou généraux) de l'entreprise (assurances, cautions, frais fixes de siège, risques, taxes, aléas et bénéfiques);

- ◆ sans qu'il soit nécessaire de détailler davantage, il est donc évident que le chiffrage de chacun des postes ci-dessus ne sera pas possible sans la connaissance détaillée des éléments locaux correspondants. Ceci passera par une enquête adaptée aux contraintes propres du projet (qualité des prestations, quantités à fournir, délais de disponibilité), et conduite en association avec des correspondants privilégiés ou des entreprises locales intéressées à l'étude (photos 8 et 9).

■ MAÎTRISER LES RISQUES INHÉRENTS À L'EXPORTATION

Il est indispensable de traiter les points ci-après pour que la direction générale de l'entreprise puisse s'engager à réaliser un projet à l'exportation.

Les risques pays et client

Ceux-ci doivent être appréciés très en amont par la direction de l'entreprise qui décidera de l'opportunité d'investir (ou non) dans les études commerciales et techniques nécessaires à la remise d'une offre au client potentiel :

- ◆ stabilité politique du pays (classement Coface) ;
- ◆ sécurité des personnes, conditions de vie des expatriés en famille ;
- ◆ stabilité législative et réglementaire ;
- ◆ inflation de la monnaie locale par rapport à l'euro, au dollar ;
- ◆ origine et crédibilité du financement, risque de défaillance en cours de travaux ;
- ◆ si marché public, comportement des administrations ;
- ◆ si marché privé, crédibilité du montage financier, réputation et comportement du client ;
- ◆ nature des missions et pratiques habituelles des représentants du maître d'ouvrage : *engineer/consultant, quantity surveyor, conseillers divers.*

Risques liés à l'économie de base du projet

Ce sont ceux inhérents à la plus ou moins grande fiabilité des informations recueillies au cours de l'étude de prix. En effet, le temps manque souvent pour recouper les données locales auprès des diverses sources possibles lesquelles ne sont d'ailleurs pas toujours compétentes, ou sincères. Les coûts de la main-d'œuvre, les charges sociales réelles, les rendements, les achats de fournitures, sont donc souvent approximatifs aussi bien par défaut que par excès.

De même, la consultation des sous-traitants et fournisseurs conduit à des résultats souvent aléatoires. Rappelons que la part d'un grand projet de bâtiment à l'export tel qu'un hôtel ou un hôpital représente près de 60 % de l'offre finale, 75 % si les équipements spécifiques et mobiliers sont inclus dans le projet. C'est dire l'importance qui s'attache à l'appréciation correcte des lots correspondants. Or il s'avère difficile d'obtenir des offres fiables pour les travaux et fournitures sous-traitées. Les raisons principales sont à rappeler :

◆ il s'agit d'un grand projet pour le chiffrage duquel une étude lourde donc coûteuse est nécessaire. Dans un premier temps le sous-traitant peut se contenter d'un chiffrage à base de ratios plus ou moins pertinents. En effet, le sous-traitant qui, à ce stade, ne bénéficie d'aucune garantie quant à



© Francis Vigouroux - Photothèque Vinci

Photo 8
Vue d'ensemble de la construction du stade Atatürk (80 000 places) à Istanbul

Overall view of construction of the Ataturk stadium (80,000 seats) in Istanbul



© Christian Dumont (Graphix images) - Photothèque Vinci

Photo 9
Construction du stade Atatürk (80 000 places) à Istanbul

Construction of the Ataturk stadium (80,000 seats) in Istanbul

la suite, n'a aucune raison d'être très rigoureux. Chacun sait bien que l'entreprise générale s'empressera de relancer les consultations dès qu'elle aura contracté avec son client ;

◆ la première offre d'un sous-traitant se rattache plus à une stratégie de relations commerciales avec les entreprises générales ainsi qu'à la volonté de connaître son secteur d'activité local et sa concurrence propre, plutôt qu'à la volonté affirmée "d'obtenir l'affaire" ;

◆ les services d'études des entreprises moyennes ou petites ne sont pas toujours adaptés au chiffrage de grands projets à l'export ;

◆ les us et coutumes locaux font que très souvent la notion d'engagement contractuel d'un sous-traitant ou fournisseur local reste très approximative et les conditions de prix et délais peuvent se renégocier en cours de travaux. De son point de vue, il n'est donc ni nécessaire ni bénéfique de s'engager sur un prix définitif...

Comment limiter ces aléas au niveau de l'entreprise générale :

◆ élargir au mieux la consultation pour les corps d'état déterminants ;

Photo 10
Tribune ouest du stade
Atatürk à Istanbul
*Western grandstand
of the Ataturk stadium
in Istanbul*



© Christian Dumont (Graphic Images) - Photothèque Vinci



© François Vigouroux - Photothèque Vinci

- ▶ ◆ chiffrer en travaux propres les prestations déterminantes pour le résultat final du corps d'état considéré de manière à se donner des points de repère pour le jugement des offres reçues ;
- ◆ analyser les poids relatifs par des ratios judicieusement choisis, trouver une explication objective et admissible en cas de détection d'incohérence (la conception architecturale du projet, le niveau particulier des prestations demandées, des distorsions dues à l'économie du pays...);
- ◆ avoir recours au "feeling" du ou des partenaires locaux ;
- ◆ mettre une "contre-flèche" pour corriger les anomalies aux prix aberrants et inexplicables.

Risques techniques liés à la conception du projet

Les grands projets à l'exportation sont la plupart du temps l'occasion pour les responsables politiques locaux d'exprimer leur pouvoir et le prestige de leur pays ou de leur ville. Citons les grands stades, grands aéroports, opéras, immeubles tours, viaducs... ceci implique des difficultés techniques spécifiques ainsi que l'obligation d'un grand savoir-faire de management pour maîtriser la qualité des ouvrages, les délais de livraison et les budgets. Ce sont d'ailleurs ces mêmes difficultés qui nécessitent et donc justifient la présence des grandes en-

treprises à l'export. La prise de risques techniques étroitement liés à la conception du projet lui-même est donc habituelle à l'export (photos 10 et 11). Certains contrats mettent également à la charge de l'entreprise l'obtention des permis et licences, sans extension de délais et sans indemnité en cas de retard des autorités locales.

Risques liés aux normes et réglementations

Le pays de construction du projet adopte (et adapte) en général les normes du pays qui historiquement l'a administré dans le passé, ou bien les normes introduites par le consultant dans les spécifications techniques du dossier de consultation. Les entreprises françaises sont donc conduites à respecter des règles de calculs, et à prévoir des produits et des équipements techniques qui satisfassent aux ASTM (normes US), ou aux British Standards, ou aux normes DIN (allemandes), mais plus rarement aux normes françaises. Il en résulte une perte de pouvoir des entreprises françaises sur leurs homologues anglais ou allemands, ainsi que l'obligation de consulter des fournisseurs et des sous-traitants dans des pays tiers qui ne leur sont pas toujours d'emblée très favorables. Sous couvert des normes, c'est également le moyen pour un consultant d'analyser de manière défavorable l'offre d'une entreprise qui lui est étrangère. C'est souvent une forme sournoise de protectionnisme. Par ailleurs au stade de la réalisation des travaux, l'approbation, par le consultant des documents d'exécution et des échantillons de produits présentés par l'entreprise, sera beaucoup plus difficile si les cultures techniques des acteurs sont d'origine très différentes. A titre d'exemple, on a vu en Arabie Saoudite des programmes d'hôpitaux conçus à l'origine sur les bases normatives allemandes (DIN), être réalisés par une entreprise générale française (donc culture NF, DTU) avec des sous-traitants principaux anglais, libanais, autrichiens, français, et sous le contrôle d'un consultant américain qui employait lui-même des ingénieurs égyptiens et pakistanais (culture British Standards). On imagine les difficultés entre acteurs de bonne (ou moins bonne) foi ainsi que les implications financières et de délais en résultant. Par ailleurs, un même contrat peut aussi faire référence à plusieurs lois et systèmes de normes ce qui crée des incohérences et même des incompatibilités, sources de conflits (photo 12).

LES CONDITIONS CONTRACTUELLES PARTICULIÈRES

Les conditions particulières sont essentielles pour l'engagement réciproque des parties. Elles doivent



Photo 12
Vue d'ensemble
du stade Atatürk terminé
(80 000 places) à Istanbul
Overall view of the completed
Ataturk stadium (80,000 seats)
in Istanbul

être appréciées avant la signature du contrat. Ce sont pour les principales :

◆ **type de contrat** : forfaitaire, aux quantités réalisées avec prix unitaires contractuels, sur dépenses contrôlées (*cost + fee*), avec formule de révision ou ferme et définitif... ;

◆ **langue du contrat** :

- anglais ou ?
- souvent distincte de la langue pratiquée sur place,
- aléas de traduction ;

◆ **délais d'exécution** : imposés par le client ou proposés par l'entreprise ;

◆ **conditions financières** :

- mode de règlement des travaux : sur situations mensuelles ou suivant un échéancier,
- monnaie de compte et monnaie de paiement : dollar ou euro avec un pourcentage de monnaie locale. Taux de change contractuel fixe, révisable ? Evaluation du risque de change,
- avances contractuelles, sur matériel, sur fournitures, sur installations de chantier,
- modalités de transfert des monnaies,
- courbes de trésorerie tout au long de l'opération ;

◆ **garanties, retenues, cautions** :

- durée de la période de garantie et pourcentage de retenue correspondant – plafonnement de ce pourcentage ? Cautions bancaires possibles ?
- caution de soumission (*bid bond*),
- caution de bonne fin (*performance bond*),
- caution des avances de paiement ;

◆ **pénalités de retard** :

- quel taux ? Quel plafond ? Après quel retard maximum ?

◆ **règlement des litiges** :

- juridictionnel ou non ?
- devant quelle juridiction ? Suivant quel droit ?
- procédure d'arbitrage ? Où ? Et par qui ?
- si non juridictionnel : intervention de l'*engineer* ou mise en place d'un *dispute adjudication board* ?

◆ **assurances à souscrire** ;

◆ **impôts et taxes** :

- taxes à l'importation, douanes,
- imposition de l'activité - taxe sur le chiffre d'affaires,
- imposition des bénéfices (réels ou forfaitaires),
- imposition des collectivités locales,
- fiscalité applicable aux expatriés.

■ EN CONCLUSION

Vouloir construire à l'export :

◆ c'est, avant engagement contractuel, s'assurer que les éléments essentiels générateurs "d'aventure" ont été analysés et valorisés. Il s'agit évidemment des risques propres au pays du projet mais aussi d'évaluer la fiabilité du maître d'ouvrage et de ses représentants, ainsi que le sérieux du projet et de son financement.

Il faut également vérifier à travers des procédures internes que les éléments de base recueillis par les services commerciaux, juridiques et techniques de l'entreprise et de ses partenaires locaux restent dans les limites des approximations acceptables. Sont non seulement concernés les prix de base, les rendements de la main-d'œuvre, les disponibilités locales, mais également les pratiques

- ▶ administratives et juridiques induites par le projet ;
- ◆ tout sera synthétisé par un contrat dont chaque pièce et chaque clause auront été soigneusement négociées et appréciées avant signature définitive ;
- ◆ au stade de la réalisation des travaux, il faudra s'adapter aux réalités locales et rester pragmatique en toutes circonstances (photos 13 et 14).



© Photothèque J. Desage

Photo 13
Improvisation d'une forge sur un chantier à Haiphong
Improvised forge on a construction site in Haiphong



© Photothèque J. Desage

Photo 14
Autre exemple d'adaptation aux conditions d'exécution locales
Another example of adaptation to local construction conditions

ABSTRACT

Practice in foreign construction contracts

W. Van Baaren, J. Desage, P. Trouillet

Before the signature of a foreign construction contract, major risks such as the risks inherent to the country of construction, the dependability of the client and its representatives, and the trustworthiness of the programme and its funding must of course be analysed and assessed. It is also essential to cross-check the commercial, legal and technical information compiled by the company's departments and by its local partners. This concerns not only unit prices, efficiency and availability of suppliers and subcontractors, but also the legal, fiscal and administrative practices entailed by the project. Each component of the contract is carefully negotiated and assessed before making a final contractual commitment. Work performance also implies adapting pragmatically, in all circumstances, to local realities.

RESUMEN ESPAÑOL

La práctica de los contratos de construcción para la exportación

W. Van Baaren, J. Desage y P. Trouillet

Antes de la firma de un contrato de construcción para la exportación, los riesgos más importantes como por ejemplo, los riesgos inherentes al país de la realización, fiabilidad del cliente y de sus representantes, conformidad del programa y de su financiación, se deben analizar y valorar debidamente. También es primordial recompilar las informaciones comerciales, jurídicas y técnicas reunidas por los servicios de la empresa y por sus socios locales. Todo ello se refiere no sólo a los precios unitarios, los rendimientos, la disponibilidad de los proveedores y subcontratistas, sino también a las prácticas legales, tributarias y administrativas derivadas del proyecto.

Cada componente del contrato se negocia y evalúa con esmero antes del compromiso contractual final. La ejecución de los trabajos presupone también adaptarse en todas circunstancias y de forma pragmática a las realidades locales.



Modernisation du système de péage du Forth Road Bridge en Ecosse

Un projet à forte contrainte pour le groupe Egis : la mise à niveau du péage du pont "Forth Road Bridge" en Ecosse. Ce pont est très important dans le réseau des routes "stratégiques" écossaises. Transroute UK, filiale d'Egis Projects, a remporté cet appel d'offres mettant l'expertise globale du groupe (Egis Projects, Scetauroute et Isis) au service du client écossais, FETA, dans un projet dont la contrainte majeure était la réalisation des travaux de génie civil sous circulation intense.

L'article décrit le contrat, les travaux et revient sur les enseignements croisés de ce projet.

■ LE PROJET

Sur l'estuaire de la Forth, à proximité d'Edimbourg, s'élève, depuis 1964, Forth Road Bridge. C'est le seul pont qui permet de relier Glasgow et Edimbourg à tout le nord-est de l'Ecosse. Pour le franchir, FETA (Forth Estuary Transport Authority) prélève un péage. Actuellement, une gare en barrière pleine voie de sept couloirs fonctionne dans le sens sud/nord, considérant le trafic comme étant essentiellement pendulaire. Deux types de paiement sont acceptés : cash et abonnements (vouchers).

Le projet consiste à moderniser le système du péage en introduisant de nouveaux moyens de paiement, (télépéage et carte de crédit), et à remettre à niveau, sous circulation et sans interruption, l'ensemble de la gare en barrière : génie civil, auvent, bâtiment et système de péage. En conséquence, un nouveau génie civil est construit en amont de l'existant pour se substituer à l'ancien qui sera démolé après la mise en place et la validation du nouveau péage. Le projet est également assorti d'un contrat de maintenance de 5 ans couvrant le matériel de péage.

Les travaux à réaliser sont d'une part, pour le génie civil, une nouvelle dalle de péage de huit couloirs, un auvent, l'extension des bâtiments existants, et d'autre part, un nouveau système de péage permettant la prise en compte d'une modulation tarifaire visant à lisser les heures de pointe.

Après un appel d'offres de type conception réalisation ou "Design & Built", la filiale d'Egis Projects au Royaume-Uni, Transroute United Kingdom (TUK) a été choisie parmi une liste de quatre offres présélectionnées pour la réalisation de ce projet dénommé : Forth Road Bridge Toll Equipment Replacement.

La contrainte majeure de ce projet est évidemment la réalisation des travaux de génie civil sous circulation avec un trafic moyen journalier annuel (TMJA) de 40 000 véhicules par jour et par sens. Le trafic poids lourds est d'environ 6 % du TMJA.



Organigramme
Organisation chart

■ LE CONTRAT

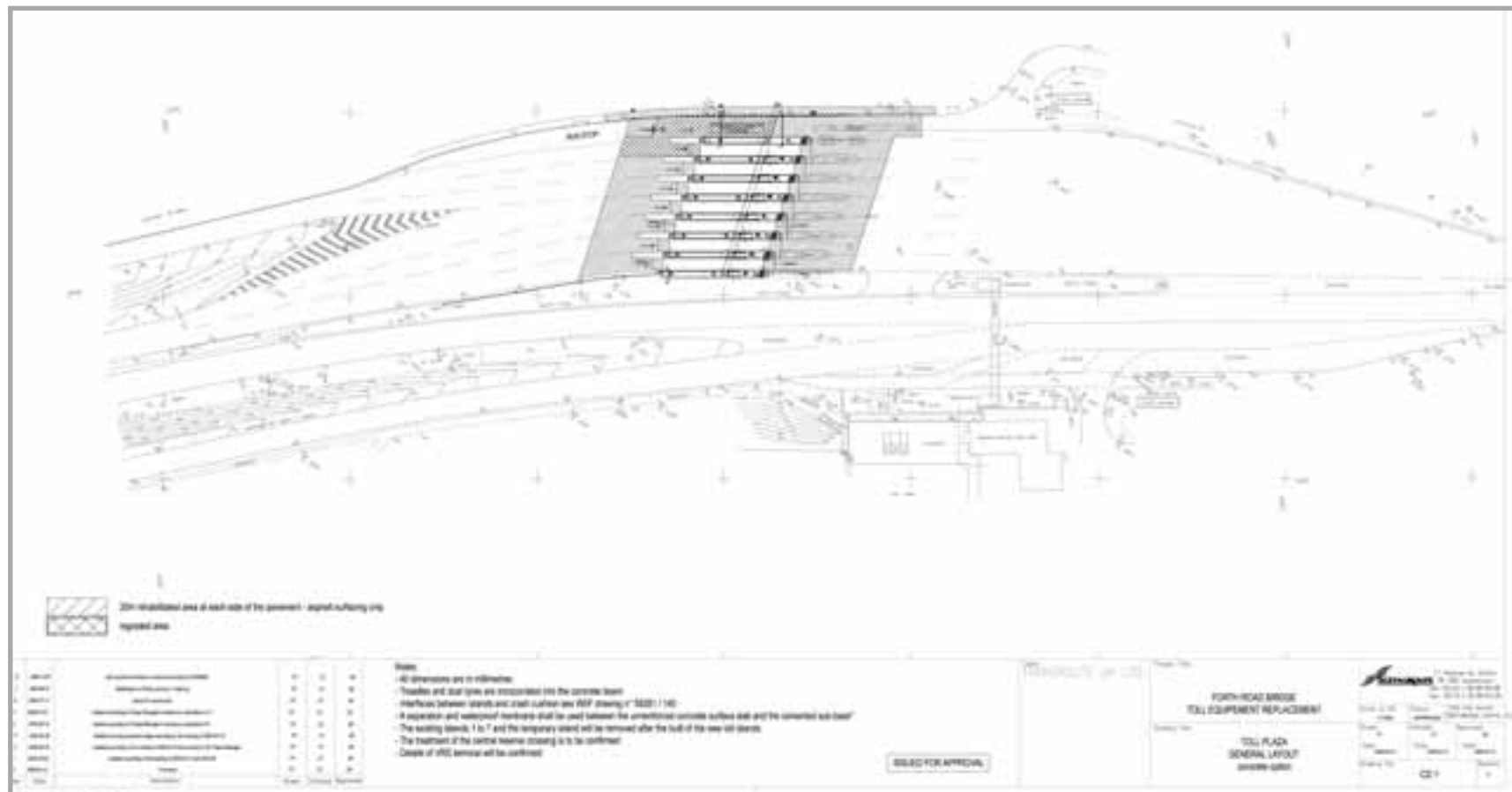
Il comprend deux phases : une phase de conception et de réalisation et une phase de maintenance du système de péage sur une période de 5 ans après la mise en service.

La durée de cette phase et les contraintes contractuelles liées au péage justifient que TUK, qui livre le système de péage, soit le porteur du contrat. A ce titre, TUK assure la direction du projet en faisant appel aux moyens du groupe Egis (Egis Projects pour la gestion du contrat, Scetauroute pour le management de projet).

Le choix de TUK par FETA repose sur la bonne complémentarité dans un large spectre de spécialités des sociétés auxquelles TUK fait appel, aussi bien pour les travaux que pour les études.

Les travaux

Les travaux de génie civil sur l'infrastructure routière et dans les bâtiments sont assurés pour le compte de TUK par l'entreprise Raynesway, filiale en Ecosse du groupe Balfour Beatty. Considérée sur le site comme le "Principal Contractor", elle a la responsabilité du chantier et de la bonne application des conditions d'hygiène et de sécurité.



Plan général
du site

General site
layout



TUK, en accord avec FETA, a confié à Ascom la fourniture du nouveau système de péage incluant les équipements sur voies et le système de collecte et de gestion. L'installation et la mise en place sont supervisées par Egis Projects.

Les études

Lors de la préparation de l'appel d'offres, FETA avait fait appel, pour la conception sommaire du bâtiment et de l'avent, au cabinet d'architecture Reach and Hall basé à Edimbourg. Le règlement de la consultation impose qu'il soit intégré à l'entreprise sélectionnée pour finaliser les études détaillées de ces deux ouvrages.

Les plans d'exécution et le calcul des structures sont réalisés par le bureau d'études écossais Fairhurst qui a participé de longue date aux études entourant l'infrastructure liée au pont.

La conception et les plans d'exécution de la dalle de péage, des îlots et des interfaces avec la voirie existante, ont été confiés à Scetauroute.

La conception globale du système de péage est supervisée par Isis, autre filiale du groupe Egis. Par ailleurs, FETA, dans la phase de sélection des offres dans un premier temps, puis pour toute la durée d'exécution du contrat, s'est entouré du consultant Hyder Consulting Limited pour une assistance comprenant le suivi du contrat d'une part, et d'autre part, de la bonne réalisation des études et des travaux.

■ LA FORME CONTRACTUELLE

Le type de contrat

Différentes formes de contrats régissent les opérations au Royaume-Uni, sous l'égide notamment de l'Institution of Civil Engineers. La forme choisie dans cet appel d'offres est celle dénommée "Engineering and Construction Contract" (ECC) option C, basée sur un coût d'objectif relatif à un détail estimatif. La signature du contrat fait l'objet d'un accord sur un coût d'objectif fixé par le client. La rémunération du contrat se fait, quant à elle, sur la base du coût réel des études et des travaux. Tous les mois, les factures des études et des travaux réalisés, accompagnées de l'estimation du mois suivant, sont soumises par TUK au client pour paiement. Si le coût réel des travaux n'atteint pas le coût d'objectif, le client attribue au contractant une prime pouvant aller jusqu'à 50 % des gains réalisés. Si, au contraire, le coût d'objectif est dépassé, le contractant est alors pénalisé dans des proportions identiques.

Le coût d'objectif du contrat a été fixé à 5,9 millions de livres, soit, environ, 9 millions d'euros.

Les dates clés

La décision de sélectionner l'offre menée par TUK a été prise par le "Board" de FETA le 20 novembre 2004. Le démarrage effectif du contrat a eu lieu le

15 décembre 2004. La prise de possession du site, signifiant le démarrage effectif des travaux a eu lieu le 23 juin 2005, sur la base de l'acceptation des études.

La mise en place des équipements de péage doit démarrer une fois le génie civil terminé, durant la première semaine de mars 2006. Le bâtiment doit être livré le 20 mars 2006 et l'auvent le 8 mai 2006. Les tests sur site du péage doivent être terminés le 28 juin 2006 pour permettre la démolition des anciens îlots et le démarrage de la période de 3 mois de vérification des performances.

La phase 1 (travaux) du contrat se termine le 20 juillet 2006.

Son originalité

L'originalité du contrat repose donc sur deux aspects principaux : le porteur du contrat et la forme contractuelle.

Le porteur du contrat

Il n'est pas fréquent qu'un contrat de "Design & Build" ne revienne pas à l'entreprise qui réalise les travaux.

Ce choix a été fait d'un commun accord par Raynesway et TUK en considérant la part prépondérante du système de péage dans ses objectifs et ses aspects financiers, ainsi que l'importance de la phase 2 mettant en œuvre un contrat de maintenance sur 5 ans. Il a été validé par la sélection par FETA de l'offre menée par TUK.

La forme du contrat

La forme choisie du contrat n'est pas une forme habituelle pratiquée en France, ni fréquemment utilisée au Royaume-Uni. Les particularités peuvent se résumer ainsi :

- ◆ le coût d'objectif est fixé au démarrage par le client sur la base de spécifications et d'une étude sommaire n'émanant pas du futur contractant ;
- ◆ la rémunération n'est pas forfaitaire, mais basée sur le travail réellement effectué et justifié. L'objectif pour le client étant de ne payer que ce qui est effectivement réalisé, le système de pénalité ou de prime permet d'encadrer les dérives par rapport au coût d'objectif. Cette règle conduit le client à fournir des spécifications extrêmement détaillées afin de limiter les sources de modification du programme. Elle justifie alors la mission d'assistance très importante dont a la charge Hyder.

Travaux sous circulation

Les contraintes

La situation particulière de cette gare de péage participe également de l'originalité du projet. Forth Road Bridge est un point obligé du trafic nord/sud vers Edimbourg, très engorgé. FETA est soumis de ce fait à des obligations opérationnelles très fortes



Forth road bridge
Forth Road Bridge

sur le fonctionnement de la gare. Aux heures de pointes, au moins six couloirs sur les sept doivent être ouverts au trafic. La période de réalisation des travaux est soumise aux mêmes obligations sous peine d'une pénalité de 400 £ (600 €) par heure et par couloir. La stratégie doit prendre en compte cette contrainte qui s'accompagne des nécessités de travailler dans des conditions de sécurité soumises à validation auprès de FETA.

La mise en place du "traffic management"

Afin de répondre à ces contraintes, la stratégie de travaux sous circulation oblige à prévoir avec le client une gestion des fermetures de voies, avec la signalisation correspondante en amont de la gare de péage. Cette gestion de "traffic management" fait l'objet de plans de phasage établis selon un protocole défini par le client et décrivant les fermetures de voies et la mise en place du balisage correspondant. Dans ce protocole, il est notamment précisé que toute demande de mise en place d'une intervention nécessitant la fermeture d'une ou plusieurs voies doit être adressée une semaine au préalable.

■ L'ORGANISATION DES TRAVAUX

Les travaux s'organisent autour des pôles suivants : le génie civil des voies, le montage de l'auvent, la réalisation de l'extension du bâtiment et l'installation du péage. Seule la réalisation du bâtiment n'est pas soumise à la contrainte de travaux sous circulation.

En termes d'efficacité et de sécurité, l'obligation, durant les heures de pointe, de ne pas avoir plus d'une voie fermée, représente une contrainte maximum. Elle revient à ne pas pouvoir travailler durant ces heures (en semaine, de 7 h 31 à 9 h 30 et de 14 h 31 à 19 h 30), sauf à accepter des pénalités. Il a donc été proposé de créer une voie de péage supplémentaire afin d'utiliser à plein la restriction portant non pas sur le nombre de voies fermées,

Vue des voies 1 et 2 rouvertes, en regardant du côté opposé au pont, avec au centre les fondations de l'auvent

View of re-opened lanes 1 and 2, looking from the side opposite the bridge, with in the centre the foundations of the canopy



L'auvent
The canopy



► mais le nombre de voies ouvertes. Avec huit voies en service au lieu de sept, il est alors permis d'en fermer deux durant les heures de pointe puisque six restent ouvertes. Le surcoût de cette voie est largement compensé par le gain de productivité obtenu. Le phasage des travaux s'appuie alors sur cette facilité tout en jouant sur les possibilités de fermeture supplémentaire de voies en dehors des périodes de pointe, notamment le week-end et la nuit.

La phase préparatoire : construction d'un îlot supplémentaire pendant le G8

La phase de travaux préparatoire consiste en la réalisation de l'îlot supplémentaire. Elle devait initialement se limiter à dix jours. Or, à cette période se tenait, à proximité d'Edimbourg la réunion du G8. Forth Road Bridge fut alors soumis à une hypervigilance policière due au passage des convois

officiels vers les lieux de la réunion, à la possibilité de manifestation, et, événement non prévu, aux attentats de Londres. Il en a coûté dix jours de prolongation de cette phase du fait des interdictions de restriction de voies ou de chantier sous circulation.

