

# Travaux

n° 817

## EUROPE

- Le port de Barcelone
- Aménagement des couloirs ferroviaires en République Tchèque

## AFRIQUE

- Géomembranes dans les îles de Tenerife et La Palma (Canaries)
- Étanchéité par géomembrane PVC des bassins de la STEP d'Afourer (Maroc)

## MOYEN-ORIENT

- Palm Island (Dubai)

## AMÉRIQUE

- Liaison entre Saint-Laurent-du-Maroni et Apatou (Guyane)
- Réhabilitation du barrage de Terminus (Sierra Nevada)
- Réhabilitation de l'autoroute 640 au Québec

## ASIE

- Les tunnels de Lok Ma Chau à Hong Kong
- Construction d'une ligne TGV à Taïwan
- Experimental study of cap slab of pile-raft-foundation

# International

# sommaire

**Travaux**  
numéro 817

mars 2005

**International**



**Notre couverture**

**Réhabilitation du barrage de Terminus (Sierra Nevada)**

© D. Thompson

**DIRECTEUR DE LA PUBLICATION**

Roland Girardot

**RÉDACTION**

Roland Girardot et André Colson  
3, rue de Berri - 75008 Paris  
Tél. : (33) 01 44 13 31 83  
colsona@fnfp.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) : 180 € TTC  
Etranger (11 numéros) : 225 €  
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

**matériels**

10

**PRÉFACE**

**Philippe Ratynski**

13

**EUROPE**

◆ Le port de Barcelone : une expansion dynamique et contrôlée jusque dans les fondations des nouvelles digues

- *Port of Barcelona : dynamic, controlled expansion right down to the foundations of the new dykes*

**S. Bague, E. Gastine, H. Duplaine, J. Garrissou, J. Uzcanga**

14

◆ Aménagement des couloirs ferroviaires en République Tchèque

- *Development of rail corridors in the Czech Republic*

**J.-M. Seyvet, Z. Prochadzka**

19

**AFRIQUE**

◆ Les géomembranes dans les îles de Tenerife et La Palma (Canaries)

- *Geomembrane barriers on the islands of Tenerife and La Palma (Canary Islands)*

**D. Fayoux**

23

◆ Etanchéité par géomembrane PVC des bassins de la STEP d'Afourer (Maroc)

- *PVC geomembrane sealing barrier for the STEP d'Afourer reservoirs (Morocco)*

**D. Fayoux, N. Dewalque**

29

**MOYEN-ORIENT**

◆ Palm Island (Dubai). La "huitième merveille du monde" est-elle vraiment visible de la lune ?

- *Palm Island (Dubai). Is the "Eighth Wonder of the World" really visible from the moon ?*

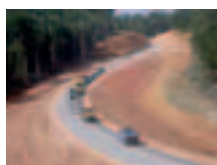
**A. Behagel, P. Braun, Ph. Hines, D. Johnson**

37

**AMÉRIQUE**

◆ Liaison entre Saint-Laurent-du-Maroni et Apatou. Un projet référence mené par la Région Guyane

41



# Sommaire

mars 2005

International

**Dans les prochains numéros**

- Travaux en hauteur**
- Sols et fondations**
- Spécial A86**
- Recherche et innovation**
- Travaux souterrains**
- Route des Tamarins**
- Terrassements**
- Plates-formes aéroportuaires**
- Routes et travaux urbains**



- Link between Saint-Laurent-du-Maroni and Apatou. A benchmark project carried out by the French Guiana Region

**Th. Lestolle, Y. Casan, N. Mougin**



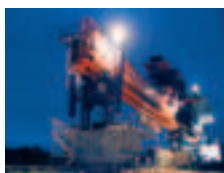
◆ Réhabilitation du barrage de Terminus. Des hausses géantes au pied de la Sierra Nevada  
- Renovation of the Terminus Dam. Giant flashboards at the foot of the Sierra Nevada

**J. Rayssiguier, S. Lacroix**



◆ Contrat à garantie de performance au Québec. Réhabilitation de l'autoroute 640  
- Guaranteed performance contract in Quebec. Renovation of motorway 640

**Y. Paquin**

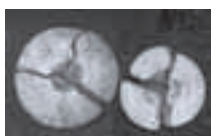


## ASIE

◆ Développement, études et construction des tunnels de Lok Ma Chau à Hong Kong. Une liaison de 5 km de métro souterrain réalisée en 5 ans

- Development, design engineering and construction of the Lok Ma Chau tunnels in Hong Kong. A 5-km underground rail link constructed in five years

**Divers auteurs**



◆ Construction d'une ligne TGV à Taïwan. Contrat 215  
- Construction of a high-speed train line in Taiwan. Contract 215

**M. Meyer, J.-B. Domage**

◆ Experimental study of cap slab of pile-raft-foundation  
**G. Honglei, D. Dajun**

**ABONNEMENT TRAVAUX**

Encart après p. 48

**formation**

**recherche**

**répertoire**

**des fournisseurs**

48

54

60

67

72

78

82

86

## INDEX DES ANNONCEURS

ALKOR DRAKA .....	7	ICE .....	4
BOUYGUES CONSTRUCTION .....		PRO BTP .....	2È DE COUVERTURE
.....4È DE COUVERTURE		RINCENT BTP SERVICES.....	4
EIFFAGE TP.....	9	SOLETANCHE BACHY .....	2

**E**n choisissant de placer ce nouveau numéro de *Travaux* sous le thème de l'international, l'éditeur faisait légitimement naître chez son lecteur l'attente de trouver des sujets évoquant les multiples réalités d'un univers souvent lointain pour nos entreprises. A la lecture du sommaire, ces attentes ne seront certainement pas déçues. On y trouve des techniques de pointe, certaines poussent plus loin l'innovation, d'autres servent à la réalisation des plus grands ouvrages. Les projets présentés sont au cœur de l'Europe et, bien au-delà, à travers tous les continents. Ils concernent les domaines des transports, naturellement, mais aussi ceux de l'environnement et de l'énergie. Leurs montages apportent des réponses aux questions du développement, aux exigences contractuelles des Etats aux budgets restreints, aux contraintes de temps des économies en pleine croissance ou aux rêves les plus fous des hommes les plus riches. Cette énumération pourrait être développée sans fin, à l'image des projets perpétuellement renouvelés de nos métiers de la construction.

Ces articles illustrent ainsi parfaitement les richesses de l'international, miroirs de celles de nos métiers et de nos entreprises, de nos hommes, de leur savoir-faire et de leur imagination, de nos aventures partagées. Il me semble pourtant qu'en regardant vers l'avenir, les richesses de l'international doivent être envisagées avec mesure, à l'aune de nos propres limites et des bouleversements du monde où nous évoluons. En effet, nos organisations doivent en permanence s'ac-

commoder de la nature locale des marchés de la construction, limitant notre présence aux réalisations dont la complexité, ou la dimension, échappent à la concurrence locale. Dans le même temps, nous devons tenir compte de la dimension globale de la concurrence internationale, club où s'invitent chaque année de nouveaux membres, tels que la Turquie ou la Chine récemment. Enfin, l'évolution continue des techniques, des réglementations internationales et domestiques, les changements rapides des marchés du travail et de nos four-

nitures, la simple existence de cultures et de mentalités qui demeurent éloignées, risquent de contribuer à toujours renforcer l'investissement nécessaire pour emporter des marchés lointains et les risques que comportent leur réalisation.

L'international sera donc le terrain de confrontation d'une concurrence toujours plus fournie dans un environnement de plus en plus complexe. Il est pour autant une remarquable vitrine et, bien plus encore, le lieu de formidables ambitions et donc source d'une inépuisable motivation. Par le passé, nos entreprises ont toujours su trouver la réponse stratégique à ces défis, de façon à renouveler sans cesse les

richesses de cette aventure, en maintenant haute la place occupée par les entreprises françaises. Ce numéro témoigne de la richesse du présent.

Je forme ici le vœu que nos plus grandes forces, celles de nos hommes et de nos organisations, nous permettent de relever avec succès encore ces nouveaux défis qui nous attendent.



■ **PHILIPPE RATYNSKI**

**Président du SEFI  
(Syndicat  
des entrepreneurs  
français  
internationaux)**

# Le port de Barcelone : une et contrôlée jusque dans des nouvelles digues

Le projet du nouveau port de Barcelone comprend la construction de près de 6 km de digues en pleine mer sur des sols compressibles. Le fond est à 25 m.

Le Port Autonome de Barcelone a souhaité surveiller le comportement du substratum des digues pendant les travaux pour observer en continu le comportement de la fondation en termes de déformations verticales et horizontales ainsi que de pression intersticielle, afin de garantir la stabilité à chaque phase de construction. Au terme d'un concours international, le groupement SolData-Balineau a été retenu pour étudier fournir et installer une instrumentation en temps réel.

Des méthodes innovantes ont été utilisées pour installer plus de 180 capteurs à près de 35 m de profondeur sous terre, en pleine mer par des fonds de 25 m qui ne sont pas courants dans ce type d'opération.

Les informations recueillies par des bouées de mesure sont transmises par radio et visualisées en temps réel dans les bureaux des experts du port qui pilotent ainsi au jour le jour les déversements de matériaux et la construction de l'ouvrage.

## ■ PORT DE BARCELONE DU XXI<sup>e</sup> SIÈCLE

### Le développement du port

Depuis les années 90, une vaste opération de réorganisation a été conduite par les autorités pour une meilleure intégration de son port dans la ville de Barcelone. L'ouverture de la nouvelle entrée du port, dite entrée Nord, donne maintenant un accès direct aux activités de transport de passagers et de plaisance. Elle délimite aussi clairement les activités du port commercial et du port de plaisance en séparant leur trafic et leurs équipements.

Le port de Barcelone a ainsi réalisé au cours de la dernière décennie divers chantiers visant à optimiser l'utilisation de la zone portuaire. Restait à le doter de nouvelles capacités pour lui donner :

- ◆ un haut niveau de compétitivité ;
- ◆ des installations modernes adaptées aux besoins présents et futurs du transport maritime, de la logistique et de la distribution.

En 2001, a été lancé le quatrième projet d'expansion du port de Barcelone qui permettra à terme le doublement de la superficie portuaire actuelle, atteignant ainsi 1 300 hectares, en réponse aux prévisions de croissance du trafic et aux exigences du commerce international.

La déviation du fleuve Llobregat, prévue dans le Plan Delta, permettra au port de Barcelone et à sa zone d'activités logistiques de se développer au Sud en générant l'espace nécessaire à son expansion.

### Le projet actuel

Le futur port sera délimité par les digues Sud et Est, et son entrée sera de 400 m de large et de 20 m de tirant d'eau (figure 1). Les digues de protection créeront une zone protégée où seront construits les nouveaux quais. L'abri généré par la digue Sud permettra l'aménagement de plus de 400 hectares dont 60 à 100 hectares seront opérationnels dès 2007, comportant notamment un terminal à conteneurs.

La digue Sud commence par la prolongation de la rive droite de la nouvelle embouchure du fleuve Llobregat et avance perpendiculairement à la côte sur 2 000 m, virant ensuite sur un cap Nord-Est jusqu'à atteindre une longueur totale de 4 900 m.

La digue Est est une prolongation de l'actuelle digue du même nom sur une distance de 2 170 m. Ces digues délimiteront par leurs extrémités la nouvel-

le entrée du port commercial. Les tronçons I et III de la digue Sud et la digue Est sont réalisées en remblai traditionnel. Le tronçon II de la digue Sud est une digue dite "verticale" réalisée en posant côte à côte des caissons de béton de grande dimension.

## ■ PRINCIPE D'INSTRUMENTATION DES DIGUES

### Géologie

L'extension du port de Barcelone est réalisée autour de l'embouchure actuelle du fleuve Llobregat. Les digues reposeront ainsi sur des couches de sédiments constituées essentiellement d'argiles et de limons apportés par le fleuve. Les couches d'argiles limoneuses (avec présence de sables) se superposent jusqu'à une couche de sables et graviers située approximativement à 50 m de profondeur. Compte tenu des conditions géotechniques particulièrement médiocres constituées par ces sédiments sous-consolidés, la construction des digues requiert un contrôle minutieux. En particulier il est fondamental de pouvoir suivre les tassements, les mouvements de sol et la dissipation des pressions interstitielles dans le substratum, pour garantir la stabilité au cours des différentes phases de construction. Des sinistres par rupture de fondation survenus lors de constructions portuaires analogues incitent à la plus grande prudence.

C'est ce qui a conduit le Port Autonome de Barcelone à prévoir une instrumentation élaborée et un système d'auscultation en temps réel, parallèlement aux projets de construction des digues.

### Concours international pour le marché d'instrumentation

La définition détaillée et l'installation de l'instrumentation à près de 35 m de profondeur dans le substratum sous les ouvrages en construction, par 25 m de fond, ainsi que la transmission en temps réel des informations sur les ordinateurs du Port Autonome de Barcelone et de l'Université Polytechnique de Catalogne constituait un défi technologique important. Ce dispositif constitue, par certaines de ses caractéristiques, une première mondiale.

Un concours international a été organisé par le Port Autonome de Barcelone (APB) pour trouver les meilleures solutions techniques et économiques.

# expansion dynamique les fondations

Ce concours a été lancé à partir de spécifications établies en juin 2002 par le Norwegian Geotechnical Institute (NGI) et l'Universidad Politecnica de Cataluña (UPC).

A l'issue de ce concours, les travaux d'étude de conception et d'installation de l'instrumentation géotechnique sous-marine ont été confiés au groupement SolData-Balineau. Au terme de la procédure d'appel d'offres un marché tripartite a été passé avec les groupements d'entreprises Dic Sud et Dique Este chargés de la construction des digues.

## Etude et définition détaillée de l'instrumentation

Dès la signature du marché, les ingénieurs du groupement SolData-Balineau ont travaillé, au cours d'une première phase d'étude, en partenariat avec NGI pour établir dans le détail le système d'instrumentation des digues et les méthodes d'installation.

Il a été convenu de déployer huit sections instrumentées (figure 2) composées chacune de :

- ◆ deux chaînes de cinq inclinomètres verticaux situés à différentes profondeurs pour le contrôle des mouvements latéraux du terrain ;
- ◆ une chaîne de cinq piézomètres situés à différentes profondeurs pour le contrôle de la pression interstitielle ;
- ◆ une chaîne de cinq jauges de tassement situées à différentes profondeurs pour la mesure des tassements en profondeur ;
- ◆ une chaîne de deux jauges de tassement situées sur le fond marin pour la mesure des tassements en surface ;
- ◆ une jauge de référence afin de corriger les variations de hauteur dues aux phénomènes météorologiques et maritimes.

Le système de transmission de données a été étudié avec le plus grand soin. Il comprend :

- ◆ un câblage reliant chaque instrument à une centrale d'acquisition numérique ;
- ◆ une bouée de signalisation "haute mer" embarquant le système d'acquisition et de transmission des données autonome avec son alimentation électrique ;
- ◆ des protections horizontales protégeant les câblages pendant le déversement depuis la surface des blocs constituant le remblai ;
- ◆ un système radio permettant de relier toutes les bouées au phare de Barcelone ;
- ◆ un logiciel de communication et d'acquisition en temps réel des données recueillies par les cen-

trales d'acquisition ;

- ◆ une base de données d'instrumentation permettant de stocker les données pendant plusieurs années ;
- ◆ un logiciel SIG (Système d'Information Géographique) pour l'utilisation en temps réel des données ;
- ◆ un logiciel de visualisation des données en temps réel par Internet pour les interlocuteurs distants.

## LE CHANTIER D'INSTRUMENTATION

### Méthodes d'installation

Il est courant, pour l'instrumentation de remblais sur sols compressibles, d'avoir recours à des forages pour la mise en place des différents instruments de mesure : tassomètres, capteurs de pression interstitielle et inclinomètres.

En site terrestre, il existe des exemples de mise



Figure 1  
Plan du port de Barcelone  
Drawing of the Port of Barcelona

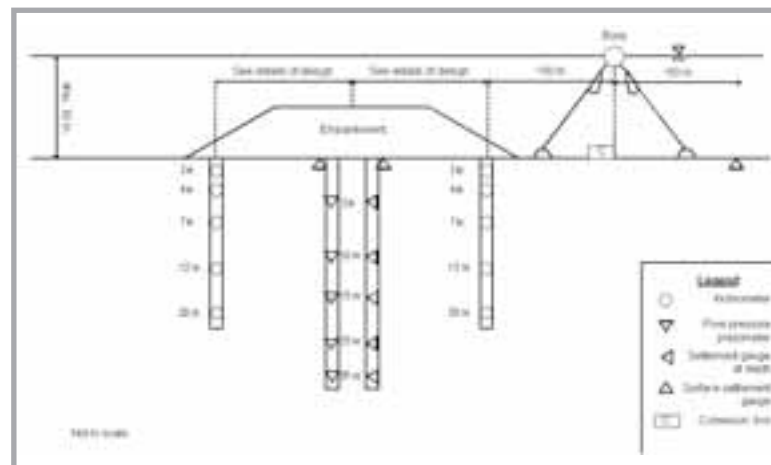


Figure 2  
Section type d'instrumentation géotechnique  
Typical cross section of geotechnical instrumentation

### Sébastien Brague

DIRECTEUR DE TRAVAUX  
SolData Iberia SA



### Eric Gastine

DIRECTEUR GÉNÉRAL  
ADJOINT  
SolData SA



### Hervé Duplaine

DIRECTEUR  
EXPLOITATION  
Balineau SA



### Jacques Garrissou

DIRECTEUR DE TRAVAUX  
Balineau SA



### Javier Uzcanga

SOUS-DIRECTEUR  
DE LA DIVISION  
INFRASTRUCTURES  
Autoridad portuaria de Barcelona



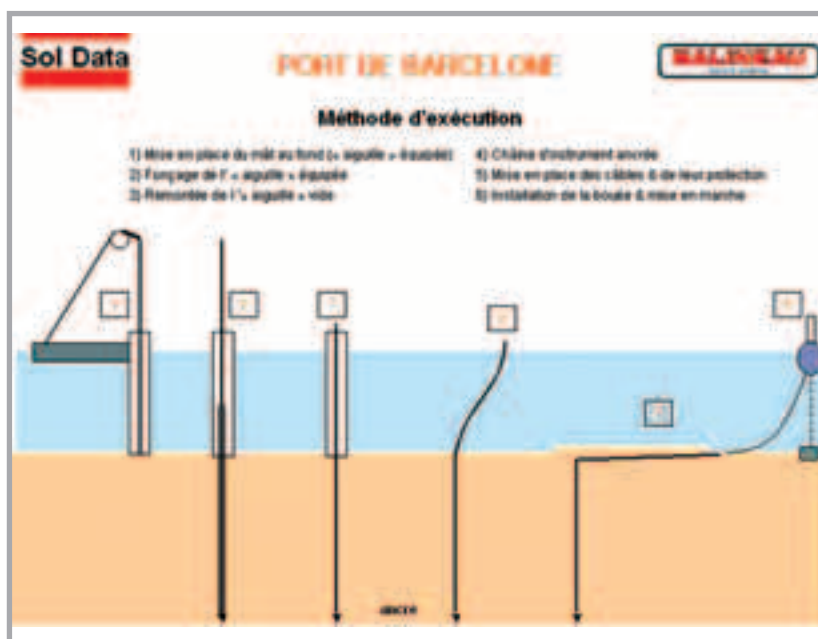
Photo 1  
Atelier nautique -  
Levage du mât  
de fonçage  
Nautical workshop -  
Lifting the pile  
driving mast



Photo 2  
Atelier nautique -  
Opération de fonçage  
Nautical workshop -  
Pile driving operation



Figure 3  
Méthode  
d'exécution  
Construction  
method



en place de capteurs de pression interstitielle par fonçage statique au moyen d'ateliers de type pénétromètre statique. Dans ce cas le cône traditionnel est remplacé par un capteur de pression interstitielle et le câble de mesure prend la place de la tige centrale. En fin de suivi, on récupère éventuellement la sonde et le train de tige avec le même atelier qui avait servi à l'installation.

En site nautique, les rares chantiers d'instrumentation de ce type ont tous été réalisés par forage classique.

L'expérience de Balineau en travaux nautiques combinée avec celle qu'il possède dans l'installation de drains verticaux terrestres par fonçage statique nous a conduits à trouver une solution originale de mise en œuvre des instruments. La méthode a consisté à adapter aux conditions nautiques un équipement permettant d'installer des drains verticaux avec une poussée maximum de 22 t à des profondeurs allant jusqu'à 45 m. Les photos 1 et 2 montrent des vues de l'atelier nautique.

L'avantage de cette méthode par rapport au forage réside dans sa rapidité de mise en œuvre : il nous a été possible d'installer jusqu'à cinq chaînes de cinq instruments de 35 m dans une journée par mer calme alors qu'il faut au moins deux jours pour réaliser un forage à 35 m en nautique. Sachant que les conditions météorologiques peuvent varier très rapidement dans l'avant-port de Barcelone, cette méthodologie était beaucoup plus sûre de ce point de vue. Par contre la méthode reste quand même fortement tributaire de l'état de la mer et ne peut être utilisée que par des hauteurs de houle inférieures à 0,8 m.

La séquence d'installation permettant de mettre en place une chaîne complète d'instruments est donnée dans la figure 3 (étapes 1 à 4). Le positionnement des forages et des bouées a pu être réalisé en temps réel grâce à plusieurs GPS différentiels embarqués et placés sur la barge de travail et au sommet du mât de fonçage.

### Instruments utilisés

L'instrumentation en elle-même est soumise à des contraintes importantes liées à la corrosion marine, aux chargements des digues et à l'ampleur des déformations attendues. L'instrumentation a ainsi été étudiée par des experts de SolData ayant l'expérience de l'installation de capteurs sous des remblais compressibles et à grande profondeur, dans des barrages ou dans des ports. Les meilleurs fabricants de capteurs ont été sélectionnés, la nature des aciers et des autres matériaux a été définie avec soin, les câblages en particulier ont fait l'objet d'essais spécifiques. Certains capteurs ont été doublés pour tenir compte d'un pourcentage possible de perte lors de la mise en place ou au cours de la vie de l'installation.

Enfin tous les capteurs ont été livrés sur le site,

testés sur un banc d'essai et réceptionnés avant un conditionnement spécifique pour leur installation au moyen de l'atelier de fonçage.

## ■ ACQUISITION EN TEMPS RÉEL ET FLUX DE DONNÉES

Les données, mesurées en temps réel dans le substratum, sont transmises par câble à des bouées de surface. Les câblages ont été étudiés pour supporter la déformation du terrain. Les bouées de surface, de plus de 6 m de haut, sont équipées de panneaux solaires et de batteries, ainsi que d'un réflecteur radar et d'un feu de signalisation autonome. Les panneaux solaires alimentent les capteurs, la centrale d'acquisition numérique et une radio digitale.

A terre, installé dans le phare du port de Barcelone, un ordinateur de contrôle pilote l'acquisition des données transmises par radio. Des protocoles de dialogue sécurisés permettent de récupérer en temps réel toute l'information recueillie en mer par les centrales d'acquisition.

Les données des huit centrales d'acquisition sont alors gérées par le logiciel GEOSCOPE qui visualise en temps réel les informations sur un Système d'Information Géographique. Les données et leur historique sont directement accessibles en temps réel. Elles sont disponibles à tout moment dans les bureaux du port à travers le réseau informatique local, ainsi qu'à distance et via Internet à l'Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).

### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- 8 sections d'instrumentation géotechnique d'une longueur de 300 m environ constituées de forages instrumentés :
  - 2 chaînes de 5 inclinomètres verticaux (maxi 20 m),
  - 1 chaîne de 5 piézomètres (maxi 35 m),
  - 1 chaîne de 5 jauges de tassements dans le substratum (maxi 35 m),
  - 1 chaîne de 2 jauges de tassements situées sur le fond marin,
  - 1 jauge de référence située hors de la zone d'influence des travaux,
  - 1 bouée de signalisation "haute mer" (diamètre 2,20 m, hauteur 6,20 m) équipée :
    - du système d'acquisition et de transmission de données,
    - d'un système d'alimentation solaire autonome,
    - de 3 chaînes d'ancrage de 80 m de 3 corps morts de 5 t (déjaugées).
- 1 serveur de stockage et de gestion des données transmises par radio

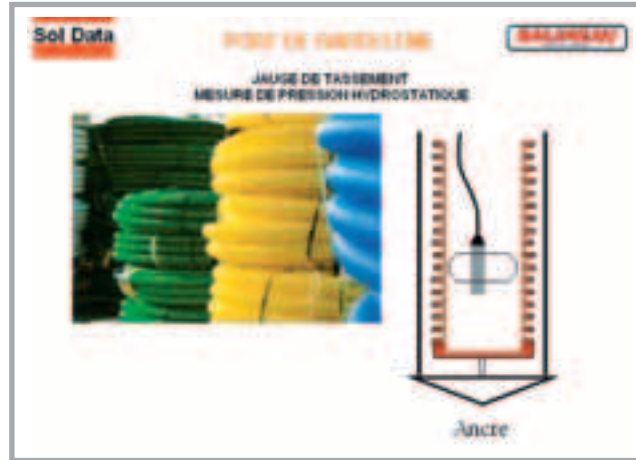


Figure 4  
Jauge de tassement -  
Principe  
de fonctionnement  
*Subsidence gauge -  
Operating principle*



Figure 5  
Piézomètre - Principe  
de fonctionnement  
*Piezometer -  
Operating principle*

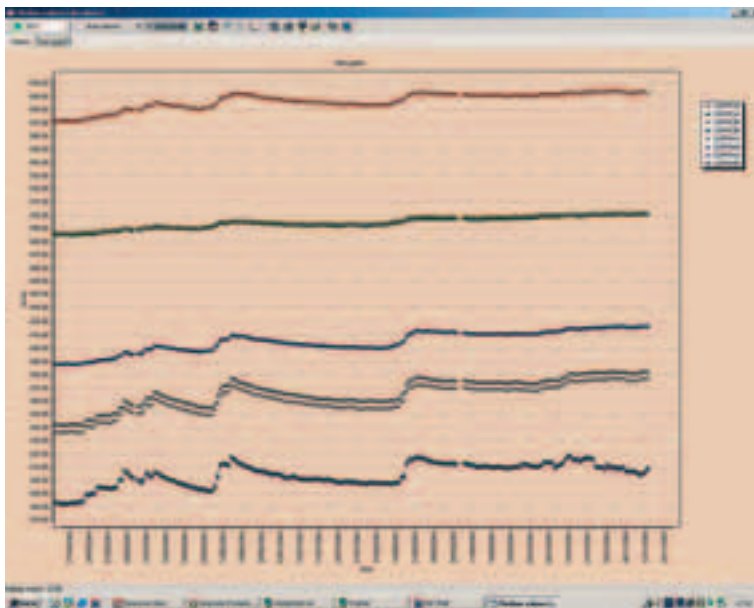


Figure 6  
Flux  
des données  
*Data flows*

Toutes les données sont stockées dans une puissante base de donnée d'instrumentation. Étudiées chaque jour par les experts du port ces données permettent de piloter les déversements de matériaux de façon à garantir la stabilité à chaque étape de la construction. Un point est fait chaque semaine au cours des réunions de chantier sur les dissipations de pressions et les mouvements du substratum.

La figure 7 montre une vue d'écran sur laquelle on constate l'évolution de la pression interstitielle dans le substratum au cours des différentes phases de remblai.





**Figure 7**  
**Exemple de résultats - Evolution de la pression intersticielle**  
**Example of results - Evolution of interstitial pressure**

► L'opération d'instrumentation et de réalisation de la transmission des données a été conduite avec succès malgré les difficultés considérables liées à un site de pleine mer, non protégé, aux grands fonds, et au trafic maritime au voisinage d'un port à la fois en activité et en travaux.

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Maitre d'ouvrage**

Autoridad Portuaria de Barcelona (APB)

### **Conseillers du maitre d'ouvrage (pour l'instrumentation)**

- Norwegian Geotechnical Institute (NGI) pour la définition du projet d'instrumentation et le contrôle de son exécution
- Universidad Politecnica de Cataluña (UPC) pour le contrôle de données et la validation du modèle de consolidation des digues

### **Maitre d'œuvre**

Autoridad Portuaria de Barcelona (APB)

### **Entreprises générales (digue Sud)**

UTE (Union Temporal de Empresas) DIC Sud

- Dragados obras y proyectos SA
- Sato SA
- Comsa SA
- Copcisa SA
- Drace SA

### **Entreprises générales (digue Est)**

UTE (Union Temporal de Empresas) Digue Este

- FCC Construcción SA
- Construcciones Rubau SA
- Ferrovial Agroman SA
- Copisa Constructora Pirenaica SA

### **Coordonnateur sécurité et protection de la santé**

- Instituto Gaudi : digue Sud
- Bureau Veritas : digue Est

### **Entreprise chargée de l'instrumentation géotechnique**

Groupement SolData SA - SolData Iberia SA - Balineau SA

## ABSTRACT

**Port of Barcelona : dynamic, controlled expansion right down to the foundations of the new dykes**

*S. Brague, E. Gastine, H. Duplaine, J. Garrissou, J. Uzcanga*

The project for the new Port of Barcelona involves the construction of almost 6 km of dykes in the open sea on compressible soils. The sea bottom is 25 metres deep.

The Autonomous Port of Barcelona wanted to monitor the behaviour of the dykes' substratum during the works to observe continuously the foundation behaviour with regard to vertical and horizontal deformation and interstitial pressure, so as to ensure stability at each stage of construction.

Following an international design contest, the SolData-Balineau consortium was selected to design, supply and install real-time instrumentation.

Innovative methods were used to install over 180 sensors at a depth of almost 35 metres underground, in the open sea on sea bottoms 25 metres deep which are not common in this type of project.

The information collected by measuring buoys is transmitted by radio and viewed in real time in the offices of the port experts, who thus control day by day the discharge of materials and construction of the structure.

## RESUMEN ESPAÑOL

**El puerto marítimo de Barcelona : una expansión dinámica y controlada hasta las cimentaciones de los nuevos diques**

*S. Brague, E. Gastine, H. Duplaine, J. Garrissou y J. Uzcanga*

El proyecto del nuevo puerto marítimo de Barcelona incluye la construcción de unos 6 kilómetros de diques en plena mar sobre suelos compresibles. El fondo se sitúa a 25 metros.

El Puerto Autónomo de Barcelona ha deseado supervisar el comportamiento del basamento de los diques durante las obras para observar de forma continua la resistencia de los cimientos en términos de deformaciones verticales y horizontales, así como de presión

intersticial, con objeto de garantizar la estabilidad de cada etapa de construcción.

Al término de una licitación internacional, la agrupación SolData-Balineau fue encargada para el estudio, el suministro y la instalación de una instrumentación en tiempo real.

Diversos métodos innovadores fueron utilizados para instalar más de 180 sensores enterrados a cerca de 35 m de profundidad, en plena mar y con fondos de 25 m que no se encuentran regularmente en semejante tipo de operación.

Las informaciones compiladas por diversas estaciones de medición se transmiten por radio y se pueden visualizar en tiempo real en las oficinas de los peritos del puerto marítimo que controlan de este modo al día las descargas de materiales y la construcción de la estructura.

# Aménagement des couloirs ferroviaires en République Tchèque

**Dans le cadre de l'aménagement du réseau transeuropéen, l'entreprise SSZ, filiale d'Eurovia, a participé activement à la réalisation de voies ferroviaires et autoroutières en République Tchèque. D'une importance stratégique, ces travaux s'inscrivent dans la construction des couloirs transeuropéens IV (axe Berlin-Prague-Vienne) et VI (axe Scandinavie-Pologne-Autriche-Balkans). Plusieurs sections de ces travaux sont décrites dans l'article.**

**La reconstruction de voies ferrées hormis certaines spécificités purement ferroviaires implique dans une large mesure l'application du savoir-faire routier : assainissement, traitement du sol, construction de plate-forme ferroviaire, pose de murs antibruit, recyclage de ballast, construction et aménagement d'ouvrages d'art.**

## ■ LES COULOIRS TRANSEUROPEENS TRANSITANT PAR LA RÉPUBLIQUE TCHÈQUE

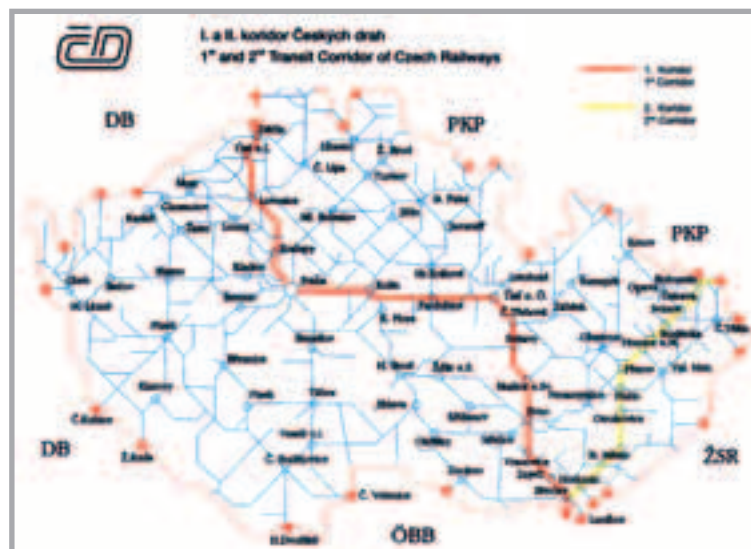
La République Tchèque comprend actuellement 500 km de voies autoroutières et ferroviaires. La modernisation et la rapidité des moyens de transport, d'une part, et la saturation du réseau d'autre part, conduisent la République Tchèque à prendre des mesures pour améliorer l'infrastructure. Ce même pays fut l'initiateur du projet de l'autoroute et du couloir ferroviaire international. Dans le cadre du réseau européen, les voies ferroviaires et les routes d'importance stratégique passent par la République Tchèque. Il s'agit principalement des couloirs transeuropéens IV et VI. SSZ, société anonyme, a participé activement à la modernisation de ces axes. En août 1996, elle était la première entreprise à réaliser un chantier d'un couloir ferroviaire, sa participation se matérialisant par la modernisation de la gare de Poříčany entrant dans le cadre du IV<sup>e</sup> couloir transeuropéen (Berlin – Prague – Vienne) représentant le premier couloir de transit national pour la République Tchèque.

Ce chantier s'est poursuivi par la modernisation de la section Poříčany – Kolín, réceptionnée par les Chemins de Fer Tchèques et mise en fonction le 24 septembre 1999.

Par la suite, plusieurs sections ont été confiées aux équipes de SSZ, à savoir : Pardubice – Uhersko (décembre 1999 à octobre 2001), Ústí nad Labem – Decín (mai 2001 à décembre 2002), Vranovice – Brno, Brno - Skalice nad Svitavou, Skalice nad Svitavou – Česká Trebová, Kolín – Přelouč. Cette dernière section a été l'accomplissement du 1er couloir national.

Carte des couloirs ferroviaires européens

Map of the European rail corridors



Carte des 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> couloirs ferroviaires en République Tchèque

Map of the first and second rail corridors - Czech Republic

Voie réhabilitée - Moravie  
(1<sup>er</sup> couloir ferroviaire)  
*Renovated track - Moravia  
(first rail corridor)*



Section Zabori nad Labem - Prelouc  
*Zabori nad Labem - Prelouc section*



## ■ CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DES TRAVAUX SUR LES CHEMINS DE FER

La reconstruction de voies ferroviaires implique dans une large mesure l'application du savoir-faire routier : l'assainissement, le traitement de sol, la construction de la plate-forme ferroviaire, la pose de murs antibruit, le recyclage du ballast, la construction et l'aménagement d'ouvrages d'art. Ces travaux sont réalisés dans les mêmes conditions et avec le même matériel connus des chantiers routiers. Cependant, certaines spécificités de travaux ferroviaires existent et font l'objet de cet article.

## ■ MODERNISATION DU PREMIER COULOIR FERROVIAIRE

### La section Poricany – Kolín

Sur cette section les travaux suivants ont été réalisés :

- ◆ le remplacement des appareils de voies et la reconstitution des fondations de la voie ferroviaire ;
- ◆ la réhabilitation de sept ouvrages d'art ;
- ◆ la construction de nouveaux passages souterrains et de deux passages supérieurs ;
- ◆ la modernisation des gares de Pecky et Velim et des stations de Tatce, Cerhenice et Nová Ves.

Parmi les phases importantes du chantier, on peut distinguer celle du traitement du sol à la chaux. Un malaxeur de type Wirtgen WR 2500 fut nécessaire à l'élaboration du traitement (profondeur de 50 cm) permettant l'homogénéité souhaitée du sol. Le lit de gravier en place a été recyclé en granulats de fractions 0/32, utilisé pour la construction des couches inférieures.

L'ensemble des travaux a été effectué sans interruption de la voie parallèle. La durée totale du chantier a été nettement raccourcie par rapport aux exigences du maître d'ouvrage et sa qualité a fait l'objet de contrôles courants effectués par le client CD et par des organismes de contrôle.

### Technologies

La pose des rails de la section Velim – Kolín, fut exécutée au moyen d'une machine type SUZ 500, assemblant la superstructure. Une première en République Tchèque.

Le ballast a été rajouté en application des véhicules Chopper. La boureuse automatique a complété les travaux.

Le dispositif de mesures Krab a vérifié la qualité de pose de la nouvelle voie.

La modification de la microgéométrie des têtes de voie a été réalisée par l'ensemble de meulage suisse Speno.

	Section Poricany - Kolín	Section Pardubice - Uhersko	Section Ústí nad Labem - Decín	Section Zabori nad Labem - Prelouc	Section Breclav - Hodonín	Section Zábřeh na Morave - Krasikov
Entreprise générale	SSZ Agence 4 Prague	SSZ Agence 4 Prague	SSZ Agence 5 Ústí nad Labem	SSZ Agence 4 Prague	SSZ Agence 7 Hradec  Králové	SSZ Agence 12 Pardubice
Conducteur de travaux	M. Karel Pikhart	M. Karel Pikhart	M. Jaroslav Kurz	M. Karel Pikhart	M. Milan Fafílek	M. Milan Fafílek M. Miroslav Trnka
Montant du marché	350 MF	346 MF	393 MF	51 MEUR	490 MF	114 MEUR
Démarrage des travaux	08/1996	12/1999	05/2001	10/2002	oct-98	03/2004
Fin de chantier	09/1999	10/2001	12/2002	09/2004	11/2000	10/2006

► Ainsi, la société SSZ, en qualité d'entreprise générale, fut omniprésente du début jusqu'à la fin de l'opération. Dans le cadre du VI<sup>e</sup> couloir ferroviaire transeuropéen – axe nord-sud (Scandinavie - Pologne - Autriche - Balkan) –, constitué sur le territoire national par le deuxième couloir national de transit, SSZ a participé à la modernisation de la section de la voie ferroviaire de Breclav – Hodonín (octobre 1998 à novembre 2000). Les travaux de la section de Zábřeh na Morave - Krasíkov sont en cours. A l'étranger, SSZ a débuté la reconstruction de la section de la voie ferroviaire de Bratislava Raca – Trnava en Slovaquie, l'obtention de marché étant considérée comme un grand succès et un accomplissement de notre stratégie commerciale à long terme.

## La section Pardubice – Uhersko

Ce chantier consiste en la réhabilitation des couches de base, des rails y compris neuf ouvrages d'art, deux gares et deux stations de train. La longueur totale de cette section est de 16,876 km.

L'opération de modernisation de 16,876 km de voies a impliqué la réhabilitation des gares de Kostenice et Moravany et de trois sections de voie intermédiaires, consistant plus particulièrement au remplacement complet de l'infrastructure ainsi que de la superstructure de la voie, et au besoin des dispositifs de communication et de sécurité. Pour améliorer la sécurité et la fluidité du trafic, trois intersections à plusieurs niveaux des routes avec la voie ferroviaire ont été nouvellement construites, et ce à proximité de la commune de Cerná za Bory, à Kostenice et à Moravany. Puis la construction nouvelle de quatre passages souterrains et la réhabilitation d'un passage souterrain pour piétons. Dans les opérations de réhabilitation se sont inscrits également tous les ouvrages d'art et les ponts dont l'état technique n'était plus satisfaisant.

## La section Ústí nad Labem – Decín

Cette voie de 16,97 km a intégré les adaptations de rail sur la longueur totale de la section, l'installation d'une nouvelle caténaire et d'un dispositif de sécurité. De nouveaux quais accessibles aux handicapés et des abris pour passagers ont été construits dans toutes les stations. L'éclairage de la voie a également fait l'objet de travaux de réhabilitation. Plusieurs ouvrages d'art, des ponts ainsi que des murs de soutènement, de rétention et d'hubrisse ont été reconstitués. Le chantier se distingue par le réaménagement des roches de grès à proximité immédiate de la voie ferroviaire, exécuté par des alpinistes. Les exigences environnementales actuelles ont conduit à la construction de murs antibruit totalisant 4,1 km et à des dispositions de protection des immeubles proches de la voie. Le chantier a pris soin de préserver l'environnement (la voie ferroviaire passe à travers la réserve naturelle de la nidification des oiseaux), a mis en place un système de recyclage des déchets, et des barrières antibruit mobiles.

## La section Záborsí nad Labem – Prelouc

Cette section de 18,268 km, réalisée par SSZ, a été la dernière dans le cadre des travaux de reconstruction du premier couloir ferroviaire national de transit. Le projet intègre la réhabilitation de la superstructure et de l'infrastructure de la voie, six ouvrages d'art ferroviaires et 25 ponts. Deux ouvrages d'art ont été nouvellement construits. La réhabilitation d'une caténaire, la construction des passages à niveau, la reconstruction de quais



**Mur antibruit - Liadur (section Zabori nad Labem - Prelouc)**

*Noise attenuation wall - Liadur (Zabori nad Labem - Prelouc section)*



**Station de Kojice (section Zabori nad Labem - Prelouc)**

*Kojice station (Zabori nad Labem - Prelouc section)*

incluant l'accès pour les handicapés ont fait partie du chantier. La construction d'un nouveau passage supérieur traversant la voie ferroviaire à Prelouc a éliminé les risques liés au passage à niveau. La surface des murs antibruit le long de la voie représente 32998 m<sup>2</sup>.

## MODERNISATION DU DEUXIÈME COULOIR FERROVIAIRE

### La section de Breclav – Hodonín

Ce chantier comprend la modernisation de la section de Breclav et Hodonin, du km 86,995 au km 105,375 (18,38 km de long), non compris la gare de Breclav. Par contre, la réhabilitation des gares de Hrusky, Moravska Nova Ves, Luzice et Hodonin fait partie des travaux. Les rails de la voie principale (type UIC 60) ont été, sur la totalité de la section, posés avec une fixation flexible sur des traverses en béton.

Le chantier comprend au total huit ouvrages d'art ferroviaires dont quatre ont été totalement reconstruits incluant les tabliers et de nouvelles corniches, l'étanchéité des tabliers et le drainage derrière les appuis. Les travaux de réfection concernaient également les sept passages à niveau et la



**Gare de Hrusky (2<sup>e</sup> couloir ferroviaire)**

*Hrusky station (second rail corridor)*



Passage supérieur de Prelouc (section Zabori nad Labem - Prelouc)

*Prelouc overpass (Zabori nad Labem - Prelouc section)*

► construction du chapiteau du quai d'îlot dans la gare de Hodonin. Des quais abrités pour les passagers ont été construits dans les gares de Moravska Nova Ves, Luzice et Hodonin, accessibles par un passage souterrain.

La modernisation a compris par ailleurs la reconstruction de la caténaire, l'installation de nouveaux équipements de sécurité et d'une technique de commande de dispatching. L'exécution de ces travaux a été confiée à des entreprises spécialisées.

#### **Technologies**

L'assainissement du corps de la voie a été effectué sur la totalité de la section. Suivant la nature du sol, la stabilisation de l'arase de terrassement a été établie selon différentes méthodes : chaux ou mélange chaux et ciment, géotextiles, sables ou granulats selon le résultat de la prospection du sol.

C'est cette technologie d'assainissement du sous-sol à la chaux, développée par SSZ et déjà appliquée avec succès sur le chantier de la réhabilitation de la gare de Poricany et de la section de voie ferrée de Poricany - Kolin qui a été récompensée par le Prix de l'Innovation au concours des projets innovants organisé par le groupe GTM.

#### **La section Zábreh na Morave – Krasíkov**

Les travaux exécutés par l'entreprise SSZ ont intégré la réhabilitation complète de la voie ferroviaire dont le traitement de sol à la chaux, l'application du nouveau ballast, la pose de nouveaux rails, le remplacement de la caténaire, la réhabilitation des murs de soutènement, la construction des murs antibruit, la réhabilitation de 17 ouvrages d'art et la construction neuve de six ouvrages d'art ferroviaires. La vitesse maximale de la voie après reconstruction sera de 140 km/heure.

La construction de trois tunnels (324 m, 180 m et 460 m) a été exécutée par les sociétés spécialisées Subterra et Metrostav.

#### **ABSTRACT**

#### **Development of rail corridors in the Czech Republic**

*J.-M. Seyvet, Z. Prochadzka*

**As part of the development of the trans-European network, the company SSZ, a subsidiary of Eurovia, took an active part in the construction of railway lines and motorways in the Czech Republic. This work, of strategic importance, forms part of trans-European corridor construction projects IV (Berlin-Prague-Vienna route) and VI (Scandinavia -Poland-Austria-Balkans route). The article describes several sections of these works.**

**The reconstruction of railway lines, apart from certain specific, purely rail-related features, largely involves the application of highway engineering expertise : drainage, soil treatment, construction of the railway track subgrade, installation of noise attenuation walls, ballast recycling, and construction and development of tunnels and bridges.**

#### **RESUMEN ESPAÑOL**

#### **Ordenación de los corredores ferroviarios en la República Checa**

*J.-M. Seyvet y Z. Prochadzka*

**Situándose en el marco de la ordenación de la red transeuropea, la empresa SSZ, filial de Eurovia, ha participado muy activamente en la ejecución de vías ferroviarias y de autopistas en la República Checa. Consideradas de importancia estratégica, estas obras se inscriben en la construcción de los corredores transeuropeos IV (eje Berlín-Praga-Viena) y VI (eje Escandinavia-Polonia-Austria-Balcánes). Figuran descritas en el presente artículo diversas secciones de estas obras.**

**La reconstrucción de las vías férreas salvo algunas especificidades meramente ferroviarias presupone en una amplia medida la aplicación de la pericia y experiencia vial : saneamiento, tratamiento del suelo, construcción de plataforma de ferrocarril, construcción de pantallas contra el ruido, reciclado de balasto, construcción y ordenación de obras de fábrica.**



# Les géomembranes dans les îles de Tenerife et La Palma (Canaries)

**La culture de la banane est la principale ressource agricole de ces îles. Cette culture est très exigeante en eau. Aussi, la consommation d'eau à usage agricole représente 45 % de l'eau distribuée à Tenerife et 92 % de celle distribuée à La Palma. Les besoins en eau d'irrigation, combinés à la perméabilité des sols, ont conduit à la construction d'un grand nombre de bassins étanchés par géomembranes de diverses natures et divers fournisseurs dans ces deux îles, à partir de 1983. Cette technique a permis de baisser considérablement le coût du mètre cube stocké, tout en apportant le complément de ressources nécessaires. Certains ouvrages ont été l'occasion de réalisations particulièrement spectaculaires. Ces bassins font l'objet d'un suivi constant par l'administration espagnole et représentent donc une base d'expérience inestimable.**

## ■ PROBLÉMATIQUE

Les îles Canaries sont situées au large des côtes africaines (environ 100 km), à proximité de la ligne des tropiques (environ 600 km au nord). Cet ensemble, d'origine volcanique, est constitué par sept îles principales qui s'inscrivent dans un rectangle de 550 km d'est en ouest et de 200 km, du nord au sud.

Le climat de ces îles varie en fonction de leur situation et de l'exposition des côtes : sec pour les îles les plus proches de la côte africaine et humide pour les îles les plus occidentales.

Sur le plan économique, outre le tourisme, la production de la banane constitue une ressource très importante, en particulier pour les îles de Tenerife et de La Palma (3 257 ha sur la seule île de La Palma).

Ce type de culture est très exigeant en irrigation et absorbe, sur l'île de La Palma, 86 % des ressources hydriques utilisées en agriculture. En effet, elle nécessite un arrosage de 15 600 m<sup>3</sup>/an/ha, (4,2 l/m<sup>2</sup>/jour), pour une production moyenne de 60 tonnes/an, soit environ 0,078 € par kg de banane produite, compte tenu des techniques modernes de stockage, sensiblement 3 fois moins cher que les techniques traditionnelles (petits bassins individuels en béton).

Pour assurer cette irrigation, il est nécessaire de récolter et de stocker l'eau. Or, les sols de ces îles sont extrêmement perméables, le ruissellement est faible et la plupart des eaux de pluie se perdent par infiltration. Les eaux provenaient traditionnellement de quelques sources et, à partir du début du XX<sup>e</sup> siècle, de galeries drainantes creusées dans le rocher. Pour le stockage, il fallait faire appel à des réservoirs de faible capacité, à ciel



ouvert, en maçonnerie ou en béton armé. Ces stockages ont été largement développés par les propriétaires privés. Mais ces aménagements étaient coûteux et ne suffisaient plus pour un développement dans le contexte très concurrentiel au plan international.

Suite à la décentralisation, chaque île est administrée par un Conseil insulaire (Cabildo). Chaque île ayant des situations hydrauliques différentes, avec des caractéristiques et des problèmes propres, la gestion de l'eau est assurée par un Conseil insulaire de l'eau, propre à chaque île (Consejo Insular de Aguas de Tenerife et Consejo Insular de Aguas de La Palma, etc.). Ces conseils regroupent à la fois le secteur public et le secteur privé, principal destinataire et utilisateur de la ressource, et qui doit donc être impliqué avec le secteur public dans la gestion hydraulique.

A la fin des années 1970 début 1980, il est apparu

**Le bassin de Montaña Del Taco. Vue générale. Le bassin est en clair au sommet du volcan**  
**The Montaña Del Taco reservoir. General view. The reservoir is clear at the top of the volcano**

Vue du bassin  
de Montaña  
Del Taco

View  
of the Montaña  
Del Taco reservoir



Tableau I  
Ressources en eau  
(Tenerife 2000)  
Water resources  
(Tenerife 2000)

Groupe	Captage	hm <sup>3</sup> /an	% / total
Eaux superficielles	Prises d'eau	2,3	1
Eaux souterraines sans traitement	Galeries	108,8	47,9
	Puits	71,4	31,4
	Sources	4,1	3,4
Eaux non conventionnelles	Réutilisation des eaux d'épuration	24,5	10,8
	Désalinisation de l'eau de mer	12,3	5,4
Total		227,1	100

Tableau II  
Répartition des bassins  
(Tenerife)  
Distribution  
of the reservoirs  
(Tenerife)

Nature de géomembrane	Nombre de bassins	Surface totale	Pourcentage
PVC	9	310 000 m <sup>2</sup> dont 2 supérieurs à 80 000 m <sup>2</sup>	81,60%
PEHD	5	60 000 m <sup>2</sup>	15,80%
EPDM	1	10 000 m <sup>2</sup>	2,60%
Total	15	380 000 m <sup>2</sup>	100%

► la nécessité et l'intérêt de développer un ensemble de grands bassins, combiné à un réseau de canaux, pour augmenter la ressource en eau utilisable et pour diminuer son coût. Le coût des stockages pour les grands bassins étanchés par géomembrane est de l'ordre de 6 à 9 €/m<sup>3</sup> (à La Palma) contre 18 €/m<sup>3</sup> pour les réserves traditionnelles en béton. De plus, dans ces îles, les pertes par évaporation, mesurées sur les bassins, sont de l'ordre de 1 200 à 1 500 mm/an (valeur moyenne de l'ordre de 1 200 mm à La Palma). Les pertes par évaporation sont donc, pour un même volume stocké, nettement plus importantes dans des stockages de faible profondeur que dans des bassins profonds. Chaque île a donc développé un plan d'aménagement d'ensemble.

## ■ TENERIFE

### Ressources en eau

La pluviométrie moyenne est de 425 mm/an soit un apport moyen de pluie sur l'ensemble de l'île de 865 hm<sup>3</sup>/an.

L'évapotranspiration totale de l'île est estimée à 606 hm<sup>3</sup>/an (298 mm/an), soit 70 % de la pluviométrie. De plus, la forte perméabilité entraîne un ruissellement très faible, de sorte que l'approvisionnement en eau se fait à plus de 80 % à partir des eaux souterraines, par 1 047 galeries d'une longueur totale de 1 621 km et 437 puits de profondeur moyenne de 120 m. Le tableau I indique la répartition des ressources.

L'usage agricole représentait, en 2000, 45 % de cette ressource.

### Aménagements

L'infrastructure hydraulique publique est gérée par BALTEN (Balsas de Tenerife). Cet organisme gère 17 bassins d'une capacité totale de 4,1 hm<sup>3</sup>, dont 15 sont imperméabilisés par géomembranes, pour une surface totale de 380 000 m<sup>2</sup>.

Ces ouvrages ont été réalisés à partir de 1983 avec différentes géomembranes, (mais plus de 80 % des géomembranes installées sont en PVC) (tableau II).

On compte en outre plus de 9 000 réservoirs en béton ou maçonnerie, d'une capacité unitaire moyenne de 1 600 m<sup>3</sup> et qui stockent un total de 13 hm<sup>3</sup>.

### Ouvrages typiques

#### Le bassin de Montaña Del Taco

Le bassin le plus emblématique de Tenerife est le bassin de Montaña Del Taco (figures 2 et 3). Il est situé au sommet d'un cône volcanique, dans le cratère. Construit entre avril 1983 et octobre 1985, il a une capacité de 821 700 m<sup>3</sup>, 13,70 m de hauteur d'eau. Le système d'étanchéité est mixte :

- ◆ sur les talus, 37 600 m<sup>2</sup> de géomembrane PVC renforcée de tissu polyester de 0,9 mm (tissus enduits Vikon) installés sur une couche de béton poreux et un géotextile de polypropylène ;

- ◆ sur le fond, 47 400 m<sup>2</sup> d'argile compactée de 1,5 m d'épaisseur.

Il faut remarquer que la géomembrane est plus mince que celles installées actuellement. Néanmoins, la géomembrane a assuré sa fonction jusqu'à maintenant, avec cependant une protection "parasol" installée en 1994 sur la partie haute du quart supérieur nord (exposé au sud), pour 2 % du coût des travaux initiaux.

Un renouvellement vient d'être entrepris avec une géomembrane PVC armée 1,5 mm (Alkor Draka).

## ■ ILE DE LA PALMA

### Ressources en eau

La pluviométrie moyenne est de 740 mm/an soit un apport moyen de pluie sur l'ensemble de l'île de 518 hm<sup>3</sup>/an. L'évapotranspiration totale de l'île est estimée à 340 mm/an, soit 238 hm<sup>3</sup>/an, soit 66 % de la pluviométrie. Le ruissellement superficiel est faible, de l'ordre de 30 à 40 hm<sup>3</sup>/an (les estimations sont légèrement divergentes) et l'infiltration dans le sol 370 mm/an, soit 260 hm<sup>3</sup>/an. L'approvisionnement en eau se fait, là aussi, en majorité à partir des eaux souterraines, par 264 km de galeries et 5 km de puits de grand diamètre avec 11 km de galeries en fond des puits (tableau III). Le captage des eaux superficielles est utilisé partiellement dans la partie nord-est pour l'alimentation de la lagune de Barlovento, mais la seule alimentation par les eaux superficielles par les ouvrages actuels n'est que de 0,5 à 1 hm<sup>3</sup>/an, ce qui est insuffisant pour cet ouvrage. De nouveaux ouvrages de prise et d'amenée doivent permettre de multiplier cet approvisionnement par 3 et d'assurer le bon remplissage de l'ouvrage.

Le torrent de Las Angustias, coulant au fond de la Caldeira de Taburiente, a des apports sensiblement plus importants : environ 26 hm<sup>3</sup>/an dont 16 ± 3 (en fonction de la pluviométrie) sont captés. La récupération de ces eaux est assez difficile, à cause de la grande perméabilité des sols, la topographie très encaissée du site, avec des pentes abruptes, des transports solides très importants, et des crues très brutales. De nouveaux aménagements doivent se faire, mais font l'objet de longues études.

L'usage agricole représente 92 % de l'eau utilisée à La Palma (surface irriguée 4300 ha, dont 3300 ha pour la culture de la banane, qui consomme 86 % de l'eau d'irrigation).

### Aménagements

Le développement de l'irrigation a d'abord commencé, là aussi, par la construction de petits réservoirs privés, en béton ou en maçonnerie, de profondeur moyenne 4,5 m. On en compte plus de 5900, dont seulement 2000 ont une capacité supérieure à 1000 m<sup>3</sup>, mais qui représentent plus de 98 % du volume stocké.

Les ouvrages récents, construits depuis 1990, sont beaucoup plus grands et étanchés par géomembranes. Ceci a permis d'abaisser le coût du mètre cube stocké de 18 €/m<sup>3</sup> pour les petits ouvrages à une fourchette de 6 à 9 €/m<sup>3</sup> pour les ouvrages récents. On compte huit bassins publics, d'une capacité totale de 4,43 hm<sup>3</sup> (tableau III) et cinq bassins privés de capacité variant entre 22 000 et 99 000 m<sup>3</sup> et totalisant 0,23 hm<sup>3</sup>. Le stockage total en (grands) bassins est donc de 4,6 hm<sup>3</sup>, dont

Groupe	Captage	Ressource hm <sup>3</sup> /an	Prélèvement hm <sup>3</sup> /an
Eaux superficielles	Prises d'eau	30 à 40	Env. 16
Eaux souterraines sans traitement	Galeries	142	40
	Sources		7,9
	Puits	179	18,6
Total			82,5

Tableau III  
Ressources en eau (La Palma)

*Water resources (La Palma)*

Nom	Commune	Capacité (m <sup>3</sup> )	Nature GMB	Date construction
Laguna de Barlovento	Barlovento	3 120 000	PVC-P	1991
Dos Pinos	Los Llanos de Arid	384 000	EPDM	1999
Adeyahamen	San Andrés y Sauces	326 000	PVC-P	1994
Bediasta	San Andrés y Sauces	170 000	PVC-P	2004
Balsa de Puntagorda	Puntagorda	109 440	PVC-P	1990
Cuatro Caminos	Los Llanos de Arid	108 000	PEAD	1990
Montaña del Arco	Puntagorda	107 200	PVC-P	2004
Las Lomadas	San Andrés y Sauces	96 960	PVC-P	1995
Aduares	Brena Alta	13 440	PVC-P	
Total bassins publics		4 435 040		

Tableau IV  
Bassins de La Palma (gérés par le public)

*La Palma reservoirs (publicly managed)*

95 % dans les bassins publics. Le seul bassin de Barlovento représente à lui seul 67 % du stockage en grands bassins.

Le tableau IV montre que sur les neuf bassins, sept sont réalisés avec du PVC. La formulation utilisée à Barlovento ayant donné satisfaction et la membrane étant toujours dans un état satisfaisant en 2004, cette formulation a été utilisée pour les derniers bassins réalisés en 2004, de même que pour la rénovation de Montaña Del Taco à Tenerife.

### Ouvrages typiques

#### Le bassin de Barlovento

Ce bassin est en bordure de mer, à 700 m d'altitude. Il est destiné à l'irrigation. L'étanchéité de l'ouvrage, initialement réalisée par des matériaux naturels en 1976, n'a jamais fonctionné. En effet, l'étanchéité des 6 m d'argile volcanique compactée était profondément altérée par des fissures de retrait. Ces fissures ne pouvaient pas se refermer lors d'une mise en eau, l'écoulement de celle-ci les maintenant ouvertes. Toutes les tentatives pour restaurer l'étanchéité de cette couche d'argile ont été un échec. L'étanchéité a donc été refaite en 1991/1992 à l'aide d'une géomembrane en PVC Alkor Draka.

Les caractéristiques principales de l'ouvrage sont :

- ◆ capacité : 3,12 millions de m<sup>3</sup>;





**Le bassin de Barlovento en 2004, 13 ans. Géomembrane PVC, 250 000 m<sup>2</sup>, 600 m de diamètre**

**The Barlovento reservoir in 2004, 13 years old. PVC geomembrane barrier, 250,000 sq. m, 600 metres in diameter**



**Le site des bassins de Adeyahamen et Bedestia avant travaux**

**The site of the Adeyahamen and Bedestia reservoirs prior to the works**



**Vue des bassins de Adeyahamen et Bedestia réalisés. On remarque l'importance des excavations**

**View of the completed Adeyahamen and Bedestia reservoirs. Note the extensive excavations**



- ◆ superficie : 250 000 m<sup>2</sup> (fond : 80 000 m<sup>2</sup> ; talus : 170 000 m<sup>2</sup>) ;
- ◆ profondeur maximale étanchée : 27 m.

*Structure en fond de bassin*

Géomembrane PVC homogène 1,5 mm, non protégée, disposée sur un géotextile aiguilleté de 280 g/m<sup>2</sup>, une couche support de sable compac-

table de 0,1 m, un géotextile aiguilleté de 500 g/m<sup>2</sup>, une couche drainante de 0,4 m, complétée par un réseau de collecteurs et exutoires, et un géotextile aiguilleté de 500 g/m<sup>2</sup>, imprégné d'une émulsion de bitume pour respecter les conditions de filtre par rapport au support argileux. Cette structure a été étudiée en prévision de tassements différentiels pouvant atteindre 1 m.

Une auscultation du fond de bassin est assurée par une série de tassomètres et de piézomètres.