La construction du génie civil sous circulation

La construction du génie civil sur les voies rassemble les travaux de décapage de la chaussée, en amont de la barrière de péage existante, la réalisation des fouilles et des fondations de l'auvent, la réalisation de la dalle béton et de la chaussée de transition, puis la réalisation des îlots.

C'est la conception de l'auvent qui va guider le phasage des travaux. L'auvent s'appuie sur quatre rangées de deux colonnes. En conséquence, un îlot de péage sur deux intègre un massif de fondations pour deux colonnes. L'îlot supplémentaire mis en place de façon temporaire permet donc de fermer deux voies sur les huit, délimitant ainsi une zone de sécurité suffisante pour pouvoir travailler sous circulation. L'avancement des travaux se fait suivant quatre phases (deux voies par deux voies) qui incluent chacune la séquence complète de construction du génie civil : décapage, fondations, dalle, et îlot. Pour des raisons de sécurité, il a été décidé d'ajouter à cette séquence l'installation des atténuateurs de chocs prévus sur chaque tête d'îlot. Selon les normes britanniques, ils sont capables d'amortir la percussion d'un véhicule léger à 110 km/h.

Les travaux ont été exécutés par Raynesway en appliquant des plans réalisés par l'équipe française de Scetauroute en conformité avec les standards britanniques (DMRB).

Le montage de l'auvent sous circulation

La fabrication en usine de la structure en acier galvanisé de l'auvent a démarré au mois de décembre 2005. La structure complète pèse environ 90 t, dont une soixantaine pour la structure principale et une trentaine pour la partie bardage du toit et des sous-faces et des finitions. L'assemblage se fait sur site et en l'air. L'impossibilité de fermer complètement au trafic interdit, en effet, un montage au sol de la structure puis un grutage. La construction de l'auvent va suivre les phases suivantes : pose de la structure principale, assemblage de la structure secondaire, et réalisation du toit et des sous-faces.

Poser la structure principale de l'auvent

La pose de la structure principale, après contrôle en usine de la galvanisation, a été réalisée durant les deux derniers week-ends de février 2006. Il

s'agit de fixer les colonnes en acier sur les fondations en béton et de les relier par la structure principale. A ce stade, l'auvent se découpe en trois tronçons : deux tronçons d'extrémités s'appuyant chacun sur deux rangées de colonnes reliées par le tronçon central. Chaque tronçon recouvrant quatre voies, seules les périodes de week-end en permettent la fermeture sur une longue plage horaire.

Réaliser la structure secondaire

La structure secondaire est assemblée en l'air durant le mois de mars, pendant la semaine, en dehors des heures de pointe. Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, il a été choisi de travailler dans la journée plutôt que la nuit afin de s'affranchir du froid et de l'obscurité. Rappelons qu'Edimbourg se situe à 700 km au nord de Londres, à l'extrémité de l'estuaire de la Forth.

Réaliser le second œuvre et les finitions

Enfin, les différents bardages de finition ainsi que le câblage pour l'alimentation des équipements et de l'éclairage sont mis en place selon le même principe de phasage, afin d'assurer la meilleure sécurité possible sous circulation pour les ouvriers du chantier et le trafic sur le pont.

Les équipements

La phase d'installation

L'installation des équipements est contrainte, comme pour tout projet de péage, par l'avancement du génie civil et par la date de mise en service. Une fois la conception du péage acceptée par le client en août 2005, la fabrication des équipements a été lancée, et notamment les cabines de péage. Les dates clés pour l'installation sont données par l'avancement des travaux du génie civil :

- ◆ tout d'abord, la finition des îlots qui permet certains travaux en dehors de la zone de l'auvent ;
- ◆ puis la fin du montage de l'auvent qui autorise l'installation des cabines et la connexion des équipements ;
- ◆ et enfin, la mise à disposition du bâtiment pour la mise en place des salles informatiques et de contrôle.

En fait, afin de respecter la date de mise en service, l'installation des équipements se fait en interface permanente avec le reste des travaux : une fois les îlots terminés, le phasage des équipements de voie se fait en parallèle avec celui du montage de l'auvent ; le travail dans la structure de l'auvent interdit au même moment celui, au sol, sur les îlots. Dès lors l'installation des îlots se fait la nuit, en bénéficiant ainsi de la possibilité de fermer jusqu'à quatre voies. La prise en compte des conditions d'hygiène et de sécurité a conduit à optimiser les périodes d'intervention sans allonger la durée des travaux ou d'exposition potentiellement dangereuse.

INTERVIEW

Alastair Andrew (General Manager de FETA)



Pouvez-vous nous présenter FETA ?

Forth Estuary Transport Authority (FETA) est entré en activité le 1^{er} avril 2002. FETA est une Administration émanant d'un partenariat de quatre collectivités locales, regroupant chacune plusieurs communes, responsable de la gestion, de la maintenance et de l'exploitation de Forth Road Bridge.

Situé à 10 miles à l'ouest d'Edimbourg, Forth Road bridge permet le passage de l'autoroute A90 au-dessus des eaux brassées par les marées de l'estuaire de la rivière Forth. Si la maintenance du pont est sa priorité, il revient également à FETA de développer des mesures visant à réduire la congestion du trafic sur le pont ou d'encourager l'utilisation des transports en commun.

General Manager et Bridge Master de Forth Road Bridge, expliquez-nous votre rôle ?

Mon expérience s'appuie sur vingt-six ans de pratique dans la conception et maintenance d'ouvrages d'art, dont 16 ans d'exploitation de péage sur le pont. Il me revient la responsabilité de rendre compte auprès de FETA de l'ensemble des questions techniques, opérationnelles et humaines afin de lui permettre de prendre les décisions politiques et stratégiques.

Quel est l'objectif pour FETA de ce projet ?

FRB est un lien très important dans le réseau des routes "stratégiques" écossaises. FRB est important à la fois pour l'économie de l'Ecosse et pour la libre circulation sur la côte est. Ouvert en 1964, le péage s'effectuait sur les deux rives, au nord et au sud du pont. En 1987, un appel d'offres a été lancé pour un nouveau péage manuel. Il n'a été finalement réceptionné et mis en service qu'en 1991, ce qui veut dire que les installations actuelles sont exploitées depuis à peu près 15 ans.

Depuis septembre 1997, le péage ne se fait plus que dans le sens orienté vers le nord. En effet, afin de permettre l'allongement de la durée de vie du péage, il avait été décidé d'utiliser la gare de péage orientée vers le sud comme lot de recharge. Aujourd'hui, le système de péage en service a maintenant atteint la limite de sa durée de vie. N'ayant plus de possibilité de le maintenir, il faut donc le remplacer devant les risques de panne.

Conformément à notre politique d'utiliser les méthodes de consultation européennes, nous avons lancé un appel d'offres pour les travaux de remplacement du système de péage, qui inclut l'introduction du péage électronique par badge, des barrières rapides, des caméras de contrôle, de nouvelles cabines de péage climatisées, un auvent couvrant les voies de péage et supportant une signalétique variable, des atténuateurs de choc à l'entrée des nouveaux îlots.

Le péage électronique doit fonctionner sous la norme OMISS afin d'assurer l'interopérabilité avec les autres péages européens.

Le contrat contient également l'extension du bâtiment d'administration qui accueillera notamment la nouvelle salle de réunion du "Board" et deux salles informatiques qui assureront un haut niveau de sécurisation par une complète redondance des services de la collecte électronique du péage.

Comment avez-vous sélectionné TUK ?

Nous avons décidé d'adopter un contrat permettant de trouver des partenaires intéressés et capables de nous fournir la meilleure technologie disponible. L'offre remise par les candidats a été évaluée à 80 % pour leur qualité, et à 20 % pour leur coût, en soulignant auprès des autorités de tutelle l'engagement de délivrer un projet de qualité.

Parmi les six contractants invités à concourir, TUK a présenté l'offre la plus intéressante, la mieux disante. TUK est associé à Raynesway Construction qui réalise les travaux de génie civil et de bâtiment. Ascom est le sous-traitant qui fournit l'équipement de péage.

La fin des travaux est prévue durant l'été 2006.

Vue des travaux sur les voies 3 et 4, en regardant le pont

View of the work on lanes 3 and 4, looking at the bridge



Les phases de test

Les travaux d'installation du péage doivent être terminés le 28 mai 2006. Cela permet de répondre aux demandes contractuelles de test d'un mois avant la mise en service. Une fois les tests terminés et acceptés, les opérations de démolition des couloirs existants pourront démarrer. Ils s'achèveront le 20 juillet 2006.

Le bâtiment

L'extension du bâtiment d'administration n'est pas soumise à de fortes contraintes extérieures, hormis permettre l'accès du public aux toilettes et aux ventes d'abonnements. Les travaux du bâtiment suivent donc un phasage simple :

- ◆ une phase préparatoire pour la mise en place de toilettes publiques provisoires et l'aménagement d'un guichet de vente pour la durée des travaux, en dehors de la zone d'extension ;
- ◆ une phase de démolition partielle du bâtiment abritant les toilettes publiques ;
- ◆ une phase de reconstruction avec la mise en place d'une nouvelle structure en acier permettant l'ajout d'un étage supplémentaire sur l'aile du bâtiment partiellement démolie.

La livraison du bâtiment aura lieu le 20 mars 2006, date à laquelle l'ensemble du câblage informatique et électrique sera réalisé. Les locaux techniques seront également achevés. Les équipes "péage" auront donc largement le temps de mettre en place les équipements.

Pour que ce phasage puisse se dérouler sans problème, il a fallu revoir en cours d'avancement les limites de prestations des différents intervenants, en faisant notamment réaliser par les équipes écossaises du lot bâtiment, des travaux prévus dans le lot péage par des équipes françaises.

Les évolutions de programme

Comme tout projet de cette nature, le programme initial a connu quelques évolutions :

- ◆ la première est liée à l'évolution de la politique

de la ville d'Edimbourg visant à privilégier les transports en commun. Une huitième voie est dédiée aux transports publics (bus), détectés par un badge qui leur garantit l'ouverture à distance. Cette modification du péage a eu pour conséquence l'aménagement en génie civil d'une huitième voie, non prévue initialement au programme. Seule cette modification s'est traduite par un réaménagement du délai de livraison ;

- ◆ la deuxième évolution, ayant des implications sur la masse des travaux, vient du redimensionnement des sources de courant : TGBT et onduleurs, non prévus initialement. Cependant leurs modifications ou leurs remplacements n'allongent pas le délai de l'opération ;

- ◆ la troisième source d'évolution vient du programme de mise en place de péage automatique, du fait du retard pris par les autorités britanniques dans la normalisation. Touchant exclusivement les développements logiciels, les délais pour la livraison du génie civil ne sont pas affectés. Par contre la phase 2 du contrat verra la mise en place de solution permettant de garantir une plus forte interopérabilité entre les différents concessionnaires du Royaume-Uni.

Enjeux environnementaux

Deux enjeux environnementaux ont nécessité des études particulières : la pollution et le bruit.

Concernant le bruit, une étude a été menée sur les conditions de travail, à partir des relevés sur le site, et sur la conformité des cabines de péage avec l'entrée en vigueur de nouvelles règles européennes en avril 2006. Le rapport, établi par Scetauroute, a montré la conformité de ces cabines avec la nouvelle réglementation, tout en recommandant un suivi particulier une fois que la nouvelle aire de péage sera en place.

Concernant la pollution, il a fallu rechercher un emplacement permettant une prise et une amenée d'air frais pour la mise en surpression des cabines de péage. En effet, pour s'émanciper de la pollution au monoxyde de carbone constatée sur le site, il y a nécessité d'éloigner de la plate-forme de péage la source d'air frais.

CONCLUSION

A cette étape du projet, un certain nombre d'enseignements apparaissent :

- ◆ le temps de conception : il a doublé par rapport à celui initialement prévu. Cette modification résulte d'une complexité plus importante que prévue du projet conduisant, de plus, à rechercher des pistes d'économies pour respecter au mieux le coût d'objectif ;

- ◆ la durée des travaux : la durée effective des travaux respecte celle initialement prévue, soit un an

pour huit couloirs, un auvent et un bâtiment d'administration, intégrant la phase d'obtention d'un permis de construire.

Sans être une performance exceptionnelle, il est à souligner que la mise au point d'un nouveau système de gestion du péage complet avec de nouvelles interfaces avec les banques est partie prenante de cette phase.

Au Royaume-Uni, comme en France, la mise en place d'un péage représente une expérience unique non reproductible. Le temps de la conception ne peut être comprimé.

Par ailleurs, ce projet permet de vérifier une convergence des pratiques européennes à tous les niveaux :

- ◆ les méthodes de management de projet, analyse des risques, mesures environnementales, hygiène et sécurité ;

- ◆ une homogénéité dans les pratiques de conception et les normes.

Enfin, ce projet illustre la richesse d'un véritable échange d'expériences quand sont mises en place les conditions d'un dialogue entre des cultures et des pratiques d'origines différentes. En effet, le projet a été l'occasion d'un véritable partenariat, où chaque intervenant, à son niveau et dans sa spécialité, a cherché à collaborer, à profiter et à partager au maximum des expériences et compétences de l'ensemble des intervenants. Les temps d'arrêt, au moment où des problèmes se posaient, se sont transformés en échanges permettant de consolider les réponses à apporter. C'était en partie le but recherché dans le choix de TUK par FETA. Il ne reste plus qu'à réussir la mise en service le 28 juin 2006.

ABSTRACT

Modernisation of the Forth Road Bridge toll system in Scotland

Ch. Castaing

A project with a major constraint for Egis group : upgrading the toll system of the Forth Road Bridge in Scotland. This bridge is very important in the "strategic" Scottish road network. Transroute UK, a subsidiary of Egis Projects, won this tender by placing all the expertise of the consortium (Egis Projects, Scetauroute and Isis) at the service of the Scottish client, FETA, in a project in which the major constraint was the performance of civil engineering work under heavy traffic.

RESUMEN ESPAÑOL

Modernización del sistema de peaje del Forth Road Bridge en Escocia

Ch. Castaing

Un proyecto que consta de muchos imperativos para el grupo Egis : la puesta a nivel del peaje del puente "Forth Road Bridge" en Escocia. Este puente es sumamente importante en la red de carreteras "estratégicas" de Escocia. Transroute UK, filial de Egis Projects, ha conseguido esta licitación que pone la pericia global del grupo (Egis Projects, Scetauroute e Isis) al servicio del cliente escocés, FETA, en un proyecto cuyo mayor imperativo consistió en la ejecución de los trabajos de ingeniería civil con un tráfico intenso.

Le pont de Kanne en Une première pour le

Spécialement développé par Freyssinet pour répondre aux contraintes des câbles porteurs des ponts suspendus, le toron Cohestrand est mis en œuvre pour la première fois à l'échelle industrielle sur le pont de Kanne, en Belgique (photo 1).

Photo 1
Vue générale
du pont de Kanne
*General view
of Kanne Bridge*



Photo 2
Vue depuis la retenue sud
(Eben - Emael)
*View from the south reservoir
(Eben - Emael)*



Ouvert à la navigation en 1939 et long de 129 km, le canal Albert, qui relie Anvers à Liège, supporte aujourd'hui plus d'un tiers du trafic du réseau navigable belge. Pourtant, dans la province du Limbourg, en Flandre, une partie de l'ouvrage n'est toujours pas accessible aux convois poussés de 9000 t qui sont devenus le standard en Europe. D'importants travaux d'élargissement ont donc été lancés pour moderniser cet axe stratégique.

Dans la ville de Kanne, au sud-ouest de Maastricht (Hollande), la mise au gabarit du canal a conduit à remplacer le pont bow-string existant par un nouvel ouvrage. La solution du pont suspendu a été choisie pour des considérations architecturales et pour conserver un gabarit fluvial élevé sans devoir réaliser des rampes d'accès trop pentues. Il s'agit du premier ouvrage de ce type construit en Belgique depuis les années 1960. Toutefois, le maître d'ouvrage a porté une attention toute particulière à la durabilité des câbles de suspension, qu'il voulait comparable à celle des câbles de haubans, ce qui supposait notamment de garantir la continuité des barrières anticorrosion au travers des colliers.

■ DEUX CÂBLES DE 75 TORONS

Pour répondre à cette exigence, c'est le système Cohestrand de Freyssinet qui a été choisi. Ce chantier en est d'ailleurs la première mise en œuvre à l'échelle industrielle sur un pont suspendu, puisque jusqu'alors seul un pont prototype, de 88 m de portée, avec des câbles de suspension principaux à sept torons avait été construit à Chartrouse, en Camargue, sur une propriété privée.

Métallique, le nouveau pont comprend une travée principale de 96,20 m de long et deux travées latérales de 14,80 m. Des viaducs d'accès en structure mixte acier-béton encadrent l'ouvrage. Le tablier, de 21 m de large, supporte deux voies de circulation automobile situées entre les plans des suspentes et deux pistes réservées aux cycles et aux piétons aménagées à l'extérieur. De part et d'autre, les câbles porteurs, constitués chacun de 75 torons, sont supportés par des mâts cylindriques hauts de 25 m (16 m au-dessus du tablier) (photo 2).

Belgique Cohestrand

■ UNE GAINÉ PROTECTRICE

Sur chacun des câbles, 24 suspentes espacées de 3,70 m supportent le tablier. Entre les colliers, une gaine externe en PEHD blanc spécialement conçue pour protéger les torons contre l'effet du rayonnement ultraviolet et les agressions mécaniques recouvre le câble porteur. Chaque suspente se compose de cinq monotorons T15,7 également logés dans une gaine externe en PEHD blanc et peut être assimilée à un câble de hauban Freyssinet. Au niveau du collier, l'ancrage supérieur de la suspente est assuré par une chape articulée, et au niveau inférieur il se fait sur un tube supportant le tablier. La mise en place de la suspension aura été l'autre particularité du chantier. Le tablier en acier du pont de Kanne étant érigé sur des supports temporaires, sans la suspension, il a été possible de préfabriquer les câbles principaux sur le tablier, avec tous les colliers. Les torons ont donc pu être enfilés dans les colliers et, pour un meilleur rapport qualité/coût, il a été décidé d'utiliser des colliers fermés sans boulons, contrairement aux colliers traditionnels. Ainsi, chaque collier était constitué par un tube usiné (figure 1). La plaque à œil servant à la liaison de la suspente a été soudée sur le tube après usinage.

Les différents colliers et éléments de gaine ont été mis en place sur le tablier, en respectant le profil parabolique du câble, afin de garantir que les torons auraient exactement la longueur appropriée

correspondant à leur position définitive dans le câble (photo 3).

Après l'enfilage de tous les torons et leur arrangement suivant le faisceau hexagonal compact souhaité, les colliers ont été serrés, à l'aide d'un cadre de réaction, de trois barres de précontrainte et de vérins creux. Les cales ont été mises en place très précisément à leur position définitive le long du

Benoît Lecinq

DIRECTEUR TECHNIQUE
Freyssinet



Sébastien Petit

INGÉNIEUR DE PROJET
DIVISION STRUCTURES
CÂBLÉES
Freyssinet



Ivica Zivanovic

INGÉNIEUR
RESPONSABLE
DÉVELOPPEMENTS
DE PRODUITS
Freyssinet

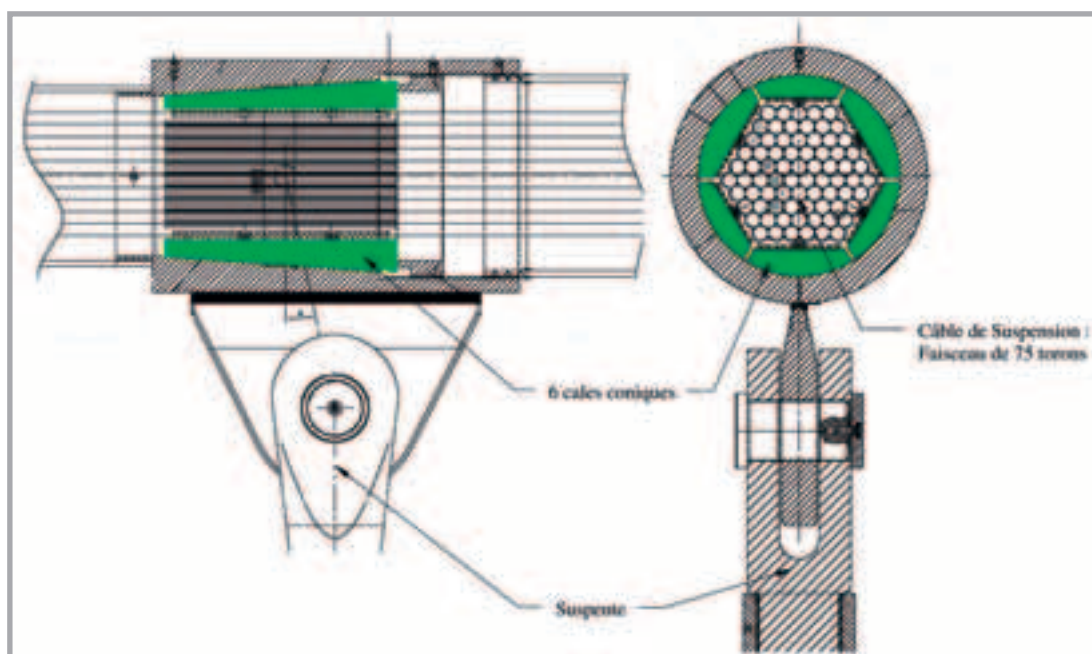


Figure 1
Collier de suspente
du pont de Kanne

*Kanne Bridge
hanger collar*



Photo 3
Préfabrication du câble
sur le tablier

*Prefabrication of the cable
on the deck*

PRIX DE L'INNOVATION VINCI 2005 : LE GRAND PRIX POUR FREYSSINET

Le 5 décembre 2005, lors du palmarès final du Prix de l'Innovation Vinci 2005, Antoine Zacharias, président-directeur général de Vinci, a remis le Grand Prix à Benoît Lecinq (directeur technique de Freyssinet), Sébastien Petit (ingénieur projet au sein de la division Structures Câblées) et Ivica Zivanovic (responsable développements de produits) pour le système de câbles de pont suspendu en Cohestrand utilisé sur le pont de Kanne. Outre l'innovation technique, le jury a apprécié "le niveau d'excellence technologique atteint par les équipes de Freyssinet avec ce produit."



Photo 4
Cales avant le blocage du collier
Wedging before blocking the collar



Photo 5
Dispositif de blocage hydraulique
Hydraulic blocking device

POURQUOI AVOIR RETENU LE COHESTRAND ?



Vue en coupe du Cohestrand
Cross-section view of the Cohestrand

"L'exigence de durabilité pour les câbles principaux a naturellement conduit à choisir le Cohestrand, explique Benoît Lecinq, le directeur technique de Freyssinet, car ce câble a précisément été développé par Freyssinet à la fin des années 1990 pour résister aux forces transversales de bridage et aux forces longitudinales de glissement et préserver ainsi la

continuité de la protection contre la corrosion au droit des colliers des suspentes des ponts suspendus ou des selles de déviation dans le cas de ponts haubanés. Comme les torons d'un câble de hauban, dont la cire pétrolière est ici remplacée par une résine spéciale, les torons du Cohestrand bénéficient d'une triple barrière de protection – galvanisation, interstices inter fils et entre fils et gaine remplis par un polymère adhésif, gaine PEHD extrudée et adhésivée au toron –, dont la qualité, l'homogénéité et la fiabilité sont le fruit de méthodes industrielles de fabrication.

Et comme les câbles de haubans à torons parallèles, ceux du Cohestrand possèdent à la conception un potentiel de durée de vie de 100 ans. Un essai en vraie grandeur a d'ailleurs été réalisé sur un tronçon du câble principal pour vérifier la résistance au glissement du collier. Mené en août 2004 dans le laboratoire de Freyssinet, il a prouvé que le collier était capable de résister à une force longitudinale dépassant 1.200 kN avant tout glissement."

Le Cohestrand® est similaire à un monotoron, hormis le remplacement de la cire pétrolière par une résine spéciale :

- élément principal en traction : toron de sept fils, d'un diamètre nominal de 15,7 mm, présentant

une résistance à la rupture de 1 860 MPa et une résistance à la fatigue de 300 MPa sur 2 millions de cycles ;

- protection contre la corrosion interne : galvanisation à chaud, suivant la norme NF A 35-035 ;
- protection contre la corrosion externe : polyéthylène à haute densité (PEHD noir, classe PE 80 ou PE 100) de 1,5 mm d'épaisseur, extrudé sur le toron et formulé pour offrir une excellente résistance au vieillissement ;

- garnissage liant : composé principalement d'une résine polybutadiène (PolyBd®) enveloppant l'ensemble des fils, y compris le fil central, et d'un élément assurant l'adhérence sur le polyéthylène.

Ce complexe liant est un produit hydrophobe, résistant à la vapeur d'eau et à l'oxygène et il est capable de transférer les efforts de compression (bridage) et de cisaillement (force tangentielle du collier de suspente) du polyéthylène aux fils d'acier. Le point essentiel de la fabrication du Cohestrand est la co-extrusion de la résine PolyBd® et du polyéthylène sur le toron, avec une maîtrise précise des paramètres d'extrusion, permettant d'obtenir les propriétés mécaniques nécessaires. Ce processus complexe a été industrialisé en coopération avec un fournisseur de torons exclusif (Tréfileurope), et il fait l'objet d'un contrôle qualité très strict. La résistance au cisaillement du composé sera au minimum de 4 MPa à 20 °C, entre la gaine externe et le toron de sept fils. La triple barrière de protection du toron bénéficie de la qualité, de l'homogénéité et de la fiabilité, que seules peuvent garantir des méthodes industrielles.

Grâce à ses caractéristiques mécaniques (de cohésion), la triple barrière anticorrosion du Cohestrand peut englober le câble de bout en bout, sans discontinuité, que ce soit au niveau des colliers de suspentes ou des selles de déviation. C'est là le point essentiel pour éviter tout point faible dans la protection contre la corrosion des câbles et obtenir une durabilité exceptionnelle.



Photo 6
Levage par toron de la seconde extrémité du câble

Lifting the second end of the cable by strand



Photo 7
Premier câble en place
First cable in place

câble, puis bloquées par l'application d'une force longitudinale de 1 000 kN (photos 4 et 5).

Finallement, le câble entièrement préfabriqué a été mis en place sur les pylônes, qui comportaient une ouverture, destinée à recevoir le câble avec son ancrage et sa plaque d'appui. Pour la première extrémité, le levage du câble s'est opéré à l'aide d'une grue. Pour l'autre extrémité, des vérins à toron ont été utilisés, car ils sont mieux adaptés à l'effort oblique produit dans le câble pendant sa mise en place (photos 6 et 7).

Les suspentes et les haubans de retenue sont mis en tension en respectant la séquence définie par le bureau d'études. La mise en place de la suspension a été achevée en mars 2005 et le pont ouvert à la circulation fin 2005.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap
Departement Leefmilieu en Infrastructuur Afdeling Maas en Albertkanaal

Entreprise générale

THV Herbosch Kiere Antwerpse Bouwwerken
- Louis Duchêne

Bureau d'études

IV-Infra

Bureau de contrôle

Seco

Construction métallique

Victor Buyck Steel Construction

Entreprise spécialisée

Freyssinet Belgium et Freyssinet

ABSTRACT

Kanne Bridge in Belgium. A first for the Cohestrand

B. Lecinq, S. Petit, I. Zivanovic

Close to the city of Kanne to the southwest of Maastricht (Netherlands), the canal enlargement has led to the replacement of the existing bowstring bridge by a new structure. The suspension bridge solution was chosen for architectural reasons and to preserve a high river gauge without having to make access ramps that were too steep. This is the first structure of this type to be built in Belgium since the 1960s. The owner nevertheless drew special attention to the service life of the suspension cables, which had to be comparable to that of stay cables, which in particular meant guaranteeing the continuity of the anti-corrosion barrier through the collars.

Freyssinet's Cohestrand system was chosen to meet this requirement. It was developed at the end of the 1990s to resist transverse flanging forces and longitudinal sliding forces and thus preserve the continuity of protection against corrosion at the level of the hanger collars on suspension bridges or deviation saddles on cable-stayed bridges.

RESUMEN ESPAÑOL

El puente de Kanne en Bélgica. Una primicia para el Cohestrand

B. Lecinq, S. Petit y I. Zivanovic

En la ciudad de Kanne, al suroeste de Maastricht (Holanda), la adaptación al gálibo del canal ha llevado a reemplazar el puente bow-string existente por una nueva obra. Es la solución de puente colgante que fue seleccionada para diversas consideraciones arquitectónicas y para conservar un elevado gálibo fluvial sin tener que realizar rampas de acceso demasiado inclinadas. Este puente corresponde a la primera estructura de este tipo construida en Bélgica desde los años 1960. Sin embargo, la entidad contratante ha puesto particular atención en cuanto a la durabilidad de los cables de suspensión, que deseaba ser comparable con aquella de los cables de los puentes atirantados, lo cual suponía, concretamente, de garantizar la continuidad de las barreras contra la corrosión por medio de abrazaderas.

Para responder a esta exigencia, se ha seleccionado el sistema Cohestrand de Freyssinet que fue desarrollado al final de los años 1990 para resistir a las fuerzas transversales de embridado y a las fuerzas longitudinales de deslizamiento, y preservar así la continuidad de la protección contra la corrosión en la parte derecha de las abrazaderas de los cables de suspensión de los puentes colgantes o de las placas de desviación en el caso de puentes atirantados.

Le périphérique M30 de Madrid est un projet évolutif qui connaît une phase de développement considérable entre 2004 et 2007 dans le "projet Madrid Rio" faisant lui-même partie du "Projet Ouest". Les travaux se déroulent le long du fleuve Manzanares, en zone urbaine, et comprennent d'importants tunnels et tranchées couvertes. Les 700 000 m² de parois moulées à réaliser mobilisent la plupart des spécialistes espagnols en sous-traitance des majors de la construction. Les filiales Rodio et Kronsa de Solétanche Bachy prennent une part importante, à hauteur de 36 %, dans ces travaux de parois moulées qui mettent en œuvre 50 ateliers simultanément.



Photo aérienne du secteur du projet Madrid Rio
Aerial photo of the Madrid Rio Project sector

Section type au niveau du parc de la Arganzuela

Typical cross section at the level of Arganzuela Park

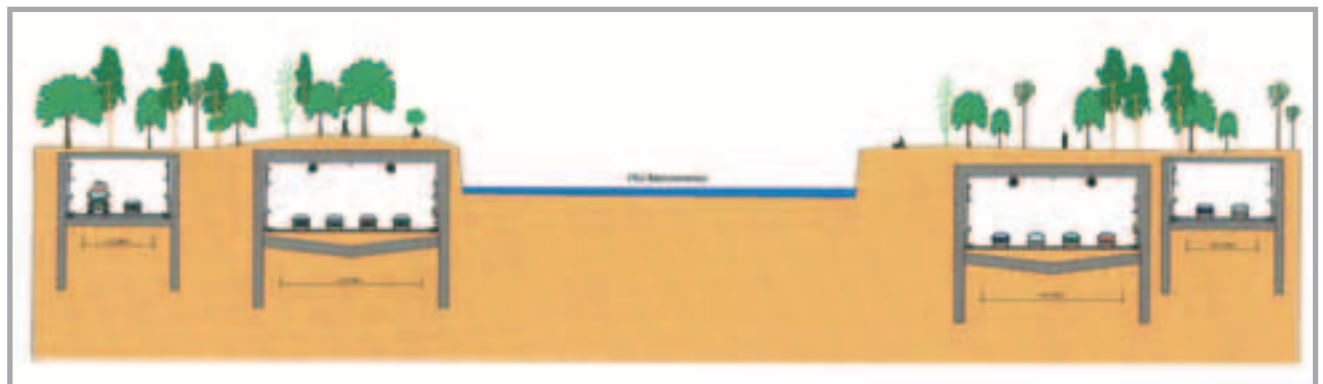


Section type au niveau du pont de Tolède

Typical cross section at the level of Toledo Bridge

Section type du pont de San Isidro et du paseo Marqués de Monistrol

Typical cross section of San Isidro Bridge and paseo Marqués de Monistrol



Les premiers travaux de la M30 datent des années soixante. Au fil des ans cet axe routier a tenu de plus en plus un rôle vital dans l'infrastructure routière de la capitale espagnole. La M30 a été conçue au départ comme un anneau périphérique de la ville. Mais son tracé se trouve aujourd'hui noyé dans le tissu urbain avec tout ce que cela comporte comme pollution atmosphérique et sonore, avec des niveaux de bruit tant diurnes que nocturnes dépassant les seuils admissibles.

Ces considérations ont conduit la Mairie de Madrid à réaliser la mise en souterrain de cet axe. Les sections principales du périphérique seront enterrées ce qui permettra de libérer des aires à reconvertir en espaces verts, sentiers piétonniers, pistes cyclables et nouveaux ensembles immobiliers.

Les objectifs du projet incluent également une augmentation de la capacité de la M30, une réhabilitation autour des sections existantes du périphérique et un nettoyage du fleuve Manzanares. Il est également prévu une amélioration des raccordements radiaux aux routes secondaires afin de réduire de

Madrid

On s'affaire sur les fondations du projet Madrid Rio de l'autoroute périphérique urbaine M30

Daniel Provenchère

DIRECTEUR ADJOINT
DE LA ZONE ESPAGNE -
PORTUGAL - MEXIQUE -
AMÉRIQUE CENTRALE
Solétanche Bachy



Les aménagements du pont de Ségovie : actuel et futur

Developments for Segovia Bridge : current and future



Les aménagements du secteur Matadero : actuel et futur

Developments for the Matadero sector : current and future



manière significative les temps de transport vers et depuis les banlieues.

Les nouvelles sections de route totaliseront 99 km, dont 56 km en tunnels, 19 km d'échangeurs et 6 km réalisés en tranchées couvertes, ces longueurs étant celles des tronçons, qu'il faut donc multiplier par 2 ou plus pour obtenir des longueurs d'ouvrage.

Les travaux ont commencé en septembre 2004 et devraient être terminés au deuxième trimestre 2007. Le budget de ce projet est estimé à 3,9 milliards d'euros.

Les marchés ont été attribués aux majors de la construction espagnole dont notamment Necso, Ferovial Agroman, ACS Dragados et Sacyr.

Les parties en tunnel seront réalisées au moyen de sept tunneliers à pression de terre dont un construit par Mitsubishi et Duro Felguera, considéré comme le plus grand au monde : 15 m de diamètre, 4000 t de poids et 160 m de long.

L'ensemble de l'opération a été divisé en quatre



Echangeur sud. Puits d'accès en parois moulées pour le tunnelier

Southern interchange. Diaphragm wall access shafts for the tunnel boring machine



Echangeur sud. Chantier de parois moulées

Southern interchange. Diaphragm wall construction site



Parois moulées. Hydrofraise Evolution de Rodio (groupe Solétanche Bachy)

Diaphragm walls. Evolution hydro-cutter used by Rodio (Solétanche Bachy group)



Parois moulées. Atelier benne KS 3000 de Kronsa (groupe Solétanche Bachy)

Diaphragm walls. KS 3000 tipping equipment used by Kronsa (Solétanche Bachy group)



Atelier de tirants d'ancrage

Anchor tie equipment



Pont de Tolède. Chantier de parois moulées

Toledo Bridge. Diaphragm wall construction site

LES PRINCIPALES QUANTITÉS DU PROJET MADRID RIO

- Tunnel principal : 12 150 m
- Rameaux : 13 965 m
- Parois moulées : 697 738 m²
- Acier : 177 760 t
- Béton : 1 487 228 m³
- Terrassement : 4 949 935 m³

ABSTRACT

Madrid. Workers are busy on the foundations of the Madrid Rio Project for the M30 urban ring motorway

D. Provenchère

The M30 ring road in Madrid is an evolving project which is undergoing a major development phase between 2004 and 2007 in the "Madrid Rio Project", itself forming part of the "Western Project". The work is being carried out along the Manzanares River, in an urban area, and includes large tunnels and cut-and-covers. The 700,000 sq. m of diaphragm walls to be built mobilise most of the Spanish specialists working under sub-contract to the construction majors. The Rodio and Kronsa subsidiaries of Solétanche Bachy are heavily involved, performing 36 % of this diaphragm wall work which involves 50 sets of equipment working simultaneously.

RESUMEN ESPAÑOL

Madrid. Actuación en las cimentaciones del proyecto Madrid Río de la autopista urbana de circunvalación M30

D. Provenchère

La vía de circunvalación M30 de Madrid es un proyecto evolutivo que es objeto de una considerable etapa de desarrollo entre 2004 y 2007 en el "Proyecto Madrid Río" integrado en el "Proyecto Oeste". Los trabajos se realizan en las riberas del río Manzanares, en zona urbana, e incluyen, fundamentalmente, a importantes túneles y falsos túneles. Los 700000 m² de pantalla de hormigón armado que se tratan de ejecutar movilizan la mayor parte de los especialistas españoles en subcontratación de las mayores empresas constructoras. Las filiales Rodio y Kronsa de Solétanche Bachy se encargan de una parte importante, a razón de un 36 %, de estos trabajos de pantalla de hormigón armado que precisan la implementación simultánea de 50 talleres.

Le nouveau port de Tanger au Maroc

David Coulet

INGÉNIEUR
Bouygues Travaux Publics

Saddek Cherif

INGÉNIEUR
Bouygues Travaux Publics

Nicolas Berthe

INGÉNIEUR
Bouygues Travaux Publics

Christophe Carreau

INGÉNIEUR
SAIPEM - SA

Sur la rive sud du détroit de Gibraltar, les autorités marocaines construisent un nouveau port en vue de développer le trafic TIR et des containers dans la région. Le projet est composé de deux digues dont la principale fait 2050 m de longueur. Cette digue est constituée par un talus pour des profondeurs de fond marin inférieures à 20 m, et par 40 caissons fondés à - 20 m ailleurs. Les caissons sont préfabriqués en béton armé et sont constitués de quatre cellules ballastées en sable. Leurs dimensions en plan sont de 28 x 28 m, la hauteur totale est de 35 m pour un volume de béton de 3 000 m³.

Plusieurs tests hydrauliques ont été réalisés pour vérifier la stabilité de la digue et déterminer les actions de la houle centennale (Hs = 9,0 m) sur les caissons. Tout le design est basé sur une durabilité de 100 ans et à ce titre, plusieurs campagnes d'essais béton ont été réalisées pour déterminer la meilleure formulation limitant la migration des chlorides. De plus, un système de protection cathodique est mis en œuvre. Les travaux réalisés par un groupement composé par Bouygues, SAIPEM-SA & Bymaro, ont démarré en juin 2003 et seront terminés en juin 2006.

■ INTRODUCTION

Sur la rive sud du détroit de Gibraltar et à 40 km à l'Est de la ville de Tanger, les autorités marocaines ont décidé la construction d'un nouveau port en vue de favoriser le développement économique de la région du Nord et de consolider l'ancrage du Maroc dans l'espace Euro Méditerranéen (photo 1). Les principales fonctions du port seront de :

- ◆ capter une partie du trafic de transbordement de conteneurs ;
- ◆ développer le trafic TIR ;
- ◆ rationaliser l'affectation du trafic de céréales ;
- ◆ desservir l'hinterland de Tanger en produits pétroliers raffinés ;
- ◆ désengorger la ville de Tanger pour tourner davantage son activité vers le tourisme et en faire un pôle d'attraction culturelle.

Les principaux intervenants du projet sont :

- ◆ la Direction de l'aménagement du nouveau port Tanger Méditerranée, relevant du ministère de l'Équipement (DAPTM) ;
- ◆ la société anonyme à directoire et à conseil de surveillance dotée des prérogatives de puissance publique. Maître d'ouvrage et maître d'œuvre du projet, ses missions comprennent :
 - l'étude, l'aménagement et l'exploitation du nouveau port et des zones d'activités,
 - l'élaboration du schéma général d'aménagement,
 - la promotion commerciale du port et des zones d'activités,
 - l'administration du domaine public de la zone.



Photo 1
Vue générale des caissons
General view of the caissons

Les travaux sont réalisés par le groupement d'entreprises SRPTM constitué par :

- ◆ Bouygues TP ;
- ◆ SAIPEM-SA ;
- ◆ Bymaro (filiale marocaine de Bouygues Bâtiment International).

Le groupement a été retenu en juin 2003 sur sa proposition de variante technique qui consiste, en particulier, à remplacer une grande partie de la digue à talus classique, par des caissons en béton armé, lorsque les fonds marins dépassent 20 m. Cette solution est moins coûteuse, réduit l'emprise de la digue et améliore l'impact écologique de

Photo 2
Vue générale
du port futur
General view
of the future port



Figure 1
Coupe horizontale
du caisson
Horizontal cross section
of the caisson

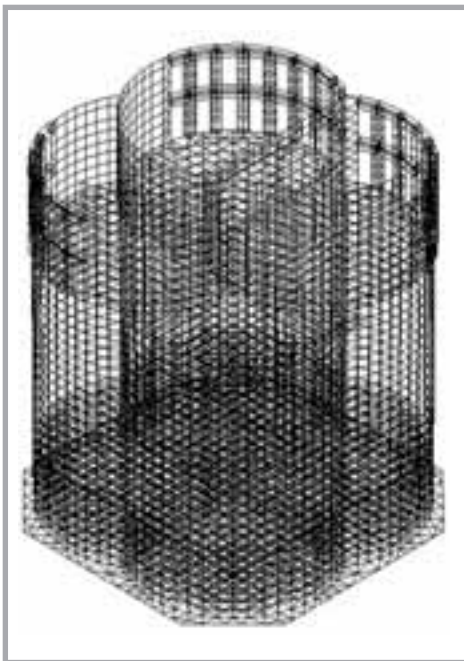
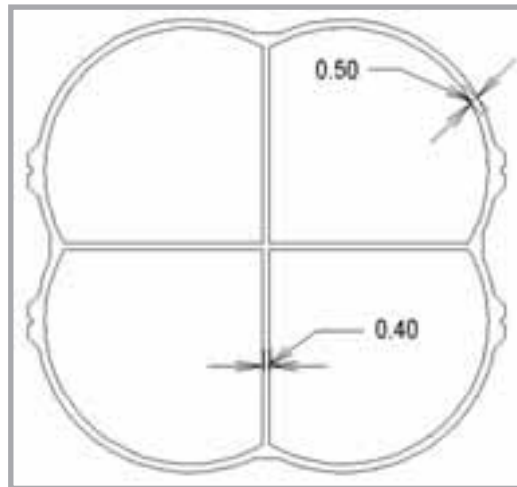


Figure 3
Modèle 3D
3D model

Figure 2
Modèle 3D
du caisson
3D model
of the caisson



la construction. Elle assure également de meilleures conditions d'accès pour les navires, une plus grande protection vis-à-vis de la houle et un accroissement de la surface du terre-plein.

■ DESCRIPTION GÉNÉRALE

Aménagement général (photo 2)

Ce projet, appelé "Port de Tanger-Méditerranée", est articulé autour d'un port en eau profonde, de zones franches (logistique, industrielle, commer-



Photo 3
Modèle de structure des caissons
Structural model of the caissons

cial et touristique) et des infrastructures de connexion autoroutière et ferroviaire.

Le port de Tanger-Méditerranée, qui se développe à l'abri d'une digue principale de 2050 m et d'une digue secondaire de 570 m, est constitué de plusieurs terminaux :

- ◆ un terminal à conteneurs, avec un linéaire de quai de 1612 m offrant un tirant d'eau variant de 12 à 18 m et 90 ha de terre-pleins ;
- ◆ un quai de 201 m de long pour marchandises et divers avec un tirant d'eau de 12 m ;
- ◆ un terminal céréalier doté d'un quai de 366 m avec un tirant d'eau de 15 m ;
- ◆ un quai de service de 225 m avec un tirant d'eau de 6 m.

Description de la digue à talus

La digue à talus est réalisée en matériaux de carrière, mis en œuvre par voie maritime ou terrestre. Elle s'étend sur une longueur de 1000 m et sur une profondeur d'eau inférieure à 20 m.

Description de la digue à caisson

Elle est composée de 40 caissons fondés au niveau - 20 m et posés l'un contre l'autre sur une longueur de 1100 m. Les dimensions de chaque caisson sont de 28 x 28 m en plan et 32 à 35 m de haut. Longitudinalement les caissons sont solidarisés entre eux au moyen de "clés" remplis de béton. Le volume total de béton est de 3000 m³ par caisson.

Description des caissons

Les caissons sont préfabriqués en béton armé et sont constitués de quatre cellules ballastées en sable sur une hauteur de 23 m. Par dessus, sont réalisées les superstructures composées de trois voiles. Un voile avant ajouré appelé "Jarlan" permettant la réduction de l'énergie de la houle, un voile arrière qui fait écran à la houle et un voile

transversal qui relie les deux voiles précédents (figures 1 et 2).

■ CONCEPTION DES CAISSONS

ÉTUDE de structure

Les études de structure sont réalisées à l'aide d'un modèle aux éléments finis tridimensionnel du caisson. Les actions principales sont celles de la houle centennale et des charges d'exploitation des quais. Les charges hydrauliques sont issues des tests en bassins réalisés chez Océanide (La Seyne-sur-Mer – France). Le ferrailage est calculé sur la base des critères de fissuration très préjudiciables des règles françaises, applicables aux structures marines (figure 3).

Etudes hydrauliques

La conception de la digue a été étudiée sur modèle numérique et ensuite testée à l'aide de modèles physiques. Durant les phases d'appel d'offres et d'exécution, des essais sur modèle réduit ont été réalisés en canal à houle et en bassin pour valider la variante proposée.

Modèle en canal à houle (modèle 2D)

Durant la phase d'appel d'offres la solution variante a été testée en canal à houle. L'objet de ces tests était :

- ◆ la vérification de la stabilité des caissons (mesure d'efforts globaux à l'aide d'une balance dynamométrique) ;
- ◆ l'étude des franchissements.

La photo 3 montre le modèle utilisé pour ces tests réalisés au laboratoire d'Océanide.

Durant la phase d'exécution des travaux, les analyses précédentes ont été complétées par des essais additionnels, à l'aide de modèles 2D locaux, permettant d'évaluer les forces appliquées aux différents éléments de la structure des caissons. Des capteurs de pression ont été introduits dans le modèle afin de mesurer les efforts locaux appliqués à la dalle et aux voiles.

La figure 4 montre la position des capteurs de pression, trois d'entre eux sont installés sur la dalle et deux sur les voiles.

Sur la base des efforts globaux (mesurés par la balance) et des efforts locaux (mesurés par les capteurs), tous les diagrammes de pression à considérer dans le calcul structural ont été définis (figure 5).

Modèle en bassin (modèle 3D)

Durant la phase d'exécution des travaux, un modèle 3D complet a été réalisé au laboratoire de Sogreah. L'objet principal de ce modèle a été de vérifier la stabilité de la jonction entre les ACCROPODES™ et les caissons. Des essais additionnels ont été en-

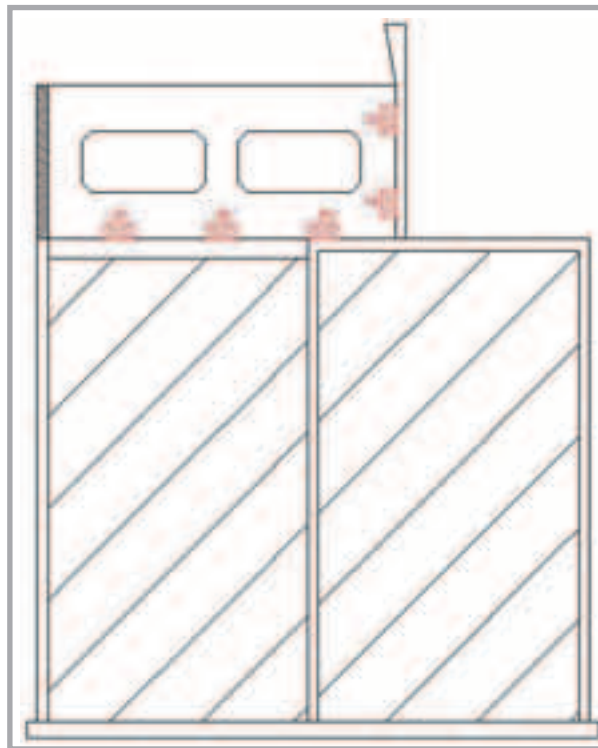


Figure 4
Position des capteurs de pression

Position of pressure sensors

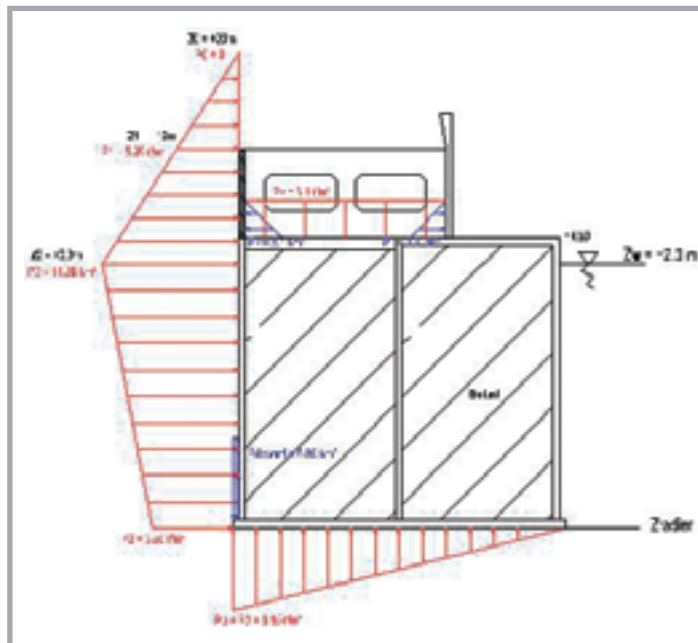


Figure 5
Exemple de diagramme de pression

Example of pressure diagram

Photo 4
Jonction entre les ACCROPODES™ et les caissons

Junction between the Accropodes™ and the caissons

gagés pour vérifier la stabilité de la butée en enrochement au pied de l'ouvrage, sous l'action de la houle.

La photo 4 montre la jonction entre les ACCROPODES™ et les caissons. Le plan de pose des ACCROPODES™ a été adapté à la géométrie particulière. Aucun problème de stabilité n'a été observé.

■ DURABILITÉ

La digue est conçue pour une durée de vie de 100 ans. A ce titre, plusieurs mesures sont prises concernant :

- ◆ la qualité du béton : la formulation est développée en laboratoire, pour satisfaire aux critères de perméabilité aux ions chlorés, de compacité, de faible dosage en eau et de haute qualité des agrégats. Ainsi, plusieurs adjuvants ont été utilisés, de manière à réguler les temps de prise et la maniabilité. Addition de fumée de silice pour augmenter la compacité et l'étanchéité des bétons hors d'eau ;



Photo 5
Rubans
de la protection
cathodique
Cathodic
protection tapes



Photo 6
Drague suceuse
Suction dredger



Photo 7
Sonde vibrocompaction
Vibrocompaction probe



- ◆ la mise en œuvre du béton s'effectue de manière quasi continue, grâce à l'utilisation d'un coffrage glissant permettant de limiter le nombre de joints de reprises qui sont des points de faiblesse vis-à-vis de la durabilité;
- ◆ les conditions de maturité du béton : une attention particulière est apportée au respect de la tem-

Photo 8
Montage
du coffrage glissant
Erecting the sliding
formwork



pérature qui ne doit pas dépasser 25 °C durant la prise. La centrale à béton est équipée d'une centrale à glace, pour les périodes chaudes. Le béton est protégé par une toile contre les effets de dessiccation et de gradient de température au jeune âge ;

- ◆ les critères de calculs : les sollicitations dans la structure sont limitées de manière à réduire la fissuration du béton. Les critères de fissuration très préjudiciables sont appliqués. De plus, les aciers sont protégés contre les agressions extérieures par un enrobage de 80 mm ;

- ◆ la géométrie : la pente de la dalle supérieure est de 2,5 % afin d'éviter les dépôts de sel marin sur le béton ;

- ◆ la protection cathodique mise en œuvre est définie comme suit :

- en dessous du niveau 0,0 : anodes à courant imposé,

- au-dessus du niveau 0,0 : rubans espacés tous les 300 mm et alimentés par un courant électrique. Ces rubans sont placés à proximité des armatures (photo 5).

■ MÉTHODE DE CONSTRUCTION

Travaux de dragage et traitement de sol

Dragage

Le dragage du fond marin, composé essentiellement de sable, est réalisé par pompage à l'aide d'une drague suceuse. Cette drague est équipée de conduits permettant d'aspirer le mélange sable + eau à des fonds allant jusqu'à - 16 m, pour être vidée également par pompage, le long de la rive et à l'abri d'une digue provisoire préalablement réalisée. Après décantation, le sable se dépose pour réaliser une plate-forme qui constituera le futur terre-plein du port (photos 6 et 7).

Traitement de sol par vibrocompaction

Les installations du chantier sont fondées sur du remblai en sable de dragage. La zone de préfabrication des caissons, est soumise à de fortes surcharges liées au poids des caissons et aux voies de circulation des transbordeurs. Cette zone est traitée par vibrocompaction afin d'améliorer ses caractéristiques géotechniques et limiter les tassements différentiels. Le même traitement est réalisé sous les longrines sous-marines utilisées pour le glissement de la structure métallique de mise à l'eau (ber).

Préfabrication des caissons

Aire de préfabrication

Les caissons sont préfabriqués en deux phases. La première à terre où le caisson est préfabriqué

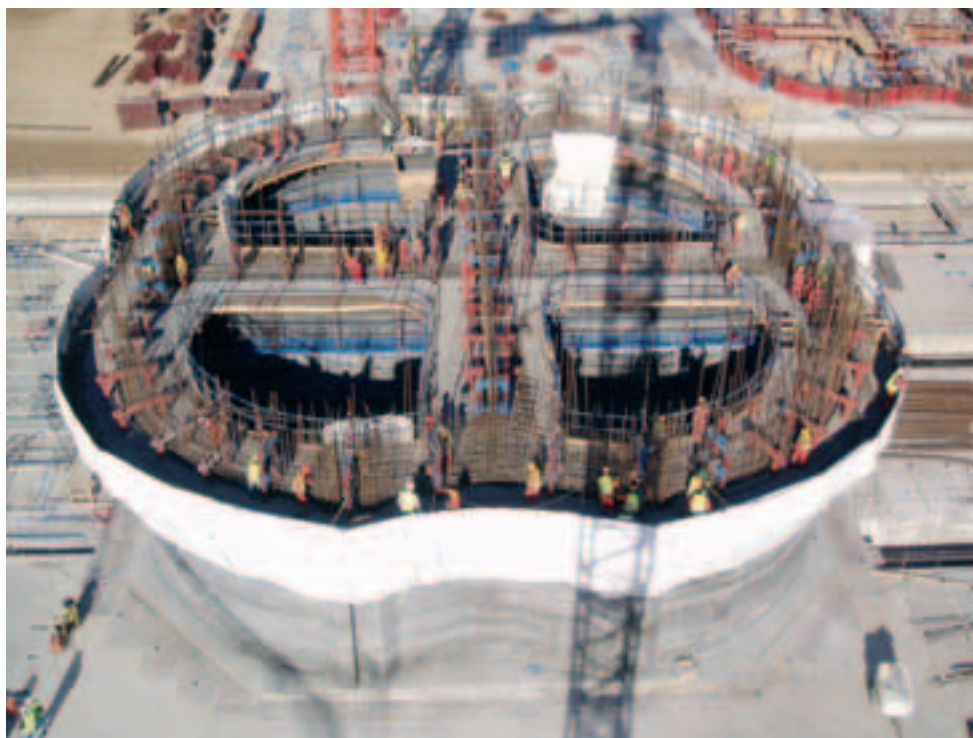


Photo 9
Bétonnage
des voiles
Shear wall
concreting

sur une hauteur de 9,9 m, et la deuxième en mer, où les voiles sont terminés pour atteindre une hauteur de 23 m.