*Structure sur talus*

La pente des talus est de 2,75 (horizontal) pour 1 (vertical). Les talus sont revêtus sur une hauteur de 20 m par une géomembrane non protégée en PVC armé 1,5 mm, placée sur un géotextile aiguilleté de 500 g/m<sup>2</sup> et une couche de béton poreux. Cette dernière assure, outre le drainage sous la membrane, la résistance mécanique du support à l'action des vagues (fetch de l'ordre de 600 m). La stabilité au vent est obtenue par des ancrages en tranchée : ancrage en tête, ancrage en pied, et trois à quatre ancrages intermédiaires sur talus. L'ouvrage a subi de fortes tempêtes avec des vents de plus de 140 km/h, sans dommages. Les soudures horizontales en talus sur ces lignes d'ancrage résistent également parfaitement dans le temps (ce qui est une spécificité des géomembranes PVC).

*Comportement à long terme de la géomembrane PVC*

La géomembrane fait l'objet d'un suivi régulier par l'administration espagnole et se comporte de façon très satisfaisante. Après 13 ans d'exposition au climat tropical, elle reste souple avec des pertes de plastifiant limitées, garantissant une longue durée de vie. Cette formulation est demandée par l'administration de l'île pour les nouveaux ouvrages.

**Les bassins de Adeyahamen et de Bedestia**

Les sources de Marcos y Cordero sont parmi les plus importantes de l'île. Jaillissant à 1350 m d'altitude, leurs eaux ont été captées pour la production hydroélectrique par une conduite forcée allant de la cote 1100 jusqu'à une usine hydroélectrique située à la cote 350. Pour récupérer ces eaux en vue de l'irrigation, il était nécessaire de prévoir un stockage de 0,5 à 1 hm<sup>3</sup>. Le sol à proximité de l'usine était trop perméable. De plus, il n'est pas possible d'implanter de tels bassins dans des lits de torrent pouvant avoir des crues importantes. Le stockage doit, de plus, se trouver à un niveau altimétrique restreint (au-dessous de la centrale hydroélectrique et au-dessus de la zone irriguée).

*Adeyahamen*

Après de longues investigations, le site du bassin de Adeyahamen a été retenu, à défaut d'autres sites possibles, comme le moins "compliqué" : situé dans un petit thalweg sans bassin versant

important, il présente cependant des pentes longitudinales et transversales très fortes. Pour obtenir une capacité de 350 000 m<sup>3</sup>, il a été nécessaire de surcreuser très profondément le terrain, (les parois verticales creusées au-dessus du chemin de couronnement du bassin ont plusieurs dizaines de mètres), de donner des pentes très raides aux talus (1,5/1) et de fermer le bassin par une digue imposante atteignant 40 m.

Le bassin a les caractéristiques suivantes :

- ◆ profondeur : 26 m ;
- ◆ pente des talus : 1,5/1 ;
- ◆ géomembrane :
  - sur talus : PVC armé grille polyester 1,5 mm,
  - sur le fond PVC homogène 1,5 mm ;
- ◆ couche support drainante constituée du haut vers le bas par :
  - géotextile antipoinçonnant,
  - couche de béton poreux de 10 cm d'épaisseur, armé par un treillis,
  - un géotextile enduit de béton asphaltique, à raison de 2 kg/m<sup>2</sup>, pour conduire les eaux de drainage vers l'exutoire et éviter les infiltrations dans le terrain.

La géomembrane comprend quatre ancrages :

- ◆ un ancrage en tête ;
- ◆ deux files d'ancrage en talus : fixation sur des poutres en béton armé de section triangulaire, enterrées dans le talus (rocheux), à l'aide d'une platine boulonnée dans le massif béton. Le géotextile et la géomembrane sont disposés sous la platine et une première étanchéité est assurée par un joint compressible entre la platine et la géomembrane. L'étanchéité est confirmée par un couvre-joint en géomembrane recouvrant la platine et soudé de part et d'autre sur la membrane d'étanchéité ;
- ◆ l'ancrage en pied est réalisé par enfouissement de la géomembrane sous le béton poreux de la couche drainante du fond.

Les eaux de ruissellement sont captées par un grand fossé périphérique, et le drainage du fond récupère les eaux d'infiltration provenant de l'amont. La raideur des talus, la grande profondeur du bassin et les caractéristiques du terrain, ont rendu très difficile aussi bien le terrassement que la réalisation de l'étanchéité.

### Bedestia

Le site avait été exploité au maximum, mais la capacité stockée, (326 000 m<sup>3</sup>) est insuffisante par rapport aux objectifs. Après plusieurs études et modifications en fonction d'éléments apparus au cours des terrassements, le bassin de Bedestia a été réalisé au pied de la digue d'Adeyhamen. Celle-ci a été renforcée par un massif de pied montant jusqu'au niveau de la route de couronnement du bassin de Bedestia. Le bassin a également été surcreusé dans les flancs et le fond du thalweg. Le talus en rive droite a dû être renforcé par un soutènement en blocs cyclopéens.



**Bassin de Bedestia vu de la crête de la digue de Adeyhamen. La route en pied de talus correspond au sommet du massif de pied de renforcement du talus aval de la digue de Adeyhamen. On observe, à droite, le renforcement de talus par un mur en blocs cyclopéens**

**Bedestia reservoir seen from the crest of the Adeyhamen levee. The road at the foot of the embankment corresponds to the top of the base foundation reinforcing the embankment downstream of the Adeyhamen levee. On the right can be seen the wall of huge supporting blocks reinforcing the embankment**

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

- ◆ profondeur : 21 m ;
- ◆ pente des talus : 1,5/1 ;
- ◆ hauteur de digue : 40 m ;
- ◆ géomembrane :
  - sur talus : PVC armé grille polyester 1,5 mm Alkor Draka,
  - sur le fond PVC homogène 1,5 mm Alkor Draka ;
- ◆ couche support drainante constituée du haut vers le bas par :
  - géotextile antipoinçonnant de 300 g/m<sup>2</sup>,
  - géosynthétique drainant,
  - couche de béton poreux de 15 cm d'épaisseur armé par un treillis,
  - un géotextile enduit de béton asphaltique à raison de 2 kg/m<sup>2</sup> pour conduire les eaux de drainage vers l'exutoire et éviter les infiltrations dans le terrain.

La géomembrane comprend deux ancrages :

- ◆ un ancrage en tête ;
- ◆ une file d'ancrage en talus : fixation sur une poutre en béton armé de section triangulaire, enterrée dans le talus (rocheux), à l'aide d'une platine boulonnée dans le massif béton. Le géotextile et la géomembrane sont disposés sous la platine et une première étanchéité est assurée par un joint compressible entre la platine et la géomembrane. L'étanchéité est confirmée par un couvre-joint en géomembrane recouvrant la platine et soudé de part et d'autre sur la membrane d'étanchéité. D'importants dispositifs de drainage sont prévus, tant au niveau de la digue entre les deux bassins que sous le bassin de Bedestia ;
- ◆ drainage de la digue intermédiaire par un réseau de forages verticaux drainant d'environ 70 m de profondeur, rejoignant une couche perméable profonde ;
- ◆ drainage entre l'ancienne surface du talus aval de la digue et son nouveau massif de pied, par une couche drainante reliée à des exutoires ;



Bassin de Bedestia vu de l'aval. On remarque, sur la droite, le talus subvertical creusé dans le rocher, et sur la gauche, le talus renforcé par un soutènement en blocs cyclopéens. On aperçoit au fond la partie supérieure du talus aval d'Adeyahamen. Profondeur : 21 m, pente des talus : 1,5/1

*Bedestia reservoir, downstream view. Note, on the right, the subvertical embankment dug out of the rock, and on the left the embankment reinforced by huge supporting blocks. In the background can be seen the upper part of the embankment downstream of Adeyahamen. Depth : 21 m, embankment slope : 1.5:1*

- ◆ deux forages de drainage en pied de talus amont de Bedestia ;
- ◆ tranchée drainante périmétrale en pied de talus intérieur du bassin.

La réalisation de cet ouvrage (entreprise Corsan-Corviam) a été, là aussi, très difficile, en particulier par la raideur des talus et leur grande hauteur, ainsi que les nombreux dispositifs de drainage. Le volume de terrassement est très important par rapport au volume stocké, mais ceci a permis de réaliser le stockage de 0,5 hm<sup>3</sup> nécessaire pour la région, à la cote assurant un bon fonctionnement des réseaux d'irrigation.

Notons qu'un mur de dérivation doit être construit à l'aval pour qu'en cas de rupture, les eaux et matériaux soient détournés du village en aval vers un ravin latéral, sans risque pour les biens et les personnes.

## ■ SUIVI DES GÉOMEMBRANES

Le Centre d'étude et d'expérimentation des travaux publics (CEDEX) suit plus de 80 ouvrages importants étanchés par géomembrane, répartis sur l'ensemble du territoire espagnol, et en particulier les bassins des Canaries, dont les plus anciens ont plus de 20 ans. Ceux-ci sont, de plus, situés dans le climat où l'action des ultraviolets est la plus importante. Des prélèvements sont périodiquement effectués sur les géomembranes, et sont soumis à de nombreux essais. Des résultats ont été publiés et sont une source d'informations précieuses (voir en particulier "Jornadas sobre impermeabilización con materiales sintéticos" organisé en 2004 à La Palma par le CEDEX et le Cabildo Insular de La Palma, qui contient en outre, de précieux conseils pour le renouvellement des géomembranes, lorsque celui-ci s'avère nécessaire). Ces études et l'expérience montrent l'intérêt des géomembranes PVC pour des applications hydrauliques, même en climat sévère, à condition d'être correctement formulées, et montre aussi ses avantages pour des installations dans des sites difficiles.

### ABSTRACT

#### Geomembrane barriers on the islands of Tenerife and La Palma (Canary Islands)

*D. Fayoux*

The banana crop is the main agricultural resource of these islands. This crop has very high water demands. Accordingly, water consumption for agricultural use accounts for 45 % of the water distributed on Tenerife and 92 % of the water distributed on La Palma. Irrigation water needs, together with soil permeability, have led to the construction of a large number of reservoirs sealed by geomembrane barriers of various kinds from a variety of suppliers on these two islands, from 1983 on. This technique has made it possible to reduce considerably the cost per cubic metre stored, while at the same time providing the additional resources needed. Some structures have involved very spectacular projects. These reservoirs are constantly monitored by the Spanish authorities and therefore represent an invaluable database of experience.

sos en ambas islas, a partir de 1983. Esta técnica ha permitido disminuir de forma considerable el coste del metro cúbico almacenado, asegurando siempre el complemento de recurso necesario. Algunas estructuras fueron la ocasión de realizaciones particularmente asombrosas. Estos depósitos son objeto de un seguimiento constante por parte de la administración española y representan, por consiguiente, una inestimable base de experiencia.

### RESUMEN ESPAÑOL

#### Las geomembranas en las islas de Tenerife y La Palma (Canarias)

*D. Fayoux*

La cultura del plátano constituye el principal recurso agrícola de estas islas. Este cultivo es sumamente exigente en agua. De esta forma, el consumo de agua para uso agrícola representa un 45 % del agua distribuida en Tenerife y el 92 % de aquella distribuida en La Palma. Las necesidades en cuanto a aguas de riego, combinadas con la permeabilidad de los suelos, han conducido a la construcción de un importante número de depósitos cuya hermeticidad se obtiene por geomembranas de diversos géneros y proveedores diver-

# Etanchéité par géomembrane PVC des bassins de la STEP d'Afourer (Maroc)

**Daniel Fayoux**  
CONSULTANT  
Appligeo



**Nicolas Dewalque**  
EXPORT MANAGER  
Alkor Draka



Le projet de station de pompage d'Afourer est situé au Maroc, près de Beni Mellal, au pied du Moyen Atlas. Cette installation se greffe sur une installation existante (Barrage de Bin El Ouidane et usine gravitaire d'Afourer) qui est à usage mixte (production d'électricité et irrigation), et a été étudié pour permettre la production d'électricité en heures de pointe et l'optimisation de la ressource en eau pour l'irrigation. La station est constituée par deux bassins séparés par une différence d'altitude de 800 m et deux usines réversibles, l'une au niveau du bassin inférieur et l'autre 200 m au-dessus. Le volume utile de chaque bassin entre les cotes d'exploitation est de 1 260 000 m<sup>3</sup>. Ces bassins sont réalisés dans des terrains calcaires très perméables et karstifiés. Il a donc été nécessaire de les étancher par une étanchéité artificielle, réalisée par une géomembrane PVC d'épaisseur 1,5 mm, placée entre géotextiles et placée entre une couche drainante et une couche de protection granulaire (gravier sur le fond, gravier et enrochements sur talus). La surface totale étanchée est de l'ordre de 330 000 m<sup>2</sup>.

## DESCRIPTION DE LA STATION DE TRANSFERT D'ÉNERGIE PAR POMPAGE (STEP) D'AFOURER

La STEP d'Afourer est située au Maroc, près de Beni Mellal, ville située à peu près à mi-distance entre Marrakech et Meknès. Afourer se trouve au pied du Moyen Atlas, à la limite d'une plaine irriguée par le barrage existant de Bin El Ouidane, situé sur un affluent de la rivière Oum Er Rbia (figure 1). Ce barrage a été construit dans les années 1950 pour un usage mixte : irrigation et production d'hydroélectricité. Il comprend une centrale en pied de barrage, un bassin de compensation fermé par le barrage de Aït Ouarda, une galerie, prolongée par deux conduites forcées jusqu'à une centrale à Afourer, où l'eau turbinée est restituée dans les canaux d'irrigation. L'Atlas tombant à pic sur la plaine, le site est favorable à l'installation d'une station de transfert d'énergie par pompage. Le Maroc a, en effet, un besoin important d'énergie aux heures de pointe. Celle-ci est actuellement en bonne partie importée, à des coûts jugés élevés. Le site d'Afourer permet de disposer de deux bassins présentant une dénivellation de près de 800 m sur une courte distance. Ces deux bassins peuvent être remplis par piquage à partir de l'installation existante sur la galerie reliant le barrage de Ait Ouarda à Afourer. Par ailleurs, cette installation a été conçue pour optimiser le fonctionnement mixte électricité-irrigation du site, en plaçant deux usines pompage-turbinage en série sur la conduite : une usine au niveau du piquage sur la galerie (UR1, environ 600 m en dessous du bassin supérieur et 200 m au-dessus du bassin inférieur), et une deuxième usine au

niveau du bassin inférieur (UR2) située à Afourer (figure 2).

Si les besoins en irrigation sont modérés et peuvent être couverts par le turbinage classique de l'usine gravitaire d'Afourer, le bassin du haut est rempli à partir du bassin du bas par pompage en heures creuses et, aux heures de pointe, les eaux du bassin supérieur sont turbinées vers le bassin du bas. Si les besoins en irrigation sont plus importants, les eaux du bassin inférieur, après turbinage, sont versées dans les canaux d'irrigation. Le bassin supérieur est ensuite rempli par pompage



Figure 1  
Plan de situation  
Location drawing

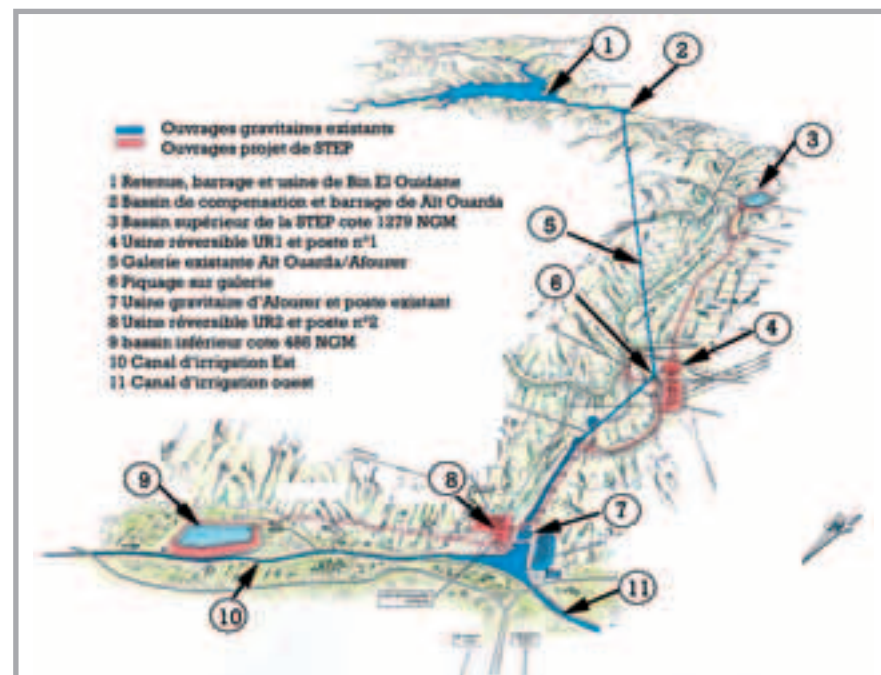


Figure 2  
Vue d'ensemble des installations (dessin EDF)  
General view of the facilities (EDF drawing)

Tableau I  
Caractéristiques  
des usines  
de Bin El Ouidane  
et Afourer  
*Characteristics  
of the Bin El  
Ouidane and Afourer  
plants*

		Puissance	Débit de turbinage	Débit de pompage
Installation ancienne (1957)	Centrale gravitaire de Bin el Ouidane	135 MW	110 m3/s	
	Centrale gravitaire de Afourer	92 MW	48 m3/s	
Nouvelle installation	Usine réversible UR1	346 MW	70 m3/s	48 m3/s
	Usine réversible UR2	120 MW	70 m3/s	48 m3/s

Tableau II  
Caractéristiques  
des bassins d'Afourer  
*Characteristics  
of the Afourer reservoirs*

	Bassin supérieur	Bassin inférieur
Cote de la crête de digue et talus	1284.50	492.00
Cote du pied extérieur de digue	1268.5	476
Longueur de digue	Env. 360 m	Env. 1000 m
Pente intérieure des talus:		
Zone en déblais	5H/1V	3H/1V
Barrage :	3H/1V	3H/1V
Pente extérieure du barrage	1.5/1	2.5H/1V
Cote mini du fond de bassin	1270.93	477.5
Niveau des plus hautes eaux	1283.65	490.72
Profondeur d'eau maximale (m)	12,72	13.22
Niveaux extrêmes du plan d'eau en exploitation	De 1273.20 à 1283.55 m	De 479.95 à 490.60 to
Volume utile entre les cotes d'exploitation	1.260.000 m3	1.260.000 m3
Surface à étancher	Environ 180 000 m2	Environ 160 000 m2
Nature des fondations	Calcaire karstique avec lapiaz et circulations karstiques	Brèche calcaire et argile de décalcification

► à partir de UR1 (600 m de pompage), puis vidé par turbinage dans le bassin inférieur (800 m de turbinage) (pompage turbinage différentiel). Ceci permet, d'une part, de fournir les pointes d'énergie, tout en faisant tourner les usines thermiques de façon régulière, et d'autre part, de fournir les besoins en eau d'irrigation dans les conditions optimales (avec une installation gravitaire classique, les besoins en eau d'irrigation et en électricité ne coïncidant pas, on est conduit à gaspiller de l'eau, ce que l'on évite largement avec ce dispositif). C'est la première réalisation de ce type avec deux usines en série de cette puissance.

Le tableau I donne les caractéristiques principales de chaque installation.

La STEP d'Afourer (UR1 et UR2) représente 10 % de la puissance installée du Maroc. Comme elle ne fournit qu'en heures pleines, sa production représentera 5,8 % de la consommation électrique du Maroc.

Si le site est très favorable sur le plan topographique, il l'est beaucoup moins en ce qui concerne la réalisation des bassins, car ceux-ci doivent être réalisés dans des terrains calcaires très perméables, nécessitant donc la réalisation d'une étanchéité artificielle.

## ■ CARACTÉRISTIQUES DES BASSINS

Les deux réservoirs ont évidemment une capacité identique, mais leur forme et la pente des talus sont adaptées à chacun des sites. Le tableau II résume les caractéristiques principales de ces deux réservoirs.

Le bassin supérieur se trouve dans une dépression naturelle formée par une zone calcaire très karstifiée, caractérisée par des lapiaz en surface et des circulations karstiques, masquées en surface par de l'argile de décalcification. Le bassin a une forme très arrondie et les pentes naturelles du terrain conduisent à opter pour une pente de talus de 5/1. Le bassin est fermé, vers l'intérieur de la cuvette naturelle, par une digue en enrochements de 18 m de hauteur maximale sur fondations et de 360 m de long. La pente intérieure des talus de cette digue est de 3/1, la pente extérieure de 1,5/1 (photo 1). Le bassin inférieur est coincé entre le pied de la montagne et un canal d'irrigation. Il a une forme très allongée, avec une longueur d'environ 650 m (crête à crête) et une largeur comprise entre 220 et 280 m. Il est semi-enterré, par creusement dans une brèche calcaire et fermé, sur pratiquement trois côtés, par une digue d'environ 1 000 m de long et de hauteur maximale 15 m sur fondation (photo 2).

## ■ LE CHOIX DU DISPOSITIF D'ÉTANCHÉITÉ DES BASSINS

### Principes généraux

La perméabilité du sol en place, la nature calcaire des fondations et la présence de karst, au moins sur le bassin supérieur, et le fait d'avoir un marnage important 2 fois par jour ne permettraient pas d'envisager une étanchéité par matériaux naturels. La solution par géomembrane a été retenue, d'une part, pour minimiser au maximum les pertes d'eau, qui est particulièrement précieuse sur un tel site, et d'autre part, pour éviter les risques de débordement de karst par suite d'infiltration.

### Géomembrane protégée

Le choix s'est porté sur une géomembrane protégée, compte tenu des considérations suivantes :

- ◆ le fait de protéger une géomembrane contre les UV augmente sa durée de vie par un facteur supérieur à 5 ou 10, quel que soit le type de géomembrane. Même si on a des géomembranes qui tiennent 20 à 30 ans sous ce type de climat (cf. article sur les Canaries), le manque à gagner dû à l'immobilisation de ce type d'ouvrage pour un remplacement est énorme ;
- ◆ la protection supprime les problèmes de tenue au vent que rencontrent les géomembranes non protégées dans les grands ouvrages, nécessitant

de nombreux ancrages, ce qui limite l'intérêt économique de la non protection. La réalisation de ces ancrages peut de surcroît perturber l'état de surface du support, ce qui induit un risque de poinçonnement. Leur réalisation, dans de bonnes conditions techniques, est donc lente et coûteuse ;

- ◆ la protection supprime les risques dus au vandalisme, tant humain qu'animal (photo 3), ce que ne réussit aucune clôture (ni même un gardiennage).

### **Géomembrane PVC**

Une géomembrane PVC Alkorplan a été retenue pour :

- ◆ sa très haute résistance au poinçonnement, tant pendant la mise en œuvre de la protection granulaire que sous la pression de l'eau ;
- ◆ son coefficient de frottement élevé, (comparé à d'autres matériaux), avec un angle de frottement de l'ordre de 26 degrés entre géomembrane et géotextile humide, ce qui est important pour la stabilité des protections sur grands talus ;
- ◆ son coefficient de dilatation relativement réduit et sa large plage de soudabilité, ce qui facilite l'exécution du chantier dans un site où la température peut être élevée, mais où des contrastes de température importants sont aussi possibles (au moins pour le bassin supérieur).

La géomembrane Alkorplan 35053 est dérivée d'une géomembrane certifiée Asqual Alkorplan 35054, par réduction des agents de protection UV, inutiles pour une géomembrane protégée. Tous les autres critères sont respectés, en particulier ceux de l'annexe 10 du référentiel Asqual : absence de craie, K-wert > 70, allongement à la rupture minimal et stabilité dimensionnelle. Il est de plus vérifié que les caractéristiques mécaniques de la 35053 sont identiques à celles de la géomembrane certifiée 35054.

Les délais ne permettaient pas de mettre en route en temps utile une certification Asqual pour la géomembrane 35053. Sous sa forme actuelle, la certification Asqual n'est d'ailleurs pas adaptée à une géomembrane ayant une formulation spécifique pour un chantier. Il serait souhaitable de développer la certification pour prendre en compte ce besoin.

### **Drainage**

Un drainage sous la géomembrane a été prévu au projet. Il a été maintenu dans la réalisation, malgré la grande perméabilité moyenne du site, même si les karsts ont été détectés et traités avec du béton. Aussi bien en fond de bassin que sur les talus, on rencontre des remblais calcaires, donc en principe perméables, avec présence de blocs, cailloux et graviers, mais aussi avec un certain pourcentage de fines et d'argiles de décalcification réduisant localement la perméabilité.

Le drainage joue donc ici un rôle particulier par rapport aux ouvrages classiques, compte tenu de la perméabilité moyenne élevée des fondations et de



**Photo 1**  
Vue d'ensemble du bassin supérieur

*General view of the upper reservoir*



**Photo 2**  
Vue d'ensemble du bassin inférieur

*General view of the lower reservoir*



**Photo 3**  
Le risque de vandalisme animal n'est pas un vain mot!

*The risk of animal vandalism is very real*

	Fond	Talus
Enrochement		100/200 concassé
Couche de confinement	16/32 semi-concassé 0,30 m	5/16 concassé 0,20 m
Géotextile anti-poinçonnant	Bidim P 50	Bidim P 50
Géomembrane	PVC Alkorplan 1,5 mm	
Géotextile anti-poinçonnant	Bidim P 50	Bidim P 50
Couche support drainante	5/16 semi-concassé 0,20 m	5/16 semi-concassé 0,20 m
Fond de forme	Fond de terrassement réglé et compacté	Fond de terrassement réglé et compacté

**Tableau III**  
Structure du dispositif d'étanchéité

*Sealing system structure*



**Photo 4**  
Première planche d'essais; passage du tombereau (50 t sur 20 cm de gravier 5/20 au-dessus du complexe d'étanchéité, talus à 5/1)

*First test section; passage of the dumper (50 tonnes over 20 cm of 5/20 gravel above the sealing system, 5:1 slope)*

**Photo 5**  
Essais de mise en place sur le fond. Circulation du tombereau sur 0,30 m de gravier semi-concassé 16/32

*Bottom laying tests. Dumper travelling over 0.30 m of semi-crushed 16/32 gravel*



**Photo 6**  
Planche d'essais sur talus à 3/1 bassin inférieur

*Test section on 3:1 slope, lower reservoir*



l'absence de risques de venues d'eau de l'extérieur du site.

Son rôle, ici, est essentiellement un rôle de sécurité en assurant une évacuation rapide et certaine d'une sous-pression engendrée par une fuite importante. Une telle sous-pression risquerait de ne pas être dissipée suffisamment vite par le support (fondations et digues), compte tenu de sa perméabilité non maîtrisée et des mouvements très rapides du plan d'eau.

Par contre, compte tenu de la valeur élevée de la perméabilité moyenne du fond, le réseau de drainage n'assurera que très partiellement le rôle de détection de fuite, ce rôle ne pouvant s'exercer, pour les fuites de faible importance, que si l'eau atteint un des collecteurs drainants qui sont munis de cunette non perforée. Par contre, il jouera un rôle d'alarme pour les fuites les plus importantes.

Le drainage est constitué par une couche drainante en gravier de 0,20 m d'épaisseur, des collecteurs périphériques, un collecteur central, sensiblement dans l'axe du bassin, et des drains en arête de poisson.

### Protection

Compte tenu des disponibilités locales et des critères économiques, il a été retenu une protection par matériaux granulaires : sur le fond 0,30 m de gravier assez gros, sur talus 0,20 m de gravier moyen et 0,50 m d'enrochements (tableau III).

### Planches d'essais

Le dispositif d'étanchéité a été finalisé après plusieurs planches d'essais, en particulier au démarrage du chantier qui s'est fait sur le bassin supérieur. Essai préliminaire sur faible pente (5/1), mise en œuvre en fond de bassin, mise en œuvre sur talus à 3/1 et vérification du risque de remontées de fines dans la couche drainante, en l'absence de géotextile sous celle-ci. L'essai préliminaire a permis de tester le comportement de la géomembrane, en épaisseur 1,2 et 1,5 mm, placé entre deux géotextiles Bidim P50, avec les matériaux suivants placés, selon toutes les combinaisons possibles, en couche drainante et en couche de protection de 20 cm.

- ◆ concassé 5/16;
- ◆ semi-concassé 5/16;
- ◆ semi-concassé 4/10.

La mise en place de la couche supérieure s'est faite à la pelle mécanique. Les différents engins de chantier ont ensuite circulé sur la couche supérieure de 0,20 m y compris le tombereau Perlini 405 chargé d'un poids total de 50 tonnes, avec des pneus gonflés à 7 bars (photo 4). Ce tombereau est l'engin faisant les approvisionnements de matériaux sur le chantier. Pour le fond il a été vérifié la possibilité d'approvisionner les matériaux en circulant avec le même engin sur une couche de 0,30 m de gravier semi-concassé 16/32 (photo 5). Enfin,

sur talus, la mise en œuvre s'est faite à partir de la crête, (malgré les réticences initiales d'Alkor Draka) et non à partir du pied de talus, pour des raisons d'organisation du chantier. La mise en place s'est faite avec une pelle mécanique (Hitachi EX 235, PTEC 23 tonnes) descendant les matériaux sur le talus. Les matériaux sont approvisionnés sur la crête et en tête de talus à l'aide du tombereau, avec beaucoup de précautions (début de déchargement avec la pelle), la benne ne déversant sur le haut de talus que lorsqu'une charge statique suffisante leste la membrane. La manœuvre de la benne est toujours lente. La pelle mécanique descend progressivement les matériaux. Le même conducteur de pelle a été employé pour l'ensemble de la réalisation des talus à 3/1 (photo 6).

Après mise en place de la couche de protection et circulation des engins de chantier, la géomembrane est examinée après enlèvement de la couche de protection sur une surface de 4 à 6 m<sup>2</sup> et ouverture du géotextile supérieur sur une surface d'au moins 1 m<sup>2</sup>. Les vérifications ont porté, en toutes zones, sur l'absence de toute marque de poinçonnement sur la géomembrane et donc de toute diminution d'épaisseur, même minime, par examen visuel et prélèvement (photo 7). Sur talus, il était en outre vérifié l'absence de mouvement et mise en tension dangereuse sur talus.

Après les premiers essais, la structure suivante a été retenue, du bas vers le haut : cf. tableau III et figure 3.

De nouvelles planches d'essais ont été faites à chaque modification de granulométrie (due à des petites variations dans l'approvisionnement), ainsi que pour le démarrage du bassin inférieur.

## ■ EXÉCUTION DES TRAVAUX

### Terrassements (estimation lors de l'étude et non métrés)

Les terrassements ont nécessité l'emploi d'explosifs pour les excavations en parties rocheuses, pelles mécaniques, bouteur, bennes de carrière. Les volumes ci-dessous sont ceux estimés lors de l'étude. Les volumes réels sont sensiblement supérieurs pour le bassin supérieur et de même ordre pour le bassin inférieur :

- ◆ bassin supérieur déblais : 305 300 m<sup>3</sup>;
- ◆ bassin supérieur remblais (y compris matériaux de drainage et protection) : 380 000 m<sup>3</sup>;
- ◆ bassin inférieur déblais : 1 033 500 m<sup>3</sup>;
- ◆ bassin inférieur remblais : 405 000 m<sup>3</sup>.

### Préparation du support

#### Bassin supérieur

Les argiles de couverture, d'une épaisseur variant de 0 à 4 m, ont été décapées pour mettre à jour le

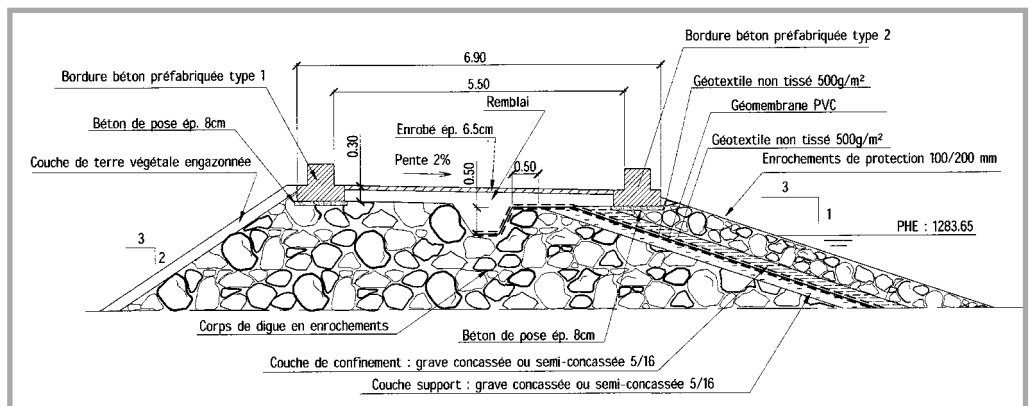


**Photo 7**  
Examen de la géomembrane après circulation du tombereau chargé support 5/20 protection 20 cm de 5/16

*Examination of the geomembrane barrier after passage of the loaded dumper, 5/20 substrate, 20 cm of 5/16 protection layer*

**Figure 3**  
Coupe type sur talus digue du bassin supérieur

*Typical cross section on slope of upper reservoir levee*



**Photo 8**  
Préparation du support bassin supérieur. Dégagement du toit calcaire et recherche des karsts

*Preparation of upper reservoir substrate. Clearing away the calcareous top layer and searching for karsts*

toit de calcaire et repérer les accidents karstiques (photo 8). La recherche a été facilitée par de fortes pluies qui ont débarrassé les fissures et circulations. Après colmatage de ces accidents par du béton, le fond de bassin a été remis en forme par apport de matériau argilo-calcaire compacté. Sur les talus à 5/1, là où du rocher affleurerait, celui-ci a été, après réglage, lissé par compactage. Le talus de la digue de fermeture en enrochement, revêtu de petits enrochements mêlés à un peu d'argilo-calcaire, a été lissé à la pelle, ce qui a assuré un état de surface suffisant pour l'apport de la couche drainante de 0,20 m.



**Photo 9**  
**Compactage**  
**sur talus à 3/1,**  
**bassin inférieur**  
**et mise en place**  
**de la couche**  
**drainante**

*Compacting*  
*on 3:1 slope*  
*of lower reservoir*  
*and placing*  
*the draining layer*  
*in position*



### ► **Bassin inférieur**

Le fond de bassin est en très grande partie excavé dans la brèche calcaire. Après enlèvement des hors profils et points durs rocheux, le réglage fin du support s'est fait par argilo-calcaire compacté. Sur les talus, contrairement au bassin supérieur, la taille des éléments en saillie après réglage à la pelle mécanique était excessive par rapport à l'épaisseur de la couche drainante, et il a donc été nécessaire de compacter la surface de l'ensemble des talus, malgré leur pente de 3/1 (photo 9).

### **Couche support drainante**

Cette couche est réalisée par apport d'une couche de gravier 5/16 semi-concassé de 20 cm d'épaisseur. Sur talus, la mise en place est faite par benpage en tête de talus et répartition sur talus à la pelle mécanique, sur le fond, les tas sont répartis au chargeur et réglés avec une niveleuse. Une finition manuelle de la surface, par raclage à l'aide de planche au bout d'un manche, est faite pour supprimer toute ornière, aussi bien en fond que sur talus.

### **Géotextile**

Le géotextile, placé dessous et au-dessus de la géomembrane, est un Bidim P 50. Sa masse surfacique est de 500 g/m<sup>2</sup> et ses caractéristiques mécaniques sont particulièrement élevées et adaptées au rôle antipoinçonnant, avec une résistance au poinçonnement statique suivant NFG 38019 de 2,5 kN, tout en ayant une déformation à l'effort maximal de l'ordre de 80 %. Il est livré en rouleaux de 6 m par 80 m.

Sur talus, le géotextile est déroulé de la crête des talus vers le radier. L'emploi de palonnier n'est pas apparu intéressant, compte tenu de la configuration du site. Sur le fond, il est déroulé par poussée manuelle des rouleaux.

Les géotextiles inférieurs sont assemblés par recouvrement minimal de 0,30 m. Les géotextiles supérieurs sont assemblés par couture (photo 10). Le surcoût de la couture est partiellement compensé par un recouvrement moindre (0,10 m). Mais surtout, la couture garantit la continuité du géotextile avant et pendant la mise en place de la protection.

Le délai entre la réalisation de l'ensemble géotextile-géomembrane-géotextile et mise en place de la protection, normalement prévu de 2 à 3 jours, a pu être supérieur à un mois, par suite de difficultés d'approvisionnement de matériaux de protection. La couture permet de garantir que le géotextile ne se soulève pas sous l'action du vent.

Lors de la mise en place de la couche de protection, la couture garantit qu'aucun gravier ne puisse se glisser entre géotextile et géomembrane.

Par rapport à la soudure à l'air chaud des géotextiles, parfois utilisée, la couture présente les avantages suivants :

- ◆ jonction réellement continue : la soudure se fait souvent par point ; on observe souvent des trous dans la zone soudée par suite de surchauffe ;
- ◆ la zone soudée est souvent légèrement rigidifiée, ce qui est nuisible à la résistance au poinçonnement ;
- ◆ résistance mécanique de l'assemblage nettement plus élevée. Pas d'ouverture des jonctions, même après plus d'un mois d'exposition au vent ;
- ◆ pas de risque d'ouverture de la jonction lors de la mise en place de la protection.

### **Géomembrane**

La géomembrane PVC Alkorplan® 35053, d'épaisseur 1,5 mm, est livrée en rouleau de 2,05 m par 125 m. Sur ce chantier, la préfabrication ne s'est pas avérée intéressante. Le chantier étant approvisionné en rouleaux sortis d'usine, une préfabrication sur place augmentait les manipulations, sans améliorer le rythme du chantier, relativement peu perturbé par les intempéries, et dont la cadence était limitée par les possibilités d'approvisionnement en matériaux de protection.

La géomembrane a été déroulée en tenant le mandrin de rouleau à l'aide d'un palonnier fixé à un tractopelle. Sur talus, le rouleau était disposé en tête de talus et la géomembrane était tirée vers le bas et positionnée sur le lé précédent avec une superposition de 10 à 15 cm. Après coupe à la bonne longueur, la membrane est fixée provisoirement dans l'ancrage. Sur le fond, la manœuvre était similaire. Les géomembranes étaient assemblées par soudage à l'aide de deux à trois machines automatiques avançant simultanément sur deux ou trois assemblages différents. Les soudures sont des doubles soudures avec canal de contrôle. La géomembrane est chanfreinée au niveau des points triples. La majorité de ces points est soudée dans

la foulée par les soudeuses automatiques. Les points particuliers sont soudés manuellement à l'air chaud. L'exécution de tous les détails, raccordement aux ouvrages etc. a été strictement définie dans un cahier de procédures de pose.

## Protection

Après contrôle et réception de la géomembrane, mise en place et couture du géotextile supérieur et réception, la zone est reprise par l'entreprise de terrassement pour la mise en place de la protection :

- ◆ couche de transition 5/16 et couche d'enrochements sur talus ;
- ◆ couche de confinement 16/32 sur le fond.

Sur talus, le gravier semi-concassé 5/16 est approvisionné par la crête à l'aide d'une benne de carrière. Le haut de talus est chargé très progressivement. Le début du premier déchargement sur une zone est fait en vidant les 2/3 du camion sur la crête et le haut de talus à l'aide du godet d'une pelle mécanique. La fin de la première benne est déversée sur la crête. La seconde et la troisième sont bennées sur la crête et le haut de talus. Le matériau est ensuite réparti légèrement vers le bas de talus. L'approvisionnement se poursuit de manière à ce que le poids statique du gravier en place soit très important par rapport au gravier qui est déchargé, et en évitant des effets dynamiques importants parallèlement au talus. Le gravier approvisionné en crête est descendu progressivement par la pelle mécanique qui prend le gravier au-dessus d'elle pour le ramener au-dessous. Il faut souligner la qualité du conducteur de pelle, capable de faire ce travail sans donner d'à-coups et en respectant la constance de l'épaisseur de gravier, et sans donner de coup de pelle à travers la géomembrane (il n'y a eu que trois incidents de ce type sur talus, toujours avec un autre conducteur de pelle que le titulaire).

L'enrochement sur talus est mis en place de manière similaire, avec toutefois moins de précautions, car une fois que la couche de confinement est mise, l'ensemble est stable.

Sur le fond, le matériau est approvisionné par la benne de carrière qui roule sur épaisseur minimale de 0,30 m et réparti à l'aide d'un gros chargeur sur pneu, qui participe à l'approvisionnement (photo 11). Les opérations de remblaiement sont suivies attentivement par le service qualité de SGTM et par les contrôleurs de l'ONE. Les perforations accidentelles sont signalées et immédiatement réparées (trois incidents sur les deux fonds).

## ■ SYSTÈME QUALITÉ

Le système qualité et les contrôles ont été développés de manière à assurer la fiabilité du résultat.



**Photo 10**  
Couture  
géotextile  
*Geotextile  
seaming*



**Photo 11**  
Régalage  
des matériaux  
de protection  
sur le fond

*Levelling  
of protective  
materials  
on the bottom*

tat. Ceci entraîne la traçabilité complète des produits installés, depuis l'usine jusqu'à leur emplacement sur le chantier. Le report des différents lés avec les numéros de production et numéro de rouleaux est fait sur un plan de recollement. Chaque machine à souder fait l'objet d'un réglage à chaque reprise de travail. Les paramètres de soudure et les résultats d'essais destructifs sont notés sur un bordereau de soudure, ainsi que toutes les soudures réalisées dans la journée, avec leurs paramètres et les résultats de contrôle destructifs ou non destructifs. Les non conformités donnent lieu à des documents séparés et sont reportés sur le plan de récolement. Le contrôle interne est assuré par les soudeurs et un contrôleur. Le contrôle externe est effectué par un membre de l'entreprise de pose directement rattaché à la direction de l'entreprise. Une supervision de ce contrôle est pratiquée par les ingénieurs représentant Alkor Draka. Enfin, un contrôle extérieur est assuré par les contrôleurs de l'ONE, maître d'ouvrage, qui sont présents journalièrement sur le chantier. Chaque opération de contrôle, ainsi que leurs résultats et observations éventuelles, sont consignés dans des documents spécifiques.

La réception de l'étanchéité se fait au fur et à me-

sure de la réalisation et avant mise en place de la protection (par éléments de surface de l'ordre de 2 à 6 000 m<sup>2</sup>), une première fois avant mise en place du géotextile supérieur, et une deuxième fois après mise en place de celui-ci.

## ■ DÉROULEMENT DU CHANTIER

Les travaux se sont étagés entre 2001 et 2004. La pose de l'étanchéité du bassin supérieur s'est faite entre fin octobre 2003 et début juin 2004 et celle du bassin supérieur entre début avril et fin août 2004, la cadence ayant été déterminée par les capacités de fourniture des matériaux de drainage et de protection.

La mise en eau a commencé en octobre 2004 pour permettre les tests de l'installation. Cette mise en eau s'est déroulée de façon satisfaisante, malgré un petit incident (poinçonnement par un chargeur en toute fin de chantier) qui a été immédiatement localisé et réparé.

## ■ LES INTERVENANTS

Le **maître d'ouvrage** est l'Office National d'Electricité (ONE), compagnie nationale marocaine en charge de la production et distribution de l'électricité. Le projet a été réalisé par EDF-CIH (EDF Centre d'ingénierie hydraulique), qui a été en outre le consultant du groupement d'entreprise pendant les travaux. Le **bureau d'études** marocain CID a été consultant de l'ONE pendant les travaux.

**Adjudicataires du marché** : groupement d'entreprises Alstom, pour la partie mécanique et électrique et SGTM, Société Générale des Travaux du Maroc.

**Sous-traitant pour la fourniture et la pose de l'étanchéité** (géomembrane + géotextiles) : Alkor Draka. La **conception du dispositif d'étanchéité** (drainage, géotextile géomembrane, protection) a été sous-traitée à Appligeo.

La **pose** a été sous-traitée à deux entreprises marocaines : Valmont Maroc et Sofima Etanchéité, sous le contrôle d'Alkor Draka par l'intermédiaire de deux consultants se relayant sur le chantier : Appligeo et Bast.

## ABSTRACT

### PVC geomembrane sealing barrier for the STEP d'Afourer reservoirs (Morocco)

*D. Fayoux, N. Dewalque*

The Afourer pumping station project is located near Beni Mellal, at the foot of the Middle Atlas in Morocco. This facility is added on to an existing facility (Bin El Ouidane Dam and Afourer gravity-flow station) which is for combined operation (electricity generation and irrigation), and was designed to allow electricity generation at peak hours and optimisation of water resources for irrigation. The station consists of two reservoirs separated by a difference of altitude of 800 metres, and two reversible plants, one at the level of the lower reservoir and the other 200 metres above. The useful volume of each reservoir between the operating elevations is 1,260,000 cu. m. These reservoirs are constructed in highly permeable, karstified calcareous ground. They therefore had to be sealed by artificial waterproofing, consisting of a PVC geomembrane barrier 1.5 mm thick, placed between geotextiles and laid between a draining layer and a granular protection layer (gravel at the bottom, gravel and riprap on the banks). The total sealed area is approximately 330,000 sq. m.

## RESUMEN ESPAÑOL

### Hermeticidad mediante geomembrana PVC de los depósitos de la EDAR de Afourer (Marruecos)

*D. Fayoux y N. Dewalque*

El proyecto de estación depuradora de Afourer está ubicado en Marruecos, en las cercanías de Beni Mellal, en las inmediaciones del Atlas Central. Esta instalación viene a añadirse a una instalación ya existente (Embalse de Bin El Ouidane y planta de bombeo de Afourer) que tiene una utilización mixta (producción de electricidad y riego), y que fue estudiada para permitir la producción de electricidad en horas punta y la optimización de los recursos hídricos destinados al riego. La estación está formada por dos depósitos separados por un desnivel de 800 m y dos plantas reversibles, una a nivel del depó-

sito inferior y otra 200 m superpuesta a la primera. El volumen útil de cada depósito entre las dimensiones de explotación es de 1 260 000 m<sup>3</sup>. La ejecución de estos depósitos se efectúa en terrenos de calizas sumamente permeables y cársticos. Por consiguiente, fue preciso proceder a su hermeticidad mediante una estanqueidad artificial, realizada por una geomembrana PVC de 1,5 mm de espesor, dispuesta entre geotextiles y colocada entre una capa de drenaje y una capa de protección granular (grava sobre el fondo, grava y escolleras sobre taludes). La superficie total estanca corresponde aproximadamente a 330 000 m<sup>2</sup>.

# Palm Island (Dubai)

## La "huitième merveille du monde" est-elle vraiment visible de la lune ?

La "huitième merveille du monde" n'est autre que Palm Island, gigantesque île artificielle en forme de palmier créée à Dubai et qui sera consacrée exclusivement aux loisirs. La zone est sismique. Les énormes quantités de remblai en sable de dragage, qui seraient sujettes au phénomène de liquéfaction en cas de séisme, sont consolidées par vibrocompactage. Un canal artificiel de plus de deux kilomètres est réalisé sur la base de parois moulées autostables. Illustrant une fois de plus sa capacité à se déployer outre-mer et à optimiser des projets intégrés, Solétanche Bachy participe à cette opération hors norme en mettant en œuvre son savoir-faire, ses outillages de pointe et sa logistique performante. Sa filiale Vibro Foundations LTD opère en vibrocompactage avec les plus puissants vibreurs au monde.

C'est à Dubai, dans les Emirats Arabes Unis, que sort de mer (et non pas "sort de terre") un projet que n'aurait pas renié Jules Verne. Les médias s'en sont déjà largement fait l'écho et aucun des superlatifs disponibles n'a été épargné.

Il s'agit du projet Palm - Jumeirah, qui sera un lieu de loisirs. Il repose sur la construction d'une île artificielle implantée à 25 km au sud-ouest de Dubai, près du Jebel Ali. Cette île de plus de 5 km de diamètre a la forme d'un palmier, avec ses palmes et son tronc. Elle est ceinte d'un brise-lames en forme de croissant. Elle abritera des villas magnifiques, des hôtels et des restaurants de luxe, ainsi qu'une marina de classe internationale. La forme en palmier, comme on le voit du premier coup d'œil, ménage l'accès à la mer immédiat quel que soit l'endroit. On y trouvera également un parc subaquatique artificiel avec récif rapporté, qui sera le premier parc à thèmes de la région (figure 1).

Cet ouvrage inouï est réputé visible de la lune. Ceci reste à vérifier. Il l'est en tous cas depuis la stratosphère. Ses promoteurs l'ont baptisé "Huitième merveille du monde". En toute simplicité.

Les quantités mises en œuvre sont à la mesure du projet : démesurées. Plus de 100 millions de mètres cubes de remblai sont nécessaires. Le brise-lames extérieur fait 11 km de développement. Le linéaire de côte de Dubai va passer de 72 km à 130 km. Ce ne sont pas moins de 2500 villas privées, 2400 appartements avec vue sur la mer et 50 hôtels qui vont être érigés sur Palm Island.

Dès le début de l'année 2004 les remblais étaient bien avancés et l'île avait pris forme comme le montre la photo 1.

Le remblai est constitué du sable du fond marin prélevé par dragage. Dubai est situé sur le bord d'une zone sismique active. De nombreuses secousses ont été enregistrées durant les dernières



Figure 1  
Vue d'artiste  
Artist's view



Photo 1  
Etat d'avancement  
début 2004  
State of progress  
in early 2004

**Alexis Behagel**



INGÉNIEUR DE TRAVAUX  
Solétanche Bachy

**Patrick Braun**



DIRECTEUR DE PROJET  
Solétanche Bachy

**Philip Hines**

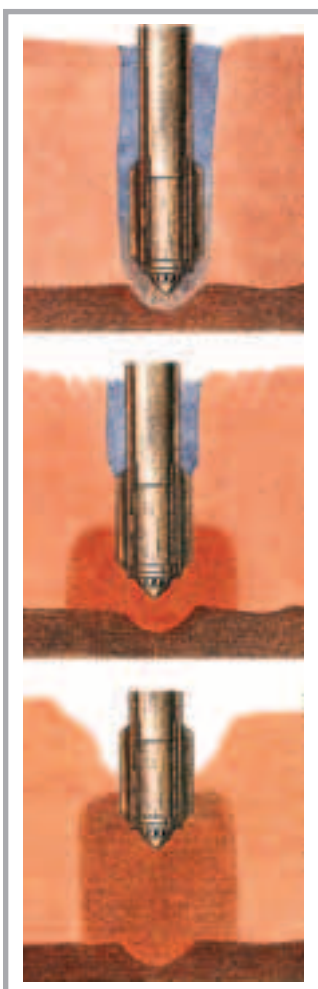


DIRECTEUR GÉNÉRAL  
Vibro Foundations LTD

**David Johnson**



INGÉNIEUR  
GÉOTECHNICIEN  
Vibro Foundations LTD

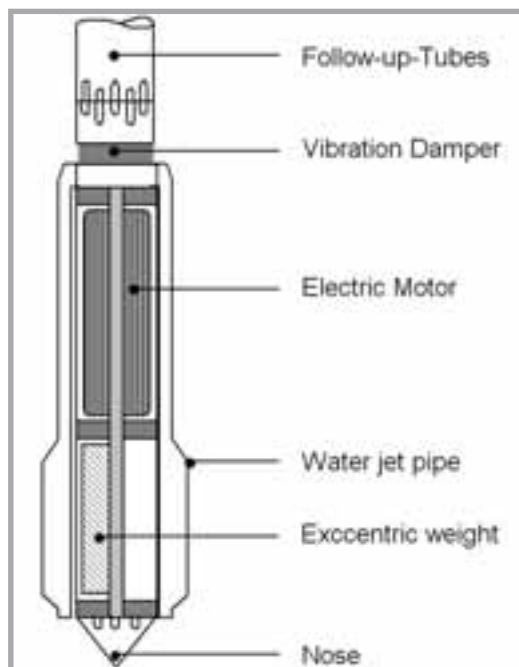


**Figure 2**  
Séquence d'une opération  
de vibrocompactage

*Vibratory compacting operation  
sequence*

### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Parois moulées d'épaisseur 1,0 m : longueur 4,4 km, surface 80 000 m<sup>2</sup>
- Vibrocompactage : 990 000 m<sup>2</sup>
- Terrassements : 1 050 000 m<sup>3</sup>
- Génie civil : 600 panneaux préfabriqués, 4,4 km de poutre de couronnement et de parapet avec luminaires



**Figure 3**  
Composants d'une sonde de vibrocompactage  
*Components of a vibratory compacting sensor*



années. Le maître d'ouvrage a décidé que l'ensemble des ouvrages serait construit en conformité avec les règles applicables en zone sismique de catégorie 2A.

### LE VIBROCOMPACTAGE DES REMBLAIS

Les sols doivent être protégés contre le risque de liquéfaction en cas de secousse sismique. C'est le vibrocompactage profond qui a été choisi pour l'amélioration de sol nécessaire, technique reconnue comme la plus efficace et la plus économique. Le contrat initial de vibrocompactage ne concerne que les branches du palmier, représentant une surface de 2,2 millions de mètres carrés. Ces travaux se trouvent sur le chemin critique vis-à-vis de la construction des villas. En conséquence, pour réaliser cette énorme quantité de traitement dans le délai souhaité, le client a subdivisé le marché d'amélioration de sol pour l'attribuer à quatre entreprises spécialisées différentes.

C'est Vibro Foundations Ltd, filiale de technologie du groupe Solétanche Bachy, qui, associée à l'entreprise APCC de Dubai, a été sélectionnée en premier par le maître d'ouvrage Nakheel.

Le remblai est déversé directement sur le fond qui est constitué d'une faible épaisseur de sable coquiller reposant sur des alternances de grès sableux et silteux de consistance tendre à très tendre. La surface naturelle du fond est à une profondeur



**Photo 2**  
Tandem de vibreurs V48  
*V48 vibrator tandem*

variant de 7 à 11 m sous la mer. Le remblai est monté à 4 m au dessus de la mer.

Dans un premier temps, sous l'effet combiné de son poids, de sa vibration et de jets d'eau et d'air à haute pression par son nez, la sonde pénètre jusqu'à la profondeur requise. Ensuite, elle est remontée par passes de 1 m sur lesquelles elle est maintenue le temps nécessaire pour que la vibration compacte le terrain environnant. Cette opération est accompagnée d'un apport de sable provenant de la surface et de la masse du terrain (figure 2). APCC - Vibro Foundations Ltd utilise sur ce site des vibreurs V48 qui sont les plus puissants du marché. Ces vibreurs procurent une amplitude de vibration de 48 mm, d'où leur nom. Plus la vibration est forte, plus le maillage du traitement peut être élargi, plus la durée d'application peut être réduite, à résultat égal. Les sondes V48 surpassent ainsi les appareils concurrents (figure 3).

De plus sur ce chantier, les sondes V48 ont été utilisées en tandem suspendu à une grue Delmag de 130 t. En utilisant cinq tandems de ce type, des rendements de 13 000 à 15 000 m<sup>2</sup> par jour à deux postes ont pu être atteints (photo 2).

Ces moyens exceptionnellement performants ont permis au groupement APCC - Vibro Foundations Ltd de réaliser plus de 45 % de l'ensemble des marchés de vibrocompactage attribués.

Le critère de réception du vibrocompactage sur ce chantier a été fixé en terme de résistance pénétrométrique. La résistance pénétrométrique est liée à la densité relative du sable, elle-même liée à son

risque de liquéfaction. Cependant, si les corrélations disponibles sont nombreuses pour les sables siliceux, il n'en est pas de même pour les sables calcaires tels que ceux de Dubai ; il a donc été nécessaire d'apporter une attention particulière aux essais de réception.

Un autre indicateur de l'efficacité du traitement est le tassement de la surface qui résulte de la diminution du volume massique du sable sur de fortes épaisseurs, par réarrangement des grains sous l'effet de la vibration. Ces tassements ont été relevés, leur valeur est de l'ordre de 5 à 6 % de la hauteur de sol traitée.

## ■ LES PAROIS MOULÉES ET LE GÉNIE CIVIL DU "TRUNK CHANNEL"

Le tronc du palmier est long de plus de 2 km et il est traversé sur toute sa longueur par un canal de 45 m de large (figure 4).

Le marché de ce canal, en conception-réalisation, a été remporté par NSCC-Soletanche Bachy Joint Venture sur une variante technique. C'est un marché d'entreprise générale qui comprend le terrassement et le génie civil en plus des travaux spéciaux de parois moulées.

Le plafond du canal est à 4 m sous le niveau de la mer et à 8 m sous la surface du remblai.

Les bajoyers du canal sont réalisés en paroi moulée autostable, de 1,0 m d'épaisseur et de 20 m de profondeur environ. Ils sont habillés d'éléments préfabriqués en béton présentant des motifs de feuilles de palmier. La longueur totale réalisée est de 4 350 m. Les travaux ont commencé en avril 2004 (photo 3).

La paroi traverse une douzaine de mètres de sables remblayés et elle est ancrée dans le substratum rocheux. Elle est renforcée par une cage d'armature dimensionnée selon les normes sismiques. Le béton utilisé est un béton de résistance 45 MPa. Afin de maîtriser le temps de prise du béton sous les chaleurs estivales écrasantes qui règnent à Dubai (souvent plus de 45° à l'ombre), l'eau du béton y est ajoutée aussi bien sous forme liquide que sous forme de glace !

Cette paroi a été réalisée en 7 mois par deux hydrofraises fonctionnant 24 heures sur 24 et 6 jours sur 7 (photo 4).

Pour les travaux de génie civil, une première phase de terrassement est réalisée entre les parois moulées sous rabattement de nappe à 4 m sous la surface. Le canal étant relié à la mer par quatre entrées, il a fallu d'abord obturer celles-ci de façon provisoire pour permettre de rabattre l'eau à l'intérieur. Ces fermetures ont été réalisées en paroi mince au coulis faite en injectant en continu du coulis par un profilé H de 800 mm de large vibré jusqu'au rocher (photo 5).



**Figure 4**  
Vue d'artiste du canal éclairé, à la nuit tombante

*Artist's view of the illuminated canal, at nightfall*



**Photo 3**  
Un atelier complet de paroi moulée à l'hydrofraise en action, avec la tour Burj de Dubai à l'horizon

*A complete hydro-cutter diaphragm wall plant in action, with Dubai's Burj Tower on the horizon*



**Photo 4**  
Des unités de traitement et de stockage de boue de forage adaptées aux cadences de production des deux hydrofraises

*Boring sludge treatment and storage units appropriate for the production rates of the two hydro-cutters*



**Photo 5**  
L'habillage des parois autostables du canal

*Lining the free-standing walls of the canal*

Les travaux de génie civil se déroulent en cinq phases :

- ◆ construction d'une poutre située en pied de la paroi moulée et permettant pour la pose des panneaux en béton préfabriqués ;
- ◆ pose des panneaux préfabriqués (chaque élément mesure 7,5 m de long, 4 m de haut, entre 15 et 25 cm d'épaisseur et pèse 15 t) ;
- ◆ mise en place de coulis de ciment entre les panneaux préfabriqués et la paroi moulée pour en assurer l'adhérence parfaite ;
- ◆ construction de la poutre de couronnement ;
- ◆ pose du parapet préfabriqué et des luminaires.

Ces travaux en entreprise générale comportant une part significative de travaux géotechniques illustrent bien la compétitivité générée par une offre optimisée émanant d'un soumissionnaire qui maîtrise parfaitement la partie délicate entre toutes des travaux : celle des travaux spéciaux dans le sol.

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Maitre d'ouvrage**

Nakheel

### **Contrôle technique**

Veritas

### **Génie civil et fondations**

NSCC - Solétanche Bachy Joint Venture

### **Vibrocompactage**

APCC - Vibro Foundations LTD Joint Venture

## ABSTRACT

**Palm Island (Dubai). Is the "Eighth Wonder of the World" really visible from the moon ?**

*A. Behagel, P. Braun, Ph. Hines, D. Johnson*

The "Eighth Wonder of the World" is none other than Palm Island, a huge artificial island in the shape of a palm tree created in Dubai, which will be devoted exclusively to recreation. This is a seismic region. The enormous quantities of dredged sand backfill, which would be subject to the phenomenon of liquefaction in the event of an earthquake, are consolidated by vibratory compacting. An artificial canal more than two kilometres long is being constructed based on the use of free-standing diaphragm walls. Once again proving its ability to operate overseas and optimise integrated projects, Solétanche Bachy is taking part in this extraordinary project, applying its expertise, its cutting-edge equipment and its efficient logistics. Its subsidiary Vibro Foundations LTD performs the vibratory compacting work with the most powerful vibrators in the world.

## RESUMEN ESPAÑOL

**Palm Island (Dubai). La "octava maravilla del mundo" ¿será realmente visible desde la Luna ?**

*A. Behagel, P. Braun, Ph. Hines, D. Johnson*

La "octava maravilla del mundo" no es otro sino aquel de Palm Island, gigantesca isla artificial en forma de palmera creada en Dubai y que, exclusivamente estará destinada a los ocios. La zona es sísmica. Las enormes cantidades de rellenos de arena de dragado, que podrían estar sujetas al fenómeno de licuefacción en caso de terremoto, se consolidan mediante vibrocompactación. Se ha ejecutado un canal artificial de más de dos kilómetros según la base de paredes moldeadas autoestables. Ilustrando una vez más su capacidad para desplegarse por el otro lado del planeta y optimizar diversos proyectos integrados, Solétanche Bachy participa en esta operación sin igual mediante la aplicación de su pericia y experiencia práctica, sus herramien-

tas punteras y su logística de elevado rendimiento. Su filial Vibro Foundations LTD opera en cuanto a la vibrocompactación utilizando para ello los vibradores más potentes del mundo.