La préfabrication à terre est réalisée suivant les étapes suivantes :

- ◆ bétonnage du radier sur un fond de moule en acier ;

- ◆ pose du coffrage glissant pour la réalisation des voiles ;

- ◆ ferrailage et bétonnage des voiles par passes successives de 20 cm de hauteur. Durée totale du bétonnage 2 à 3 jours ;

- ◆ levage et translation du caisson à l'aide de transbordeurs, composés de vérins montés sur un système de bogies circulant sur des rails. Opération délicate qui nécessite de déplacer le caisson parfaitement horizontal avec une tolérance inférieure à 2 mm entre les vérins (appuis). Ce procédé est géré de manière entièrement automatique, à l'aide d'automates conçus en interne par l'entreprise Bouygues et déjà utilisés sur un projet similaire ;

- ◆ pose du caisson sur une première station, au-dessus de deux longrines parallèles en vue de la maturation du béton. Le caisson est déplacé par la suite sur deux autres stations pour terminer la maturation avant la mise à l'eau ;

- ◆ translation du caisson pour la mise à l'eau à l'aide du ber (poids total du caisson 3200 t) (photos 8 et 9).

Système de mise à l'eau (ber)

Après ripage à terre, le caisson est posé sur le ber pour la mise à l'eau. Ce ber est réalisé à l'aide d'une structure métallique de près de 400 t, coulissante au-dessus de deux poutres métalliques inclinées, elles mêmes fixées sur des longrines en

Photo 10
Structure
de mise à l'eau
*Structure for placing
in the water*



Photo 11
Caisson
avant mise à l'eau
*Caisson before placing
in the water*



Photo 12
Deuxième phase
de bétonnage
*Second phase
of concreting*



Photo 13
Remorquage
du caisson
*Towing
the caisson*



Photo 14
Ouvertures voile avant
Front shear wall openings

béton armé et permettant de descendre à une profondeur supérieure à 20 m (photos 10 et 11).

Préfabrication maritime

La préfabrication maritime consiste à achever le bétonnage des voiles sur une hauteur de 13,90 m, alors que le caisson est amarré en flottaison le long d'un quai provisoire. Après bétonnage, le caisson est remorqué puis échoué à sa destination finale. A ce stade, le poids du caisson est de 6000 t (photos 12 et 13).

Construction des superstructures

Après échouage du caisson, par remplissage d'eau et de sable de ses compartiments, la dalle de fermeture du caisson est réalisée au niveau + 4,50 m. Le ferrailage de cette dalle est acheminé par voie maritime (sur ponton), et le béton par voie terrestre à l'aide de camions toupies circulant sur la partie réalisée de la digue.

Les voiles de superstructures sont réalisés par la suite jusqu'au niveau + 15,0 ou + 12,0 m. Le ferrailage de ces voiles est préfabriqué et acheminé par voie maritime. Le bétonnage se fait en trois fois à l'aide de béton transporté par des camions toupies.

Les principales difficultés relevées sont :

- ◆ le vent et les conditions rudes de la mer ;
- ◆ l'accès réduit aux travaux, conduisant à l'acheminement des matériaux par voie maritime, à l'installation de rails pour la grue à tour et à des



Photo 15
Levage cage
d'armatures
*Hoisting
the concrete
reinforcing cages*



Figure 6
Section type
de la digue
à talus

*Typical
cross
section
of the
embankment
breakwater*

équipements spécifiques pour permettre les manœuvres des camions toupies, etc. (photos 14 et 15).

Construction de la digue à talus

La digue à talus est réalisée en utilisant des matériaux de carrière, mis en place par voie maritime ou terrestre. Le corps de digue constitué en tout-venant est directement clapé en mer à l'aide de chalands qui permettent de réaliser la digue jusqu'au niveau - 5 m. La partie haute du noyau ainsi que la protection de la digue côté mer, constituées par des enrochements, sont mises en place depuis la crête de la digue à l'aide de tombereaux automoteurs. Le matériau est déversé directement dans l'axe de la digue pour ce qui concerne le tout-venant, et latéralement pour ce qui concerne les enrochements. La protection principale est constituée par des ACCROPODES™, transportés à l'aide de tombereaux automoteurs puis mis en place un à un à l'aide de la grue, depuis la crête de la digue (figure 6).

ABSTRACT

The new port of Tangier in Morocco

*D. Coulet, S. Cherif, N. Berthe,
Ch. Carreau*

On the southern shore of the Strait of Gibraltar, the Moroccan authorities are building a new port with a view to expanding TIR and container traffic in the region. The project consists of two breakwaters, the chief of which is 2,050 metres long. This breakwater consists of an embankment for sea bottom depths of less than 20 metres, and 40 caisson foundations at -20 metres elsewhere. The caissons are prefabricated in reinforced concrete and consist of four compartments ballasted with sand. Their plan dimensions are 28 x 28 m, and the total height is 35 metres for a concrete volume of 3,000 cu. m.

Several hydraulic tests were carried out to verify the stability of the breakwater and to determine hundred-year swell action (Hs = 9.0 m) on the caissons. The whole design is based on a durability of 100 years, and accordingly several concrete test campaigns were carried out to determine the best mix design limiting chloride migration. In addition, a cathodic protection system is implemented. The works, performed by a consortium formed by Bouygues, SAIPEM-SA and Bymaro, got under way in June 2003 and will be completed in June 2006.

RESUMEN ESPAÑOL

El nuevo puerto marítimo de Tánger en Marruecos

*D. Coulet, S. Cherif, N. Berthe y
Ch. Carreau*

En el margen sur del estrecho de Gibraltar, las autoridades marroquíes están construyendo un nuevo puerto marítimo con objeto de desarrollar el tráfico TIR y los contenedores en la región. El proyecto está compuesto por dos diques, cuya longitud del dique principal es de 2050 metros. Este dique está formado por un talud para profundidades de fondos marinos inferiores a 20 m, y por 40 cajones cimentados a - 20 m. Los cajones son fabricados previamente en hormigón armado y están constituidos por cuatro células ballastadas con arena. Sus dimensiones en superficie plana son de 28 x 28 m, la

altura total es de 35 m para un volumen de hormigón de 3 000 m³.

Se llevaron a cabo varias pruebas hidráulicas para verificar la estabilidad del dique y determinar las acciones de la ola centenaria (Hs = 9,0 m) sobre los cajones. Todo el diseño se funda en una sostenibilidad de 100 años y a este respecto, se han realizado varias campañas de pruebas de hormigón para determinar la mejor formulación que limita la migración de los cloruros. Además, se ha puesto en aplicación un sistema de protección catódica. Los trabajos ejecutados por una agrupación formada por Bouygues, SAIPEM-SA & Bymaro, dieron comienzo en junio de 2003 y finalizarán en junio de 2006.

Nigeria Bonny Island

Fondations pour des

Eiffage International réalise les travaux de génie civil du Train n° 6 OSBL sur le terminal gazier NLNG, situé sur l'île de Bonny, à 40 km au sud de Port Harcourt, au Nigeria.

Les activités préliminaires comprennent les opérations de préchargement de deux réservoirs, 1 LNG et 1 CDS. Les remblais sont précédés par la mise en œuvre d'un dispositif d'instrumentation du terrain, réceptionné après stabilisation des équipements. La durée estimative de consolidation de 12 mois, déterminée suivant la méthode oedométrique, a été finalement ramenée à 10 mois après analyse par le géotechnicien de la convergence des paramètres du terrain, suivis hebdomadairement. Les remblais du dernier réservoir ont ainsi pu être évacués mi-janvier 2006. La solution pieux métalliques battus a été retenue pour le système de fondation des deux réservoirs LPG. Chaque tank prendra appui sur 600 pieux descendus à 70 m de profondeur. Au total 15 000 t de profilés H à larges ailes, de type UBP 356 x 368 x 174 en nuance EN 10025 S275 JR auront été acheminés sur Bonny. Un total de 85 000 m de pieux aura été battu, à la fin des travaux prévue fin février 2006.

■ INTRODUCTION

Eiffage International & Bonny Island

L'île de Bonny est située à 40 km au sud de Port Harcourt dans l'Etat du Rivers State au Nigeria. De nombreux pétroliers y ont installé leurs usines principales de traitement, de conditionnement et de chargement des produits gaziers récupérés depuis les nombreux gisements du golfe de Guinée. Eiffage International y a débuté, via sa filiale Fougerolle Nigeria Limited ses activités de terrassements et génie civil au milieu des années quatre-vingt-dix, en prenant en charge le traitement global de la plate-forme du projet Oso II pour Mobil.

Le projet NLNG a débuté à la fin des années quatre-vingt-dix. Il a été développé en phases successives. Le "Base Project – 1996-2000", puis la phase "Expansion Project – 2000-2002" ont permis la mise en service des trois premiers trains de liquéfaction. Le "Plus Project – 2002-2005" a permis de parachever l'essentiel des trains 4 et 5 (photo 1). Eiffage effectue actuellement les travaux de génie civil de la partie OSBL du train n° 6; cette partie OSBL couvre essentiellement la partie stockage et comprend un réservoir CDS, un réservoir LNG et deux réservoirs LPG. Ce contrat comprend également la livraison clés en main de 22 villas à destination du personnel de production de l'usine.

La configuration de Bonny Island

La zone de Bonny Island est une immense mangrove, majoritairement recouverte à marée haute, en perpétuelle évolution géologique. La stratigraphie peut être schématisée de la façon suivante :

- ◆ une couche de végétation en décomposition organique – épaisseur 1 m;
- ◆ une zone très compressible – épaisseur 5 à 10 m;
- ◆ une zone sableuse relativement compacte – épaisseur 5 à 15 m;
- ◆ une zone sablo-argileuse de faible capacité portante et sous-consolidée – épaisseur 20 à 40 m;
- ◆ l'horizon sableux porteur plus compact – à une profondeur de 40 à 70 m sous le niveau de référence 0,00 de la mer.

Toute installation d'infrastructures sur ce type de site comporte une phase de stabilisation préliminaire et généralisée de la plate-forme en suivant les étapes suivantes :

1 - Une rehausse globale de la plate-forme (Reclamation) par apport de matériaux sableux dragués

en mer. Il s'agit de confiner des secteurs à l'intérieur de digues étanches en argiles (bundwalls), et de les remplir de sable par voie hydraulique. L'apport de trois couches successives d'épaisseur 1,50 m, permet de créer une plate-forme relativement stable au niveau + 3,00 m par rapport au référentiel marin; le premier 1,50 m se trouvant submergé sous l'effet de tassement instantané de l'horizon très compressible (B);

2 - Une stabilisation globale de la couche B, pour limiter les tassements dans les zones à charges modérées (routes et infrastructures légères). Les solutions de compactage dynamique (DC Dynamic Compaction & HDC Heavy Dynamic Compaction) sont employées dans les régions où l'horizon sableux est majoritaire. Dans les zones fortement argileuses, les méthodes inclusives (DR Dynamic Replacement ou HDR Heavy Dynamic Replacement) sont mises en œuvre; ces méthodes consistent à laisser chuter une lourde masse circulaire (2 m de diamètre par exemple) de grande hauteur (20 m). Sous l'impact, l'ensemble du matériau sableux de surface, compacté pendant la phase de remblai hydraulique, va descendre en prenant la place des matériaux sous-jacents fortement compressibles. En remplissant l'empreinte générée par la chute de la masse, par du sable correctement calibré, on pourra réitérer le processus. On descend de cette façon une colonne de sable jusqu'à 7 ou 8 m de profondeur, jusqu'au premier horizon porteur C. Ces colonnes sableuses établies sur un maillage de 5 x 5 m environ en plan, présentent un double intérêt : elles améliorent la portance générale en canalisant les efforts surfaciques, mais permettent également d'accélérer la consolidation de la couche B en créant de gigantesques drains verticaux qui diminuent la longueur du chemin hydraulique d'exhaure pour les matériaux confinés, contraints de résorber l'accroissement de leur pression interstitielle de consolidation.

3 - Des opérations de préchargement sous charges réparties modérées. Pour les ouvrages, généralement fondés sur radier, on procède successivement à la mise en place d'une instrumentation préalable du terrain, puis à la mise en place d'un remblai temporaire. Ce remblai est laissé en place jusqu'à ce que le degré de consolidation des différentes couches ait atteint la valeur objective définie par le géotechnicien; cette valeur étant supérieure à celle qu'engendrera l'ouvrage à construire, on est assuré de limiter le tassement futur de la zone.

4 - Des substitutions locales sous charges lourdes. Dans ce cas, la pression au sol générée par la char-

Olivier Delesalle

PROJECT MANAGER
Eiffage International

Dominique Boyenval

BACKUP TEAM LEADER
Eiffage International

réservoirs de gaz



Photo 1
Vue générale
du site NLNG

General view
of the NLNG
site

ge d'exploitation de l'ouvrage à construire n'est plus compatible avec le module surfacique des inclusions. On peut être amené à effectuer une substitution de sol de la zone, en évacuant l'ensemble des mauvais matériaux de la couche B en les remplaçant intégralement par du sable mis en œuvre par voie hydraulique. Si l'accès maritime est proche de la zone, cette opération peut être réalisée avec du matériel de dragage. Autrement les moyens mécaniques terrestres peuvent être employés si le toit de l'horizon sableux C n'est pas trop profond, de l'ordre de 4 à 5 m au maximum; au-delà, la sécurité des personnels est compromise par les risques d'instabilité des talus pendant les phases d'excavation.

5 - Des pieux "courts" sous fortes charges isolées. Lorsque le traitement par inclusion ou substitution n'est pas applicable, on met en œuvre des pieux battus courts ancrés de 2 à 3 m dans le premier horizon porteur C. Ces pieux sont généralement en béton armé (30 cm x 30 cm par exemple), ou des profilés métalliques en H. Pour ces derniers, il faut noter que le sous-sol de Bonny est extrêmement agressif par sa nature saumâtre; à titre indicatif, pour des ouvrages sur pieux métalliques à garantir sur 25 ans, il conviendra d'intégrer dans les calculs les inerties et modules des profilés, en faisant

abstraction des 4 mm de section en contact direct avec le terrain.

6 - Les ouvrages de grande surface à charge d'exploitation très importante, génèrent deux sources de problèmes. Tout d'abord, un souci de reprise des efforts en surface qui pourrait être traité par les solutions 3, 4 et 5 ci-dessus. Mais un second problème est lié à la profondeur d'influence (enveloppe du bulbe de Boussinesq) des contraintes de pression effective dans le sous-sol. S'il s'avère que ces dernières puissent atteindre l'horizon argileux D, relativement compressible, l'ouvrage sera sujet à des risques de tassements différentiels importants. Dans ce cas, il faut procéder à la consolidation de ces couches, comprises entre les deux horizons sableux denses (C et E). Pour y parvenir, deux solutions ont été mises en œuvre sur le projet OSO II : le jet grouting (procédé Ménard), ou une option pieux "longs". Dans le premier cas, la couche D est injectée par du coulis de ciment à très haute pression, au moyen de tubulures mises en rotation pendant leurs remontées : cette technique permet de constituer des colonnes en ciment de 60 à 100 cm de diamètre dans le terrain. Les réservoirs de Pentane d'OSO II ont ainsi été fondés : pieux battus courts en béton fondés sur le premier horizon sableux, et traitement par jet grouting de



la couche argileuse profonde D. La deuxième solution consiste à mettre en œuvre des pieux longs, qui seront directement fichés dans la couche sableuse E.

◆ 7 - Les ouvrages sur pieux "longs", possèdent des fondations de grandes surfaces, pour lesquelles il est impératif de limiter les effets de tassements différentiels associés au comportement de la couche argileuse inférieure D. Les pieux sont ancrés de 2 à 3 m dans le sable E. Sur le projet OSO II, la solution pieux battus annulaires en béton précontraint a été adoptée pour les quatre réservoirs de stockage butane et propane.

■ LE GÉNIE CIVIL DU PROJET OSBL

Les principaux objectifs d'un projet EPC

Le projet OSBL est un contrat E.P.C. (Engineering, Procurement & Construction), couvrant les études, la logistique et la construction. Il se classe dans un protocole de gestion d'affaire très cadré, suivant le schéma de management suivant :

◆ HSE : Health Safety & Environmental, prévention et sécurité du travail. La priorité est donnée à l'aspect sécurité des activités. Tout d'abord, sécurité générale du site, rendue nécessaire par le fait que nombre d'interventions se font dans des zones en exploitation classées à très hauts risques. Un grand nombre de procédures liées à l'accès des différents sites, à l'obtention de permis spécifiques pour y intervenir, sont mises en œuvre. Ensuite, sécurité des personnels, basée sur les deux fondements suivants : formation et contrôle des objectifs. La formation de tous les personnels est continue, journalière et encadrée par des agents spécialement employés à cette fonction. Cette formation fixe en temps réel des objectifs quotidiens, qui sont évalués en permanence par des animateurs spécifiquement chargés de dénombrer les "near missed", ensemble de petits indices démontrant qu'une situation particulière était susceptible de provoquer un incident. De façon, statistique, c'est sans appel, plus le nombre de "near missed" augmente, plus le risque d'occurrence d'un incident majeur est élevé. A la moindre alerte, des audits ciblés sont immédiatement mandatés, afin de mettre en œuvre les mesures correctives nécessaires.

◆ QA/QC : assurance qualité et contrôle qualité. L'objectif est d'assurer la traçabilité de toute action, en définissant pour chaque activité et dans tous les domaines, une évaluation du degré de contrôle nécessaire à mettre en œuvre ; ces points de contrôle sont de type "Witness" (simple participation) ou "Hold Point" (point d'arrêt) par exemple. Le mécanisme suit en tout point le schéma conducteur du standard ISO 9001.

◆ Target Milestones : l'évaluation de l'avancement du projet est associée à l'audit de tendance d'un certain nombre de jalons intermédiaires cibles. L'analyse du planning est fondée sur la notion de chemin critique du réseau, et sa performance est indiquée sur le dégagement de marges libres à chaque opération de mise à jour ; dans le même esprit statistique que celui des "near missed" de la prévention, une augmentation substantielle de la criticité des activités, associée à une baisse de la marge libre globale constituera un indicateur de risque potentiel de dérapage du projet. Ces opérations de programmation sont standardisées au format PMI (standard international de gestion de projet), et hiérarchisées en niveaux de 1 à 4. Le niveau 4 constitue l'échelon le plus détaillé. Le niveau 3 assure la convergence des activités études, logistique et construction. Les deux premiers niveaux permettent au client principal d'assurer la coordination de l'ensemble des contrats en vigueur sur l'usine.

◆ Reporting & Progress Measurement. Chaque discipline, doit mettre en place dans les tout premiers mois suivant la mise en vigueur du contrat, un modèle pondéré d'évaluation. Ce modèle intègre l'ensemble des activités listées dans le planning niveau 4. La pondération de chaque activité doit être en corrélation avec la ressource physique principale qui lui est associée ; par exemple les heures d'études pour l'engineering, le nombre d'unités maritimes pour la logistique, la main-d'œuvre pour la construction. Lorsque toutes ces tâches ont été calées dans le temps, on obtient deux courbes enveloppes en forme de S appelées "S-Curves", dont l'ordonnée varie de 0 % à 100 %, 100 % correspondant au parachèvement de toutes les tâches. La première courbe "Early Finish" correspond au scénario "au plus tôt" du planning, la seconde "Late Finish" est associée au scénario "au plus tard". Ce dispositif permet à chaque discipline d'établir un pourcentage d'avancement mensuel objectif, directement réinjecté dans l'échéancier financier contractuel.

Le projet OSBL

Les principaux intervenants sur le projet OSBL sont :

- ◆ le client : NLNG, Nigeria LNG Limited ;
- ◆ l'entrepreneur principal, Entrepose Contracting, assure la coordination générale du projet et prend en charge la construction des réservoirs métalliques ;
- ◆ le bureau d'études principal, Doris Engineerig, est chargé du développement du Process, et des études géotechniques globales pour lesquelles il a mandaté GDS (Géodynamique et Structure). Le site NLNG a été globalement stabilisé à la fin des années quatre-vingt-dix. Une campagne géotechnique complémentaire a été menée fin 2004 au droit des quatre futurs réservoirs afin de valider le choix du type de fondation et définir les mesures de traitement de sols à mettre en œuvre locale-

ment. L'analyse conjointement menée par Doris et GDS a conduit aux recommandations suivantes :

- ◆ réservoir CDS : préchargement ;
- ◆ réservoir LNG : préchargement ;
- ◆ réservoirs LPG : pieux longs métalliques.

Les préchargements

Les deux réservoirs LNG et CDS ont subi un confortement préliminaire par préchargement.

Réservoir LNG : pour une fondation globale de 66 m de diamètre (sous un réservoir de 63 m), un remblai tronconique de hauteur 18,5 m, de 131 m de diamètre à la base et taluté à 3H/1V a été mis en place fin février 2005, après mise en place et stabilisation de l'instrumentation. 98 000 m³ de matériaux ont été mis en œuvre en deux semaines afin de constituer cette colline artificielle, avec des procédures très rigoureuses de circulation au sein d'un site en service (photo 2).

Réservoir CDS : l'emprise de la fondation circulaire est de 68 m (sous un réservoir de 60 m), un remblai tronconique de hauteur 13 m, de 112 m de diamètre à la base et taluté à 2H/1V a été mis en place fin mars 2005. Les 80 000 m³ de matériaux nécessaires, ont été mis en œuvre en 2 semaines.

Avant mise en place du préchargement, une première série d'instruments sont installés au droit de l'ouvrage :

- ◆ des extensomètres magnétiques (Magnetic Extensometers), dont les capteurs sont positionnés à la demande du géotechnicien pour mesurer dans le temps l'évolution des tassements dans les différentes couches argileuses ;
- ◆ des piézomètres vibratiles (Vibrating Wire Piezometers) permettent d'évaluer l'évolution de la pression interstitielle dans ces mêmes couches argileuses.

Toute cette instrumentation profonde est regroupée par ensembles de neuf équipements (trois lignes par trois colonnes sur un maillage de 0,80 à 1,00 m environ) dans des cellules de protection "Clusters". Ces ensembles sont protégés à l'intérieur de tronçons de buses en béton verticales de 1,5 à 2 m de diamètre. Après mise en place des instruments et équipement des installations d'acquisition des données, l'ensemble du dispositif est réceptionné. Lorsque tous les instruments se sont stabilisés, l'autorisation de remblayer est donnée. Une deuxième série d'instruments est mise en place en surface.

Des capteurs de pression hydrostatique (Hydrostatic profil gauges) permettent d'évaluer le tassement en surface de la plate-forme originale. Des capteurs de pression, mis en place dans un tube quasi horizontal, permettent de mesurer la hauteur d'eau, et de déterminer l'altimétrie de chacune des cellules mises en œuvre sous le futur remblai temporaire.



Photo 2
Opération de préchargement du réservoir LNG
LNG tank preloading operation

Des plaques de tassement (Settlement Markers), constituées d'une plaque métallique de 1 x 1 m² à la base et de tubes de 75 mm de diamètre, rehaussables en suivant l'évolution du remblai de préchargement, permettent d'acquérir en permanence les données altimétriques au sommet du dispositif, par levés topographiques directs.

La prédiction originale des tassements est faite au préalable par le géotechnicien suivant la méthode œdométrique classique. Les essais en laboratoires, réalisés sur les échantillons récupérés au terme de la campagne de sondages, ont permis d'appréhender, pour chaque couche argileuse susceptible de tasser, les paramètres suivants :

- ◆ H : l'épaisseur de la couche ;
- ◆ E_o : l'indice des vides ;
- ◆ Cr : le coefficient de compression ;
- ◆ Cv : le facteur temps.

Le tassement théorique de chaque couche est évalué par la formule $DH = H \cdot C_c / (1 + e_o) \cdot \log(\text{Sig}'_f / \text{Sig}'_i)$, où Sig'_i et Sig'_f représentent les contraintes effectives dans la couche considérée respectivement à l'état initial (sans précharge) et à l'état final (après mise en place du remblai). La particularité des couches argileuses est liée à leur très faible perméabilité. A la mise en œuvre du remblai, la contrainte totale augmente au sein du matériau et tend à le confiner. Il se met instantanément en charge par accroissement de sa pression interstitielle (hydraulique). Au bout d'un certain temps (relativement long pour les argiles), l'eau en surpression va s'échapper doucement du matériau vers des horizons sableux voisins plus perméables. Petit à petit, la surpression originelle va se transférer au squelette du matériau, qui va tasser proportionnellement à sa raideur (Cr). Les piézomètres et les extensomètres permettent d'accéder in situ aux valeurs respectives des pressions interstitielles et de tassements unitaires au sein du matériau, en temps réel.

La prédiction du tassement global de la zone se

Photo 3
Opération
de préchargement.
Réglage du talus
*Preloading operation.
Grading the earth bank*



fait par intégration des valeurs obtenues pour chaque couche unitaire. La durée totale théorique de préchargement est, elle aussi, calculée à partir d'un coefficient C_v , obtenu en laboratoire. Le temps de préchargement avait ainsi été estimé à 1 an pour les deux réservoirs.

Le suivi et la lecture des instruments mis en place, se fait de façon quotidienne pendant la phase de chargement, puis bihebdomadaire pendant les deux semaines suivantes. Ensuite, les données sont régulièrement transmises au géotechnicien à cadence hebdomadaire.

Lorsque les courbes de tassements et de pressions interstitielles commencent à converger, le géotechnicien peut affiner son modèle et mettre à jour la prédiction. Dans la grande majorité des cas, l'approche théorique œdométrique de base se révèle conservatrice. Pour l'affaire OSBL, les durées de préchargement ont pu être ramenées de 12 à 10 mois, après analyse, interprétations et conclusions du géotechnicien (photo 3).

L'enlèvement des matériaux a pu finalement se faire fin décembre 2005 pour le réservoir LNG. Les équipes ont ensuite enchaîné sur le réservoir CDS qui a été totalement déchargé à la mi-janvier 2006. Un certain nombre d'instruments sont conservés et suivis quotidiennement pendant la phase de déchargement. Les mesures sont effectuées tous les 2 jours, pendant les 2 semaines suivantes pour s'assurer que le mécanisme de consolidation est bien stabilisé.

Les pieux des réservoirs LPG

Les objectifs

Le Project OSBL comprend deux réservoirs LPG, pour le stockage de butane et propane. Ces réservoirs de 57 m de diamètre reposent sur des dalles en béton armé circulaires de 59,4 m.

L'option de fondation de ces réservoirs sur pieux

longs métalliques, avait été préalablement intégrée par le client dans ses spécifications générales du projet; le type de pieux préconisé étant des UBP 356 x 368 x 174 de type EN 10025 – S275JR, profils en H à larges ailes courants, de masse linéaire 174 kg/ml (356 x 368 représente en millimètres l'encombrement extérieur du profil en H).

Les objectifs furent multiples :

- ◆ s'assurer, fin 2004, en pleine "crise" du marché de l'acier, de la disponibilité et des possibilités d'acheminement vers Bonny de la matière première;
- ◆ confirmer la valeur de la capacité portante des pieux retenus, pour permettre au bureau d'études structures (Doris) de procéder à la modélisation de la dalle béton;
- ◆ approcher les critères de battage des pieux retenus (drivability) pour orienter le choix du matériel de battage;
- ◆ mobiliser un partenaire pour le battage des pieux, organiser l'acheminement des équipements;
- ◆ procéder aux essais de battage, effectuer les essais de chargement;
- ◆ valider les hypothèses et confirmer le choix des pieux;
- ◆ démarrer la production.

Nous avons largement profité sur cette affaire des retours d'expériences du projet d'OSO II.

Le retour d'expérience du projet OSO II

Les dalles des réservoirs LPG d'OSO II avaient été fondées sur pieux longs fichés dans l'horizon sableux profond E. La stratigraphie des terrains correspondait approximativement au schéma suivant :

- ◆ plate-forme remblayée hydrauliquement entre 0 et - 4 m;
- ◆ zone fortement compressible (B) entre - 4 et - 10 m;
- ◆ zone de sable dense (C) entre - 10 et - 20 m;
- ◆ zone argileuse (D) entre - 20 et - 40 m;
- ◆ horizon sableux dense (E) - 40 m.