# Liaison entre Saint-Laurent du-Maroni et Apatou

## Un projet référence mené par la Région Guyane

**La liaison routière entre Saint-Laurent-du-Maroni et Apatou, en cours de réalisation, se veut un exemple en termes de respect de l'environnement local et d'aménagement concerté du territoire dans lequel elle s'inscrit.**

**Ce projet se développe en pleine forêt équatoriale marquée par une végétation dense et un relief accidenté. Il se situe en rive droite du fleuve Maroni le long de la frontière du Surinam, sur une longueur de 54 km, et constitue un axe majeur du désenclavement de cette région jusqu'alors uniquement accessible par transport fluvial.**

**Cette route se caractérise également par sa conception qui constitue pour la Guyane un modèle d'optimisation économique et de développement durable, ainsi qu'un projet novateur ouvrant de nombreuses perspectives techniques et économiques à appliquer dans le cadre du développement de cette région française.**

**D**ans le cadre de sa politique de désenclavement du territoire guyanais, la Région Guyane a approuvé en séance plénière du 27 avril 2001, un tracé le long du fleuve Maroni (photo 1) permettant d'assurer la liaison entre les communes de Saint-Laurent-du-Maroni et d'Apatou. Le projet consiste en la réalisation d'une route nouvelle et revêtue, longue d'environ 54 km, caractérisée par son contexte particulier de réalisation et son environnement exceptionnel.

### ■ CONTEXTE ET OPTIMISATION DU PROJET

#### **La liaison routière Saint-Laurent-du-Maroni – Apatou, un projet d'envergure**

Les discussions sur l'opportunité d'une route entre Saint-Laurent-du-Maroni et Apatou ont été engagées voilà plusieurs années. Elles font parties des réflexions sur le désenclavement des communes le long du fleuve Maroni entre Saint-Laurent-du-Maroni et Maripasoula et des conditions de développement de ces communes.

L'opportunité d'une liaison routière entre Saint-Laurent-du-Maroni et Apatou a été actée par la Région Guyane avec l'adoption le 1<sup>er</sup> décembre 2000 du schéma d'aménagement régional de Guyane (SAR) qui a reçu l'avis favorable du Conseil d'Etat le 5 mars 2002. La liaison routière Saint-Laurent-du-Maroni – Apatou a également été inscrite dans le contrat de plan Etat - Région et le schéma régional des transports.



Photo 1  
Le Maroni  
*The Maroni*

Elle a ensuite fait l'objet d'une étude préliminaire en 2001 commandée par la Région Guyane et réalisée par l'ARUAG (Agence régionale d'urbanisme de Guyane). Cette étude a permis de préciser les enjeux de la liaison et de proposer plusieurs fuseaux de passages pour la route.

Le choix d'un tracé proche du fleuve a été acté en séance du Conseil régional le 27 avril 2001.

La liaison routière Saint-Laurent-du-Maroni – Apatou a été inscrite au budget primitif de la Région Guyane lors de sa séance plénière du 18 décembre 2001. Pour la conception de l'infrastructure et le suivi de sa réalisation, Scetauroute a été désigné comme maître d'œuvre après consultation en décembre 2002.

La liaison Saint-Laurent-du-Maroni – Apatou s'inscrit dans le cadre du programme de désenclavement des communes situées le long du Maroni,

#### **Thierry Lestoille**



DIRECTEUR DE PROJET  
DOM-TOM  
Scetauroute

#### **Yvan Casan**



CHEF DE PROJET  
CHAUSSÉES  
Scetauroute

#### **Noël Mougïn**



DIRECTEUR  
DES TRAVAUX  
DE SAINT-LAURENT  
APATOU  
Scetauroute Région Guyane



Photo 2  
Le Payon  
The Payon



entre Saint-Laurent-du-Maroni et Maripasoula (situé à l'ouest). En effet, à partir de la zone littorale de la Guyane, ces communes (Apatou, Grand Santi, Papaïchton et Maripasoula) ne sont actuellement accessibles que par voie fluviale ou aérienne. Cette situation est source de difficultés pour les habitants du bassin du Haut-Maroni qui mettent notamment en avant :

- ◆ les contraintes sur les déplacements des biens et des personnes ;
- ◆ les contraintes sur les activités économiques, handicapées par des coûts de transport importants ;
- ◆ le faible équipement des communes (santé, système bancaire, gestion des déchets, réseaux) liés à l'absence de desserte routière ;
- ◆ les contraintes sur le transport scolaire.

Les élus de Guyane et la collectivité régionale de Guyane, conscients des problèmes de développement liés à l'enclavement de leur commune respective, ont donc fait le choix de s'engager dans une opération de désenclavement routier et ont inscrit en priorité le projet de la liaison Saint-Laurent-du-Maroni – Apatou dans le schéma d'aménagement régional.

Les travaux de cette route neuve à deux voies de 54 km réalisée au cœur de la forêt tropicale amazonienne ont débuté à l'été 2004 avec un objectif de mise en service fin 2007.

### Un contexte de réalisation particulier

Deux contraintes majeures ont dû être considérées : le climat et les conditions d'accès au terrain. La Guyane reçoit 3000 mm en moyenne de pluies par an et bénéficie d'une "accalmie sèche" sur 4 à 5 mois (août à décembre). Seule cette période, a priori favorable, permet d'envisager des travaux, y compris de reconnaissances géotechniques. Si les accès à pied sont partout possibles en forêt pri-

maire (à condition de disposer de temps), aucun engin mécanique ne peut y évoluer : les reconnaissances topographiques classiques sont notamment impossibles. C'est pour ces raisons qu'une méthode particulière de recueil des données du projet, passant par la réalisation d'un layon a été retenue en accord avec le maître d'ouvrage (photo 2).

Pour les travaux, le phasage général de l'opération a été conçu en tenant compte du souhait de la Région Guyane de commencer les travaux par les deux extrémités du projet, afin de marquer une volonté d'équilibre territorial.

### Un environnement naturel et humain exceptionnel

Le tracé longe le Maroni en moyenne entre 2 et 5 km du fleuve. Il traverse une zone naturelle de forêt secondaire présentant une grande biodiversité. Cette zone a fait l'objet d'investigations sur la faune et la flore approfondies dans le cadre du projet. Le relief "en peau d'orange" est marqué par une succession de petits plateaux (variations d'altitudes de 0 à 80 m). Le projet est calé sur les lignes de crêtes : il franchit des affluents importants du Maroni (crique Serpent et crique Sparouïne). Encore peu explorée sur le plan faunistique et floristique, cette zone naturelle sensible, riche d'une biodiversité unique, est notamment marquée par la présence des plateaux de sables blancs où diverses espèces endémiques ont été recensées. Des investigations de terrain ont permis d'orienter les recherches de tracé et d'enrichir les connaissances sur ce secteur. Des relevés ichtyologiques ont d'autre part mis en évidence la présence d'espèces de poissons nouvelles pour la Guyane.

En matière de respect de la nature (faune et flore) et pour atténuer les impacts négatifs de la route sur son environnement, plusieurs mesures ont été décidées en étroite concertation entre la Région Guyane, la DIREN (Direction régionale de l'environnement) et la DAF (Direction de l'agriculture et de la forêt) : largeur de déforestation réduite à 60 m environ, création de corridors écologiques permettant de conserver une continuité de la canopée, limitation des phénomènes d'érosion par revégétalisation rapide des délaissés, efforts pour conserver la transparence hydraulique (photo 3), mesures pour atténuer l'impact des travaux importants de terrassement.

L'étude socio-économique conduite suivant le modèle de la Banque Mondiale, adapté à la Guyane, a démontré la rentabilité économique du projet. Néanmoins, au-delà des aspects environnementaux, le projet est porteur de modifications importantes et la route modifiera le mode de vie des riverains, naturellement tournés vers le fleuve (déplacements en pirogue et vie autour du fleuve) (photo 4). Ainsi la Région Guyane a mis en place un

comité de suivi pour préparer la reconversion des acteurs économiques liés au transport fluvial, assister la commune d'Apatou (voirie, parking, services publics...), dynamiser les activités touristiques, mettre en place une gestion coordonnée de l'accès aux nouvelles parcelles accessibles (agriculture, sylviculture, urbanisation...), préserver les zones naturelles. L'objectif s'inscrit dans une politique de développement durable.

### **Un service continu assuré toute l'année**

Malgré un trafic faible, 100 véhicules par jour, bien que très agressif avec des porteurs de grumes, la pérennité de la route dépend fortement de deux dispositions techniques importantes :

- ◆ l'assainissement pour pallier l'érosion due aux fortes précipitations ;
- ◆ la conception de la structure de la chaussée pour supporter tous les trafics, et bien sûr, de l'entretien de la route.

Afin de limiter les phénomènes d'érosion et d'infiltration, une attention particulière a donc été portée à la qualité de la plate-forme et au réseau d'assainissement (ouvrages de collecte revêtus). La décision de revêtir comme le choix de la structure de chaussée, doivent permettre d'éviter des dégradations trop rapides. En outre, la revégétalisation des délaissés et les talus sera réalisée rapidement. Au final, toutes ces mesures correspondent au souhait de la Région Guyane de réaliser une route pérenne et fonctionnelle dès sa mise en service.

## **LES CHAUSSÉES ET LES ÉTUDES DE VALORISATION DES LATÉRITES**

### **Le contexte**

En Guyane, l'éloignement des carrières et les difficultés d'accès rendent généralement les projets de routes neuves très chers. Par ailleurs, la taille du réseau routier géré par la Région Guyane et les contraintes budgétaires ne lui permettent pas de mettre en place une politique d'entretien routier garantissant un niveau de service et des conditions de sécurité identiques aux usages métropolitains. Très rapidement, il est apparu que dans un contexte environnemental tel que celui de la liaison Saint-Laurent-du-Maroni – Apatou, les ressources en matériaux primaires (graveleux latéritiques) étaient inexistantes sur le site ou ses alentours. Les carrières les plus proches aptes à fournir les graves latéritiques pour les couches de chaussée étaient distantes de plus de 80 km. Les granulats et les liants hydrocarbonés néces-



**Photo 3**  
**Ouvrage hydraulique**  
*Hydraulic structure*



**Photo 4**  
**Transport fluvial sur le Maroni en pirogue**  
*River transport on the Maroni by canoe*

saires à l'élaboration de techniques telles que les enduits superficiels, les enrobés coulés à froid qui pourraient être retenues, sont disponibles en Guyane.

Par ailleurs, le ciment est produit sur place (CPA 42,5 et CPJ 32,5) ce qui en fait un produit intéressant dans l'optique d'une valorisation économique des matériaux disponibles sur le tracé par utilisation des techniques de traitement aux liants hydrauliques. Il existait une expérience de traitement à la chaux, mais très limitée car ce produit est importé de métropole (ou du Brésil).

Ce bref panorama des techniques et matériaux disponibles en Guyane, ainsi que l'objectif annoncé d'un ouvrage pérenne et économique sur le long terme, ont naturellement conduit à étudier une solution de valorisation des matériaux locaux. Cette solution permettait par ailleurs de limiter les apports extérieurs, chers car de provenances éloignées (> 80 km) ou à fort impact sur le milieu.

Photo 5  
Déblai D4  
Earth cut  
D4



▶ A ce stade du projet, il n'y avait pas d'expérience significative de latérites traitées en Guyane. Cependant, l'intérêt des latérites traitées existait, notamment chez les maîtres d'ouvrage car une latérite traitée sous un enduit serait plus résistante aux variations hydriques, et donc moins susceptible de dégradations rapides.

Les traitements envisagés à ce stade ont été des traitements à la chaux ou mixte chaux/ciment. Le traitement au ciment uniquement n'a pas été retenu, car la prise serait trop rapide, compte tenu du climat et le retrait générerait une fissuration importante immédiate.

L'étude de faisabilité a donc été menée de manière à comparer différentes variantes de réalisation en intégrant les possibilités d'amélioration des latérites, et en vérifiant l'impact d'une variante revêtue sur les coûts d'entretien.

Elle a intégré les aspects techniques comme les plates-formes envisageables, la valorisation possible des matériaux du tracé, les différentes structures de chaussées envisageables, ainsi que les aspects économiques tels que l'établissement des scénarii d'entretien, l'actualisation des coûts de construction et des coûts d'entretien, en privilégiant les techniques adaptées au contexte guyanais.

### Les études

Très rapidement après le choix du tracé, les reconnaissances de terrain ont été lancées afin de pouvoir valider des hypothèses de projet, principalement celles concernant l'optimisation par traitement des matériaux du site.

Les études géologiques et géotechniques ont été réalisées par le groupement Fugro - LBTPG - Salor. Elles ont consisté en la réalisation :

- ◆ des sondages à la pelle mécanique avec prélèvement d'échantillons remaniés ;

- ◆ des sondages carottés ( $\varnothing$  88 mm) avec prélèvement d'échantillons intacts ;
- ◆ des sondages destructifs ;
- ◆ des sondages en pénétration dynamique et deux en pénétration statique dans l'assise des remblais les plus importants ;
- ◆ des sondages pressiométriques.

Les échantillons intacts et remaniés ont ensuite été soumis à des essais d'identification et de comportement tels que :

- ◆ teneur en eau ;
- ◆ granulométrie ;
- ◆ indice de plasticité ;
- ◆ valeur au bleu ;
- ◆ résistance Proctor/IPI ;
- ◆ équivalents de sable.

La reconnaissance a mis en évidence deux types de formations géologiques :

- ◆ les terrains meubles de l'âge quaternaire ou du pliocène parmi lesquels :

- les alluvions : présentes surtout au fond des thalwegs les plus larges, elles sont apparemment surtout sableuses, mais contenant quelques niveaux métriques d'argile plus ou moins plastiques potentiellement compressibles ; leur épaisseur reste inférieure à 2-5 m,

- les criques présentent des dépôts alluvionnaires sableux comportant probablement des lentilles de sols argileux compressibles,

- les "sables des plateaux" : ils se répartissent sur des surfaces pénéplanées d'altitude croissante du nord vers le sud (45 - 80 m) et s'observent très bien sur les modèles numériques du terrain ; il s'agit de sables blancs avec un niveau de graviers à la base, épais de 3 à 8 m en moyenne ;

- ◆ les terrains granitiques : intrusions granitiques représentées par le granite "caraïbe". Il s'agit d'un granite orienté, à grain fin, à biotite, avec des contours nettement circonscrits. Ce type de formation n'est recoupé par le tracé que sous sa forme altérée (argilo-sableuse, avec localement des blocs granitiques).

Parallèlement à la reconnaissance géotechnique, les volumes d'emprunt prévisibles pour chaque matériau mis en évidence ont été étudiés et des études de traitement ont alors été réalisées sur les meilleurs des gisements, avec l'objectif d'une quantité excédant de 20 % les besoins.

Les traitements suivants ont été testés :

- ◆ 2 % chaux ;
- ◆ 1,5 % chaux + 2 % ciment ;
- ◆ 2 % chaux + 3 % ciment ;
- ◆ 3 % ciment.

Pour chaque gisement, et chaque type de traitement, il a été confectionné six éprouvettes à 95 % de l'OPM :

- ◆ 3 essais sans immersion : essai IPI et CBR, essai de compression Rc à 7 jours ;
- ◆ 3 essais après immersion : essai CBR et compression Rc à 7 jours.

Sur les gisements alors sélectionnés avec le traitement retenu, on a confectionné six éprouvettes afin de réaliser :

- ◆ 3 essais de compression simple à 27 jours ;
- ◆ 3 essais de traction (brésilien) à 27 jours.

Globalement, la quasi totalité des matériaux de déblais sont réutilisables en remblai ou en PST améliorée.

Les matériaux seront traités en couronnement des terrassements et intégrés dans le dimensionnement des chaussées.

Le malaxage devra être réalisé au pulvimixeur sur une épaisseur de 35 cm. La valeur de portance à atteindre, tant en déblai qu'en remblai, est EV2  $\geq$  80 MPa.

La structure qui a donc été retenue pour le projet est la suivante : bicouche prégravillonnée/35 cm de matériaux du site traités aux liants hydrauliques (classe mécanique 3).

## ■ LE CHANTIER ET SES RÉSULTATS

### Les caractéristiques principales de la route

La route projetée, d'une longueur de 54 km, reliera la RD11 (Saint-Laurent-du-Maroni) au Saut Hermine (Apatou) situé à 5 km au sud du bourg d'Apatou. Du point de vue géométrique, elle suit les recommandations de l'ARP 60 avec dérogation sur 10 % de l'itinéraire (terrain difficile) pour une vitesse de référence de 60 km/h.

Le profil en travers en type fonctionnel est le suivant :

- ◆ largeur de chaussée roulable prévue de 6 m ;
- ◆ accotement de 1 m.

Compte tenu des contraintes pluviométriques locales et de l'absence de revêtement de chaussée pendant la durée des travaux, il a été retenu une pente transversale de la chaussée de 4 %.

### Planning d'exécution

L'opération sera réalisée en une seule phase avec un objectif de mise en service en 2007. Elle est décomposée en sept sections de travaux accessibles aux entreprises guyanaises, tout en permettant de réaliser l'opération complète en 4 ans. Les deux premières sections de travaux, l'une côté Saint-Laurent, l'autre côté Apatou totalisant une longueur de 15 km environ ont démarré dès l'été 2004.

### Le chantier

Le chantier a démarré fin juillet 2004 sur deux sections :

- ◆ la section 2 : plateau des Mines – Crique des Cascades (5,8 km) (photo 5) ;



Photo 6  
Installation  
de chantier.  
Base vie section 6  
*Site facilities.  
Construction camp  
section 6*

	Section 2	Section 3
Longueur du lot	5,8 km	9 km
Volume de matériaux remués	500 000m <sup>3</sup>	600 000 m <sup>3</sup>
OH importants	1 buse arche de 15m <sup>2</sup> de section 1 buse arche de 5m <sup>2</sup> de section	1 buse arche de 15 m <sup>2</sup> de section 3 buses arche de 5 m <sup>2</sup> de section
Marché	Terrassement - Assainissement - Ouvrages hydrauliques - Chaussées	Terrassement - Assainissement - Ouvrages hydrauliques
Attributaire	Groupement Sodeca / MTI / ETPI / SNTPG	Gpt Ribal / SNTPG
Durée des travaux	6 mois (fin contractuelle 17/2/05)	6 mois (fin contractuelle 17/2/05)
Avancement à fin janvier 2005	Travaux de finition en cours	Travaux de finition en cours

Tableau I  
*Table I*



Photo 7  
Epandeuse  
*Spreader*

- ◆ la section 6 : crique Sparouine – Mayman (9 km) (photo 6).

Le tableau I résume les caractéristiques de ces deux sections.

Dans le cadre des travaux réalisés lors de la saison 2004, seule la section 2 permettait de valider en grandeur nature la conception des chaussées. L'atelier mis en place a été un atelier de traitement classique (pour la Métropole) couvrant l'ensemble de la chaîne de traitement telle qu'elle est familièrement identifiée, à savoir :

- ◆ stockage des liants ;
- ◆ épandage des produits (photo 7) ;
- ◆ préparation des sols ;



**Photo 8**  
Malaxage en place  
*In-situ mixing*



**Photo 9**  
Atelier bi-couche  
*Dual-layer equipment*

- ◆ malaxage en place (photo 8);
  - ◆ arrosage;
  - ◆ compactage;
  - ◆ réglage et mise en place de la protection superficielle de la plate-forme traitée (photo 9).
- La réalisation de la couche en matériaux traités s'est effectuée en 3 semaines, nécessitant la fourniture de 290 t de chaux et 850 t de ciment pour une surface traitée d'environ 16 000 m<sup>2</sup>.

### Premiers résultats

Le tableau II rapporte les modalités de traitement qui ont été définies suite aux reconnaissances et études.

Ces dosages tendent à homogénéiser la rigidité de la chaussée sur l'ensemble du tracé et à limiter les risques de faïençage, figure de dégradation accompagnant souvent la réalisation d'assises traitées sur sols relativement déformables.

Par ailleurs, les arases de terrassement ont été systématiquement réceptionnées à l'aide d'essais à la plaque et dans le cas où la portance mesurée s'avérait faible la couche d'assise traitée a été systématiquement épaissie de 35 à 50 cm.

Comme spécifié, la mise en œuvre de l'enduit a été réalisée sur le support frais compacté à environ 80 % de l'objectif de compactage et préréglé, avant répandage de la première couche de granulat. Les granulats ainsi répandus ont alors enchâssé et solidarisé avec la couche support lors de la finalisation du compactage du support.

On a procédé ensuite à la mise en œuvre finale de l'enduit par épandages successifs des couches de liant et de granulat. Le serrage et compactage de l'enduit a été réalisé à l'aide d'un compacteur à pneumatiques, chargé de 1,5 à 3 t par roue.

La couche ainsi traitée et mise en œuvre a alors été réceptionnée en portance (essai de portance à la plaque), par 86 essais de réception. La portance moyenne obtenue est de l'ordre de 166 MPa pour un objectif de 80 MPa.

Il a été noté néanmoins une grande dispersion des valeurs obtenues avec également des zones non conformes (< 80 MPa) qui ont fait l'objet de reprises par la suite.

Plus que par les variations des matériaux traités, cette dispersion s'explique par la composition de

Secteur	Nature des matériaux	Classification des matériaux	Traitement retenu
Profils 180 à 213	Argiles et sables argileux	A2 et B1/B5 pour les sables	1% CaO + 2.5% ciment (2% ciment pour les sables)
Profils 213 à 222,5	Argiles à argiles sableuses	A2	1% CaO + 3% ciment
Profils 222,5 à 253	Argiles sableuses	A2/B5	1% CaO + 2.5% ciment
Profils 253 à 276,5	Argiles sableuses	A2/A3	1% CaO + 3% ciment

**Tableau II**  
*Table II*

l'atelier de compactage, les meilleurs résultats étant obtenus en utilisant un atelier comportant un compacteur à pneu et un cylindre. L'action du seul cylindre devant être insuffisante pour compacter et serrer l'épaisseur mise en œuvre, d'autant plus que le matériau présente au moment de sa mise en œuvre une certaine plasticité.

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Maitre d'ouvrage**

Région Guyane

### **Conducteur de l'opération**

Direction technique du Conseil régional de Guyane

### **Maitre d'œuvre**

Scetauroute et Secotem (sous-traitant)

### **Entreprises**

- Lot 2 : groupement Sodeca - MTI - ETPI - SNTPG
- Lot 6 : groupement Ribal - SNTPG

## ABSTRACT

### **Link between Saint-Laurent-du-Maroni and Apatou. A benchmark project carried out by the French Guiana Region**

*Th. Lestoille, Y. Casan, N. Mougin*

**The road from Saint-Laurent-du-Maroni to Apatou, currently under construction, is a true example of a successful compromise between environmental integration and territory planning.**

**This project takes place in the equatorial forest with dense vegetation and a small tormented relieve. It links the right border of the Maroni river to the Surinam border, 54 km far. It may be considered as a major element regarding the opening-up of this region till now linked by fluvial transport to the rest of the French Guyana. The Conceptual design is another important characteristic of this road. This design is already a reference for both economical optimisation and sustainable development. Moreover, this innovating project, has created several future technical and economical prospects to sustain regional development.**

## RESUMEN ESPAÑOL

### **Enlace entre Saint-Laurent-du-Maroni y Apatou. Un proyecto de referencia llevado a cabo por la Región Guyana**

*Th. Lestoille, Y. Casan, N. Mougin*

**La carretera entre Saint-Laurent-du-Maroni y Apatou, actualmente en construcción, es un ejemplo de un proyecto respetando el medio ambiente local y respondiendo a las necesidades del desarrollo territorial.**

**Este proyecto esta ubicado en la selva ecuatorial caracterizado por una vegetacion densa y una topografia accidentada. La carretera va desde la orilla derecha del rio maroni hasta la frontera del Surinam (con un largo total de 54 km), y constituye un elemento central para el aislamiento de esta region, unicamente accesible por el rio hasta el momento.**

**Ademas, esta carretera se caracteriza por su diseno, el cual es un ejemplo de optimizacion y de desarrollo sostenible para la Guyana Francesa. Asi, este inovador proyecto, esta abriendo nuevas perspectivas, tecnicas y economi-**

cas, las cuales se podran utilizar para el desarrollo de esta region francesa.

# Réhabilitation du barrage

## Des hausses géantes au

Pour mieux protéger la commune de Visalia (Californie) contre les crues, le Corps des ingénieurs américains de Sacramento a étudié les possibilités d'amélioration du barrage de Terminus. Parmi les solutions envisagées, une retient particulièrement l'attention : les hausses fusibles. Cette technologie, plus flexible et plus économique, a été installée avec succès sur le déversoir en huit mois. Les plus imposantes hausses fusibles au monde ont été inaugurées en juin 2004. Le prestige du client combiné à la technicité de l'ouvrage en font une formidable vitrine pour ce procédé breveté français.

### ■ PRÉSENTATION DU PROJET

Le lac Kaweah, situé au pied de la Sierra Nevada, à mi-distance entre San Francisco et Los Angeles (Californie), est un réservoir artificiel de 165 millions de m<sup>3</sup>. Il doit sa formation à la construction dans les années 60 du barrage en terre de Terminus. Cet ouvrage qui barre le cours de la rivière Kaweah est constitué d'une digue en enrochement de 80 m de hauteur et de 730 m de longueur, à laquelle est associé un déversoir de col libre de 94 m de largeur. La vocation principale de ce réservoir est le contrôle aval des crues avec deux objectifs secondaires : l'irrigation et l'alimentation en eau potable des communes avoisinantes.

La solution à développer doit répondre à trois critères fondamentaux :

- ◆ éviter tout déversement à l'aval jusqu'à la crue de 80 ans ;
- ◆ accroître la capacité du déversoir tout en limitant la rehausse des plus hautes eaux (PHE) à 50 cm ;
- ◆ fournir une augmentation de stockage d'environ 30 % par rapport au stockage initial de la retenue, soit 50 millions de m<sup>3</sup> supplémentaires.

En fonctionnement normal, afin de répondre à l'objectif de contrôle des crues, le niveau du réservoir doit être maintenu au 1/3 de la hauteur de la rehausse. Les 2/3 restants serviront au stockage temporaire pour éviter tout déversement aval jusqu'à la crue de 80 ans.

Ces objectifs doivent également s'inscrire dans une logique de réduction des coûts et des délais.

### ■ OPTIONS DE RÉHABILITATION

Dans un premier temps, le Corps retient quatre options parmi la dizaine de propositions envisagées. Les vannes conventionnelles sont exclues, prosrites en Californie par le Department of Safety of Dams, l'organisme de surveillance des barrages de l'Etat, depuis l'accident du barrage de Folsom en 1995.

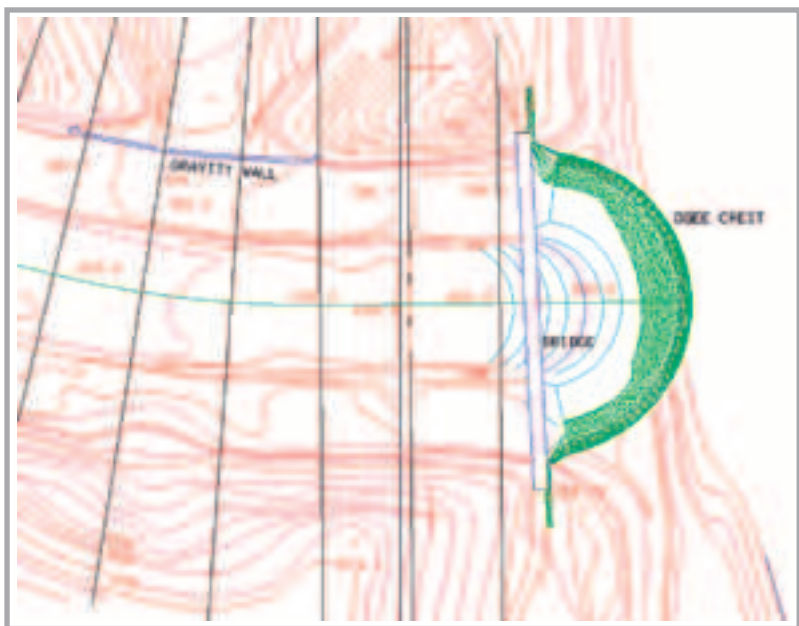
#### Option 1 : élargissement du coursier avec seuil rectiligne

Bien qu'étant la solution la plus fiable, ce choix, qui sert d'étalonnage aux autres variantes en termes technique et financier, comporte des inconvénients majeurs. Il requiert notamment une augmentation de la largeur du coursier existant de 39 m, ce qui exige d'importantes excavations dans des roches dures (marbre et quartzite), ainsi que la reconstruction du pont à deux voies enjambant le coursier. Il entraîne aussi un accroissement de 90 cm des PHE, impliquant la construction d'un parapet et l'augmentation de la zone d'expropriation le long des berges du réservoir. De plus, avec un coût de l'ordre de 70 millions de dollars, l'option sort largement des budgets disponibles pour ce projet.

#### Option 2 : installation d'un barrage gonflable

D'un coût inférieur à celui de la solution de base, cette option montre des faiblesses techniques importantes. Même si elle répond correctement au

Figure 1  
Vue en plan du seuil  
avec déversoir en arc  
*Plan view  
of the crest  
with arched spillway*



Depuis une vingtaine d'années, les changements hydrologiques conjugués à une gestion plus rigoureuse du risque des crues amènent progressivement l'administration américaine à revoir la sécurité des ouvrages. A Terminus, la modification des normes a imposé une révision à la hausse de la crue maximale probable, nécessitant un accroissement de la capacité de déversement du seuil existant. Parallèlement, le gouvernement local réclame au Corps des ingénieurs américains de Sacramento, exploitant du barrage de Terminus, une augmentation du volume du réservoir afin de faire face à la demande accrue en eau de la région de Visalia.

C'est ainsi qu'au milieu des années 90, le Corps se lance dans une phase d'études préliminaires.

# de Terminus pied de la Sierra Nevada

**Julien Rayssiguier**

DIRECTEUR GÉNÉRAL  
DÉLÉGUÉ  
Hydroplus



**Sébastien Lacroix**

RESPONSABLE  
GÉOGRAPHIQUE  
Hydroplus



passage de la nouvelle crue de projet, elle présente des difficultés d'exploitation pour les crues intermédiaires, qui risquent de générer des débits à l'aval bien plus forts que les débits entrant dans la retenue, altérant ainsi la situation existante. Sur le plan financier, il est nécessaire de prévoir le remplacement de la partie gonflable du système tous les 25 à 30 ans, ce qui représente une dépense considérable.

### Option 3 : déversoir en arc

Ce choix permet de limiter les difficultés d'excavation pour élargir le seuil existant, comme mentionné dans l'option 1. Il répond en outre aux critères de fiabilité, mais laisse planer deux inconnues :

- ◆ le seuil étant courbe, il est difficile de prévoir avec précision la loi hauteur/débit d'une telle structure ;

- ◆ pour constituer la section de contrôle, le déversoir doit être positionné à l'entrée de l'évacuateur et en amont du pont, qui devra encaisser les vitesses élevées de l'eau sortante.

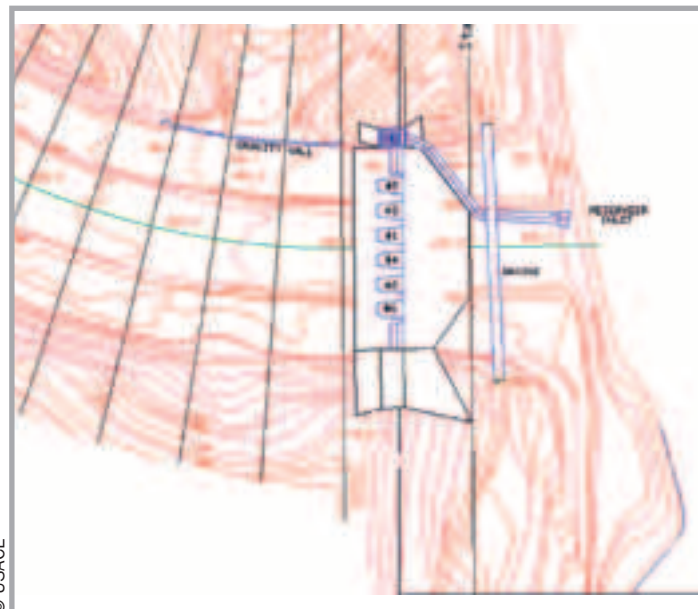
Pour ces raisons, il est nécessaire de tester au préalable en laboratoire cette solution (figure 1).

### Option 4 : seuil équipé de hausses fusibles

Il s'agit dans ce cas-ci d'installer au centre du déversoir existant six hausses fusibles en béton de 6,5 m de hauteur et de 11,7 m de largeur. Deux seuils fixes déversants de 12,5 m raccordent les hausses aux bajoyers du déversoir. Le niveau de stockage du réservoir est de ce fait rehaussé de 6,5 m. L'effacement de la première hausse se produit lorsque le niveau d'eau dans le réservoir atteint 7 m au-dessus de la crête des hausses, ce qui correspond à un débit de 4 500 m<sup>3</sup>/s (crue de 1 000 ans). Au moment du basculement de la dernière hausse, le débit s'élève alors à 7 500 m<sup>3</sup>/s. La crue de projet passe une fois que toutes les hausses ont basculé, avec cependant une légère surélévation du niveau initial des plus hautes eaux exceptionnelles (PHEE). Cette crue est évacuée sans danger pour la digue du barrage, en conservant une revanche de 0,9 m.

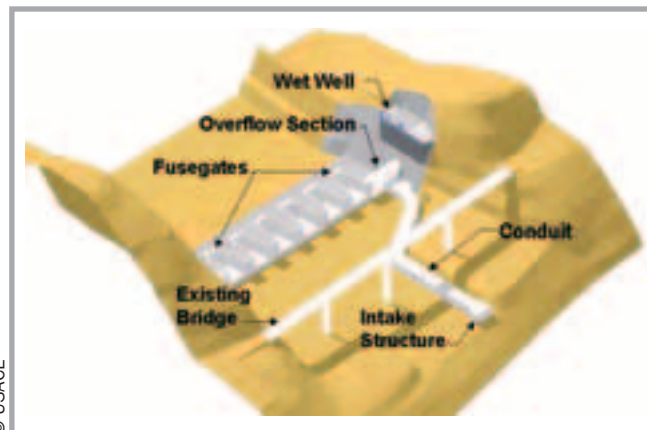
Les puits de mise en pression des hausses sont rassemblés dans une tour de 25 m de hauteur, située en rive droite du déversoir. Les puits sont reliés à chacune des hausses par des canalisations de 0,80 m de diamètre. Quant à la tour, elle est raccordée au réservoir par une conduite de sec-

tion rectangulaire de 2,10 m par 3,60 m. Cet aménagement permet de s'affranchir des pertes de charge associées à la mise en vitesse dans le coursier.



**Figure 2**  
Vue en plan du seuil équipé de hausses fusibles

*Plan view of the crest fitted with fuse gates*



**Figure 3**  
Vue 3D du déversoir fusible

*3D view of the fusegated spillway*

Pour réaliser cette option, économiquement intéressante, il faut comme pour le choix précédent réaliser des essais sur modèle hydraulique. A étudier : l'évacuation des hausses après basculement et l'optimisation du système de mise en pression des chambres. L'impact de corps flottants, des troncs de séquoias géants, constitue également l'une des inquiétudes du Corps (figures 2 et 3).

### ■ ESSAIS EN LABORATOIRE

A ce stade, le Corps retient les options 3 et 4 et demande la tenue de tests pour les départager. ►



**Photo 1**  
**Vue amont**  
**du seuil courbe**  
*Upstream view*  
*of the curved crest*



© USACE

**Photo 2**  
**Enregistrement**  
**des vitesses d'écoulement**  
**sur le seuil courbe**  
*Recording flow velocities*  
*on the curved crest*



© USACE

**Photo 3**  
**Impact de corps flottants**  
**sur les hausses fusibles**  
*Impact of floating bodies*  
*on the fuse gates*



© USACE

### Tests réalisés sur le seuil en arc

Les essais ont établi que la configuration courbe du déversoir, bien qu'adoptant un profil Craeger, ne permettait pas de conserver les performances d'un seuil droit de même longueur développée. Sans aménagement supplémentaire, les PHE atteignaient un niveau inacceptable et mettaient l'ouvrage en danger.

L'un des inconvénients significatifs de cette solution a été la mise en charge et la submersion du tablier du pont pour des crues de débits importants. Les fortes vitesses des lignes de courant et l'angle d'attaque sur les piles du pont ont mis en évidence la nécessité de renforcer l'ouvrage.

La faisabilité de cette option est donc liée à la construction d'un mur parapet sur toute la longueur de la digue, ainsi qu'à un rehaussement et un renforcement du pont existant (photos 1 et 2).

### Tests réalisés sur les hausses

Les essais sur modèle ont prouvé le bon comportement des hausses fusibles dans tous les scénarios de fonctionnement normal ou dégradé envisagés. Ils ont validé l'efficacité du système d'alimentation des hausses, similaire à celui adopté pour le barrage de Puylaurent, situé en Lozère (voir *Travaux* n° 711). Les performances obtenues témoignent d'autant plus de la souplesse du système que le coursier de faible pente (1 %) génère des niveaux très importants à l'aval, noyant totalement les hausses pour les fortes crues.

Les tests démontrent également que les débits évacués sur le seuil et sur la crête des hausses fusibles sont conformes aux prévisions et permettent le passage de la crue maximale dans le respect des contraintes du projet. L'évacuation des hausses – 420 t chacune à l'échelle 1 – après basculement et l'impact des séquoias géants ont aussi été étudiés et se sont avérés sans risque (photos 3 et 4).

### Option retenue

L'analyse rigoureuse des résultats des tests a été confiée à des experts indépendants. Ils ont ensuite défini les aménagements nécessaires à la réalisation de chacune des deux options et en ont évalué les coûts associés. Le choix du Corps, en concertation avec les collectivités participant au financement du projet, s'est finalement porté sur l'utilisation de hausses fusibles, solution 20 % plus économique que le déversoir en arc.

### ■ ÉTUDES DE STRUCTURE

L'ensemble des calculs a été réalisé selon les standards américains (codes ACI) à l'aide d'un logiciel de modélisation tridimensionnelle par éléments fi-

- ▶ Deux modèles hydrauliques à l'échelle de 1/30 fonctionnant en similitude de Froude sont construits à l'Université de Logan dans l'Etat de l'Utah. Les dimensions des modèles, 16,1 m de longueur et 7,6 m de largeur, équivalent à l'échelle réelle à 488 m par 232 m. Ceci représente un environnement du déversoir suffisamment important pour donner une description exacte des phénomènes susceptibles de se produire sur le prototype.

nis. Compte tenu de la symétrie de la structure, des conditions limites et des cas de charge, seule la moitié de la structure a été modélisée.

Lors de la conception préliminaire, la contre-poussée aval sur les parois des hausses fusibles avait été calculée de manière conservatrice. Les résultats des essais ont permis de réévaluer à la baisse ces efforts et de supprimer des câbles de précontrainte initialement prévus dans la base des hausses.

Une des préoccupations majeures dans cette zone de Californie proche de la faille de San Andrea était le comportement du déversoir vis-à-vis des séismes. Les fréquences propres des hausses fusibles ont donc été évaluées et comparées aux fréquences spectrales de séismes fournies par le Corps afin de s'assurer de l'absence de risque de dommages. Après analyse complète de la structure, la densité de ferrailage des hausses a été établie à  $180 \text{ kg/m}^3$  (figures 4 et 5).

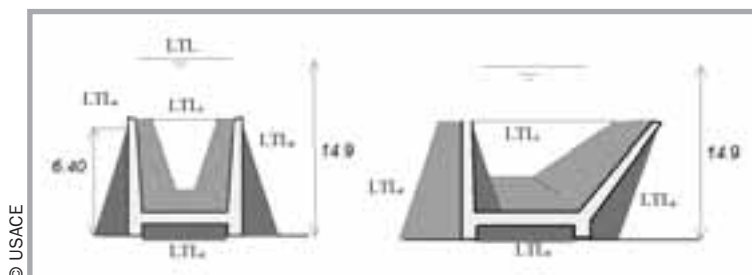
## ■ LA CONSTRUCTION

La construction a débuté en 2001 par la modification du coursier. Ce contrat a été attribué à la société AFA de Santa Rosa (Californie) et s'est terminé au printemps 2002, en avance par rapport au calendrier.

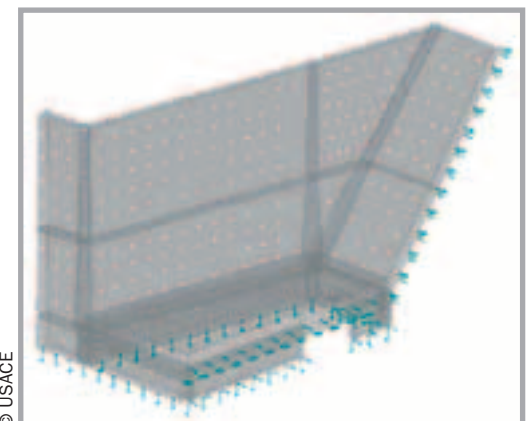
Les banquettes qui courraient de part et d'autre du coursier ont été dynamitées afin d'accroître la largeur du fond du chenal. Au total, près de  $760000 \text{ m}^3$  de roches ont été retirés. Les matériaux du dé-



**Photo 4**  
Simulation de crue avec des hausses fusibles  
*Simulation of flood with fuse gates*



**Figure 4**  
Niveau amont et contre-poussée aval au niveau du dernier basculement  
*Upstream level and counter-thrust downstream at the level of the last tilting gate*



**Figure 5**  
Vue 3D du modèle  
*3D view of the model*



**Photo 5**  
Coffrage des hausses  
*Fuse gate shuttering*

versoir présentait de fortes disparités de solidité, allant du marbre dur au quartzite (le plus commun) et à des matériaux si friables qu'ils pouvaient être gougés manuellement. Les pentes des bajoyers (400 à 500 %) ont été conservées telles quelles. En parallèle, le Corps lançait un appel d'offres en vue de la construction des hausses fusibles sur la base des documents d'ingénierie produits par Hydroplus. Ce deuxième contrat a été remporté mi-2002 par Whitacker Contractors, de Santa Margarita (Californie).

La principale difficulté de l'entrepreneur résidait dans la dégradation des roches excavées en cer-

taines zones, nécessitant un renforcement. Pour parer aux séismes, les parements latéraux en béton du déversoir ont été confortés à l'aide de plus de 600 tiges d'ancrage de 44 mm de diamètre et de 8 m de long. Ces ancrages, installés à 10° de l'horizontal, ont été testés individuellement et post-contraints. Soixante-deux tiges d'ancrage supplémentaires de 50 mm de diamètre ont été installées pour ancrer la plate-forme du seuil supportant les hausses fusibles.

Durant cette étape, l'entrepreneur a confectionné le coffrage des hausses fusibles pour leur fabrication sur site. Conformément aux recommandations d'Hydroplus, le coffrage comprenait trois parties : la partie basse pour la chambre des hausses et les deux autres parties pour le coffrage des voiles. Pour faciliter la mise en place du moule, la paroi extérieure a été montée sur toute la hauteur de la hausse pour servir de guide lors du montage des coffrages internes. A contrario, les parois internes ont été élevées en deux temps, pour mouler approximativement la moitié de la hauteur de la hausse. Par les chaleurs estivales, le béton a été coulé au petit matin, en employant des agrégats, de l'eau refroidie et parfois même de la glace (photos 5 et 6).

En plus des butées usuelles posées à l'aval des hausses fusibles, des butées latérales ont été ajoutées du fait de la sismicité de la zone, afin d'éviter tout mouvement rive droite - rive gauche.

Après une phase de mise au point des méthodes, les hausses fusibles ont été construites en deux semaines. Une fois coulée, chacune a été levée à l'aide de huit vérins de 100 t pour vérifier la conformité du poids et du centre de gravité avec les don-



© Photothèque Hydroplus

**Photo 6**  
Hausse après décoffrage

*Fuse gate after shuttering removal*



**Photo 7**  
Vue de l'évacuateur modifié  
avec des hausses fusibles  
*View of the modified spillway  
with fuse gates*

© D. Thompson

nées utilisées dans les calculs de stabilité et les essais hydrauliques (photo 7).

Outre les travaux liés directement au déversoir, la route ceinturant le lac de retenue a été surélevée en divers points et incluait un pont. Six propriétés ont été rachetées compte tenu de l'augmentation des fréquences d'inondations dans la zone de marnage et une digue a été construite pour protéger un hôtel situé en amont du lac.

## ■ CONCLUSION

Avec un coût global de 55 millions de dollars, dont 35 alloués à l'achat de terrains situés le long du réservoir, la solution adoptée par le Corps des ingénieurs américains a permis une économie d'environ 20 % par rapport à la seconde option la plus compétitive.

En répondant pleinement aux objectifs initiaux, a priori antagonistes, de contrôle des crues et d'augmentation de stockage, les hausses fusibles démontrent leur avantage pour la mise aux normes des déversoirs de crues.

Depuis l'inauguration du projet de Terminus en juin 2004, cet exemple a été repris par le Corps de Nouvelle-Angleterre dans le cadre du projet de réhabilitation du barrage d'Otter Brook, situé sur la côte est des Etats-Unis.

### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

#### **Maitre d'ouvrage**

United States Army Corps of Engineers (USACE)  
– Sacramento District

#### **Maitrise d'œuvre**

- Hausses fusibles : Hydroplus, Inc., USA
- Autres structures : USACE

#### **Constructeur**

- AFA California, USA
- Whitacker Contractors, USA

#### **Autres intervenants**

- Laboratoire hydraulique : Utah State University, USA
- Etudes de structures : Sogreah, France

#### **Experts**

- Waterways Experiment Station (WES), USA
- H. Falvey & Associates, USA
- Department of Safety of Dams (DSOD), Californie, USA

### ABSTRACT

#### **Renovation of the Terminus Dam. Giant flashboards at the foot of the Sierra Nevada**

*J. Rayssiguier, S. Lacroix*

**To provide improved flood protection for the Visalia district (California), the US Army Corps of Engineers, Sacramento, examined the possibilities for improving the Terminus Dam. Of the solutions considered, one drew special attention : fuse gates. This technology, more flexible and more economical, was successfully deployed on the spillway in eight months. The most imposing fuse gates in the world were inaugurated in June 2004. The customer's prestige together with the high-tech nature of the project make it a great showcase for this patented French process.**

### RESUMEN ESPAÑOL

#### **Rehabilitación del embalse de Terminus. Encofrados gigantes en las inmediaciones de la Sierra Nevada**

*J. Rayssiguier y S. Lacroix*

**Para proteger de mejor modo al municipio de Visalia (California) contra las avenidas, el Cuerpo de ingenieros estadounidenses de Sacramento ha estudiado las posibilidades de mejora del embalse de Terminus. Entre las soluciones contempladas, una de ellas llama particularmente la atención : los encofrados fusibles. Esta tecnología, más flexible y más económica, fue instalada con todo éxito en el vertedero en un plazo de ocho meses. Los más destacados encofrados fusibles del mundo fueron inaugurados en junio de 2004. La fama del cliente combinada con la tecnicidad de la estructura hacen de esta última un formidable escaparate para este procedimiento patentado francés.**

# Contrat à garantie de performance

## La réhabilitation de

Depuis 1994, le ministère des Transports du Québec (MTQ) a octroyé sept contrats à garantie de performance pour restaurer plusieurs tronçons de ses autoroutes. La garantie sur une période variant généralement de 5 à 7 ans selon le cas, couvre les aspects d'uni, d'adhérence, d'orniérage, de fissuration et de texture. Au cours de ces années, les seuils de référence des spécifications ont évolué et se sont stabilisés en 2002. Le dernier de ces projets a été réalisé à l'été 2004 par Construction DJL inc., filiale canadienne d'Eurovia, sur l'autoroute 640 à 30 km au nord-ouest de Montréal. Le projet, d'une valeur de 1,6 million d'euros, comprenait la réhabilitation de 76 000 m<sup>2</sup> sur 30 cm de profondeur par fraisage et par traitement en place à l'émulsion et à la chaux. La mise en œuvre de 24 000 t d'enrobés a complété le projet dont la période de garantie est de 7 ans.

### ■ INTRODUCTION

Depuis 1994, le ministère des Transports du Québec (MTQ) s'oriente de plus en plus vers les contrats à garantie de performance pour restaurer plusieurs tronçons de ses autoroutes. La garantie sur une période variant généralement de 5 à 7 ans selon le cas, couvre les aspects d'uni (IRI : International Roughness Index), d'adhérence (CFT : Coefficient de Frottement Transversal), d'orniérage, de fissuration et de texture (HS : Hauteur au Sable). Le dernier de ces projets a été réalisé à l'été 2004 par Construction DJL inc., filiale canadienne d'Eurovia, sur l'autoroute 640 à 30 km au nord-ouest de Montréal.

### ■ HISTORIQUE DES CONTRATS DE PERFORMANCE 1994-2004

Durant ces 10 années, sept contrats de performance ont été mis en appel d'offres par le MTQ. Bien que la garantie couvre globalement les mêmes caractéristiques de la chaussée, les spécifications dans les contrats de performance du MTQ ont évolué dans le temps sous différents aspects. Le tableau I présente cette évolution. Pour alléger le tableau, les exigences concernant les nids-de-poule, pelades, désenrobage, arrachement, joints (applicable seulement aux alternatives en béton de ciment BC) et autres défauts localisés ne sont pas énumérés. A titre comparatif, les mentions en rouge montrent le resserrement d'un critère par rapport au projet précédent alors que celles en bleu dénotent un critère moins limitatif. Tous les projets avec garantie de performance énumérés dans le tableau I sont des contrats de réfection de chaussée existante.

De façon générale, on constate un resserrement plus marqué des critères après le premier et le deuxième contrat de performance. Plus particulièrement, on observe que les critères d'uni d'été ont varié significativement dans les trois premiers projets et de façon plus marquée pour les limites à respecter durant la période de garantie, passant de 3,5 à 2,2. C'est aussi dès le deuxième projet (Batiscan en 1997) que le critère de  $\Delta$ IRI (hiver-été)  $\leq 1,0$  a été mis en vigueur pour être maintenu pour les projets subséquents. Ce critère a été vivement contesté par l'industrie dans un contexte de réfection de chaussées existantes où la notion de gel est tributaire de la qualité des fondations existantes. De plus, les valeurs d'adhérence CFT ont

été fixées au seuil le plus sévère (valeur individuelle > 55) pour être maintenues pour le contrat suivant (St-Nicolas en 1999) et être finalement abaissées (valeur individuelle > 40) pour les contrats de 2002 et suivants. Au niveau de l'orniérage, c'est aussi dans le contrat de 1997 que les exigences durables ont été fixées. Quant au maintien dans le temps de la texture mesurée par hauteur au sable, le chantier de St-Nicolas en 1999 s'est vu introduire les limites les plus sévères. Pour la fissuration, les critères exploratoires ont finalement été adoptés à partir du quatrième contrat (2002). Par ailleurs, aucun autre critère n'a été modifié depuis 2002. Au niveau de l'intensité du trafic, les sollicitations les plus sévères ont été rencontrées sur les projets de 1994 à Vaudreuil et 1999 à St-Nicolas avec un trafic variant entre 2 900 et 3 000 poids lourds par jour sur la voie la plus sollicitée.

### ■ PROJET DE L'AUTOROUTE 640 OUEST

Débuté à la fin juillet 2004, le projet de l'autoroute 640 Ouest s'est complété à la mi-septembre. Le contrat d'un montant total de 1,6 million d'euros, situé dans le secteur de St-Joseph-du-Lac était sous la maîtrise d'œuvre de Construction DJL inc., filiale canadienne du groupe Eurovia. Il s'agissait du deuxième contrat à garantie de performance obtenu par DJL après celui de St-Nicolas, en 1999 et ayant son échéance en 2004.

#### Du nouveau pour l'appel d'offres

L'appel d'offres du projet présentait une nouveauté comparativement aux cinq contrats précédents ; il avait lieu en deux temps alors qu'auparavant, seul le plus bas soumissionnaire était retenu. Il faut remonter au tout premier contrat de performance en 1994 pour retrouver une formule similaire mais lors de cet appel d'offres, la période de garantie était fixée par le "déposant". Au moment du dépôt des soumissions, chaque entrepreneur ou groupement d'entités devait déposer deux enveloppes distinctes. Une première enveloppe scellée devait contenir tous les documents légaux incluant les engagements de caution ainsi que l'offre de service décrivant les détails de la conception et le plan qualité. Après vérification de la conformité des documents exigés, une première phase servait de préqualification par l'évaluation de la proposition de conception évaluée par une note sur 100

# au Québec l'autoroute 640

selon six critères prédéfinis. Par la suite, les dossiers présentant la note minimale de 70/100 passaient à la deuxième phase où le prix comptait pour une note sur 100 selon le classement : 100 points allant au plus bas soumissionnaire alors que chaque dépassement de 1 % du prix par rapport au plus bas réduisait de 1 point la note des autres "déposants" jusqu'à concurrence de 10 points. La somme des notes de chaque phase permettait alors de quantifier un rapport qualité/prix. Le plus haut total passant les trois étapes (documents conformes, 70/100 minimum pour la qualité de l'offre et 90/100 minimum pour le prix) se voyait octroyer le contrat. DJL s'est classée première devant trois autres soumissionnaires.

## Informations techniques fournies aux soumissionnaires

Afin de déposer une offre conséquente aux implications de la garantie de 7 ans, plusieurs données techniques ont été fournies aux soumissionnaires. Parmi celles-ci, notons des relevés d'hiver et d'été, des profondeurs de gel, des sondages et forages, des photos et relevés de fissuration, des relevés au deflectomètre à masse tombante (FWD) et des débits de circulation.

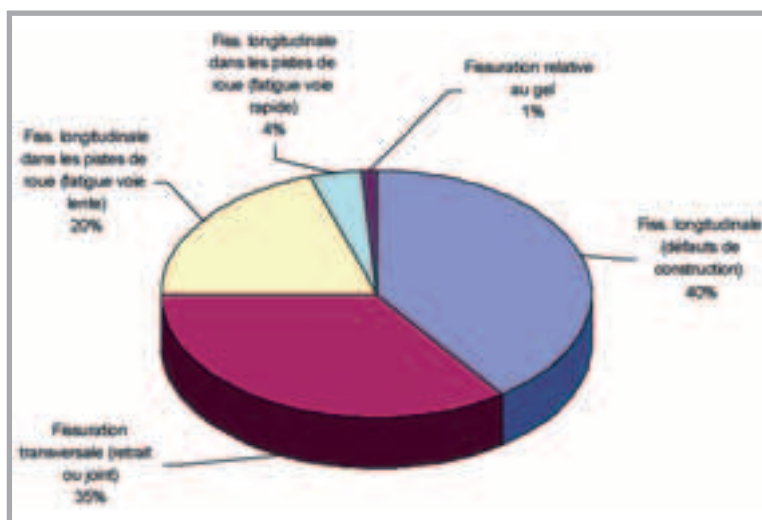
La construction de l'autoroute 640 s'est faite en 1977 et le dernier resurfaçage remontait à 1993. La surface de roulement était fortement détériorée avec une fissuration ayant atteint près de 29000 m

**Tableau I**  
**Evolution des critères de performance pour les contrats du ministère des Transports du Québec**  
*Evolution of performance criteria for Quebec Ministry of Transport contracts*

Année et localisation du projet	ÉCAs x 10 <sup>6</sup> (B, 16 D)	Période de la garantie	Mode d'attribution du contrat	Critères à la soumission (évaluation sur 10000 par valeur individuelle)		Critères pendant la période de garantie (évaluation sur 10000 ou valeur individuelle)	
				Usi (d'été par 100m, B)	CFT	Usi (d'été par 100m, B)	CFT
1994 Aut. 40 Ouest Vaughan	125 (BC) ou 84 (EB)  2 X 3 voies	Étude par le soumissionnaire (garantie de 10 ans offerte par l'entrepreneur externe)	Selon évaluation par le MTQ de la meilleure offre (BC ou EB)	Usi (d'été par 100m, B) 60% <= 1,2 90% <= 1,4 100% <= 1,7	CFT CFT >= 40 pour n=1  HS HS >= 0,6 pour n=1	Usi (d'été par 100m, B)  100% <= 1,3	CFT CFT >= 40 pour n=1  HS : aucune spécification
				Omnivage (1,8m) Omnivage <= 15mm par 100m	Fissuration Largeur <= 3mm (BC) Largeur <= 4mm, max. 20m (EB)	Omnivage (1,8m) Omnivage <= 15mm par 100m	Fissuration Largeur <= 3mm (BC) Largeur <= 4mm, max. 20m (EB)
1997 Aut. 40 Ouest Bathurst (2 tronçons séparés)	21 (BC) ou 14 (EB)  2 X 2 voies	5 ans	Plus bas soumissionnaire (BC ou EB)	Usi (d'été par 100m, B)  90% <= 1,4 100% <= 1,7	HS HS - aucune spécification	Usi (d'été par 100m, B)	HS : aucune spécification
				Omnivage (1,8m) Omnivage <= 5mm par 100m	Fissuration Aucune fissure (BC) Largeur <= 3mm, max. 15m (EB)	Omnivage (1,8m) Omnivage <= 5mm par 100m	Fissuration Aucune fissure (BC) Largeur <= 3mm, max. 15m (EB)
1999 Aut. 20 Est St-Nicolas	120 (BC) ou 80 (EB) + 1,5 pour les BAU (BC ou EB)  2 X 2 voies	5 ans	Plus bas soumissionnaire (BC ou EB)	Usi (d'été par 100m, B)  70% <= 1,2 100% <= 1,4	CFT CFT >= 55 pour n=1  HS HS >= 0,60 par 100m HS >= 0,55 pour n=1	Usi (d'été par 100m, B)  70% <= 2,0	CFT CFT >= 55 pour n=1  HS HS >= 0,60 par 100m HS >= 0,55 pour n=1
				Omnivage (1,8m) Omnivage <= 5mm par 100m Omnivage <= 5mm pour n=1	Fissuration Aucune fissure (BC) Largeur <= 3mm, max. 15m (EB)	Omnivage (1,8m) Omnivage <= 5mm par 100m Omnivage <= 10mm pour n=1	Fissuration Aucune fissure (BC) Largeur <= 3mm, max. 15m (EB)
2002 Aut. 40 Ouest, Cap-Saint	27,1 (EB seulement)  2 X 2 voies	7 ans	Plus bas soumissionnaire	Usi (d'été par 100m, B)  70% <= 1,2 100% <= 1,4	CFT CFT >= 55 pour 100m CFT >= 40 pour n=1  HS HS >= 0,60 par 100m HS >= 0,55 pour n=1	Usi (d'été par 100m, B)  70% <= 2,0 100% <= 2,2	CFT CFT >= 55 pour 100m CFT >= 40 pour n=1  HS HS >= 0,60 par 100m HS >= 0,55 pour n=1
				Omnivage (1,8m) Omnivage <= 5mm par 100m Omnivage <= 5mm pour n=1	Fissuration Fiss. transvers. < 15m/100m Fiss. longitud. < 15m/100m > 150mm prof.	Omnivage (1,8m) Omnivage <= 5mm par 100m Omnivage <= 10mm pour n=1	Fissuration Fiss. transvers. < 15m/100m Fiss. longitud. < 15m/100m > 150mm prof.
2002 Aut. 40 Est St-Armand-de-la-Piñade	27,7 (EB seulement)  2 X 2 voies	7 ans	Plus bas soumissionnaire	Mêmes que le projet de 2002 sur l'autoroute 40 Ouest à Cap-Saint		Mêmes que le projet de 2002 sur l'autoroute 40 Ouest à Cap-Saint	
2002 Aut. 40 Est et Ouest Repentigny	30 (EB seulement)  2 X 2 voies	7 ans	Plus bas soumissionnaire				
2004 Aut. 640 Ouest St-Joseph-du-Lac	5,1 (EB seulement)  2 X 2 voies	7 ans	Évaluation de l'offre de service et écart de prix				

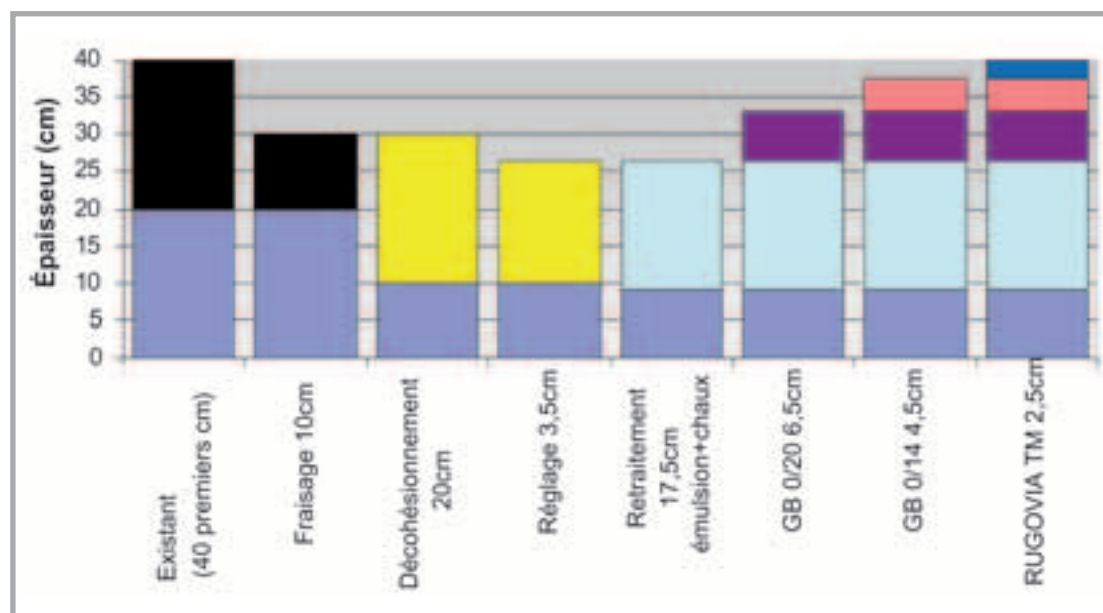
**Figure 1**  
Répartition de défauts de fissuration avant travaux (automne 2003)

*Distribution of cracking faults before the works (autumn 2003)*



**Photo 1**  
Autoroute 640 Ouest à l'automne 2003  
*640 West motorway in the autumn of 2003*

**Figure 2**  
Étapes de réalisation du projet de l'autoroute 640 Ouest  
*Stages in performance of the 640 West motorway project*



sur 7 km des 2 voies (2 040 mm/m ou encore 0,51 m/m²).