Le choix s'était orienté à l'époque pour des pieux annulaires en béton précontraints fabriqués par Nippon Hume au Japon, de diamètre extérieur 500 mm et d'épaisseur 100 mm, livrés en longueurs standards de 10 et 12 m. Ils ont été battus, en quatre éléments successifs à une profondeur de - 42 m environ, leur conférant une fiche moyenne de 2 m dans le sable dense. Des marteaux diesels type Delmag D36 avaient alors été qualifiés et utilisés pour battre l'ensemble des pieux du site. Le type de marteau avait été optimisé sur chantier au terme d'une campagne d'analyse dynamique de battage. L'approche théorique de ce type d'analyse est basée sur le modèle de l'équation de l'onde. L'énergie induite par la chute du mouton, se dissipe par rebond (à limiter) et en énergie potentielle élastique en tête de pieu. Si l'on assimile le pieu à une infinité de masses unitaires reliées entre elles par des ressorts dont la raideur est déduite de la valeur du module d'Young intrinsèque

du matériau, chacune de ces masses infinitésimales va être mise en mouvement par celle qui la précède, dans le sens de progression de l'onde de pression. La masse va alors se déplacer. Pour ce faire, il lui faut vaincre localement les réactions de frottements du terrain, avant de pouvoir transmettre un effort élastique à la masse suivante. De proche en proche, l'onde de pression va progresser vers la pointe du pieu, avant de se réfléchir suivant un mécanisme apparenté au coup de bélier hydraulique. A partir des données de sols, il est possible de paramétrer le modèle qui n'est, ni plus ni moins, qu'un module d'analyse de signal. L'acquisition physique du signal pendant le battage se fait par l'intermédiaire de capteurs conjugués, accéléromètres et jauge de contraintes, fixés sur le pieu à une hauteur particulière et connectés à une baie d'acquisition numérique. Ces capteurs permettent de connaître en temps réel l'accélération et la contrainte en un point précis. Un ensemble de capteurs est posé, en surface, à quelques décimètres sous la tête du pieu. Pour des pieux annulaires, métalliques ou béton, il est facile de positionner d'autres capteurs à n'importe quel niveau, à la base par exemple pour cibler le comportement en pointe; c'est beaucoup plus difficile pour des pieux de section pleine ou des H. Si la prédiction du modèle est pertinente, le signal d'acquisition se superposera parfaitement à celui de modèle; on parle alors de "Signal Matching" (concordance des signaux). Par réciprocity, il est possible de faire le cheminement inverse, et d'exploiter le signal pour revenir à l'évaluation des paramètres géotechniques, à partir desquels on va savoir estimer une capacité portante ultime; on parle alors de DLT (Dynamic Load Test). Bien entendu, ce n'est pas si simple, car un "Signal Matching", seul, ne permet pas d'appréhender l'échelle globale des effets en jeu. Il faut effectuer ce calibrage en procédant à un essai de chargement statique du pieu (SLT, pour Static Load Test), pour avoir confirmation de la capacité ultime de référence. Pour avoir un ordre de grandeur la charge de contrôle des pieux d'OSO II était de 240 t (1,5 x charge en service), correspondant à une charge de rupture de 320 t (2 x charge de service). L'analyse de battage des pieux d'OSO II avait confirmé qu'il était impossible de passer sans encombre le premier horizon sableux (C) sans dispositions particulières, avec des pieux annulaires en béton. Lorsque l'horizon en pointe du pieu se densifie, il faut augmenter l'énergie d'impact en tête; l'accroissement de raideur à la base du pieu intensifie l'effet bélier de retour de l'onde de pression, qui tend à générer des contraintes de tractions dans le pieu. Lorsque ces tractions ne peuvent plus être équilibrées par la précontrainte du béton, les pieux cassent. Pour régler le problème, il avait fallu mettre en œuvre une campagne systématique de déconsolidation de la couche sableuse intermédiaire (C), en effec-

tuant des préforages au moyen de tarières creuses immédiatement avant le début de battage d'un nouveau pieu.

Un deuxième sujet de discussions techniques avait porté, à l'époque, sur l'appréhension des phénomènes de frottements négatifs. La capacité portante des pieux devant être garantie sur une durée de 25 ans, il convenait de prendre en compte le tassement des couches argileuses supérieures (B) et tout ou partie de celles de la zone (D), en intégrant le comportement de la couche de sable (C) au sein de ce phénomène. Ces couches, qui pendant le battage amenaient des efforts ascendants de frottements positifs sur le pieu et participaient ainsi à sa capacité de résistance aux réactions du réservoir, allaient être gênées à long terme par ces mêmes pieux dans leurs phases de tassements naturels, et réinjecter des efforts gravitaires défavorables.

Nous avons, à l'époque, opté pour l'enveloppe forfaitaire haute qui consiste à ne prendre en compte que la part de frottements positifs du tiers inférieur du pieu, en faisant ainsi abstraction des deux tiers supérieurs. Nous avons appliqué ce principe, lors des essais de chargement statique, en réalisant ces essais à l'intérieur de tubes prébattus, permettant de simuler la configuration du terrain à long terme.

Le battage des pieux du LPG

Forts de cette précédente expérience, nous avons abordé le battage des pieux en ciblant de suite sur :

- ◆ la prise en compte des risques de difficulté du battage au passage de la couche sableuse intermédiaire (C);

- ◆ la prise en compte des phénomènes de frottements négatifs, en focalisant sur le comportement de l'interaction pieux/sols dans le tiers inférieur du dispositif.

La campagne de sondages géotechniques, qui a été menée fin 2004, au droit des deux réservoirs LPG jusqu'à des profondeurs de 90 m a permis de définir un profil type du terrain :

- ◆ plate-forme supérieure entre 0 et - 4 m;
- ◆ zone fortement compressible (B) entre - 4 et - 10 m;
- ◆ zone de sable dense (C) entre - 10 et - 20 m;
- ◆ zone argileuse (D) entre - 20 et - 70 m;
- ◆ horizon sableux dense (E) - 70 m.

La zone sableuse (C) est très analogue à celle que nous avons connue, avec des valeurs caractéristiques Q_c de l'ordre de 40 à 50 MPa.

La zone argileuse (D) est beaucoup plus étendue que celle rencontrée sur OSO II (30 m de plus); elle est clairsemée de lentilles sableuses de faible épaisseur, plus ou moins denses, avec des valeurs caractéristiques en pointe (Q_c) de l'ordre de 15 à 25 MPa.

L'horizon sableux (E) n'est pas clairement distinctif, mais on peut considérer que son règne s'éta-

LES PRINCIPALES QUANTITÉS DU PROJET OSBL

Effectifs Eiffage International et Fougerolle Nigeria Limited

En base arrière pour les études et la logistique 10 personnes. Sur chantier (expatriés) : 21 ; (Nigériens) : 750 personnes

Montant du marché (génie civil seul)

87 M€

Volume des matériaux pour les opérations de préchargements

180 000 m³

Pieux des LPG Tanks

15 000 t de pieux H, 85 000 ml de battage

Photo 4
Battage des pieux
des réservoirs LPG

*Driving piles
for the LPG tanks*



Photo 5
Battage
des pieux. Phase
production

*Pile driving.
Production
phase*



blit aux alentours de - 70 m en dessous du niveau de la plate-forme de travail.

Une analyse de battage, sans connaissance particulière du site de Bonny, pouvait conduire à une recommandation d'utilisation de marteaux hydrauliques à très haute énergie, jusqu'à 200 kJ, pour descendre les pieux H à - 70 m, en se basant sur les valeurs enveloppes maximales ($Q_c = 50$ MPa) dans la couche de sable intermédiaire et une configuration fermée (plugged) pour le modèle de pieu. En adaptant le paramétrage, pour le mettre en corrélation avec le comportement dynamique connu de la zone, on a de suite opté pour limiter l'énergie de battage à 70 kJ.

Pour la campagne d'essais de pieux les marteaux suivants ont été mobilisés sur le chantier :

- ◆ diesel : Delmag D30-13, Delmag D46-23 (Energie 70 kJ);
- ◆ hydraulique : IHC S70, IHC S90 (énergie 70 et 90 kJ respectivement);
- ◆ vibration : PTC30.

Deux essais statiques ont été lancés en avril 2005. Les $2 \times 4 = 8$ pieux de réactions ont été instrumentés pour analyser la réponse du terrain aux différentes configurations de battage. Très vite on a eu confirmation qu'il ne serait pas nécessaire d'avoir recours au préforage de la couche sableuse intermédiaire; les pieux H la traversant sans soucis majeurs avec tous nos marteaux. On retrouvait également une très bonne réactivité des Delmag D46 sur les 50 premiers mètres.

Pour intégrer les phénomènes de frottements négatifs à long terme, les deux essais de chargements statiques ont été réalisés à l'intérieur de tubes métalliques prébattus et vidés à - 45 m de profondeur. Les pieux d'essais ont été descendus dans le chemisage pour être battus depuis le niveau - 45 jusqu'à l'horizon d'ancrage. Cet artifice a permis de valider la capacité ultime des pieux dans la partie qui demeurera exclusivement active à très long terme après tassements des couches argileuses supérieures.

Dans cette configuration, la capacité ultime objective avait été fixée par le bureau d'études à 400 t environ. Cette première campagne a confirmé qu'il serait difficile de positionner clairement le toit théorique de l'horizon d'ancrage des pieux, et de trouver une zone de transition flagrante entre les couches argileuses (D) et le sable dense (E).

Une campagne complémentaire a donc été lancée, en juin 2005, de battage de pieux de production descendus à - 77,5 m de profondeur : 13 pieux sur chaque réservoir permettant d'établir une cartographie précise du niveau d'ancrage, et d'établir un critère d'arrêt pour les deux derniers mètres de battage, permettant de s'assurer que le pieu ne risque pas d'être au refus dans une lentille argileuse.

La production proprement dite a débuté mi-juillet 2005 sur le premier réservoir (photo 4).

Les pieux ont été battus en quatre segments et le cycle de production a été optimisé comme suit :

- ◆ premier élément : longueur 16 m avec vibrofoncteur PTC30. Cette option a permis d'assurer une verticalité absolue du premier tronçon, par progression quasi gravitaire dans un horizon argileux liquéfié;
- ◆ deuxième élément : longueur 18 m avec Delmag D46 monté sur PH550;
- ◆ troisième élément : longueur 24 m avec Delmag D46 monté sur PH550;
- ◆ dernier élément : longueur 18 m avec IHC S70 (ou S90) hydraulique monté sur CX80 (photo 5).

La configuration du dernier élément battu présente un double intérêt. Tout d'abord la version hydraulique permet de mesurer précisément l'énergie de battage mise en œuvre au refus et de pouvoir estimer la capacité portante dans un horizon très incertain. Ensuite, la configuration pendulaire permet de pouvoir revenir sur certains pieux, si après calcul, le bureau d'études estime nécessaire de re-



Photo 6
Battage des pieux. Pieux terminés
Pile driving. Completed piles

battre un pieu qui n'aurait pas obtenu la capacité portante requise.

La production du premier réservoir a été terminée fin décembre 2005. Quelques pieux, demandant une justification technique plus poussée, ont été rebattus ultérieurement avec le S90.

La production du deuxième réservoir a débuté mi-août 2005, et s'est achevée fin février 2006 (photo 6).

Un total de 85000 m de pieux auront alors été battus, nécessitant 15000 t d'acier.

CONCLUSION

À l'heure de l'internationalisation des référentiels, le standard de gestion des contrats EPC se systématisait. Le mode de gestion, "HSE, QA/QC, S-Curves, Reporting" n'est plus ressenti par la concurrence sur le marché du grand export comme une contrainte, mais plutôt considéré comme un schéma réflexe de gestion des interfaces contrat/financier/gestion, client/entrepreneur/sous-traitants. Si nous admettons communément qu'il est trop risqué d'affronter une concurrence devenue trop rude à l'extérieur, ne perdons pas de vue qu'elle risque de venir nous affronter sur nos propres protectoirs intérieurs avec des moyens organisationnels en parfaite symbiose avec celle des grands donneurs d'ordres.

L'inertie de nos institutions à assimiler les standards de l'assurance qualité ISO 9001 ces dix dernières années, devrait nous faire réfléchir sur l'application des nouvelles déclinaisons environnementales ISO 14001 dans le cadre des grands projets. À la vitesse où vont les choses, il paraît peu probable qu'on nous laisse cette fois-ci 10 ans pour s'adapter.

ABSTRACT

Bonny Island, Nigeria. Foundations for gas tanks

O. Delesalle, D. Boyenval

Eiffage International has been awarded with a Subcontract for the performance of Civil Works for the NLNG Train 6 OSBL Project located on Bonny Island, 40 km south of Port Harcourt in Nigeria.

Its scope of activities includes the Soil Improvement by preloading on the premises of 1 LNG Tank and 1 CDS Tank. Prior to proceed to the loading of materials a monitoring system had to be installed, stabilized and commissioned. The original predictions for a preload duration of 12 months, based on the oedometer analysis, had been reduced to 10 months after a complete analysis of the weekly monitoring reports by the geotechnical department. The off loadings were completed by mid January 2006 for both tanks.

Driven piles option was retained for the foundation system of the 2 LPG tanks of the Project. Each tank slab will be supported by a set of 600 piles driven at 70 meter depth. A total of 15 000 Tons of H-Piles UBP 356 x 368 x 174 EN 10025 S275JR were procured and delivered at Site. 85 000 linear meters of H-Piles will have been driven at completion by end of February 2006.

de un seguimiento semanal. El terraplénado del último depósito se ha podido evacuar así a mediados de enero de 2006.

La solución pilotes metálicos hincados se ha adoptado para el sistema de cimentación de ambos depósitos LPG. Cada tanque tomará apoyo sobre 600 pilotes descendidos a 70 m de profundidad. En total 15 000 t de perfiles H de alas largas, de tipo UBP 356 x 368 x 174 de tono EN 10025 S275 JR fueron transportadas en Bonny. Un total de 85000 m de pilotes se habrá hincado, una vez terminados los trabajos previstos para finales de febrero de 2006.

RESUMEN ESPAÑOL

Nigeria Bonny Island. Cimientos para depósitos de gas

O. Delesalle y D. Boyenval

Eiffage International ejecuta los trabajos de ingeniería civil del Tramo nº 6 OSBL en el terminal gasero NLNG, ubicado en la isla de Bonny, a unos 40 km al sur de Puerto Harcourt, en Nigeria. Las actividades preliminares incluyen las operaciones de carga previa de dos depósitos, 1 LNG y 1 CDS. El terraplénado va precedido por la implementación de un dispositivo de instrumentación del terreno, cuya entrega se realizó tras estabilización de los equipos. El plazo estimativo de consolidación de 12 meses, determinado según el método edométrico, se ha establecido finalmente a 10 meses después de análisis por el geotécnico de la convergencia de los parámetros del terreno, objeto

Barrage de Teesta Stage 5

Coupures étanches par jet

Le barrage de Teesta Stage 5 fait partie de l'aménagement hydraulique de la rivière Teesta, en Inde, dans l'Etat du Sikkim, sur le versant sud de l'Himalaya.

Le chantier se distingue par deux aspects qui sortent de l'ordinaire : sa technique d'une part et sa logistique d'autre part.

Solétanche Bachy a pris en charge les coupures étanches dans les deux batardeaux réalisés pour la mise à sec du fond de fouille en travers de la rivière, le débit étant dérivé par un tunnel.

La technique résulte d'une combinaison de jet grouting et d'injection pour étancher des sables à gros blocs, et son succès n'a pu résulter que d'une étroite et confiante collaboration entre la direction du projet, son conseil Sol-Expert International et Solétanche Bachy forte de son expérience et de ses ressources en matériel et en personnel.

La logistique est un peu différente de celle des grands chantiers de barrage dans les Alpes en raison de l'éloignement considérable du site, ne serait-ce que des centres économiques et des réseaux de communication indiens, en raison également de la main-d'œuvre locale qu'il a fallu former, et enfin, du climat qui ne permet de travailler qu'entre deux moussons.

Cet article décrit essentiellement la technique.



Figure 1
Position du site de Teesta Stage 5 au Sikkim
Location of the Teesta Stage 5 site in Sikkim

INTRODUCTION

Le barrage de Teesta Stage 5 est situé au Sikkim, un Etat de l'Union Indienne situé au nord-est de l'Inde, enclavé entre le Népal et le Bhoutan et partageant une longue frontière himalayenne avec la Chine. Le Sikkim est mitoyen de l'Etat du Bengale où se trouvent les fameuses plantations de thé de Darjeeling. D'un point de vue proche du site du barrage on aperçoit, entre les nuages, le Kanchenjunga troisième sommet du monde à 8586 m (figure 1). L'aéroport domestique le plus proche relié à Delhi ou Calcutta est à 6 heures de route en 4 x 4, ou à une heure d'hélicoptère sous réserve que de nombreuses conditions soient remplies. Le voyage d'une personne depuis Paris prend 2 jours pleins. Le port le plus proche est Calcutta. Le fret depuis Paris prend environ 6 semaines de mer plus 3 semaines de camion... plus 3 mois de formalités.

La couverture sanitaire du personnel a fait l'objet d'un audit qui a conduit, en plus des procédures d'évacuation habituelles, à installer sur le chantier un réanimateur urgentiste expatrié et une infirmerie équipée du matériel médical ad hoc.

L'aménagement de la prise d'eau de Teesta 5 comprend un barrage poids en béton de 95 m de haut, un tunnel de dérivation et deux batardeaux isolant la fouille du barrage excavée sur 50 m de profondeur dans des alluvions très perméables.

Pour permettre l'excavation au rocher de la fondation du barrage principal, avec des débits de pompage acceptables, il est nécessaire d'étancher les alluvions et le toit du rocher sous les batardeaux (photo 1).

LE CHOIX TECHNIQUE

Les conditions du site sont particulièrement difficiles :

- ◆ crues pendant la mousson de juin à septembre ;
- ◆ alluvions sur une épaisseur de 50 m avec sables fins et boulders de plusieurs mètres de diamètre ;
- ◆ vallée abrupte dont le profil est mal connu ;
- ◆ conditions d'accès très délicates (photo 2) ;
- ◆ délai d'exécution court.

Conscient de ces difficultés, le maître d'ouvrage NHPC (National Hydroelectric Power Corporation) a consulté Sol-Expert International courant 2000 sur la meilleure solution et les moyens à employer pour réaliser les coupures étanches et les batardeaux. Sol-Expert International a proposé et évalué trois méthodes possibles :

- ◆ paroi moulée ;
- ◆ jet grouting ;
- ◆ injection.

Sol-Expert International a remis à NHPC une étude comparative de faisabilité avec une estimation du risque et du coût de chaque méthode. NHPC a retenu une solution combinant jet grouting et injection, pour laquelle Sol-Expert International a préparé les documents de consultation. L'appel d'offres a été remporté par Jaiprakash Industries en entreprise principale avec Solétanche Bachy comme sous-traitant pour les coupures étanches.

CONCEPTION DES COUPURES ÉTANCHES

Les expériences de travaux de jet grouting à grande profondeur (plus d'une quarantaine de mètres) sont rares :

- ◆ le barrage de Thika au Kenya, à 35 m (deux lignes de colonnes) ;
- ◆ le barrage d'Ertan en Chine, à 40 m (trois lignes de colonnes) ;

au Sikkim grouting et injection



Photo 1
La rivière Teesta
en crue

*The Teesta River
in flood*

Michel Coudry

DIRECTEUR
EXPLOITATION
DIRECTION
DES AFFAIRES
INTERNATIONALES
Solétanche Bachy



Jacques Morey

INGÉNIEUR EXPERT
Sol-Expert International



Catherine Cividino

INGÉNIEUR
DÉVELOPPEMENT
DÉPARTEMENT
TECHNIQUES AVANCÉES
DE PRODUCTION
Solétanche Bachy



◆ le barrage de Paso de las Piedras en Argentine, à 80 m (quatre lignes de colonnes);

◆ les ouvrages de ventilation El Hussein des tunnels El Azhar au Caire, à 66 m (cinq lignes de colonnes).

Le problème est de construire un réseau de colonnes qui laisse très peu de "fenêtres" de terrain non traité entre les colonnes. Moins on maîtrise la position des forages et le diamètre des colonnes, plus il faut multiplier le nombre de lignes.

A Teesta, la présence d'une grande quantité de boulders de phyllites et de granite complique le choix (photo 3). Ces énormes obstacles très durs engendrent deux risques majeurs : déviation des forages et effet de masque lors du jetting. Ceci oriente vers un voile multilinéaire.

L'inconvénient du voile multilinéaire de jet grouting à travers les boulders est son coût très élevé. En revanche la matrice alluvionnaire est, dans sa plus grande partie, injectable au gel de silicate, procédé moins coûteux. D'où le souhait du client de combiner les deux méthodes.

Pour répondre au choix de NHPC, Sol-Expert International a élaboré une méthode combinée à la fois sûre et économique :

◆ construction d'une ligne de colonnes sécantes de jet grouting avec mesures de déviation de tous les forages et adaptation de l'espacement et du diamètre des colonnes, au cas par cas, pour viser un recouvrement minimum de 0,50 m entre deux colonnes adjacentes ;

◆ injection des sables par tube à manchettes à la



Photo 2
L'accès au chantier
comporte des passages
délicats

*Access to the project
involves difficult passages*



Photo 3
Vue de boulders
dans un éboulis
de pente

*View of boulders
in a rubble slope*

Photo 4
La plate-forme
du plot d'essai
*The platform
of the test section*



Photo 5
Le puits réalisé
au centre du plot d'essai
*The shaft executed
in the centre of the test
section*



Photo 6
Travaux
de jet grouting
et d'injection
sur le batardeau
amont
*Jet grouting
and grout injection
work
on the upstream
cofferdam*



Bentonite-ciment et au gel de silicate, sur une ligne à l'extérieur de la ligne de jet grouting par rapport à l'excavation ;

- ◆ prolongation des forages dans le rocher pour y réaliser un voile monolinéaire injecté par tranches descendantes.

Cette solution permet, certes, de réduire le nombre de forages et donc de limiter le personnel, les machines et les matériaux sur ce chantier difficile d'accès, mais elle demande une très grande maîtrise technique. Il a donc été décidé de valider la méthode par un plot d'essai de grande dimension.

■ PLOT D'ESSAI

L'objectif était de valider la méthode d'exécution d'une coupure étanche de perméabilité inférieure ou égale à 10^{-6} m/s.

C'est pendant la saison sèche, précédant la mousson 2002, que Solétanche Bachy a réalisé un plot d'essai comportant une ligne de colonnes et une ligne d'injection. Cet essai, qui constituait un important chantier à lui seul, a été réalisé à partir d'une terrasse à proximité du futur batardeau amont (photo 4).

Le résultat a été observé en réalisant un puits à l'intérieur du terrain traité (photo 5). On a pu constater un bon enrobage des boulders par le mélange sol-ciment des colonnes de jet grouting. L'essai de pompage, avec rabattement jusqu'à 10 m sous le niveau de la rivière, a montré des débits très faibles. La méthode a été validée.

■ MÉTHODES D'EXÉCUTION

Pour forer à travers les boulders de toutes tailles et limiter les déviations, Solétanche Bachy a employé la méthode rotoperçusion en tige/tube.

La déviation des forages est mesurée après avoir retiré les tiges, puis le forage est rempli de coulis. L'outillage de jet vient reforer sans avoir de rocher dur à traverser. Pour les injections, la méthode est similaire, le tube à manchettes étant introduit dans le forage et le coulis de gaine mis en place lors de l'extraction du tubage (photos 6 et 7).

Cette façon de faire permet, grâce à l'enregistrement et au traitement des paramètres de forage, d'adapter la géométrie du traitement en fonction des conditions rencontrées, d'optimiser la position des forages et le diamètre des colonnes, et de modifier les paramètres du jet grouting et de l'injection en fonction du volume de terrain à traiter.

Les colonnes ont été réalisées en jet double, technologie qui consiste à créer un jet de coulis entouré d'air. La séquence type est :

- ◆ colonne primaire de diamètre 1,60 m tous les 2,40 m ;
- ◆ forage des colonnes secondaires à mi-distance ;



Photo 7
Exécution
du voile d'injection
Execution of the grout
injection shear wall

◆ adaptation du diamètre des colonnes secondaires entre 1,40 m et 2,50 m, selon les déviations observées, pour obtenir au moins 0,50 m de recouvrement;

◆ exécution de colonnes tertiaires dans le cas de déviations plus importantes.

Les forages d'injection ont été commencés avant la fin des colonnes de jet. L'injection de gel de silicate à réactif minéral a été précédée d'une injection au coulis bentonite-ciment destinée à remplir les plus gros vides.

L'énorme quantité des données acquises à traiter pour piloter en temps réel les paramètres d'exécution nécessite un outil informatique performant. C'est à l'aide des systèmes éprouvés SYMPA et SINUS que tous les paramètres de forage, de jet grouting et d'injection ont été enregistrés et traités. Mais la principale originalité du chantier dans ce domaine a été le développement d'un logiciel spécifique d'aide à la conception du voile de colonnes de jet grouting et de forages injectés au tube à manchettes baptisé Picodi.

■ LE LOGICIEL PICODI

Il faut beaucoup de temps pour représenter sans erreurs, selon les déviations mesurées, des colonnes qui se recoupent suivant des critères précis à différentes profondeurs sur plusieurs sections horizontales. C'est incompatible avec les cadences de production.

Solétanche Bachy a donc conçu Picodi, un logiciel

dédié qui permet de représenter en 3D les forages à partir des déviations mesurées et de calculer le rayon d'action des injections nécessaires pour satisfaire des critères de recouvrement sur toute la hauteur du traitement (figure 2).

La géométrie des colonnes primaires (position, diamètre) est entrée automatiquement en x y z à partir des mesures de déviation et du diamètre des colonnes. Puis, la position des forages secondaires est introduite dans le logiciel et celui-ci propose les diamètres des colonnes de jet ou d'injection à réaliser répondant aux critères de recouvrement spécifiés (figure 3).

Les diamètres peuvent varier avec la profondeur, mais en cas de déviation trop importante conduisant à un diamètre de colonne non réalisable pour assurer le recouvrement, Picodi indique que cela est impossible. La réalisation d'une colonne ter-

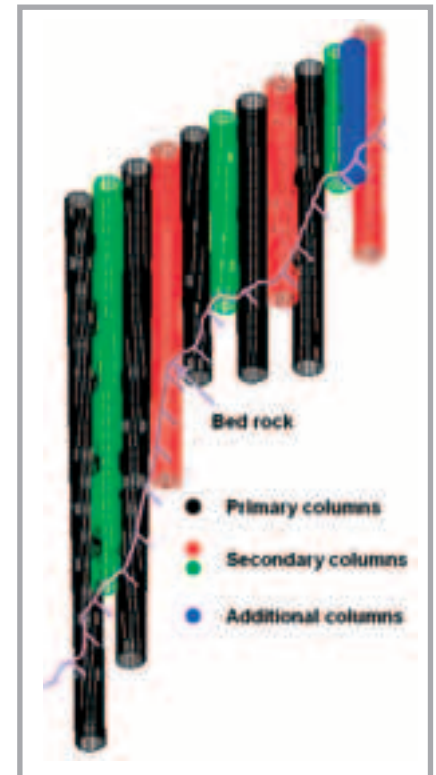


Figure 2
Représentation en 3D des colonnes
de jet grouting par Picodi
3D illustration of the jet grouting
columns by Picodi

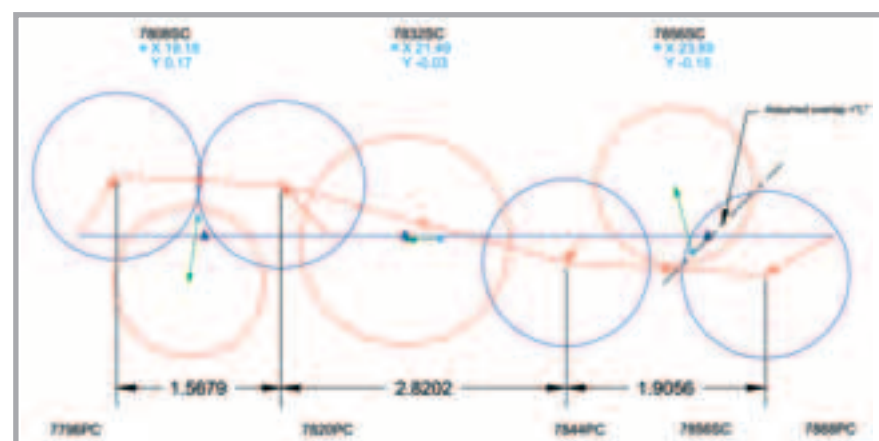


Figure 3
Optimisation
des positions
et des diamètres
des colonnes
de jet grouting
par Picodi

Optimisation
of jet grouting
column positions
and diameters
by Picodi

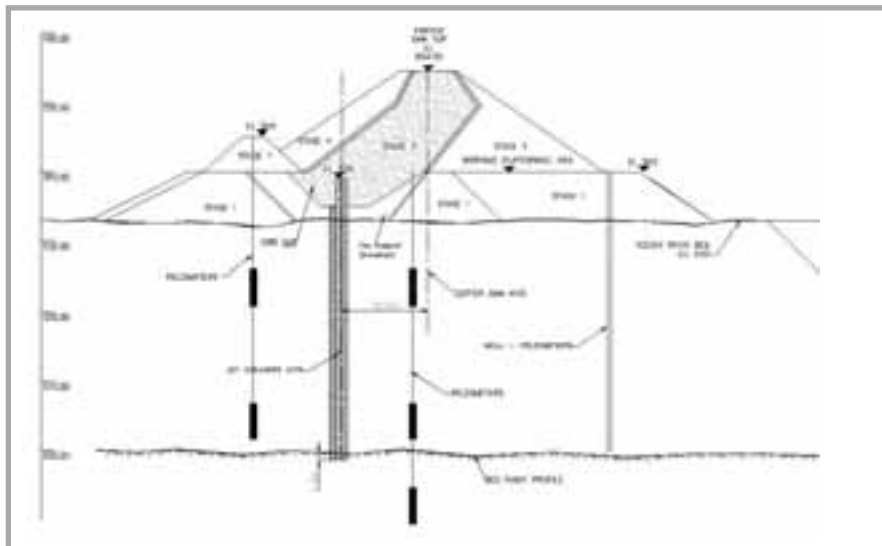


Figure 4
Instrumentation pour les tests de perméabilité
Instrumentation for the permeability tests

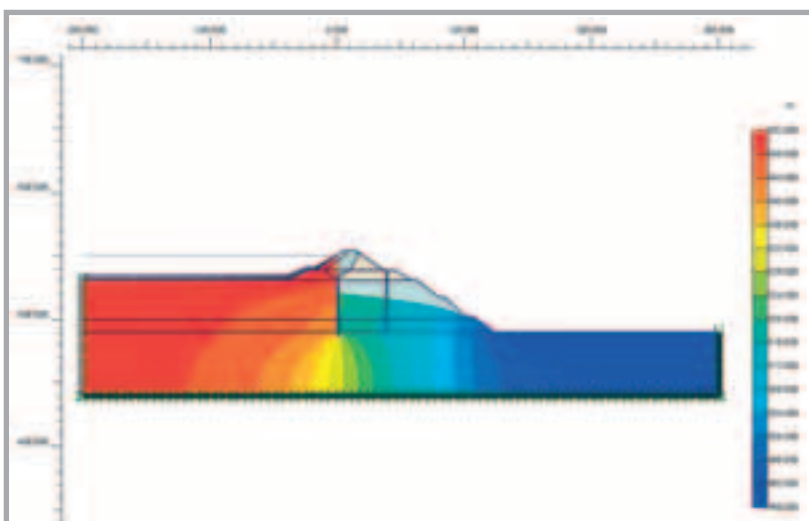


Figure 5
Représentation des équipotentielles d'écoulement par PLAXIS
Representation of the equipotential lines by Plaxis

Photo 8
Travaux de terrassement dans la fouille à l'abri des batardeaux et des coupures étanches
Earthworks in the excavation sheltered by the cofferdams and cutoffs



LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Surface de coupure étanche : 8500 m²
- Nombre de colonnes de jet grouting : 420 u
- Nombre de forages pour injection : 360 u
- Linéaire de perforation : 18000 m
- Linéaire de colonnes de jet grouting : 9300 m
- Volume de jet grouting : 14500 m³
- Volume de coulis d'injection bentonite-ciment : 1100 m³
- Volume de gel d'injection au silicate : 900 m³

► tiaire est alors décidée par l'ingénieur en charge de la conception.

■ MOYENS MIS EN ŒUVRE

Un équipement complet a été envoyé fin 2001 pour réaliser le plot d'essai. Cette première expédition a permis de tester les problèmes de logistique : délais d'acheminement, poids maximum en charge des camions limité à 23 t, pistes dangereuses, ressources locales.

Pour les travaux principaux, le matériel a été expédié dès le mois d'août 2002. La mousson 2002 a retardé la livraison des plates-formes de travail, la perforation n'a pu débuter que fin novembre.

Durant 4 mois, le chantier a travaillé 6 jours sur 7 et 24 heures sur 24 avec :

- ◆ 42 expatriés de huit nationalités différentes et 170 employés et ouvriers recrutés localement ;
- ◆ 7 foreuses dont deux équipées pour le jet grouting à jet double ;
- ◆ 3 pompes de jet grouting, trois centrales automatiques de fabrication de coulis et 12 points d'injection.

Dans les travaux d'étanchement, c'est le résultat qui compte. Le contrôle de la qualité a été un souci majeur et permanent sur ce chantier dans la mesure où il fallait attendre d'avoir fermé les deux coupures pour évaluer les débits. Solétanche Bachy a mis en place un système qualité calqué sur le système ISO 9001 utilisé en France.

La méthode de forage a permis d'obtenir une déviation moyenne inférieure à 1,6 % à 40 m de profondeur, ce qui est une performance remarquable. Une fois les batardeaux terminés, une série de tests à travers un réseau de piézomètres associée à des essais de pompage en grand a été effectuée (figure 4). Les résultats ont été compilés et traités par un calcul aux éléments finis utilisant le logiciel PLAXIS, pour déterminer les débits de fuite résiduels (figure 5).

C'est un an après la terminaison des coupures étanches que la fouille pour l'excavation du barrage principal est arrivée au fond, protégée par les batardeaux et ces coupures. Le bien-fondé de la méthode choisie et la qualité de son exécution ont été récompensés par un total succès ; le maintien au sec de cette importante fouille en milieu très perméable ne nécessite que des pompages intermittents (photo 8).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

NHPC

Maitre d'œuvre

NHPC

Ingénieur-conseil pour le projet de coupure étanche

Sol-Expert International

Entrepreneur principal

Jaiprakash Industries Ltd

Sous-traitant pour les coupures étanches

Solétanche Bachy France

ABSTRACT

Teesta Dam Stage 5 in Sikkim. Cutoffs by jet grouting and grout injection

M. Coudry, J. Morey, C. Cividino

The Teesta Stage 5 dam forms part of the hydraulic engineering project on the Teesta River in India, in the State of Sikkim, on the southern slope of the Himalayas.

The project is distinguished by two unusual aspects : the technology used and the logistics involved.

Solétanche Bachy took charge of the cutoffs in the two cofferdams constructed to dry up the bottom of excavation across the river, the flow being diverted by a tunnel.

The technology is based on a combination of jet grouting and grout injection to seal sands and large boulders, and its success was only made possible by close and trusting collaboration between the project management, its consultant Sol-Expert International, and Solétanche Bachy fortified by its experience and its material and human resources. The logistics is rather different from that for major dam projects in the Alps due to the considerable remoteness of the site, if only from the economic centres and communication networks of India, and also due to the need to train local labour and, finally, due to the climate which means that it is only possible to work between two monsoons. This article chiefly describes the technology.

RESUMEN ESPAÑOL

Embalse de Teesta Etapa 5 en Sikkim.

Pantalla impermeable mediante jet grouting e inyección

M. Coudry, J. Morey y C. Cividino

El embalse de Teesta Etapa 5 forma parte de la ordenación hidráulica del río Teesta, en India, en el Estado del Sikkim, en la vertiente sur del Himalaya.

La obra se destaca por dos aspectos originales : su técnica en primer lugar, y su logística en segundo lugar.

Solétanche Bachy tiene a su cargo las pantallas impermeables en las dos ataguías realizadas para poner al resguardo de las aguas el fondo de la excavación

transversal al río, siendo el flujo de agua derivado por un túnel.

La técnica se deriva de una combinación de jet grouting y de inyección para impermeabilizar arenas de grandes bloques, y su éxito únicamente se ha podido conseguir mediante una colaboración estrecha y de confianza entre la dirección del proyecto, su asesor Sol-Expert International y Solétanche Bachy que dispone de una amplia experiencia así como de recursos en material y en personal.

La logística es ligeramente diferente de aquella para las grandes obras de embalse en los Alpes debido al alejamiento considerable del emplazamiento, con relación a los centros económicos y las redes de comunicación indias, y también con motivo de la mano de obra local que ha sido preciso capacitar, y finalmente, del clima que únicamente permite trabajar entre dos monzones. En el presente artículo se describe principalmente la técnica.

Du Mékong au Yangtse

Des fondations spéciales

Il s'agit de deux grands ponts suspendus en Asie du Sud-Est, en cours d'achèvement ou récemment achevés, qui ont donné lieu à des travaux de fondation hors du commun. Au Vietnam, le pont de Can Tho à l'embouchure du Mékong a reçu, pour supporter son pylône nord, des pieux de grand diamètre très profonds réalisés par Bachy Soletanche Vietnam. En Chine Centrale, l'ancrage sud du pont de Wuhan sur le Yangtze a donné lieu à une paroi moulée circulaire de grande dimension réalisée par Bachy Soletanche Group Ltd dont le siège est à Hong Kong. La foreuse Wirth utilisée pour les pieux aussi bien que l'hydrofraise Solétanche Bachy utilisée pour la paroi moulée fonctionnent sur le principe de la circulation inverse.



Photo 1
Le "Cung", version vietnamienne du "Ground Breaking Ceremony" pratiqué dans la civilisation chinoise, est une cérémonie propitiatoire traditionnelle de démarrage de chantier

The "Cung", the Vietnamese version of the "Ground Breaking Ceremony" practised in Chinese civilisation, is a traditional propitiatory ceremony at the start of a project

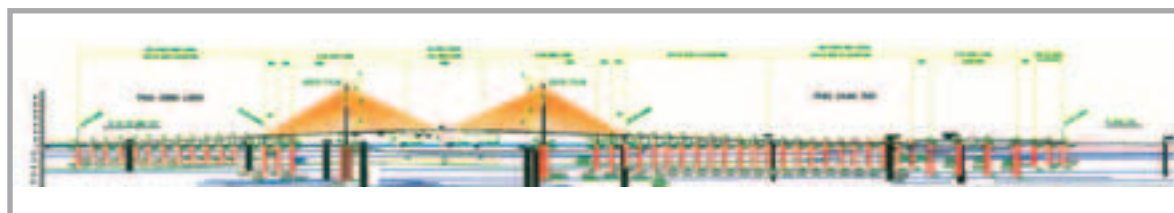


Figure 1
Can Tho - Profil en long
Can Tho - Longitudinal profile

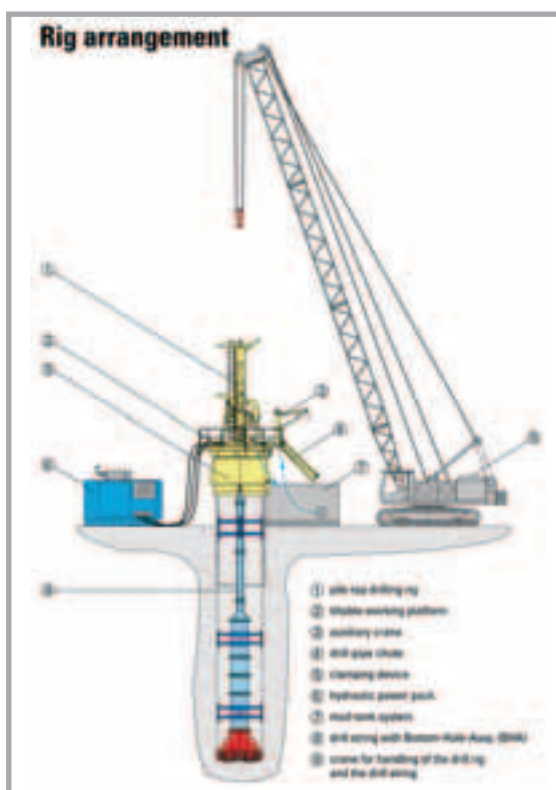


Figure 2
Can Tho - Principe du forage de pieu en circulation inverse (documentation Wirth)
Can Tho - Counterflush pile drilling technique (Wirth documentation)

Les filiales asiatiques du groupe Solétanche Bachy participent à la réalisation d'ouvrages remarquables qui bénéficieraient certainement des faveurs de la presse française s'ils étaient localisés dans l'hexagone plutôt qu'en des lieux moins connus qu'on peine à pointer sur un atlas. Les deux grands ponts suspendus dont il est question ici, l'un au Vietnam, l'autre en Chine, ont donné lieu chacun à des fondations hors du commun sous une partie de l'ouvrage particulièrement sollicitée implantée dans un contexte géotechnique délicat.

Dans les deux cas, le procédé d'exécution est basé sur la circulation inverse qui consiste à pomper la boue chargée des déblais produits par l'outil de forage à travers une conduite axiale d'une section adaptée au débit, de manière à assurer la vitesse nécessaire à leur remontée à la surface.

On retiendra particulièrement dans cet article les dimensions importantes des pieux et de la paroi moulée décrits, ainsi que la maîtrise technologique exemplaire dont ont fait preuve les équipes vietnamienne et chinoise.

■ VIETNAM – CAN THO BRIDGE – FONDATIONS DU PYLÔNE NORD

Le pont de Can Tho au Vietnam est le dernier pont sur l'embouchure du Mékong. Franchissant la rivière Hau, il constituera un des maillons essentiels, actuellement manquant, de la liaison routière Nord-Sud du Vietnam par la route IA. Sa mise en service est prévue en 2008. Elle entraînera la disparition des derniers services de ferry-boats sur cet axe d'une longueur totale de 2000 km.

Ce pont suspendu est le plus grand pont du Vietnam et aussi le plus grand de ce type dans l'Asie du Sud-Est. En termes de record, on note encore qu'il compte parmi les dix plus grands ponts au monde (figure 1) :

- ◆ longueur du pont : 2 750 m
- ◆ travée principale : 1 090 m
- ◆ ponts et routes d'accès : 13 100 m

D'un coût de 350 millions USD, financé par la Jibic (Japanese Bank for International Cooperation)

CAN THO BRIDGE LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Nombre de pieux : 30 u
- Linéaire : 2 880 m
- Béton : 14 150 m³
- Acier : 1 200 t

pour deux grands ponts

Minh-Quang Le Nguyen



DIRECTEUR
Bachy Soletanche Vietnam

Albert Ma



DIRECTEUR DE PROJET
Bachy Soletanche Group Ltd –
Hong Kong

et par des dons de la Jica (Japanese International Cooperation Agency) le projet est exécuté par le consortium TKN (Taisei Kajima Nippon Steel Joint Operation).

Bachy Soletanche Vietnam, en sous-traitance de TKN, réalise les fondations du pylône nord (photo 1).

Ces travaux de fondation consistent à réaliser 30 pieux forés de 2,5 m de diamètre et de 96 m de profondeur.

La stratigraphie présente des argiles organiques de 0 à 50 m de profondeur, des argiles sableuses entre 50 m et 80 m et des sables argileux en dessous.

La technique utilisée est le forage à circulation inverse au moyen d'une machine Wirth (figure 2 et photos 2, 3 et 4). Des experts et techniciens de Bachy Soletanche Group Ltd de Hong Kong, qui bénéficient d'une grande expérience de ce procédé, sont venus en renfort.

La dimension de ces pieux est exceptionnelle. Le démarrage du chantier a été difficile. Sur le deuxième pieu, la cage de 94 m de long pesant 40 t a été perdue dans le forage et s'est retrouvée coincée sous la virole de tête. Sa récupération a nécessité un mois d'efforts opiniâtres et le pieu a finalement pu être bétonné.

Le chantier de fondations du pylône nord, d'une durée de 6 mois, a commencé en juillet 2005.



Photo 4
Can Tho - Mise en place d'une cage d'armature de 40 t
Can Tho - Placing a 40-tonne reinforcement cage



Photo 2
Can Tho - Fonçage de la virole de tête au vibrofonneur
Can Tho - Driving the end shell by vibratory driver



Photo 3
Can Tho - Deux machines de circulation inverse exécutant le forage Ø 2,50 m à 96 m de profondeur. Recyclage de boue au premier plan

Can Tho - Two counterflush drilling machines performing 2.50 m dia. drilling at a depth of 96 metres. Sludge recirculation in the foreground

CAN THO BRIDGE LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Ministère des Transports du Vietnam

Entreprise principale

TKN

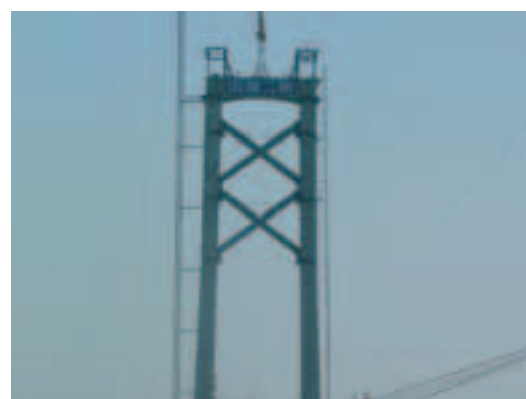
Sous-traitant fondations du pylône nord

Bachy Soletanche Vietnam

Wuhan - Vue d'artiste du pont sur le Yangtse
Wuhan - Artist's view of the bridge over the Yangtse



Wuhan - La plate-forme de travail pendant l'installation du chantier
Wuhan - The work platform during site installation



Wuhan - Edification du pylône en rivière
Wuhan - Erection of the tower in the river



Wuhan - Une des hydrofraises HF 1200 en épaisseur 1,5 m
Wuhan - One of the HF 1 200 hydro-cutters in a 1.5 m thickness



Wuhan - Vue d'artiste de la superstructure de l'ancrage sud
Wuhan - Artist's view of the southern anchorage superstructure

**PONT DE WUHAN
 LES PRINCIPAUX
 INTERVENANTS**

Maitre d'ouvrage

Wuhan City Government

Entreprise principale

2nd Bureau of China Harbour Construction Engineering Cooperation

Sous-traitant fondations du pylône nord

Bachy Soletanche Group Ltd

CHINE – WUHAN YANGLUO YANGTZE BRIDGE – RÉALISATION DE L'ANCRAGE SUD

Le pont de Wuhan Yangluo Yangtze est un important ouvrage de franchissement du fleuve Yangtze par le périphérique de la ville de Wuhan qui est une des principales agglomérations de la Chine Centrale, dans la province du Hubei :

- ◆ longueur du pont : 2 726 m ;
- ◆ travée principale : 1 280 m ;
- ◆ ponts et routes d'accès : 10 000 m.

Le point crucial de la réalisation de cet ouvrage est l'ancrage sud, où l'on ne trouve qu'à 51 m de profondeur, sous des formations sablo-argileuses et des galets, un sol de fondation constitué de conglomérats. En outre, cet ancrage est implanté à 150 m seulement de la digue bordant la rive du fleuve Yangtze.

Des études hydrogéologiques poussées ont été préalablement conduites pour estimer les effets des pompages dans ces formations de perméabilité variable selon les couches entre $K = 10^{-4}$ m/s et $K = 10^{-6}$ m/s en ordre de grandeur.

Les concepteurs ont alors étudié concurremment trois solutions : paroi moulée circulaire, paroi moulée rectangulaire et caissons havés. En raison notamment des risques liés à la présence de sables bouillants, et aussi de ses délais d'exécution qui excédaient la durée de la saison sèche, la solution par caissons a été éliminée. C'est la paroi circulaire auto-stable qui a été retenue.

Le projet a été conçu sur la base d'une paroi moulée de 1,5 m d'épaisseur, de 70 m de diamètre intérieur. La profondeur de la paroi moulée varie entre 54,50 m et 61,50 m en fonction des critères définis pour l'encastrement dans le substratum conglomératique. Elle est réalisée au moyen de deux hydrofraises HF1200 Solétanche Bachy appartenant à Bachy Soletanche Group Ltd.

La paroi est prolongée sous son pied par un voile injecté de 10 m de hauteur. Elle est doublée extérieurement par une paroi étanche au coulis de ciment, circulaire également, éloignée de 10 m,



Wuhan - Le spectaculaire ballet des excavatrices et des grues de service

Wuhan - The spectacular ballet of excavators and service cranes



Wuhan - Le puits de Ø 70 m

Photo 9
Wuhan - fig.13.jpg

encastrée de 0,50 m à 1 m dans le substratum et d'une profondeur moyenne de 51,50 m. Ce dispositif est destiné à limiter les pompages temporaires dans la fouille ainsi que leurs effets à l'extérieur. Elle est doublée intérieurement par un cuvelage en béton armé, dont l'épaisseur varie par gradins de 1,50 m au sommet jusqu'à 2,50 m en bas. Le cuvelage est exécuté au fur et à mesure du terrassement, par passes descendantes de 3 m. Le fond de fouille est à 41,50 m de profondeur. Il est surmonté par un radier de 6 m d'épaisseur. La poutre de couronnement annulaire a une largeur de 4 m et une hauteur de 2,50 m. Les travaux de l'ancrage sud ont commencé en octobre 2003. La paroi a été achevée en octobre 2004. Pendant le terrassement, le fond de fouille a toujours été maintenu à sec avec un débit d'exhaure qui n'a pas dépassé 200 m³/jour. L'exécution de ce puits d'ancrage, le plus profond jamais réalisé en Chine, est considérée comme un succès.

ABSTRACT

From the Mekong to the Yangtse. Special foundations for two large bridges

M.-Q. Le Nguyen, A. Ma

For two large suspension bridges in Southeast Asia, nearing completion or recently completed, exceptional foundation works have been carried out. In Vietnam, the Can Tho Bridge at the mouth of the Mekong River received, to support its northern tower, very deep large-diameter piles executed by Bachy Soletanche Vietnam. In Central China, for the southern anchorage of Wuhan Bridge over the Yangtse, a large circular diaphragm wall was constructed by Bachy Soletanche Group Ltd, headquartered in Hong Kong. The Wirth drilling machine used for the piles and the Solétanche Bachy hydro-cutter used for the diaphragm wall operate on the counterflush principle.

RESUMEN ESPAÑOL

Desde el Mékong hasta el Yangtse. Cimentaciones especiales para dos grandes puentes

M.-Q. Le Nguyen y A. Ma

Este artículo presenta dos grandes puentes colgantes en Asia del Sureste, en curso de finalización o recientemente finalizados, que han precisado asombrosos trabajos de cimentación. En Vietnam, el puente de Can Tho en la desembocadura del Mékong ha recibido, para soportar su torre norte, pilotes de diámetro importante muy profundos realizados por Bachy Soletanche Vietnam. En China Central, el anclaje sur del puente de Wuhan en el río Yangtze ha dado lugar a una pantalla continua circular de gran dimensión realizada por Bachy Soletanche Group Ltd cuya sede se encuentra sita en Hong Kong. Tanto la taladradora Wirth utilizada para los pilotes como la hidrofresa Solétanche Bachy utilizada para la pantalla continua funcionan según el principio de la circulación inversa.

PONT DE WUHAN LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Surface de paroi moulée e = 1,5 m : 13 998 m²
- Béton : 20 735 m³
- Acier : 2 928 t
- Forages pour voile injecté : 6 912 m
- Coulis d'injection : 138 m³
- Surface de paroi d'étanchéité e = 0,8 m : 15 250 m²
- Bentonite-ciment : 19 370 m³

Rénovation du Capitole

La géotechnique vient au secours des technologies avancées

L'Etat de Virginie a procédé à des travaux de rénovation et d'extension de son Capitole. De grande valeur historique, ce Capitole est le second construit aux Etats-Unis, réalisé en 1785 d'après des plans de Thomas Jefferson. Il est classé d'intérêt national.

Le bâtiment repose sur des fondations de briques à faible profondeur. Il est très sensible à toute perturbation que pourraient causer des travaux, et notamment de grandes excavations, tels que ceux qui ont été entrepris pour sa rénovation et pour son extension sur le côté sud.

C'est donc avec grande prudence et avec beaucoup de précaution que l'équipe en charge du projet a mis au point la méthode de réalisation, afin de préserver l'intégrité de l'existant pendant et après les travaux. Les critères de mouvement acceptables sont fixés à 6 mm de tassement maximum et 1/2 000° de tassement différentiel.

Les techniques mises en œuvre sont multiples : jet grouting pour stabiliser les terrains supérieurs, injections de compensation pour prévenir les tassements, paroi moulée avec tirants d'ancrage pour soutenir la fouille, et bien sûr une instrumentation sophistiquée pour ausculter le bâtiment en temps réel.

Les travaux géotechniques, l'instrumentation et l'auscultation ont été réalisés par Soletanche Inc. filiale de Soletanche Bachy. Les critères, bien que sévères, ont été totalement respectés, faisant de cette opération un succès.

Le Capitole de l'Etat de Virginie est situé à Richmond. Sa construction a commencé en 1785, sur des plans de Thomas Jefferson. L'Etat de Virginie a entrepris sa rénovation dont une partie importante consiste en la construction d'un centre d'information des visiteurs, comportant deux niveaux en sous-sol du côté sud. L'excavation nécessaire a 12 m de profondeur. La façade sud s'orne d'un portique néoclassique monumental avec une colonnade surmontée d'un fronton triangulaire.

■ GÉOLOGIE

On est en présence de séquences de dépôts sédimentaires marins. Le profil stratigraphique complet montre 6 m de remblais, 6 m de sables argileux de densité variable contenant des graviers et des blocs, 20 m d'argile compacte à très compacte, 15 m de sables et graviers très compacts, et enfin le bedrock de granite qui se trouve donc à une profondeur de l'ordre de 50 m. Le niveau hydrostatique est à 6 m sous la surface naturelle.

Seuls sont importants pour le projet, les terrains situés dans les premiers 24 m. Il s'agit essentiellement de sables et graviers et d'argiles. La couche supérieure, constituée de sables et graviers

denses avec des inclusions de cailloux et de blocs, est difficile à excaver. Les argiles profondes, quant à elles, sont fermes et compactes avec une Rc de l'ordre 20 kPa, et parfois plus. La plasticité de l'argile varie de très plastique à raide avec un indice de plasticité pouvant atteindre 70. Ces terrains sont surconsolidés avec une pression de surconsolidation comprise entre 50 et 100 kPa. Les zones d'argile très plastique surconsolidée sont susceptibles de fluage.

Etat des lieux

Vieux de 200 ans, le Capitole repose sur des fondations de briques dont le mortier de liaison est fortement altéré (photo 1).

■ LES GRANDES LIGNES DU PROJET

L'idée directrice est de prendre toutes les sécurités nécessaires pour maîtriser le risque de mouvements indésirables, et, à cette fin, d'appliquer des techniques dont certains effets sont redondants (figure 1).

Le principal élément du système est la paroi moulée ancrée par tirants, construite au droit de la façade sud du Capitole. Elle n'est pas rectiligne. Son plan en ligne brisée comporte des segments parallèles à la façade et d'autres qui lui sont perpendiculaires. En phase définitive, les segments perpendiculaires travaillent en console.

La bande de terrain entre la façade et la paroi moulée est consolidée par des colonnes de jet grouting.

Les sols d'assise du Capitole sont pré-injectés en vue d'injections de compensation ultérieures qui pourraient s'avérer nécessaires.

L'amplitude des mouvements que le bâtiment serait susceptible d'encaisser a été étudiée par modélisation en 3D. Toutes les phases de construction ont été analysées. La limite à ne pas dépasser a été fixée à 6 mm pour le tassement absolu et à 1/2000° pour le tassement différentiel.