La structure de chaussée existante comportait quatre couches d'enrobés totalisant 20 cm en moyenne sur une couche 65 cm d'un matériau de fondation principalement sous classification GM et/ou SP et/ou SM selon la méthode de classification unifiée nord-américaine. L'infrastructure est majoritairement constituée d'une épaisseur de 105 cm de sable de type SP/SM.

### Définition de la problématique

La fissuration se divisait en trois principaux groupes. Un premier type de défauts, qui représentait 40 % de la fissuration totale, regroupait des défauts de construction du type joint froid longitudinal entre les deux voies ou centre de voie par manque de mélange et de compacité au centre des finisseurs. Un deuxième groupe englobait 35 % des défauts par fissuration transversale associée d'une part à une incapacité des enrobés de résister aux contraintes induites par les basses températures et d'autre part aux joints de construction. Un troisième groupe représentant 24 % de la fissuration pouvait s'associer à des défauts longitudinaux de faiblesse structurale (fatigue en piste de roues avec ou sans tassement et fissuration en rive). Pour compléter, moins de 1 % de la fissuration serait associé au gel, toujours selon les données fournies par le MTQ au moment de la soumission (figure 1).

Le relevé d'uni d'été fourni montrait une valeur moyenne d'IRI de 2,6 pouvant atteindre jusqu'à 4,4 sur un secteur de 100 m alors que seulement deux secteurs étaient inférieurs au seuil de 1,4. Cette valeur reflétait bien l'importance de la réfection de ce tronçon de la direction Ouest de l'autoroute 640 dont la forte fissuration combinée à l'effet du temps ont fait intervenir de multiples pelades et nids de poule affectant donc directement la qualité de l'uni,

malgré les quelques rapiécages manuels. Le relevé d'hiver indiquait quant à lui une valeur de 3,8, pour un différentiel moyen de 1,2 avec un écart-type de 0,8. On notait cependant quatre secteurs plus sensibles au gel puisque le différentiel d'IRI (IRI hiver – IRI été) se démarquait avec des différentiels pouvant atteindre entre 2,8 et 4,0. Ces quatre secteurs devaient donc être traités différemment du reste du projet. En excluant donc ces quatre secteurs, le différentiel d'uni de 1,2 ( $\sigma = 0,8$ ) passait à 1,1 avec un écart-type réduit à 0,6. Une donnée de différentiel de 1,1, sur un tronçon en mauvaise condition, resurfacé il y a plus de 10 ans et dont le niveau de fissuration permettait une infiltration facile de l'eau, donnait un bon indice de sa bonne capacité au gel. La réfection de l'autoroute permettant d'éliminer toutes les infiltrations d'eau provenant des défauts de mise en œuvre des enrobés lors de la construction (1977) pourra alors ramener le confort au roulement au standard de 2004. Du même coup, l'absence d'eau, donc limitation du potentiel de gel, permettra d'améliorer le confort au roulement en été et en hiver (solution de correction partielle puisque la structure de chaussée existante demeure en place) (photo 1).

Quant aux autres défauts observés, un traitement particulier des quatre secteurs anormalement gélifs était à considérer. Un renforcement par retraitement en place de la fondation existante saura éliminer la fatigue observée tandis que la couche de roulement adaptée permettra de rencontrer les exigences d'adhérence, d'orniérage et autres défauts de surface. Les analyses des sondages et forages ainsi que les relevés de FWD ont permis de cibler la structure de chaussée à construire pour rencontrer les attentes du client en terme de durée de vie du design.

### La réalisation des travaux

Au total, ce sont près de 7 km des deux voies de l'autoroute en direction Ouest qui ont été réhabilités sur plus de 30 cm de profondeur et qui devront respecter des critères d'uni, de différentiel d'uni hiver-été, d'adhérence et texture, d'orniérage, de fissuration et autres défauts localisés pendant les 7 années à venir. Un trafic d'environ 270 poids lourds par jour dans la voie lente est estimé dans ce secteur selon les données du MTQ.

Pour la réalisation des travaux, les deux voies en direction Ouest étaient totalement fermées au trafic. Afin de maintenir la circulation durant les travaux, le trafic était dévié en contresens sur une des deux voies de l'autoroute en direction Est grâce aux deux chemins de déviation qui ont été construits à chaque extrémité du chantier. A la demande du MTQ, un chemin de déviation supplémentaire a été construit par la suite, spécialement prévu pour donner un accès plus direct durant les week-ends aux



**Photo 2**  
Installation de l'usine mobile d'enrobés sur le terre-plein central de l'autoroute

*Installing the mobile asphalt plant on the motorway's central reserve*



**Photo 3**  
Réglage préliminaire avec niveleuse guidée électroniquement

*Preliminary grading with electronically guided grader*

localités environnantes où les plages et la récolte des pommes constituent un moteur touristique et économique très important pour cette région. Pour en revenir au contrat de performance, les principales étapes de réalisation sont résumées dans la figure 2.

Les travaux ont débuté vers la fin juillet par un fraisage sur 10 cm. La majorité des résidus des 81 000 m<sup>2</sup> de cette opération ont permis la mise en état d'une plate-forme, située dans le terre-plein central de l'autoroute, suffisamment grande pour accueillir une centrale mobile Astec et les mises en réserve des neuf matériaux distincts servant à la fabrication des trois enrobés du projet (photo 2). Près de 4 000 tonnes de fraisats ont été conservées pour être tamisées en 0/10 mm afin de faciliter leur incorporation dans les deux premières couches d'enrobés de la structure de chaussée. Par la suite, l'entité spécialisée DJL Technologies a réalisé les travaux de décohéssionnement (nuit et jour) sur 76 000 m<sup>2</sup>, sur 20 cm en moyenne. Le réglage préliminaire du matériau décohéssionné a été entièrement réalisé à l'aide de guidage électronique sur niveleuse suite à l'établissement du profil "DTM" projeté (photo 3). Après une correction granulaire



**Photo 4**  
**Retraitement en place**  
**à l'émulsion de bitume**  
**et à la chaux hydratée**

*In-situ resurfacing*  
*with bitumen emulsion*  
*and hydrated lime*



**Photos 5 et 6**  
**Mise en œuvre du Rugovia TM**  
**et sa texture**  
*Application of Rugovia TM (very thin), and its texture*



**Photo 7**  
**Aspect final du chantier**  
**en septembre 2004**

*Final appearance*  
*of the works*  
*in September 2004*

### **LES PRINCIPALES QUANTITÉS**

- 1,6 million d'euros
- 44 jours travaillés
- 7 km sur 2 voies, 80 000 m<sup>2</sup>
- 19 800 t de fraisats, dont 4 000 t recyclés
- 15 600 m<sup>3</sup> de matériau décohesionné
- 9 950 m<sup>3</sup> de retraitement en place à l'émulsion + chaux hydratée
- 20 000 t de granulats dans 9 mises en réserve
- 24 000 t d'enrobés



par épandage de pierre 10-20 mm, l'équipe de retraitement de DJL Technologies est intervenue pour un retraitement sur 175 mm incluant l'épandage de la chaux hydratée et l'injection d'émulsion (photo 4). Le réglage final du mélange stabilisé a aussi été assuré par un guidage électronique à la niveleuse par DTM. En parallèle, quelques améliorations au drainage (tranchées drainantes + nettoyage de fossés dans les quatre secteurs jugés problématiques) permettront de corriger certaines déficiences de la chaussée observées lors de la soumission.

A la fin août, les travaux de mise en œuvre ont débuté par la pose de la grave bitume 0/20 mm sur 6,5 cm et contenant 25 % de fraisats recyclés. Près de 8 900 tonnes sur trois jours, ont été mises en œuvre avec deux finisseurs Cedarapids CR-551 sur une largeur de 8,4 m, avec guidage par skis virtuels de 6 m. Après mise en forme des accotements, la deuxième couche d'enrobés, une grave bitume 0/14 mm avec 15 % de recyclés a été réalisée en trois jours pour un total de 9 400 tonnes correspondant à 4,5 cm sur 11,5 m de largeur et avec trois finisseurs, dont les deux premiers correspondant aux voies de roulement étaient guidés par

des skis virtuels de 6 m. La couche de roulement Rugovia TM a été spécialement formulée pour obtenir une forte rugosité permettant de rencontrer les exigences d'adhérence particulièrement sévères sur ce type de contrat. La formulation comprenait des matériaux résistants au polissage du trafic et un bitume polymère de grade PG 70-28 fabriqué à l'usine de liants de DJL. Cet enrobé particulier de formulation discontinue s'inscrit dans la lignée des produits de la gamme Eurovia. Il a été appliqué à une épaisseur de 2,5 cm pour un total de 5 950 tonnes avec trois finisseurs, pour une production étalée sur trois jours et demi (photos 5 et 6). La couche d'accrochage entre chaque couche d'enrobés était constituée d'émulsion polymère dosée à 300 g/m<sup>2</sup>.

La mise en œuvre des enrobés s'est terminée à la mi-septembre. Après les étapes de marquage de la chaussée, l'autoroute a été rouverte au trafic le 17 septembre, date limite de l'échéancier avant pénalité de 6 000 €/jour. La finalité du projet (hors délais) consistait en l'enlèvement de la plate-forme dans le terre-plein central pour le restaurer avec la terre végétale précieusement conservée.

### Acceptation des travaux

Les deux principaux relevés du MTQ réalisés sur réception des travaux ont confirmé la qualité des travaux en terme de coefficient de frottement transversal par une rugosité moyenne de 67 pour la voie rapide et de 71 pour la voie lente, pour un seuil d'acceptation fixé à 55. Au niveau de l'uni, on observe un excellent confort au roulement par un uni moyen de 0,7 dans la voie rapide et de 0,8 dans la voie lente. Les valeurs sont donc en deçà de la valeur maximale de 1,2. Les autres critères du devis seront donc suivis dans les 7 années à venir. (photo 7).

### ABSTRACT

#### Guaranteed performance contract in Quebec. Renovation of motorway 640

Y. Paquin

Since 1994, the Ministry of Transport of Quebec (MTQ) has awarded seven guaranteed performance contracts to restore several sections of its motorways. The guarantee, over a period generally ranging from five to seven years depending on the case, covers the aspects of evenness, skid resistance, rutting, cracking and texture. Over these years, the specification benchmarks have evolved, and they were stabilised in 2002. The latest of these projects was performed in the summer of 2004 by Construction DJL inc., the Canadian subsidiary of Eurovia, on motorway 640, 30 km northwest of Montreal. The project, worth 1.6 million euros, involved the renovation of 76,000 sq. m over a depth of 30 cm by cold planing and by in-situ resurfacing with emulsion and lime. The laying of 24,000 tonnes of asphalt completed the project, for which the guarantee period is seven years.

### RESUMEN ESPAÑOL

#### Contrato de garantía de resultados en Québec. Rehabilitación de la autopista 640

Y. Paquin

Desde el año 1994, el ministerio de Transportes de Québec (MTQ) ha otorgado siete contratos de garantía de resultados para restaurar diversos tramos de sus autopistas. La garantía durante un periodo que oscila generalmente entre 5 y 7 años según el caso, cubre los aspectos de regularidad superficial, de adherencia, de formación de roderas, de fisuración y de textura. Durante el transcurso de estos años, los conceptos de referencia de las especificaciones han evolucionado y se han estabilizado en 2002. El último de estos proyectos fue ejecutado durante el verano de 2004 por la empresa Construcción DJL inc., filial canadiense de Eurovia, en la autopista 640 a 30 km por el noroeste de Montreal. El proyecto, de un importe de 1,6 millón de euros, incluía la rehabilitación de 76 000 m<sup>2</sup> sobre 30 cm de profundidad mediante

fresado y por renovación in situ con la emulsión y con cal. La puesta en aplicación de 24 000 t de aglomerados ha completado este proyecto cuyo periodo de garantía corresponde a 7 años.

# Développement, études des tunnels de Lok Ma

## Une liaison de 5 km de métro

En août 2001, le KCRC (métro de Hong Kong) demandait à Bouygues TP et Dragages Hong Kong de valider la faisabilité d'un projet souterrain de connexion est-ouest à la frontière chinoise, d'en faire un avant-projet chiffré et de s'engager après mise en concurrence pour une construction forfaitaire dans un délai court, un environnement protégé et avec de multiples intervenants extérieurs au projet.

Fort de son expérience précédente, le groupement d'entreprises proposait de réutiliser le tunnelier Mulan et de développer l'ensemble du projet en collaboration étroite avec les équipes du KCRC.

Trois ans plus tard, le premier tube est achevé, la station et les tranchées sont bien avancées et les travaux en proximité des voies ferrées ont été parfaitement maîtrisés par les équipes travaux en déformation et vibration. Bouygues TP met en valeur l'efficacité de sa direction technique et l'implication amont de ses équipes de production, les relations entretenues avec les consultants locaux ainsi qu'une parfaite connaissance de la région de Hong Kong. Elle fait bénéficier au client sa politique d'innovation, de maîtrise des risques et de recherche de valeur ajoutée développée lors des vingt dernières années et parfaitement adaptée aux travaux souterrains. Elle est en accord avec les recommandations communes aux assureurs de la construction et aux organisations professionnelles.

Figure 1  
Interconnexion  
des réseaux ferrés  
de Hong Kong  
*Hong Kong railway  
system interconnection*



Photo 1  
Photo aérienne depuis le puits de départ  
*Aerial photo from the starting shaft*

En août 2001, le KCRC demandait à Dragages et Travaux Publics (la filiale de Bouygues Construction à Hong Kong) de piloter le développement du projet de liaison ferroviaire entre Shung Shui et Chau Tau en solution souterraine.

En effet, peu de temps auparavant, la solution en viaduc initialement prévue avait été rejetée par le ministère de l'Environnement et une solution souterraine envisagée au pied levé. Les contraintes écologiques étaient primordiales à la traversée de "Long Valley" l'une des deux zones de culture maraîchère du territoire dont l'écosystème est sensible et classé en zone protégée. Elles interdisaient notamment les accès de surface que ce soit pour les travaux ou les investigations de sols.

Cette section fait partie du segment "Lok Ma Chau" qui permet aux lignes est et ouest du KCRC de se rejoindre et de doubler la capacité de transport au travers de la frontière entre Hong Kong et Shenzhen. Elle est critique pour le gouvernement de Hong Kong qui voit tous les jours 200 000 voyageurs traverser la frontière matin et soir (photo 1).

Le choix de considérer un constructeur au lieu d'un consultant est original et innovant. Il repose sur quatre principes clés :

- ◆ en matière de définition d'ouvrage souterrain, les techniques de construction orientent les aspects fonctionnels ;
- ◆ le programme de réalisation est lié à l'estimation des risques du projet ainsi que des actions envisagées pour les minimiser ;

# et construction Chau à Hong Kong souterrain réalisée en 5 ans

◆ un gain de temps substantiel est acquis par la non remise en cause des choix techniques (puisque'ils sont faits par le constructeur);

◆ les consultants sont alors mieux maîtrisés puisque'ils peuvent être orientés sur la méthode de construction la plus adaptée au terrain.

Commençait alors une période de développement de 5 mois dans les locaux du KCRC avec les ingénieurs de la direction technique et de la direction production et une équipe multidisciplinaire du consultant Arup, pour déboucher sur un projet en configuration définitive incluant études, essais de sols, méthodes de construction, programme d'acquisition de terrain, programme d'exécution et prix forfaitaire. C'était une occasion formidable pour les ingénieurs de Bouygues et Dragages et Travaux Publics de travailler, communiquer, débattre, décider, avancer avec les ingénieurs du KCRC.

Cet article présente le projet depuis l'étude de faisabilité faite dans la première semaine d'août 2001, jusqu'à la livraison finale des équipements prévue en octobre 2006.

## ■ DÉVELOPPEMENT DU PROJET

Le projet a une longueur de 5 km et comprend notamment une connexion à l'unique ligne ferroviaire existante reliant Hong Kong à la Chine Populaire, une tranchée d'approche des tunnels et un puits de départ pour les tunneliers, les deux tunnels forés parallèles reliés par 12 inter-tubes piétons et connectés en surface par deux accès pompiers verticaux, des travaux conservatoires pour la construction future de la station de Kwu Tung d'une longueur de 330 m, enfin une tranchée d'extrémité qui permet la transition vers la section en viaduc. La station future intègre les plans d'aménagement de la ville nouvelle et sera opérationnelle en 2020, elle devra être construite sans interruption d'exploitation de la ligne (figure 1).

Le projet d'un coût forfaitaire de 2800 millions de dollars Hong Kong (soit 350 millions d'euros) a été signé le 1<sup>er</sup> novembre 2002 pour une livraison complète des structures de génie civil aux équipes de pose de la voie et d'électromécanique le 15 décembre 2005.

Le projet est parallèle à l'ancienne frontière chinoise, et de ce fait, coupe toutes les voies de communication entre la province de Hong Kong et celle de Shenzhen à savoir :

- ◆ les voies ferrées;
- ◆ les routes d'accès;

◆ les canalisations d'eau potable;

◆ les lignes électriques à haute tension aériennes et souterraines.

Toutes ces voies sont stratégiques et vitales pour Hong Kong. La sécurité de leur utilisation a fait l'objet de procédures spéciales et d'un plan de secours à application immédiate. Les voies ferrées notamment ont fait l'objet de contraintes fortes, mais il en a aussi été de même pour les canalisations d'eau potable qui enserrant la tranchée Est, la route d'accès en Chine et les câbles haute tension inclus qui ont dû être déviés suivant un phasage compliqué, assurant en permanence les mêmes capacités.

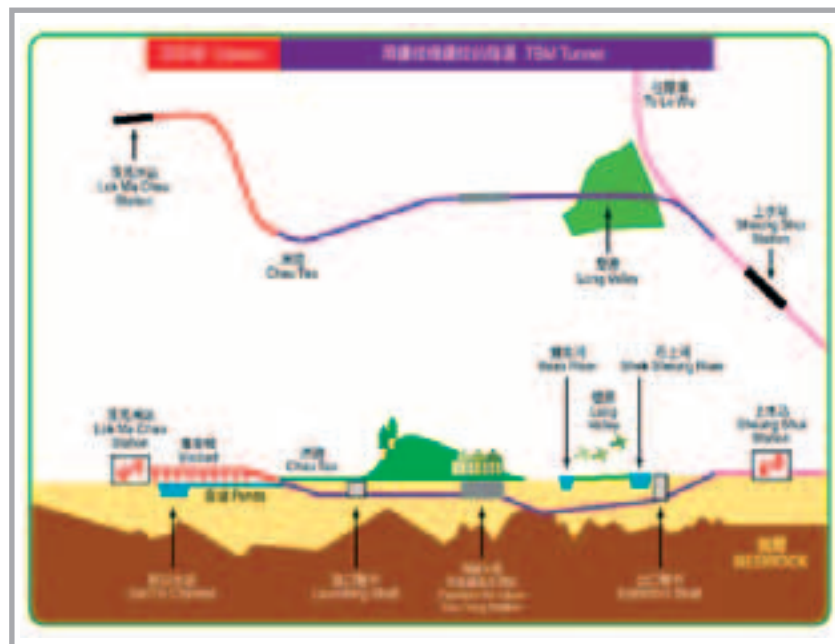


Figure 2  
Présentation  
de Lok Ma Chau  
Lok Ma Chau  
presentation

## ■ ÉTUDES ET VARIANTES PROPOSÉES

Les études de détails ont été pilotées par la cellule technique du projet basée à Hong Kong avec l'appui du consultant international Ove Arup. Les études des tunnels, des interfaces avec les tranchées et des inter-tubes ont été réalisées à Challenger par la direction technique de Bouygues TP (figure 2).

Le choix du tunnelier Mulan venant de terminer le projet de KCRC West Rail 320 s'est imposé rapidement afin d'assurer un équipement parfaitement adapté aux conditions géologiques et géotechniques ainsi qu'une mobilisation immédiate des équipes travaux. Le reste du projet a subi un développement très rapide ou de nombreuses solutions ont

**Philippe Bouquet**

DIRECTEUR PROJET  
Dragages Hong Kong

**Olivier Martin**

DIRECTEUR ADJOINT  
Bouygues TP Paris

**Philippe Casteleyn**

TECHNICAL MANAGER  
Dragages Hong Kong

**Raoul Fernandez**

TUNNEL MANAGER  
Dragages Hong Kong

**Danny Ng**

DESIGN MANAGER  
Dragages Hong Kong

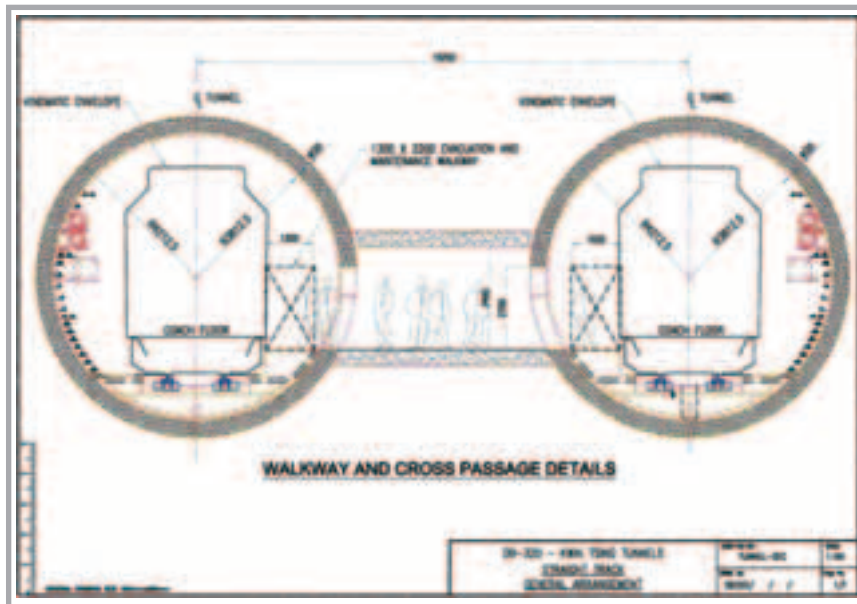
**Roger Storry**

GEOLOGICAL MANAGER  
Dragages Hong Kong

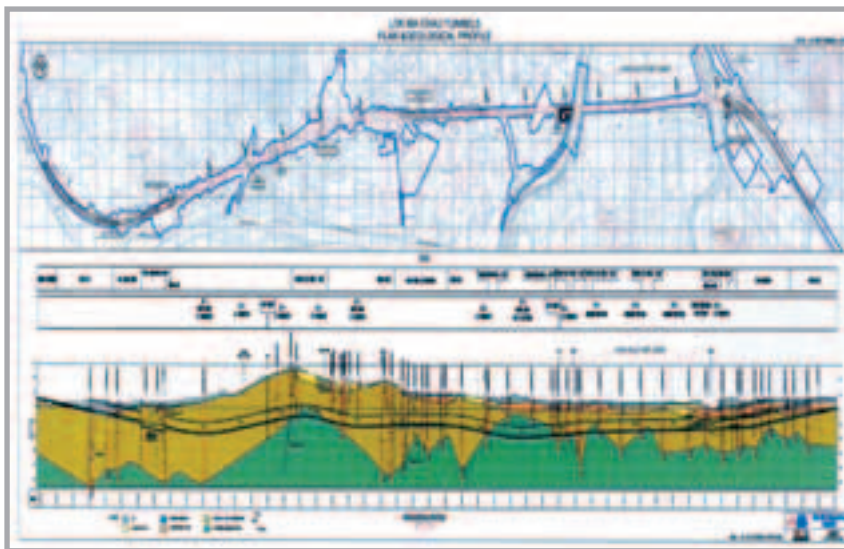
**Gilles Cachia**

SR DESIGN ENGINEER  
Dragages Hong Kong

**Figure 3**  
Coupe  
des tunnels  
*Cross section  
of the tunnels*



**Figure 4**  
Géologie  
du projet  
*Geological  
aspects  
of the project*



**Photo 2**  
Usine  
de préfabrication  
des voussoirs  
de tunnel  
*Tunnel segment  
prefabrication  
plant*



été mises en parallèle afin de valider les concepts et conforter les discussions administratives. Les principales concernaient :

- ◆ la longueur du projet souterrain : 1 km, 3 km ou 5 km ;
- ◆ la connexion au réseau ferré existant par voies parallèles ou superposées ;
- ◆ les travaux conservatoires pour la future station Kwu Tung variable de 100 à 330 m ;
- ◆ l'expropriation des terrains et la position du puits de départ rendues compliquées par les associations de quartier et les délais de mise à disposition suivant un programme visé par l'administration centrale ;
- ◆ la construction au moyen d'un ou deux tunnels qui permettait encore d'abaisser les délais du chantier de 6 mois.

## ■ LES TUNNELS FORÉS

Les tunnels constituent le point clé du projet puisqu'ils lui permettent de satisfaire les conditions environnementales draconiennes et de répondre au pari d'un programme de réalisation ambitieux.

Ils sont composés de deux tubes parallèles de 7,625 m de diamètre intérieur et d'entraxe moyen 15 m. Ces tubes sont reliés tous les 240 m par un inter-tube piétons et tous les kilomètres par un puits d'accès pour les pompiers. Ils permettent la circulation des trains de métro et des trains longue distance du KCRC à une vitesse maximale de 120 km/h (figure 3).

Les tunnels sont creusés à 25 % dans du rocher volcanique de forte résistance (250 MPa) et faible fracturation et à 75 % dans le sol résiduel dû à la décomposition totale du rocher volcanique. Au démarrage du projet, le tunnel a une couverture de 7 m et passe sous un canal de bifurcation et d'évacuation des eaux d'orages. Ensuite elle passe à 15 m en zone courante et augmente jusqu'à 40 m dans la seconde partie du tracé plus accidentée. Les contraintes sont sévères : tassements maximums de 40 mm, abaissement maximum de la nappe de 2 m, pas d'impact sur l'agriculture et degré zéro de pollution (figure 4).

Le tunnelier Mulan est un tunnelier mixte roche dure/terrain meuble et permet de creuser en mode ouvert, sous pression d'air comprimé jusqu'à 2,5 bars et en mode fermé de type EPB. Il est équipé de 60 molettes 18 pouces et d'une vis d'extraction de 80 cm de diamètre. Le premier tube a été excavé en 9 mois avec des records d'avancement de 45 m/jour, 200 m/semaine et 716 m/mois. Le second tube est en cours de construction.

La durabilité du projet est fixée à 120 ans et l'étanchéité du tunnel doit être parfaite. Ces conditions habituelles à Hong Kong ont imposé un contrôle lourd et permanent des bétons ainsi qu'une prise de conscience du design sur la nécessité de limi-

ter la fissuration des sections. Le résultat sur l'impression générale du projet est remarquable. Les voussoirs en béton du tunnel ont été fabriqués en Chine Populaire près de Shenzhen et acheminés sur le chantier par route. Ils ont démontré, si nécessaire, la formidable capacité en Chine Populaire de construire des ouvrages suivant les normes qualité et sécurité occidentales (photo 2).

## ■ LES INTER-TUBES ET ACCÈS POMPIERS

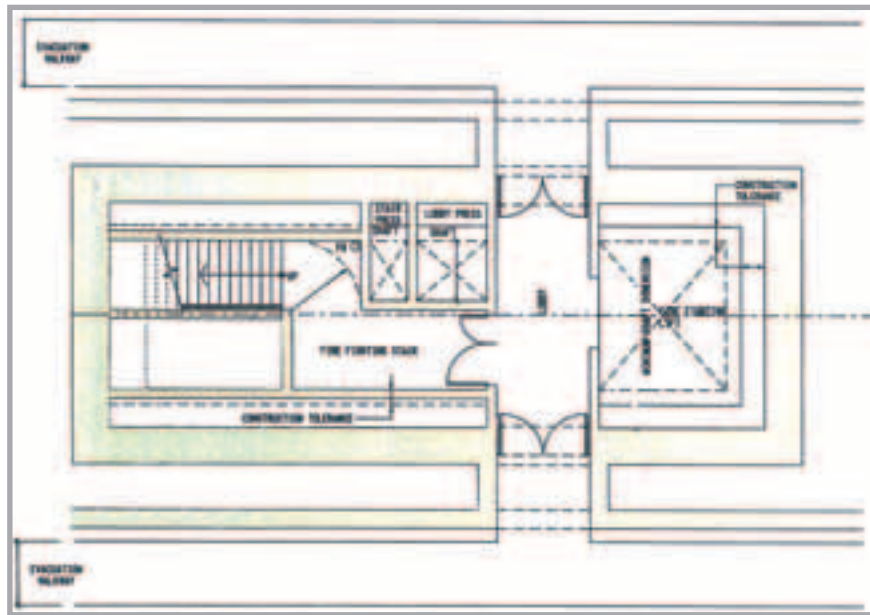
Douze inter-tubes relient les tunnels entre eux. Deux accès pompiers permettent aux services de sécurité d'accéder au plus vite au tunnel et de remonter en surface, le plus rapidement possible, les 3 750 passagers potentiels d'un train endommagé et arrêté sur la voie.

Les inter-tubes sont tous situés dans des horizons géologiques différents et à des profondeurs différentes ce qui a introduit une grande diversité de traitement :

- ◆ CP2/3/4 : congélation des sols depuis les tunnels principaux;
- ◆ CP5/6 : boulonnage du rocher et béton projeté;
- ◆ CP7/8 : massif de jet grouting;
- ◆ CP9/12 : injection bentonite ciment depuis la surface;
- ◆ CP10 : injection bentonite ciment depuis le puits d'accès;
- ◆ CP11 : traitement mixte jet/injection/rocher;
- ◆ CP12a : substitution par panneaux de béton maigre.

Ces travaux représentent des quantités et des moyens faibles mais interviennent en fin de projet et sont critiques pour la livraison au KCRC. Comme tous les travaux de tunnels en souterrain sous la nappe, ils sont entachés d'un risque important qui conditionne les traitements de sols nécessaires à l'excavation sous pression atmosphérique. Une analyse de risque a été produite pour chaque unité et a abouti à choisir pour chaque configuration, le traitement qui permet d'assurer le risque minimum. Les équipes travaux ont ensuite comme impératif de conserver cette notion de risque présente afin d'alerter immédiatement tout comportement contraire aux prévisions et estimations.