Conception de la paroi moulée

C'est une paroi de 1 m d'épaisseur qui se développe sur une longueur d'environ 50 m et dont la profondeur atteint 18 m. Elle comporte trois segments est-ouest et quatre segments nord-sud ; elle est réalisée en dix panneaux (figure 1a).



Photo 1
Mise au jour
des fondations de briques

Uncovering
the brick foundations

de l'État de Virginie de l'Histoire en combinant

Conception du jet grouting

L'amélioration des remblais de surface de faibles caractéristiques sur 3 ou 4 m, entre l'existant et la paroi moulée, est réalisée avec 100 colonnes de jet grouting de 0,9 m de diamètre et de 6 m de profondeur, ancrées dans l'argile compacte. Ces colonnes sont disposées de manière à constituer une structure cellulaire (figure 1).

Conception des injections de compensation de compensation

Les injections de compensation sont destinées, comme leur nom l'indique en partie, à compenser les tassements qui se produisent en cours de travaux. Cette compensation doit être très rapide pour que le bâtiment, ainsi traité, ne subisse aucun tassement excessif. A cette fin, il est nécessaire de réaliser une pré-injection initiale destinée à préconditionner le sol de manière à ce qu'il réagisse ensuite instantanément aux injections de compensation proprement dites.

Conception des tirants

Par précaution supplémentaire vis-à-vis du risque de mouvement, la masse de sol traitée par les colonnes de jet grouting est mise en précontrainte au moyen d'une rangée de 12 tirants mis sous tension de 35 t chacun, appuyée sur les colonnes par une lierne métallique (photo 2).

La paroi moulée, quant à elle, est retenue par deux lits de tirants en partie courante, sauf dans la fosse d'ascenseur en partie centrale, qui en comporte quatre. Ces tirants sont précontraints à une tension de 30 t à 80 t. Leur longueur varie entre 18 m et 30 m. Ils sont, pour la plupart, ancrés dans les argiles compactes. Le rôle de ces tirants est provisoire, la poussée sur la paroi étant reprise en phase permanente par ses parties transversales travaillant en console.

■ DÉROULEMENT DES TRAVAUX

Les travaux se sont déroulés selon un phasage rationnel et sous surveillance continue au moyen du dispositif d'auscultation décrit plus loin.

Réalisation du jet grouting

Le jet grouting a été réalisé en premier, en octobre et novembre 2004. Un test préalable a permis de

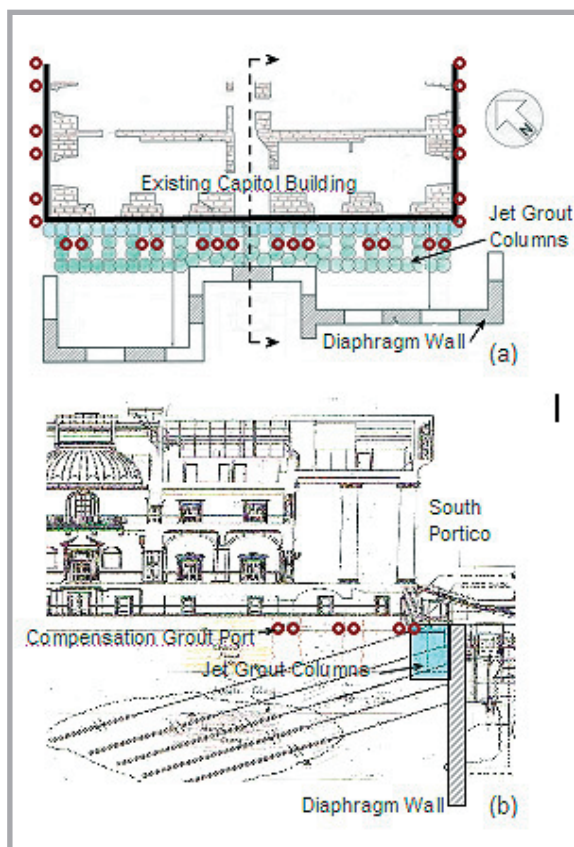


Figure 1
Système de soutènement,
plan (a) et coupe (b)
Supporting system, plan (a)
and cross section (b)



Photo 2
Colonnes de jet grouting
découvertes, lierne et tirants
Uncovered jet grouting columns,
lierne rib and tie rods

définir les paramètres de jet. L'ingénieur-conseil avait choisi la méthode du jet triple et la réalisation de colonnes sécantes de 0,9 m de diamètre et de 6 m de profondeur. L'ordre d'exécution devait laisser une distance maximale de 2 m entre deux colonnes exécutées consécutivement (photo 2).

Des tassements sont apparus pendant la construction des premières colonnes. Bien que d'autres facteurs aient pu influencer, on peut avancer que ces

Bernard Tarralle



PRÉSIDENT
Soletanche Inc., Rockville,
Maryland, USA

Nasser Massoudi



PRINCIPAL
GEOTECHNICAL
ENGINEER
URS Corporation, Gaithersburg,
Maryland, USA

Robert Thomas



SR. PROJECT MANAGER
Gilbane Building Company,
Laurel, Maryland, USA

Photo 3
Cages d'armatures
et diverses réservations

*Reinforcement cages
and various grout pockets*



Photo 4
Mise en place d'un tirant
dans un forage tubé

*Placing a tie rod
in a cased boring*



► tassements soudains ont été causés par la construction de trois ou quatre colonnes trop rapprochées et pendant un temps trop court. Le programme d'exécution a été ajusté en fonction de cette observation et, par la suite, aucun mouvement parasite n'a été observé.

Dans le cadre du plan assurance-qualité, des échantillons de matériau de jet frais pris au moment de la fabrication des colonnes et de carottes prélevées dans les colonnes après quelques jours ont été analysés en laboratoire. Les Rc à 28 jours se tiennent dans une fourchette comprise entre 3 et 7 MPa.

Réalisation des injections de compensation

Des tubes à manchettes ont été installés sous le bâtiment dans la zone proche de l'excavation, à l'intérieur des forages subverticaux traversant les sables et graviers jusqu'à l'argile compacte. Le préconditionnement a été fait par injection de coulis jusqu'à obtenir un soulèvement de 1 à 2 mm mesuré en temps réel. Le plan de tir des forages pour injection a été compliqué par la présence d'échafaudages autour du Capitole, obligeant à réaliser certains forages très inclinés.

Par la suite, aucune injection de compensation complémentaire de l'injection de préconditionnement n'a été nécessaire.

Réalisation de la paroi moulée

La paroi moulée a été réalisée à la benne de 1 m de large par 2,70 m de long, dimensions dont tiennent compte le panneauage et le tracé en plan non rectiligne.

Elle a été réalisée par le procédé CWS® inventé par Solétanche Bachy qui permet de placer un joint waterstop entre deux panneaux adjacents, conférant à l'ensemble de la paroi moulée une excellente étanchéité.

Par sécurité, on a réalisé le plus possible de panneaux élémentaires courts, moins exposés au risque d'éboulement en cours de forage que les panneaux longs.

Des connexions spéciales, inhabituelles, ont été posées aux extrémités de la paroi pour y accrocher les murs latéraux.

Les segments transversaux de la paroi, destinés à travailler en console et à être soumis de ce fait à des contraintes de cisaillement vertical de service élevées, ont été réalisés en un seul panneau. Les cages d'armature comportaient les réservations pour la mise en œuvre des tirants ainsi que les tubes destinés aux mesures inclinométriques (photo 3).

Les mesures de Rc à 28 jours sur le béton ont atteint l'ordre de 40 MPa pour 27 MPa requis.

La paroi moulée a été exécutée entre mi-novembre et fin décembre 2004.

Réalisation des tirants

Au total 56 tirants précontraints ont été installés, dont 12 à travers les colonnes de jet grouting (photo 2) et 44 pour l'ancrage de la paroi moulée.

L'altitude des tirants réalisés à travers le jet grouting a dû être modifiée par rapport au projet quand des reconnaissances complémentaires mirent en évidence que les fondations du Capitole étaient un plus profondes que prévu.

Plusieurs méthodes de forage ont été utilisées dépendant de la nature des terrains traversés. Pour

les tirants de la nappe supérieure le forage, exécuté au rotary et traversant essentiellement des sables et graviers, a été revêtu d'un tubage provisoire sur toute sa longueur. Dès le premier lit de la paroi, situé plus bas, le tubage provisoire a été arrêté sur l'argile, et le forage s'est poursuivi au tricône ou au fish-tail. Pour les lits de tirants du bas, entièrement dans l'argile, le forage a été directement exécuté au tricône et à l'eau (photo 4).

Les tirants comportent de trois à six torons. Ils sont scellés au coulis de ciment sous pression et sont réinjectables. Comme leur exécution était sur le chemin critique du planning, et qu'il n'était donc pas envisageable d'avoir à les refaire, ils ont fait l'objet d'une deuxième phase d'injection systématique, par sécurité. De fait, les 56 tirants ont été mis en tension avec succès du premier coup.

La dalle de la mezzanine, à l'intérieur de l'extension est structurellement connectée à la partie supérieure de la paroi moulée. Sa construction a dû être scindée en deux phases afin de permettre l'exécution du lit de tirants situé juste au dessous. La première phase d'exécution de la dalle a permis de liasonner et de raidir l'ensemble de la paroi moulée (photo 5).

INSTRUMENTATION ET AUSCULTATION EN TEMPS RÉEL

Un dispositif sophistiqué de contrôle des mouvements a été proposé par Soletanche Inc. au client, qui l'a adopté, dans le cadre du plan assurance-qualité.

Les capteurs de données étaient composés de trois Cyclops®, deux à l'extérieur et un à l'intérieur, qui balayaient en continu une batterie de prismes de visée fixés à la structure, et deux inclinomètres automatiques dans la paroi moulée.

Les Cyclops® permettent de relever la position triaxiale (x y z) de chaque prisme de visée. Les prismes étaient disposés sur les façades et certains murs intérieurs de la zone sensible du Capitole. Les inclinomètres ont servi à mesurer la déformation de la paroi moulée pendant le terrassement de la fouille à l'abri de celle-ci.

La fréquence d'acquisition des données par les capteurs avait été réglée sur une période de 15 minutes. Les capteurs adressaient leurs données à un ordinateur sur le chantier où elles étaient traitées par un logiciel spécifique pour être mises à disposition des utilisateurs via internet, sous une forme graphique permettant une interprétation aisée.

La pertinence d'un système d'auscultation est bien de permettre une surveillance continue et une prise de décision rapide issue de la concertation entre les différents responsables, ceux-ci ayant accès si-



Photo 5
Première phase du bétonnage de la dalle de la mezzanine

First stage of mezzanine slab concreting



Photo 6
Un des Cyclops® en station à l'extérieur

One of the Cyclops® stationed outside

multanément aux mêmes données (photo 6 et figure 2).

L'accès aux données était donné à quatre utilisateurs : l'architecte, l'ingénieur-conseil, l'entrepreneur principal et le sous-traitant spécialiste.

En outre, le dispositif comportait une alarme qui se déclenchait dans le cas d'un mouvement supérieur à 4 mm.

Aucun mouvement n'a jamais dépassé le seuil de 4 mm. Cette valeur de 4 mm a cependant été atteinte, de manière brutale et inattendue, pendant l'exécution du jet grouting sans qu'il ait été possible d'en imputer clairement la cause au jet grouting lui-même. Par la suite, on a observé des épisodes de mouvements de plus faible amplitude, avec notamment des petits pics de soulèvement pendant les phases d'injection des tirants et pendant le préconditionnement des injections de compensation. Ces soulèvements se sont dissipés naturellement.

Une fois les tirants et le terrassement de la fouille terminés, on a relevé des tassements finaux, tout compris, entre 2 mm et 4 mm, valeurs remarquablement faibles et situées bien en deçà de la tolérance fixée à 6 mm.

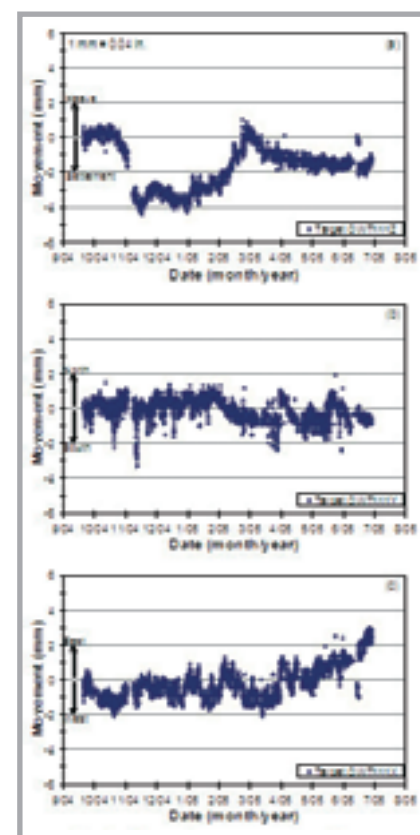


Figure 2
Exemples d'enregistrements de mouvements par Cyclops®

Examples of movement recordings by Cyclops®

CONCLUSION

Les travaux géotechniques liés à la délicate rénovation du Capitole de Richmond constituent un véritable cas d'école qui a donné lieu à la mise en œuvre de technologies avancées dont la combinaison parfaitement maîtrisée a donné toute satisfaction.

Un tel succès est dû sans aucun doute à l'ensemble des intervenants et pas seulement au spécialiste en travaux géotechniques. Pour mener à bien une entreprise aussi difficile il faut, en effet, que tous en mesurent les enjeux et concourent avec intelligence au bon déroulement des opérations.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Paroi moulée : épaisseur 1,00 m, profondeur 15 m, surface 800 m²
- Tirants précontraints : 53 unités de 30 t à 70 t
- Jet grouting au jet triple 103 colonnes de 0,90 m de diamètre et de 6 m de profondeur
- Cyclops® : 3 unités

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Virginia Department of General Services, Richmond, VA

Architecte

Hillier Architecture, Washington, D.C.

Consultant en géotechnique

URS Corporation, Rockville, MD

Entreprise principale

Gilbane Building Company - The Christman Company association, Laurel, MD

Sous-traitant travaux spéciaux

Soletanche Inc. - Inquip joint-venture, Rockville, MD

ABSTRACT

Renovation of the Capitol in the State of Virginia. Geotechnics come to the aid of History by combining advanced technologies

B. Tarralle, N. Massoudi, R. Thomas

The State of Virginia carried out renovation and extension work on its Capitol. This Capitol, of great historic value, constructed in 1785 based on drawings by Thomas Jefferson, is the second one built in the United States. It is classified as of national interest.

The building rests on brick foundations at a shallow depth. It is very sensitive to any disturbance that could be caused by works, and in particular major excavation works such as those that were undertaken for its renovation and for its extension on the southern side. It is therefore very cautiously and with great precaution that the team in charge of the project developed the work method, so as to protect the integrity of the existing structure during and after the works. The acceptable movement criteria are set at 6 mm maximum settlement and 1/2 000 th differential settlement.

Numerous techniques are employed : jet grouting to stabilise the higher ground, compensation grouting to prevent settlement, diaphragm wall with anchor ties to support the excavation, and of course sophisticated instrumentation to monitor the building in real time.

The geotechnical, instrumentation and monitoring works were performed by Solétanche Bachy's subsidiary Soletanche Inc. The criteria, although stringent, were fully complied with, making this project a success.

RESUMEN ESPAÑOL

Renovación del Capitolio del Estado de Virginia. La geotécnica acude en ayuda de la Historia mediante la combinación de tecnologías de vanguardia

B. Tarralle, N. Massoudi y, R. Thomas

El Estado de Virginia ha procedido a diversas obras de renovación y de ampliación de su Capitolio. De un importante

valor histórico, este Capitolio es el segundo que se construyó en los Estados Unidos de América y fue realizado en 1785 según los planes de Thomas Jefferson. Este monumento está clasificado de interés nacional.

El edificio está construido sobre cimentaciones de ladrillos de poca profundidad. Este edificio es sumamente sensible a cualquier perturbación que podría derivar de las obras, y fundamentalmente de las grandes excavaciones, como aquellas que fueron emprendidas para su renovación y su ampliación por el lado Sur.

Por consiguiente, es con la máxima prudencia y con mucha precaución que el equipo encargado del proyecto ha elaborado el método de realización, con objeto de preservar la integridad de lo existente durante y después de los trabajos. Los criterios de movimiento aceptables se fijan en 6 mm de compactación máxima y 1/2000 de compactación diferencial.

Las técnicas implementadas son múltiples : jet grouting para estabilizar los terrenos superiores, inyecciones de compensación para precaver las compactaciones, pantalla continua con tirantes de anclaje para sostener la excavación, y por supuesto una instrumentación de alta eficacia para auscultar el edificio en tiempo real.

Los trabajos geotécnicos, la instrumentación y la auscultación fueron ejecutados por Soletanche Inc. filial de Solétanche Bachy. Los criterios, pese a su severidad, se han respetado en su totalidad, procurando así que esta operación sea un éxito.

Archipel des Saintes

Le nouvel appontement de Terre de Haut

Jean-Philippe Durville



RESPONSABLE
DE L'AGENCE
DE POINTE-À-PITRE
Balineau

Pierre Courtois



RESPONSABLE D'ICTP
GUADELOUPE, MAÎTRE
D'ŒUVRE D'EXÉCUTION
Ingénierie Consultants TP

L'île de Terre de Haut appartient à l'archipel des Saintes au sud-est de la Guadeloupe. Cette destination attire un important trafic maritime régulier à partir de la Guadeloupe, auquel s'ajoutent la croisière et la plaisance. L'ancien débarcadère a été démoli et remplacé par un appontement sur pieux métalliques battus. L'ouvrage a été entièrement réalisé par l'agence de Pointe-à-Pitre de Balineau avec ses moyens nautiques. Il répond aux normes sismiques. L'entreprise a dû composer avec les contraintes d'approvisionnement du chantier depuis la Guadeloupe et de transporter en Guadeloupe les produits de démolition. L'esthétique et la fonctionnalité de cet appontement ont été particulièrement soignées.

C'est aux Antilles que se situe l'archipel des Saintes, à 15 km au sud-est de la Guadeloupe. Il se compose de sept îles dont deux sont habitées, Terre de Haut et Terre de Bas. Ces deux îles, peuplées de quelque 1 500 habitants chacune, sont une incontournable destination touristique du département de la Guadeloupe. Plus de 500 000 visiteurs font escale chaque année à Terre de Haut.

Les visiteurs empruntent, pour la plupart, les vedettes au départ de Trois Rivières ou de Pointe-à-Pitre qui traversent le canal des Saintes jusqu'au débarcadère situé au centre du bourg de Terre de Haut.

Entre décembre et mai, le mouillage en rade de Terre de Haut est fréquenté par les paquebots de croisière qui débarquent leurs passagers en chaloupe (photo 1).

Afin de répondre aux besoins de ce trafic croissant, auquel s'ajoute l'activité de la plaisance, le département de la Guadeloupe se devait d'améliorer ses infrastructures portuaires.

Une expertise effectuée par Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Rouen a mis en évidence l'état de dégradation préoccupant du débarcadère principal. Ceci a conduit le Conseil Général de la Guadeloupe, gestionnaire du port, à décider fin 2003, la démolition du débarcadère et la construction d'un nouvel appontement en estacade rectiligne de 100 m de long. Cet ouvrage original a été réalisé et livré clés en main par Balineau.

■ LA DÉMOLITION DE L'ANCIEN DÉBARCADÈRE

Le débarcadère initial avait été allongé plusieurs fois pour atteindre d'abord 50 m de long. Cette an-



Photo 1
La rade
et le bourg de Terre de Haut
*The roadstead and village
of Terre de Haut*

cienne portion fortement dégradée se composait de trois tabliers en béton armé posés sur des poteaux et des pieux également en béton armé.

Une dernière extension, plus récente, sur 45 m en retour, lui donnait sa forme en L. Sa structure était formée de dalles et de poutres en béton armé fondées sur des pieux métalliques.

Sur cette extension, en raison de la forte section des poutres et de la hauteur d'eau importante de 7 m, la démolition a nécessité la mise en œuvre d'une pince montée sur une pelle de 40 t à bras long et d'une grue sur chenilles de 50 t pour éliminer et déposer les tronçons, tout ce matériel étant porté par un ponton flottant de 50 m.

Les produits de démolition devaient être mis en décharge en Guadeloupe, contrainte d'autant plus sévère qu'aucun transport lourd par voie terrestre n'était possible sur le chantier. La solution est pas-

Photo 2
Mise en fiche
des pieux
Setting the piles



Photo 3
Fonçage
au marteau hydraulique
Pile driving
by hydraulic hammer



Photo 4
Pose des éléments
préfabriqués
Placing prefabricated
elements



sée par l'utilisation d'une pince de broyage sur la barge afin de concasser les éléments déconstruits. C'est avec ces produits de concassage qu'on a ensuite réalisé une plate-forme provisoire en remblai, sur laquelle a été débarquée la pelle afin de lui permettre de démolir l'enracinement. Une fois cette opération terminée, la pelle et les produits concasés ont été embarqués et transportés en Guadeloupe.

■ LES FONDATIONS DU NOUVEL APPONTEMENT

La reconnaissance de sol effectuée en 2001 avait montré la stratigraphie suivante, les profondeurs étant mesurées depuis le fond de la mer :

- ◆ sables fins limoneux avec petits blocs sur une épaisseur de 6 m en rive à 2,50 m à l'extrémité de l'appontement ;
- ◆ tuf volcanique argileux raide devenant rocheux en profondeur, avec de bonnes caractéristiques mécaniques : $p_l - p_o = 2,2$ à $7,3$ MPa ; $E_m = 55$ à 170 MPa.

C'est le principe d'un quai sur pieux métalliques battus ancrés de trois diamètres dans le tuf volcanique qui a été retenu, et ceci pour contourner les risques et inconvénients suivants :

- ◆ risque sismique avec liquéfaction des sols meubles ;
 - ◆ affouillement par les propulseurs d'étrave des vedettes ;
 - ◆ réflexion de la houle sur un écran vertical plein et agitation du poste à quai qui en découlerait.
- Ainsi, l'étude a conduit à 30 pieux de diamètre 1 016 mm et d'épaisseur 19 mm et 12 pieux de diamètre 805 mm et d'épaisseur 26 mm.

Ces pieux ont été battus sur deux files au moyen d'un marteau hydraulique IHC S70 depuis la barge de travail. Leur longueur variant entre 12 m et 20 m, certains ont été rallongés par soudure en place puis surbattus pour obtenir leur ancrage dans le substratum en tuf (photos 2 et 3).

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Démolition : 400 m³
- Acier pieux : 355 t
- Battage : 690 m
- Béton armé : 830 m³
- Deck : 650 m²
- Enrochements : 660 m³



Photo 5
Construction
du deck
Construction
of the deck

■ LES BÉTONS

La préfabrication est souvent recherchée dès leur conception pour les ouvrages maritimes. L'appontement a été conçu selon ce principe (photo 4). C'est à Jarry, près de Pointe-à-Pitre en Guadeloupe, où se trouve l'agence de Balineau, qu'ont été préfabriqués chevêtres, poutres et dalles. Une aire de préfabrication avait été aménagée à proximité du lieu de chargement du ponton de transport. Malgré tout, il restait environ 100 m³ de béton à réaliser sur site pour le coulage des têtes de pieux et le clavage des chevêtres et des poutres-dalles (photo 5).

L'île de Terre de Haut n'est pas équipée de centrale à béton prêt à l'emploi. Le béton est généralement fourni par l'entreprise Satra qui possède cinq auto-bétonnières de 3 à 4 m³ de capacité. Les quantités de béton du projet étaient insuffisantes pour justifier l'installation d'une centrale mobile.

Le béton B35 déjà mis au point par le fournisseur pour d'autres ouvrages maritimes comporte des agrégats acheminés par barge depuis la Dominique.

Toujours à cause de l'exiguïté du site et de son accès difficile par la terre, les deux auto-bétonnières utilisées pour la fabrication des bétons, ainsi que les matériaux, ont été disposés sur le ponton-grue.

■ LES ÉQUIPEMENTS ET LE REVÊTEMENT DU DECK

L'appontement est pourvu des équipements répondant à sa destination :

- ◆ bollards en acier moulé de 20 t;
- ◆ échelles en acier inoxydable;
- ◆ défenses U-E V 300 x 600 mm.



Photo 6
Extrémité de l'appontement,
bollards de 20 t et bornes
lumineuses spéciales
End of the wharf, 20-tonne
bollards and special lighting
bollards

Il est éclairé par des bornes lumineuses. Le constat sur d'autres ouvrages maritimes de la région que les bornes courantes du marché résistaient mal à la corrosion saline et aux manœuvres de lamassage a conduit le maître d'œuvre et l'entreprise à élaborer un modèle original permettant de répondre à la fois aux contraintes d'exploitation et architecturales ainsi qu'aux normes maritimes.

Il s'agit d'un tube de diamètre 370 mm dans lequel un luminaire de type Sarlam Kalank est encastré verticalement et protégé par une grille. L'ensemble est bétonné aux deux tiers. Un opercule démontable vient couvrir la partie supérieure et permettre la maintenance. L'ensemble est réalisé en acier inoxydable (photo 6).

Sur le même principe ont été réalisées deux autres bornes, l'une pour l'alimentation en eau et l'autre pour l'alimentation électrique.



Photo 7
Vue cavalière
Panoramic view



Photo 8
Vue aérienne
Aerial view

► Quant au deck, il rassemble, pour le meilleur effet visuel, plusieurs types de revêtements architecturaux : bois dur, basaltine et béton. On remarquera le calepinage précis et les effets de courbe (photo 7). Le platelage en bois repose sur des modules en aluminium destinés à faciliter la maintenance. Les travaux ont été réalisés d'avril à octobre 2004. Cet ouvrage original et magnifique est digne du site paradisiaque qui l'abrite (photos 7 et 8).

ABSTRACT

Saintes archipelago.
The new wharf on Terre de Haut island

J.-Ph. Durville, P. Courtois

Terre de Haut island belongs to the Saintes archipelago southeast of Guadeloupe. This destination attracts heavy regular maritime traffic from Guadeloupe, plus cruise boats and yachts. The old landing stage has been demolished and replaced by a wharf on driven steel piles. The structure was executed completely by the Pointe-à-Pitre branch of Balineau with its nautical equipment. It meets seismic standards. The contractor had to cope with the constraints of procurement of site supplies from Guadeloupe and of transporting the demolition debris to Guadeloupe. The aesthetic and functional aspects of this wharf were treated extremely meticulously.

RESUMEN ESPAÑOL

Archipiélago de Saintes.
El nuevo muelle de Terre de Haut

J.-Ph. Durville y P. Courtois

La isla de Terre de Haut pertenece al archipiélago de Saintes al sureste de la Isla de Guadalupe. Esta destinación atrae un importante tráfico marítimo regular a partir de la Guadalupe, al cual viene a añadirse la navegación de cruceros y deportiva. El antiguo desembarcadero fue derribado y reemplazado por un muelle sobre pilotes metálicos enterrados. La obra ha sido realizada en su totalidad por la agencia de Pointe-à-Pitre de Balineau con sus medios náuticos y responde a las normas sísmicas. La empresa ha debido arreglarse con los imperativos de aprovisionamiento de la obra desde la isla de Guadalupe y de transportar en la isla de Guadalupe los productos de demolición. La estética y la funcionalidad de este muelle fueron objeto de un particular esmero.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Département de la Guadeloupe

Maitre d'œuvre conception

BRL Ingénierie

Maitre d'œuvre exécution

ICTP

Contrôle technique

Socotec

Entreprise générale

Balineau

Sous-traitant démolition

Aquitaine Démolition

Fournisseur de béton

Satra

Fournisseur de bois

Atlantic Marine

Wushan Arch Bridge

The worldwide longest arch constructed of concrete-filled steel tube

Zhang Zuo'an
 SENIOR ENGINEER
 Bridge Branch, Sichuan Road & Bridge
 Construction Co, Ltd. Sichuan Province, China

Liu Shilin
 PROFESSOR
 Senior Engineer of Xi'an 1st China, Zhongjiao
 Road & Bridge Reconnaissance & Design
 Institute

Ding Dajun
 PROFESSOR, RETIRED
 FROM NANJING INSTITUTE
 OF TECHNOLOGY



Figure 1
 Le pont de Wushan achevé
 (arc en tubes d'acier remplis
 de béton)

*Completed CFST
 Arch Bridge*

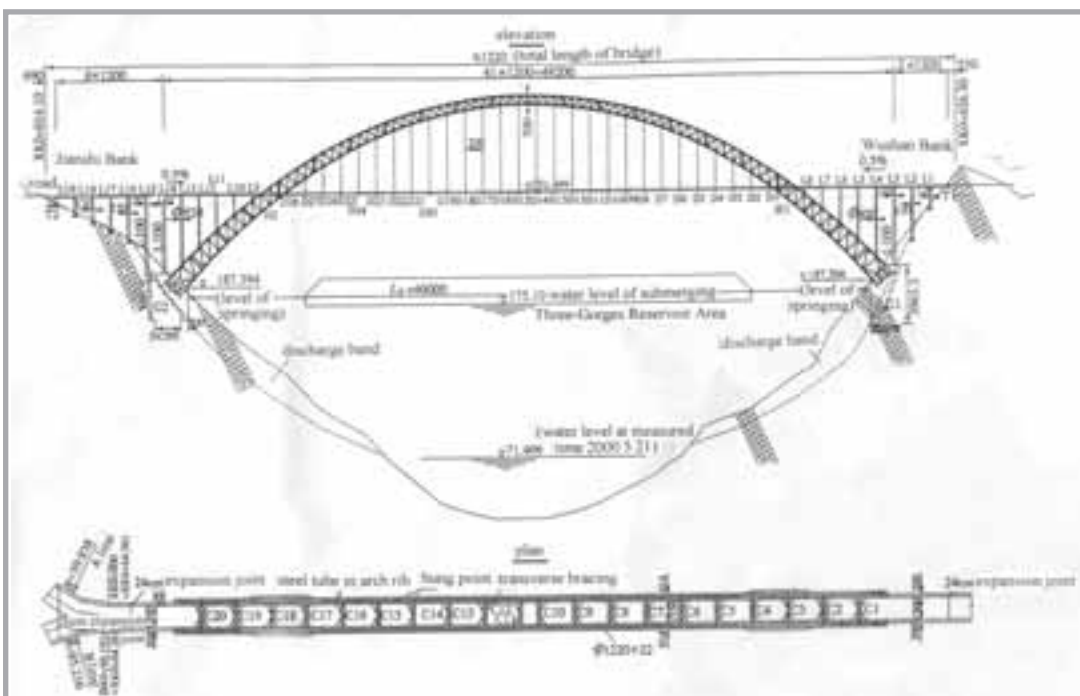


Figure 2
 Esquisse de plan d'ensemble
 du pont de Wushan

*Sketch of general layout
 of Wushan Bridge*

Chongqing Wushan Bridge (figure 1) is a concrete filled steel tube (CFST) arch bridge over Yangtze River. It is a half-through structure with main span of 460 m and height from springing to crown of 130 m or so (figure 2), the ratio of clear rise to span is 1/3.8. Wushan Bridge is much larger than the original worldwide record,

Guangzhu Yajisha Arch Bridge of the same type, completed in 2000 with main span of 360 m. In the latter, the arch chord adopted firstly 6 ϕ (steel tubes) arranged in 2 rows in each arch rib, there are 6 ϕ 750 steel tubes, the thickness of middle 2 is 20 mm and that of side 4 is 18 mm. In Wushan Bridge, 4 ϕ 1220 tubes are used, 2 in top row and

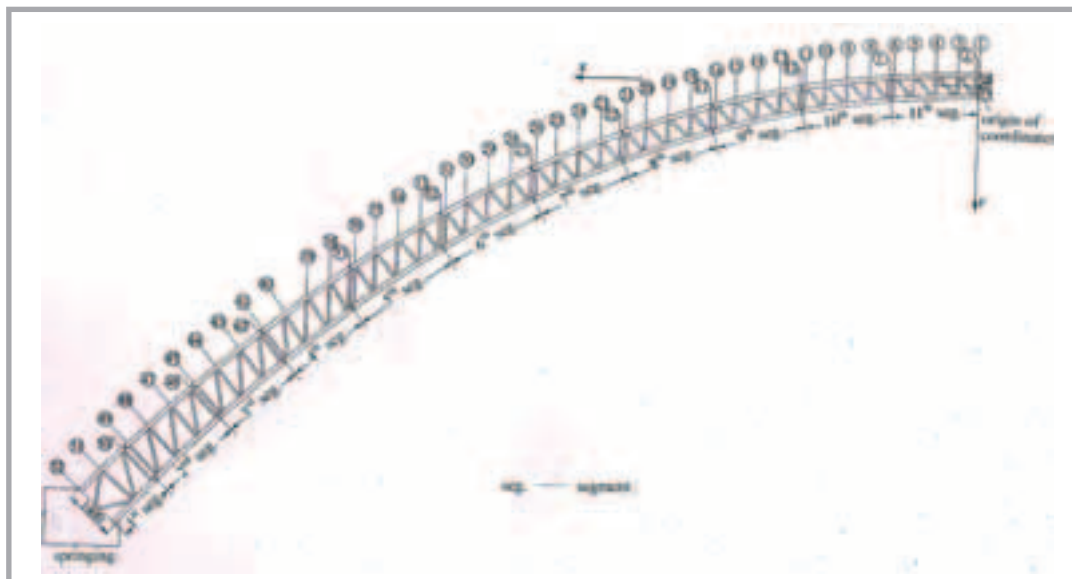


Figure 3
Division des voussoirs
au milieu de l'arc

*Division of segments
in half of arch*



Figure 4
Arc raccordé
par grue à câble
*Arch spliced
with cable crane*

2 in bottom, the thickness of 2 tubes in upper and lower chords is 22 mm, but the thickness of lower chord tubes in 2 segments near springing with length of 40.899 m is increased to 25 mm; the width of arch ribs is 4.14 m. The chord tubes through transverse tube of $\phi 711 \times 16$ mm and vertical tube of $\phi 610 \times 12$ mm are connected into CFST truss. A half of this truss along longitudinal was divided into 11 segments (figure 3) and along transverse into 2 ribs closed to upper and lower reaches, between ribs, there are 20 pieces of transverse bracing, so in whole bridge there are 64 segments, the design weight of the max. hung segment is 118 t.

The installation of segments was conducted by using cable crane without using supports (figure 4), after hanging to position, then the segments were spliced in hanging state with tube-and coupler. Between web chords, the cross bracings are set near by hangers to strengthen the transverse connection of arch ribs.

Into the main tubes, into the vertical web members at the connection of arch ribs and deck, into the transversely connecting tubes of $\phi 1220 \times 22$ mm above the vertical columns and into the upper and lower transversely connecting tubes of $\phi 711 \times 16$ mm at hangers were all injected highstrength concrete C60 developed, possessing many working properties such as extra-plasticity, shrinkage-compensation, delay initial setting and high-early-strength, etc., the 28-day average compressive strength of the specimens was 79.3 MPa with standard deviation of 3.5 MPa. The quality after practice met the requirements of design and code, so it is successful.

The concrete injected into the main tubes of each arch rib amounted approximately to 600 m³, adopted continuously construction method divided in 3 segments along two banks from springing to crown. The sequence of injection was : ① into the upper chord of rib towards lower river near lower reaches; ② into the upper chord towards upper river near upper reaches; ③ into the lower chord towards upper river near lower reaches; ④ into the lower chord towards lower river near upper reaches; ⑤ into the upper chord toward upper river near lower reaches; ⑥ into the upper chord towards lower river near upper reaches; ⑦ into the lower chord towards lower river near lower reaches; ⑧ into the lower chord towards upper river near upper reaches. Then to inject concrete into the vertical web member tubes and into transverse connecting tubes.

For the steel tubes of Wushan Yangtze River, the hot spraying of aluminum alloy with arc was selected as long-acting preservative coating, the life of which is considered for more than 30 years. The design of coating is given as follows :

- (1) base treatments : reaching Sa_a roughness $R_{240-80} \mu m$;
- (2) spraying aluminum-magnesium alloy with thickness $160 \pm 25 \mu m$;
- (3) spraying sealing bottom paint of epoxy with thickness of $30 \mu m$;
- (4) spraying medium paint of micaceous iron oxide epoxy with dry membrane thickness of $50 \mu m$;
- (5) spraying surface paint of acrylic polyurethane with dry membrane thickness of $80 \mu m$, among which the $40 \mu m$ was conducted in factory and the other $40 \mu m$ was constructed in site after the completion of bridge.

(1)~(4) in the above design were also finished in factory.

This Bridge was completed and opened on Jan.8, 2005.

Donghai Bridge

The 1st worldwide longest bridge over sea will be completed in China

Donghai Bridge is the 1st longest bridge over sea with total length of 31 km or so, completed at the end of 2005 year, and is the longest one in the world. It includes 2 cable-stayed bridges over navigable passes, the bridge over the main pass has main span of 420 m, the other has span of 332 m.

Qiu Hongxing

PROFESSOR
Southeast University

Xie Weihong

ENGINEER
Major Bridge Reconnaissance & Design Institute
of China Railway Engineering Corporation

Ding Dajun

PROFESSOR, RETIRED
FROM NANJING INSTITUTE
OF TECHNOLOGY



Figure 1
Pont de Donghai
Donghai Bridge



Figure 2
Pont à haubans franchissant
le principal passage navigable
Cable-stayed bridge spanning
main navigable pass

■ INTRODUCTION

Donghai Bridge is an important component part of the 1st phase of Yangshan (shan is Chinese pronunciation of mountain) Deep Water Port Project, for serving the Yangshan Deep Port Area on container collection and transportation, water supply, power supply and communication etc. It starts in the west from Luchao Port towards southeast through Small- and Big-Yangshan, then towards northeast and towards east to Shengsi County, Zhejiang Province, in Shengsi Islands. The alignment of Donghai Bridge appears curvilinear (figure 1), with total length equal to 31 km or so, dividing into 3 segments : land segment about 2.3 km, sea segment about 25.5 km from sea wall to Big-Turtle Inland and port bridge connection segment about 3.5 km between Big-Turtle Inland and Small-Yangshan [1].

In the earlier design project, for main navigable opening, continuous girder with spans of 140 + 200 + 200 + 140 m was adopted.

In whole bridge, there are set a 5000 t a main navigable span with capacity of 5000 DWT, the navigable clear height is 40 m and clear width 400 m with the pier is designed anti-impact capacity of 10 000 t. Also an auxiliary navigable pass with capacity of 1000 DWT and clear height of 25 m and clear width of 140 m, and 2 auxiliary navigable spans of DWT are set, the clear height of 17.5 m as well as clear width are 120 m and 160 m. Spanning the main navigable pass, a double-pylon cable-stayed bridge is constructed with main span of 420 m and pylon height of 150 m (figure 2).

The bridge structure on the segment about 1,66 km between Big-Turtle Island and Kezhushan Island, the main bridge is cable-stayed one of double py-



Figure 3
Pont à haubans avec une travée de 332 m de long, en cours d'achèvement (figure fournie par l'ingénieur en chef M. Zhang Jian)

Cable-stayed bridge with span of 332 m, close to completion (courtesy of Senior Engineer Mr. Zhang Jian)

lons and double cable-planes with main span of 332 m and the height of H-shaped pylon of 100 m (figure 3).

The bridges spanning auxiliary navigable passes are 4-span continuous PC box girders with variable depth, poured concrete in-site by using swinging scaffold.

Total number of piers in total in sea reaches 814, 60-70 m long precast box-girder with weight of 1800-2000 t over 333 spans, the 50 m long continuous T-girder poured in-situ by using travelling model frame span by span.

φ 2500 bored piles inserted into rock and φ 1500 steel pipe piles are used for pylon, and φ 600 RC strength concrete foundation.

In Donghai Bridge, there are constructed many component engineering, such as platform over sea with large area (reaching 5 000 m²), harbours, construction of port area, base strengthening, enclosing embankment and revetment engineering, tunnels, etc. It can see the construction scale is large.

■ CABLE-STAYED BRIDGE SPANNING MAIN NAVIGABLE PASS

Main technical standards^[2]

- (1) The design is controlled with two-way 6 lanes ; following express highway standards.
- (2) Designed driving speed : 80 km/h.
- (3) Vehicle load grade : design following car-super 20 and check following trailer-120 and distributed heavy container cars with axis distance of 10 m of a car after the other front one.
- (4) Seismic intensity : basic intensity is 6 degree, but the aseismic design for this bridge is conduc-

ted following 7 degree. The importance factor is 1.7.

(5) Navigable standard : for 5000 t navigable span, collision-proof to main pier following 10 000 t ; collision-proof to auxiliary pier following 1 000 t and to edge pier following 500 t.

(6) For structural calculation following the water level met once in 50 years and adding the wave action of H₁% met once in 50 years, checking following the water level met once in 100 year and adding the wave action of H₁% met once in 100 years.

(7) Wind : design wind velocity $v_{10} = 42$ m/s at height of 10 m met once in 100 years.

(8) Design datum period : 100 years.

Span of main pass^[2]

For main navigable pass, navigable arrangement is adopted two-way project in single span with clearance not less than 321 m, in consideration of the influences of foundation of main pier and the width of collision-proof facilities, the span of main pass should not be less than 400 m, the most suitable project of bridge is cable-stayed one ; for this project, combining structural design characteristics, such as the reasonable ratio of main and side spans and arrangement of cable stays as well as the construction of stiffening girder, etc, the span of main pass is decided to adopt 420 m.

Structural design^[2]

(1) Owing to that the load of container car is heavier, the stiffness of structural system will become a key factor of selecting the arrangement and span of side span. From study, the typical 3-span continuous structure is difficult to meet service requirements under the action of loads of container cars and is not economic, but to adopt 5-span continuous structure can meet the requirements and is reasonable to be stressed. Considering the mechanical behaviour and landscape effect, finally the practical project of spans is 73 + 132 + 420 + 173 + 73 m with total length of 830 m (figure 4) [3].

(2) Support system

At main pylon piers, auxiliary and edge piers, the vertical and transverse supports are all set, in the longitudinal direction between main pylons and stiffening girder, the hydraulic dampers are used to restrain the longitudinal displacement of stiffening girder and to improve the comfortable conditions of driving cars. In this bridge, for solving negative reaction at edge and auxiliary piers under the action of dead and live loads, combined method to adopt compressing weight (setting cast iron blocks on stiffening girder distributed from edge pier to a definite distance) for avoiding the negative reaction due to dead load and to use external prestress tendons (strands 4 x 19φ15 along edge piers and 4 x

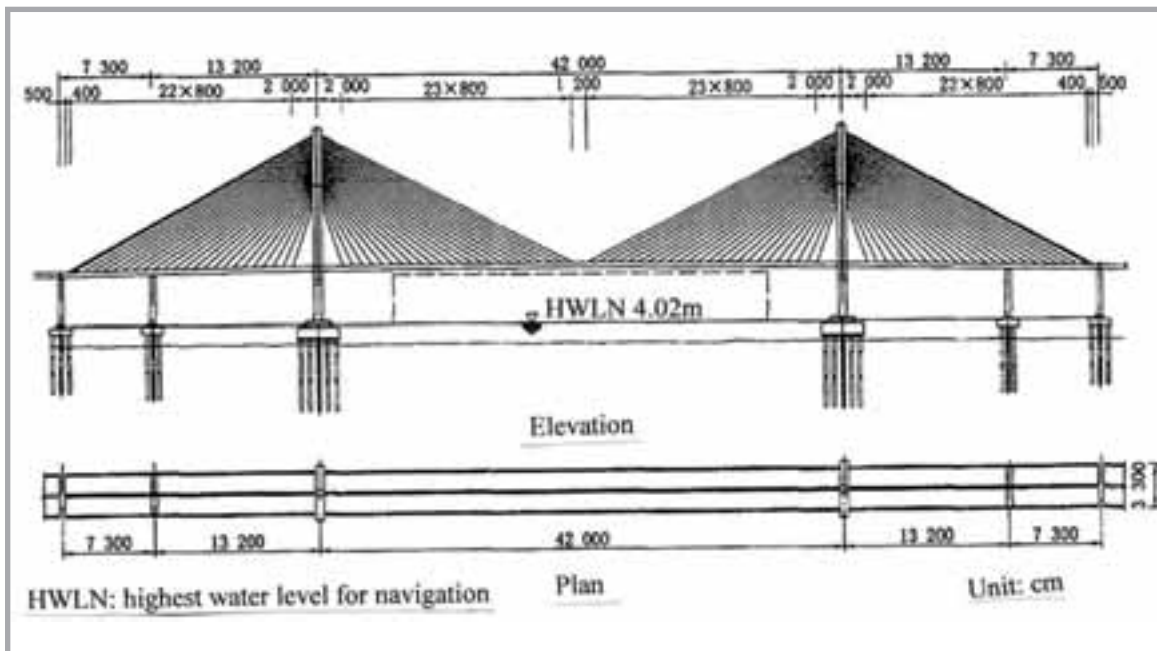


Figure 4
Répartition des travées sur le principal pont à haubans
Span distribution of main cable-stayed bridge

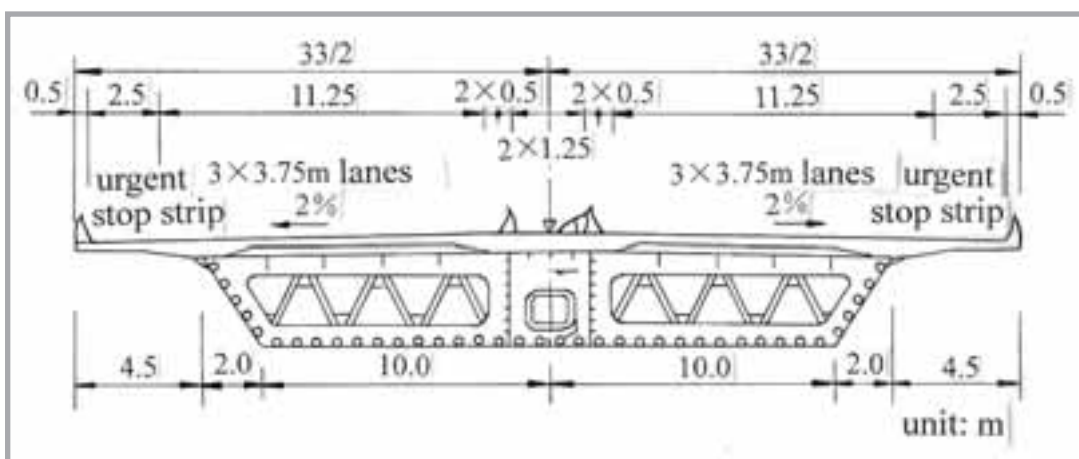


Figure 5
Esquisse en coupe d'une poutre raidisseuse
Section sketch of stiffening girder

61 ϕ 15 along auxiliary piers) for counteracting the negative reaction due to live load.

(3) Stiffening girder

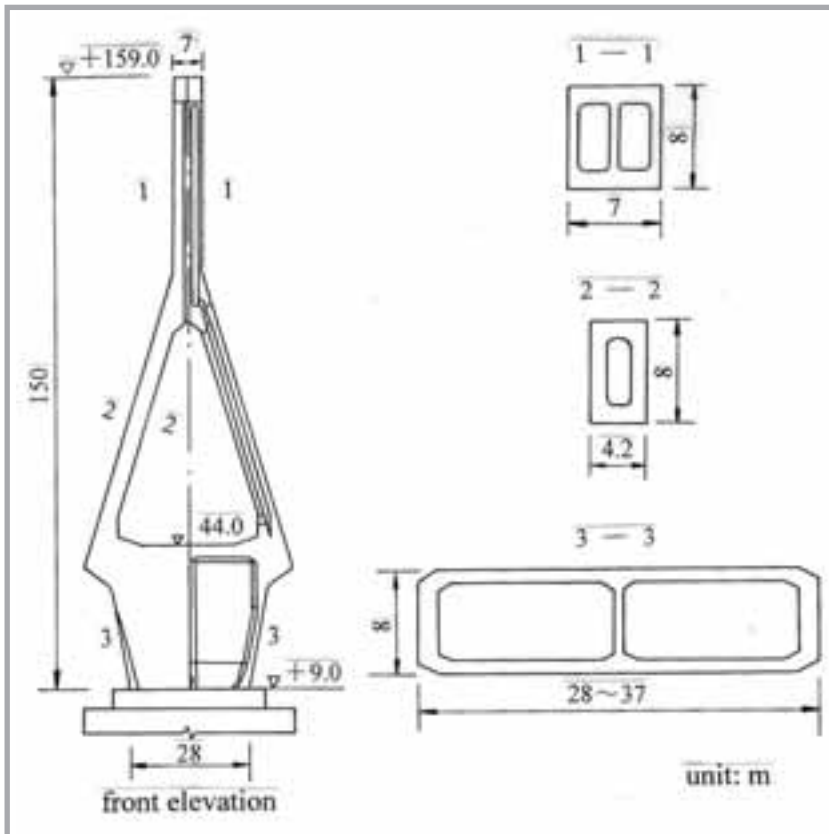
Stiffening girder is designed into 3-cell single box section with depth of 4.0 m and concrete deck width of 33.0 m including 2 cantilever slabs, each possessing 4.5 m wide and steel bottom plate of 24.0 m wide (figure 5). Concrete C60 and steel Q345qD are used. The reason adopting greater depth of 4.0 m is that providing sufficient stiffness against torsion to meet the requirements of wind-resistance of stiffening girder in cable-stayed bridge with central cable plane, at the same time matching with the depth of concrete main girders in the area of high piers of adjacent un-navigable spans. Considering many factors, 8 m is adopted as standard segment length; for No.0 segment under pylons, total 8 small segments of 5 m long are adopted for decreasing hung load, for the 2 edge spans the end segments of 6.58 m are used. In stiffening girder, except that 2 x 0.5 m wide cast-in-situ concrete end joints preformed, overall section of segments

were manufactured in the factory for prefabrication. After the segments were transported to bridge site and hung, the steel components of stiffening girder would be spliced then the joints in concrete deck would be poured.

The deck of stiffening girder is generally 28 cm thick, near the tops of web it is thickened to 55 cm. The thickness of bottom and inclined webs sections of steel structure is generally 16 mm, that of vertical web and top flanges of web is 24 mm, near pylons, auxiliary and edge piers, the steel plate of stiffening girder is locally thickened. The truss type of diaphragm is adopted for convenience of arrangement of pipe lines through bridge. The thickness of diaphragms at general sections of stiffening girder is 16 mm, and that of their top flange is 24 mm. Between the steel structure and concrete deck, there are set shearing nails so as to result in interaction of them.

For wind-resistance study of this bridge, experiments of segmental and integral modellings have been conducted respectively, the results show in construction stage and completed bridge stage, the flutte-

Figure 6
Réalisation
du pylône
Construction
of pylon



ring critical wind velocity can reach 80 m/s under the condition without adopting pneumatic measure and it can reach more than 100 m/s under the condition to adopt definite pneumatic measure. In this bridge, it is to adopt the pneumatic measure to set the track of overhauling car for stiffening girder below the inclined web of the girder so as to guarantee the stability of wind resistance in the stages of construction and operation.

(4) Pylon

The pylons are reinforced concrete structures. The upper segment of pylons adopts inverted Y-shape type to suit the arrangement of central cable plane, the lower segment uses the pier type of solid-web wide shoulder, see figure 6. The pylon is 150 m high on pedestal and 110 m over bridge deck. The pylon mid column of pylon has single-cell and single-box section, the others possess double-cell and single box sections. The longitudinal dimension is 8 m, the transverse 7 m in upper column and 4.2 m in mid columns, the lower columns are 37 m gradually changing downwards to 28 m. Pylon is constructed of concrete C50.

2/3 stays in upper pylon column are anchored on steel anchorage beam rigidly connected to pylon and the others are directly anchored on pylon. For counteracting the tension to produce in pylon due to stays or the horizontal component of unequilibrium force in stays in edge span and central span, in overall pylon columns there are set annular prestressed steel.

(5) Stayed cables

For stayed cables, a central fan-shaped parallel cable plane with spacing of 2.0 m between these 2 planes transverse to bridge direction is adopted, in each cable plane of pylon, there are 24 pairs of stayed cables with spacing of 8.0 m on girder and spacing of 2.2 m on pylon, a total of 192 stayed cables in whole bridge. Galvanized parallel steel wires of $\phi 7$ are used as stayed cables, there are 9 standards of stayed cables, the min. standard is 121 $\phi 7$ mm and the max. 283 $\phi 7$ mm.

(6) Substructures

For pylon pier and auxiliary pier, the foundations of bored piles are adopted, under each of pylon pier, there are set 38 $\phi 2.5$ m piles with length of 110 m; under auxiliary piers, there are set 14 $\phi 2.5$ m bored piles with length of 85 m. For enhancing the load bearing capacity of pile bottom, under which there is set mortar disk, after casting concrete into pile, then injecting mortar to pile bottom is conducted through detecting pipe. For edge pier, the foundation of steel-pipe piles is adopted, under each pier, there are set 22 $\phi 1.5$ m pipe pile with length of 60 m.

For edge and auxiliary piers, hollow piers are adopted, near pile caps, there are set concrete anchorage beams for anchoring tension strand cables to counteract the uplift force, and in lower part of pier there are set partial prestressed thicker bars to extend into pile cap for anchoring.

Beside pylon piers and auxiliary piers along bridge axis, there are set fixed collision-proof system to resist the collision force due to ship. Beside bridge axis of cap, there is set separate collision-proof piers, when pylon piers and auxiliary piers bear the collision due to larger ship, the failure of collision-proof facilities will consume energy so as to reduce the collision force to piers and decrease the failure of ship, at the same time to avoid the front extending part of ship to touch the superstructure of piers and to protect pile foundation [4].

The practical project of the span of auxiliary navigable cable-stayed bridge is 50 + 139 + 332 + 139 + 50 m [5].

Donghai Bridge engineering started to construct formally on 26th June, 2002, at the end of 2005, only for 2.5 years, has been finished. Its completion becomes a new milestone in Chinese history of bridge construction.

REFERENCES

- [1]. Huang Rong, Yang Zhifang. Consideration of design optimization of Donghai Bridge. *Bridges in the World*, additional issue of 2004, pp. 41-45.
- [2]. Gao Zongyu. Overall design of cable-stayed bridge spans of Donghai Bridge over main navigable channel. *ibid.*, pp. 6-8, 16.

[3]. Wu Chong, Zeng Minggen, Shao Changyu, Liu Xiaofang. Analysis of stresses due to shrinkage and creep of concrete in large-span cable-stayed bridge with composite box girder. *ibid*, pp. 37-41.

[4]. Xie Weihong, Li Zhenling. Design and model tests of collision proof devices for piers of main and secondary navigable spans of Donghai Bridge, *ibid*, pp. 9-12.

[5]. Yang Zhifang. Needs for corrosion proof and present status of Donghai Bridge. *Ibid*, pp. 25-27, 41.

RÉSUMÉ

Pont de Donghai en Chine. L'ouvrage de franchissement maritime le plus long au monde est en cours d'achèvement

Q. Hongxing, X. Weihong, D. Dajun

Le pont de Donghai, l'ouvrage de franchissement maritime le plus long au monde, d'une longueur totale de 31 km environ, sera achevé à la fin de l'année 2005. Il comporte 2 ponts à haubans qui franchissent des passages navigables, comportant respectivement des travées principales de 420 m de long pour l'un et 332 m pour l'autre.

RESUMEN ESPAÑOL

Puente de Donghai en China. La obra de franqueo marítimo más larga del mundo se encuentra en curso de finalización

Q. Hongxing, X. Weihong y D. Dajun

El puente de Donghai, corresponde a la obra de franqueo marítimo más larga del mundo, con una longitud total de aproximadamente 31 km, será finalizado a finales del año 2005. Esta obra consta de 2 puentes colgantes que franquean pasos navegables, que incluyen respectivamente travesías principales de 420 m de longitud para una y 332 m para la otra.