La congélation des sols est utilisée pour la première fois à cette échelle à Hong Kong et une des toutes premières fois dans les sols résiduels de roches tropicales. L'étude en a été faite à Paris avec des partenaires anglais pour la congélation et canadiens pour les essais de résistance, fluage et gonflement. Les puits d'accès pompiers comportent un ascenseur, un escalier et une gaine de surpressurisation. Plusieurs variantes de fonctionnement et de structure ont été proposées pour aboutir à la solution définitive. Ils sont construits sous protection de parois moulées permanentes, solution qui a permis à la fois rapidité, fiabilité et économie (figure 5).



**Figure 5**  
Coupe fonctionnelle des puits  
*Functional cross section of the shafts*



**Photo 3**  
Photo aérienne de la station KTU  
*Aerial photo of KTU station*

## ■ LA FUTURE STATION DE KWUN TUNG

La future station de Kwun Tung est située à mi-longueur des tunnels et servira à desservir la ville nouvelle à l'horizon 2020. C'est une station de 330 m de longueur, 30 m de largeur et 20 m de profondeur permettant d'accueillir les trains de 12 wagons du KCRC. Elle est située aujourd'hui au centre d'un petit village paisible de quelques centaines d'âmes (photo 3).

Les travaux de construction incluent la réalisation d'une fouille de 20 m de profondeur sous 20 m d'eau et la construction du niveau des quais de la station. Ils permettent la réalisation future des niveaux supérieurs des salles d'échange et locaux techniques nécessaires à la ventilation et l'extra-

**Photo 4**  
Break-in du tunnelier dans la station

*Tunnel boring machine break-in at the station*



**Photo 5**  
Vue générale approche Est

*General view of eastern approach*



**Figure 6**  
Phasage des travaux à l'Est

*Work scheduling to the east*



ction des fumées du projet. Le pari du projet consiste à construire la première phase d'excavation de la boîte avant l'arrivée du tunnelier soit 16 mois après la signature du contrat (photo 4).

Ce délai inclut à la fois les études d'avant-projet et d'exécution, le nettoyage de la plate-forme, la réalisation de 21 000 m<sup>2</sup> de parois moulées, l'excavation de 260 000 m<sup>3</sup> de sols résiduels et la pose de 3 500 t d'acier de butons et liernes. Le programme a été atteint grâce à l'utilisation du Cutter d'Intrafor pour les travaux de parois moulées, la location de butons avec appuis en fourches préfabriqués et l'excavation à des rythmes moyens supérieurs à 2 500 m<sup>3</sup>/j malgré un pic situé en pleine saison des pluies. L'organisation de travaux de cette ampleur dans une géométrie finie a mobilisé les forces vives du chantier pendant la phase de démarrage. Le programme de construction est resté critique vis-à-vis du tunnelier pendant 15 mois (seul le dernier mois a validé l'assurance de l'arrivée du tunnelier dans une boîte ouverte terminée).

### ■ LES RAMPES D'ACCÈS ET TRANCHÉES D'EXTRÉMITÉS

Les extrémités du projet consistent, à l'est, en une tranchée de transition et d'insertion sur les voies ferrées reliant Hong Kong à Canton, et à l'ouest, en une tranchée de transition vers la partie en viaduc.

La tranchée d'insertion à l'est a demandé beaucoup de travail de consultation, coordination, prévision et de contrôle avec les services techniques et opérationnels du KCRC. Elle est considérée par le client comme un des points clés du projet et ne



doit en aucun cas perturber le trafic ferroviaire (photo 5).

Elle a nécessité le décalage de la chaussée routière existante, la construction à cet endroit d'une double voie ferrée provisoire, le transfert des trains en une coupure de 4 heures, la protection des voies, la construction à moins de 2 m des trains en circulation et le transfert des voies provisoires vers les voies définitives (figure 6).

Tous ces travaux ont dû être prévus au démarrage du chantier car l'approbation générale incluait toutes les disciplines et notamment l'exploitation, car le positionnement de chaque élément de la voie, de la signalisation et de l'électrification devait être minutieusement pensé et développé en tenant compte de l'ensemble des phases du processus (photo 6).

Les travaux se sont faits sous protection de rideaux de palplanches dont la mise en place par vérinage s'est faite sans impact sur la voie et son environnement. Chaque tronçon de voies était équipé d'une charpente englobant les deux voies ferrées et protégeant la circulation de chutes d'objets et de perte d'équilibre d'équipement (photo 7).

Le suivi des travaux s'est fait par contrôle topographique automatique et continu des traverses des voies ferrées. Les prismes de lecture sont distants de 4 m et permettent de contrôler le tasse-



**Photo 6**  
**Tranchée Est adjacente**  
**aux voies ferrées**  
*East trench adjacent*  
*to the railway tracks*



**Photo 7**  
**Vérinage**  
**palplanches**  
**avec portail**  
**de protection**  
*Jacking of sheet*  
*piling with protective*  
*gate*



**Photo 8**  
**Photo des travaux**  
**à l'ouest**  
*Photo of works*  
*to the west*

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

### **Client et maître d'œuvre**

Kowloon Canton Railways Corporation

### **Entreprise générale**

Bouygues TP et Dragages HK

### **Partenaires des travaux**

STEC (China) et Leader (HK)

### **Entreprises spécialisées**

Intrafor - Solétanche Bachy

### **E & M**

BYME Hong Kong

### **Développement du projet**

Bouygues TP + Arup HK

### **Etudes d'exécution**

Ove Arup Hong Kong Ltd

### **Etudes des tunnels et inter-tubes**

Bouygues TP (bureau d'études)

### **Conception tunnelier**

Bouygues TP (direction technique - Equipe production)

### **Conception usine de préfabrication**

Bouygues TP (équipe production)

### **Independant Checker**

Atkins China Ltd

ment, le déversement et le mouvement latéral de la voie toutes les 30 minutes lors des pointes de circulation. Les limites sont de 5 mm en horizontal et 10 mm en vertical.

La tranchée d'accès à l'ouest plus classique consiste en une rampe à 2,8 %, une usine de ventilation et un accès d'urgence pour pompiers. Elle croise la route d'accès à la ville frontière de Lok Ma Chau et voit son phasage de réalisation gouverné par les déviations de routes, de câbles haute tension dans la chaussée et de collecteurs d'orage critiques dans les régions tropicales (photo 8).





Photo 9  
Perçement du premier tunnel le 21 juin 2004  
Drilling of the first tunnel on 21 June 2004

## CONCLUSIONS

Le développement du projet à la satisfaction du client et dans les délais très courts imposés par le changement de technique, n'aurait pu se faire sans une coordination précise et serrée, une entente simple et directe, et des équipes techniques sur chantier et au bureau d'études compétentes, motivées par l'enjeu et impliquées dans la réussite du projet.

Au-delà de l'entreprise, les relations avec le client et sa compréhension des travaux difficiles, les partenariats avec les consultants et l'approche pragmatique de la conception, et enfin, la prise en compte très tôt dans le projet des besoins de coordination avec les autorités de Hong Kong ainsi que les administrations touchées par le projet, ont permis de maîtriser la complexité des infrastructures ferroviaires dans un délai court et un environnement protégé.

Le projet est exceptionnel. Les méthodes de construction, les outils et les cycles ont été intégrés au design puis optimisés par l'équipe travaux pour aboutir à un record de vitesse de construction tout en maintenant un niveau de qualité, de sécurité et d'environnement supérieur aux recommandations françaises et européennes. Ces aspects feront l'objet d'un autre article à paraître prochainement dans *Travaux* (photo 9).

Tableau I  
Les principales quantités

### Main quantities

Linéaire	Tunnels : 2 x 3 200 m	Tranchées : 1 815 m
Excavation	Tunnel : 385 000 m <sup>3</sup>	Tranchées : 525 000 m <sup>3</sup>
Remblais		Tranchées : 220 000 m <sup>3</sup>
Parois et palplanches		Tranchées : 67 000 m <sup>2</sup>
Béton	Tunnel : 65 000 m <sup>3</sup>	Tranchées : 140 000 m <sup>3</sup>
Armatures béton	Tunnel : 6 000 t	Tranchées : 25 000 t
Aciers boutons/liernes		Tranchées : 8 000 t

## ABSTRACT

Development, design engineering and construction of the Lok Ma Chau tunnels in Hong Kong. A 5-km underground rail link constructed in five years

Various authors

In August 2001, the KCRC (Hong Kong metro corporation) requested Bouygues Public Works and Dragages Hong Kong to prove the feasibility of an East-West underground railways project near the China border, to develop a tender documentation, then to engage for a lump sum offer under a competitive tender, within a short construction programme, a protected environment and numerous list of external parties to consult and coordinate.

Based on the successful KCRC west rail projects, the Joint-Venture proposed to develop with an integrated team in KCRC office, the whole project around the reuse of "Mulan" TBM.

Three years later, the first tunnel is complete, the station box and approach cut and covers are well advanced and the works in close proximity to the operating railways have been perfectly mastered by the construction teams both in term of deformations and vibrations. Bouygues Public Works highlights the efficiency of its Technical Division and the early implication of the construction teams, the relationships with the Consultants and a local knowledge of the region of Hong Kong. Bouygues Public Works provides the Client with a wealth of innovative ideas, of risk mastering and of value engineering developed internally within the last twenty years and particularly adapted to underground works. The procedures applied on site are following the latest recommendations from the industry and the insurers.

## RESUMEN ESPAÑOL

Desarrollo, estudios y construcción de los túneles de Lok Ma Chau en Hong Kong. Un enlace de 5 km de metro subterráneo ejecutado en 5 años

Autores diversos

Durante el mes de agosto de 2001, el KCRC (metro de Hong Kong) solicitaba de Bouygues TP y Dragages Hong Kong convalidar la factibilidad de un proyecto subterráneo de conexión este-oeste en la frontera china, efectuar un proyecto preliminar cifrado y comprometerse después de una licitación para una construcción todo incluido dentro de un corto plazo, un medio ambiente protegido y con múltiples participantes exteriores al proyecto.

Al disponer de una pujante experiencia anterior, la agrupación de empresas ha podido proponer la reutilización de la tunelera Mulan y llevar a cabo el desarrollo del conjunto del proyecto en estrecha colaboración con los equipos del KCRC.

Tres años después, se ha acabado el primer tubo, la estación y las zanjas se encuentran correctamente avanzadas y las obras en la proximidad de las vías férreas fueron perfectamente controladas por los equipos de trabajos en deformación y vibración.

Bouygues TP hace resaltar así la eficacia de su dirección técnica y la implicación durante las etapas preliminares de sus equipos de producción, las relaciones mantenidas con los consultores locales así como un perfecto conocimiento de la región de Hong Kong. Bouygues TP permite al cliente aprovechar su política de innovación, de control de los riesgos y de búsqueda del valor añadido desarrollada durante estos últimos veinte años y perfectamente adaptada a los trabajos subterráneos y, guarda relación con las recomendaciones comunes de los aseguradores de la construcción y las organizaciones profesionales.

# Construction d'une ligne TGV à Taïwan - Contrat 215

**Max Meyer**  
GENERAL MANAGER  
VSL Technical Centre Asia/Australia

**Jean-Baptiste Damage**  
CHEF DE PRODUIT  
VSL Technical Centre Asia/Australia

## ■ INTRODUCTION

La ligne de TGV de Taïwan est un contrat en concession de 15,5 milliards de dollars. Le projet doit assurer la liaison entre Taipei au nord et Kaohsiung au sud par une ligne de train à grande vitesse de 340 km. Les caractéristiques principales du projet sont les suivantes :

- ◆ deux voies (l'une en direction du nord et l'autre, du sud) sur le parcours normal et des voies supplémentaires en station ;
- ◆ 77 % du tracé se déroule en viaducs, 14 % en tunnels et seulement 9 % au niveau du sol ;
- ◆ vitesse d'étude : 350 km/h avec une vitesse maximum d'exploitation de 300 km/h ;
- ◆ les trains peuvent transporter 980 personnes, soit une capacité de 360 000 places par jour ;
- ◆ onze gares ;
- ◆ trois dépôts principaux et aires de stationnement ;
- ◆ durée du voyage entre Taipei et Kaohsiung : 90 minutes.

Ce contrat en concession a été attribué au consortium Taïwan High Speed Rail Consortium (THSRC) en septembre 1997, la majorité des fonds étant garantis par le gouvernement de Taïwan. Le consortium THSRC regroupe cinq sociétés taïwanaises de premier plan qui sont :

- ◆ Continental Group ;
- ◆ Evergreen Group ;
- ◆ Fuban Group ;
- ◆ Pacific Group ;
- ◆ Teco Group.

Le marché concernant le matériel roulant a été signé avec le fournisseur japonais Shinkansen.

Pour la réalisation de l'infrastructure, le projet a été découpé en 11 tranches principales qui ont fait l'objet d'un appel d'offres lancé à la fin de 1998 ; huit groupements d'entreprises ont été retenus au début de l'année 2000.

## Le contrat C215

Le contrat C215, qui correspond à une tranche au nord de Taipei, a été signé avec OFJV, groupement constitué de Obayahsi, société japonaise, et Fu Tsu, société taïwanaise. Le tracé de 40,5 km faisant l'objet du contrat C215 se déroule, entre autres,

sur 4,25 km de tunnels et plus de 31,55 km de viaducs. Environ 20 km de viaducs ont été réalisés avec des poutres caissons à deux âmes entièrement préfabriquées en béton précontraint. Leurs portées varient de 21,5 m à 30 m et leurs poids atteignent jusqu'à 700 t. Cet article traite de la réalisation de cette tranche de travaux. Elle correspond aux viaducs implantés entre le point 44.775 et le point 64.114 qui ont été réalisés avec 563 poutres caissons et sept ponts à encorbellement à trois travées coulées en place. Tous les ouvrages d'art de cette section ont été achevés en février 2004.

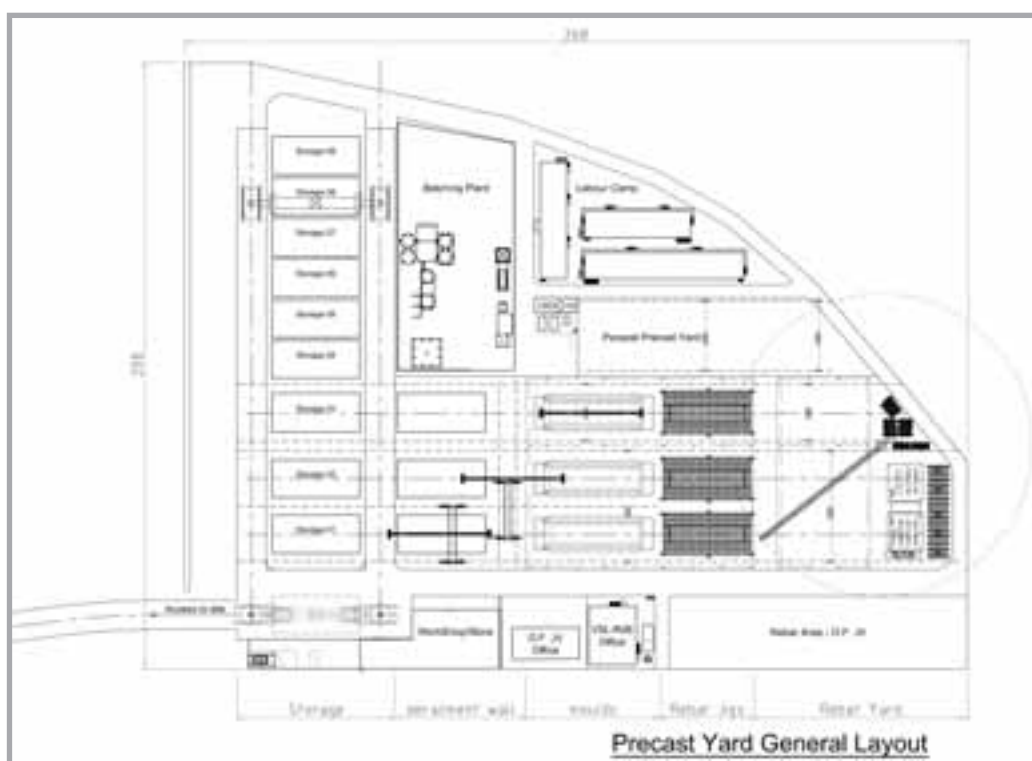
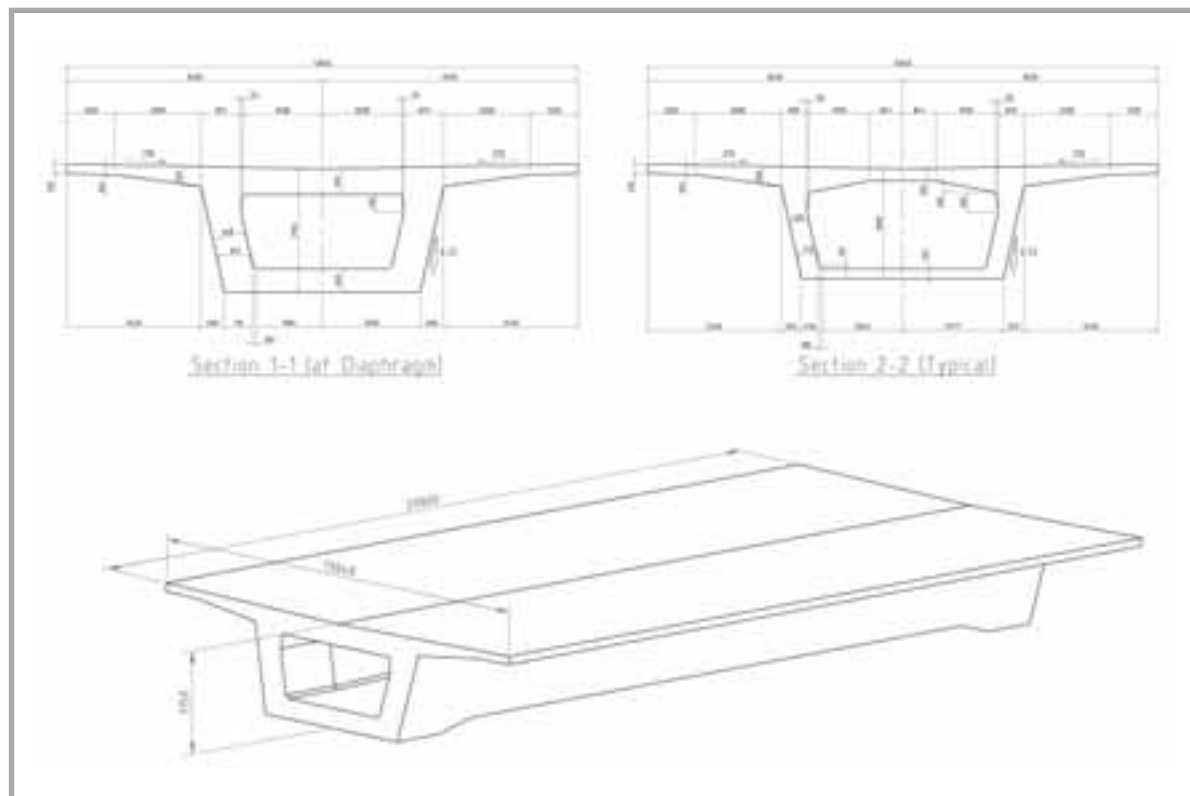
## ■ DISPOSITIONS CONTRACTUELLES

OFJV a nommé T.Y. Lin Taïwan consultant responsable des études et de la conception des viaducs ; Leonhardt Andrae (Allemagne) était le consultant expert. Sinotech Engineering Consultants Ltd (Taïwan) a été nommé responsable des études et de la conception des tunnels, Mueller + Hereth étant le consultant expert. A la mi-2000, OFJV a signé un contrat de sous-traitance avec VSL-RDE JV, groupement (joint venture) constitué de VSL International (Suisse) et RdE (Italie) dont VSL était le leader. Ce contrat prévoyait la production et le montage de toutes les poutres de tablier entièrement préfabriquées ainsi que la réalisation in situ de sept tabliers de pont à encorbellement à trois travées. En plus de la réalisation des tabliers pour les trois principaux viaducs, VSL-RDE JV a été chargé de produire 10 000 parapets préfabriqués de 4 m de long et d'en assurer le suivi avec, notamment, la mise en place des parapets et le coulage in situ des gaines de câble et des murets de protection contre le déraillement des trains.

## ■ CONCEPTION DES ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

Un viaduc supporte une voie double. La coupe d'un viaduc est constituée par une poutre caisson de 13,04 m de large. La hauteur d'une poutre préfabriquée est de 2,8 m ; toutefois, cette hauteur pas-

**Figure 1**  
Géométrie d'une poutre caisson préfabriquée en un seul élément  
*Geometry of a box girder prefabricated in a single piece*



**Figure 2**  
Plan de masse et coupe du chantier de bétonnage  
*Layout plan and cross section of the concreting works*

**Photo 1**  
Coffrage avec installation de précontrainte intégrée pour la production de poutres caissons préfabriqués  
*Shuttering with integrated pre-stressing facility for the production of prefabricated box girders*



se de 2,8 m à 3,15 m à ses deux extrémités (figure 1). Une poutre caisson type, d'une portée de 30 m, demande 282 m<sup>3</sup> de béton, 55 t d'armatures (195 kg/m<sup>3</sup>) et 7 t de câbles de précontrainte (25 kg/m<sup>3</sup>). L'application de la charge aux deux extrémités se fait sous l'action du cadre plutôt que du diaphragme. Cette disposition est indispensable puisque l'un des critères de conception du projet spécifie l'enlèvement de tout le coffrage interne en une seule opération. Cette opération ne peut cependant se faire que si l'ouverture pratiquée dans les diaphragmes d'extrémité est d'une dimension suffisante. Le projet initial était fondé sur la précontrainte totale des poutres préfabriquées, certains des câbles de précontrainte ont même été déviés verticalement pour éviter des contraintes de traction excessives au niveau du tablier à l'extrémité des poutres. Au cours de l'étude détaillée des interfaces entre les câbles, les armatures, les goujons d'appui, etc. il est devenu évident que le projet initial devait être modifié pour dégager physiquement l'espace nécessaire à l'ensemble des différents éléments de structure devant être incorporés. Les faits ont mis une fois de plus en évidence que l'étude des détails ne devait pas être laissée pour la fin de la phase de conception mais intervenir suffisamment en amont, lors de l'élaboration de l'avant projet. Afin de réduire le nombre d'éléments aux blocs d'extrémité des poutres, la précontrainte a été modifiée; on est passé d'une précontrainte intégrale à la combinaison de la précontrainte et de la post-contrainte. La précontrainte a finalement été réalisée avec 98 unités de torons de 0,6 » au niveau de la face inférieure et de quatre unités de câbles de post-contrainte ayant une forme parabolique, du type VSL EC-EC 6-22.

## ■ CONSTRUCTION

Le programme de réalisation des travaux ne prévoyait que 18 mois pour la construction du tablier du viaduc, y compris 2,5 mois pour les études. Cela donnait un cycle moyen de réalisation de 1,1 km de viaduc par mois ! Afin de respecter ce programme ambitieux, VSL-RDE JV, en sa qualité de sous-traitant spécialisé dans le cadre du projet, a dû mettre en œuvre des cycles de production et de montage très performants.

### Production de poutres caissons entièrement préfabriquées

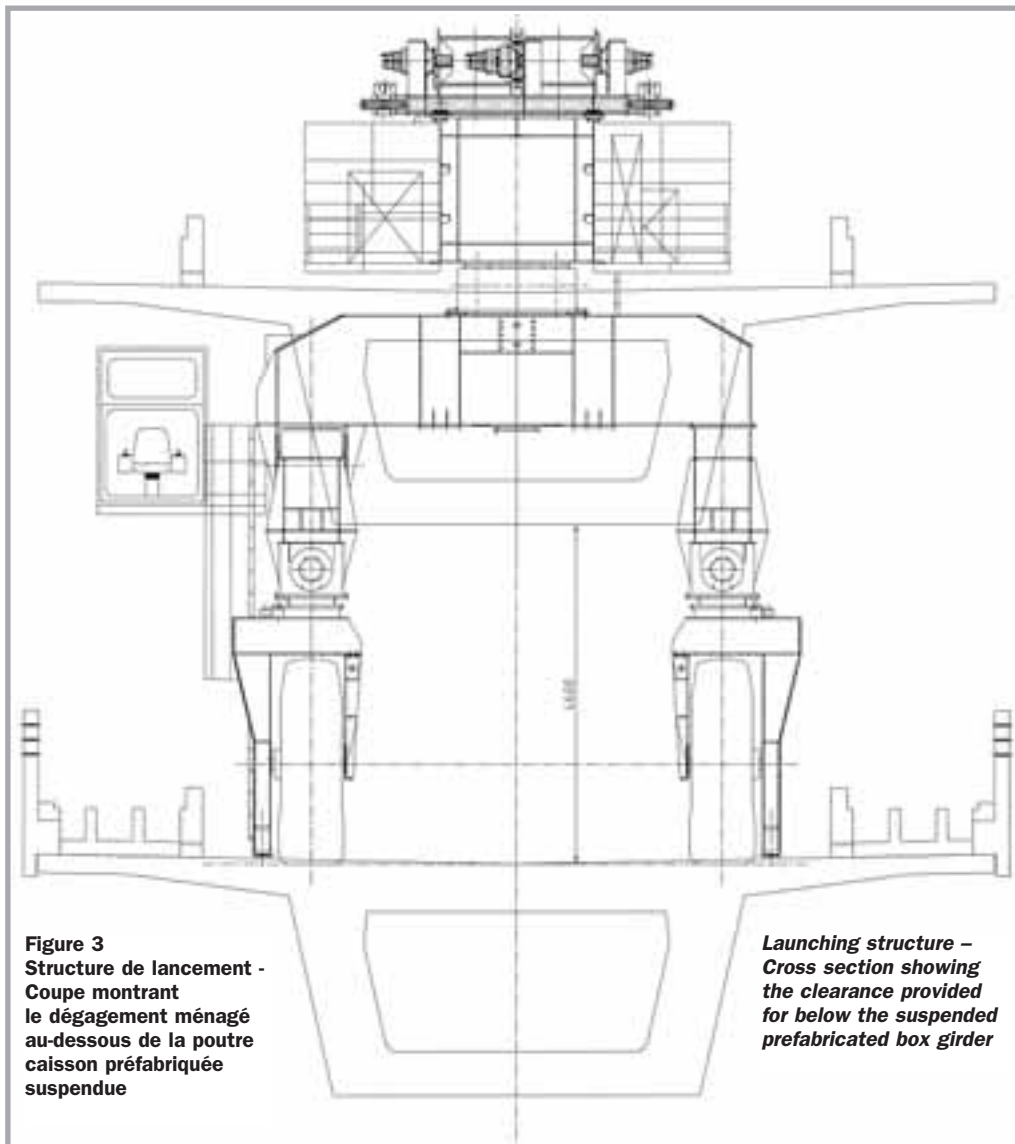
VSL-RDE JV a mis en place un chantier de bétonnage fortement mécanisé à l'extrémité nord du viaduc (figure 2). Le chantier comprenait initialement trois bancs de coulage équipant une centrale couverte prévue à cet effet. Chacun de ces trois bancs comportait un dispositif de mise en œuvre de la prétension des câbles (photo 1). Afin d'accélérer la production qui, par suite du délai de ré-étude des poutres caissons, n'a pu démarrer qu'en juillet 2002, il a fallu mettre en place un banc supplémentaire à la fin de l'année 2002. Ce banc n'était pas conçu pour les opérations de précontrainte et les poutres fabriquées dans cette unité n'étaient donc pas précontraintes mais post-contraintes. L'unité était composée de deux bancs extérieurs et d'un banc intérieur. Grâce aux caractéristiques de toutes ces unités, les poutres caissons ont pu être coulées en une seule opération et tout le coffrage intérieur a pu être mis en place dans une cage d'armatures entièrement préfabriquée ; enfin, le coffrage a pu être dégagé et enlevé de la poutre, d'un seul tenant et en une seule opération. Des cycles d'étuvage traditionnels de 3 jours par poutre ont été respectés. Ainsi avec quatre bancs pleinement opérationnels, neuf poutres caissons ont pu être produites par semaine.

### Montage des poutres

Pour le montage des poutres, il a fallu concevoir et fabriquer des équipements de montage spécifiques. Une structure de lancement se présente comme un portique placé entre deux boggies à roues équipés de deux treuils.

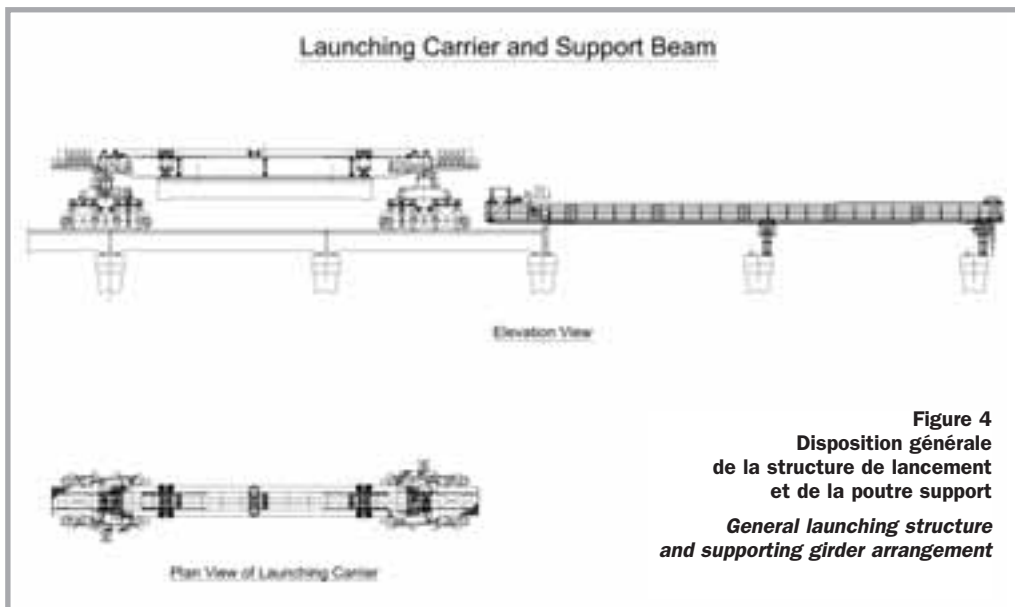
Cette structure se saisit, dans la zone de stockage du chantier de bétonnage, de la poutre préfabriquée devant être mise en œuvre dans la travée allant de la pile "n" et la pile "n + 1". Cet équipage transporte ensuite la poutre béton préfabriquée au-dessus de la partie achevée du viaduc jusqu'au dernier élément viaduc installé.

Ensuite, la structure de lancement se déplace avec le boggye frontal sur un second élément, appelé poutre de support, qui est placée au-dessus des deux travées suivantes et s'appuie sur les piles



**Figure 3**  
Structure de lancement -  
Coupe montrant  
le dégagement ménagé  
au-dessous de la poutre  
caisson préfabriquée  
suspendue

**Launching structure –  
Cross section showing  
the clearance provided  
for below the suspended  
prefabricated box girder**



**Figure 4**  
Disposition générale  
de la structure de lancement  
et de la poutre support  
**General launching structure  
and supporting girder arrangement**

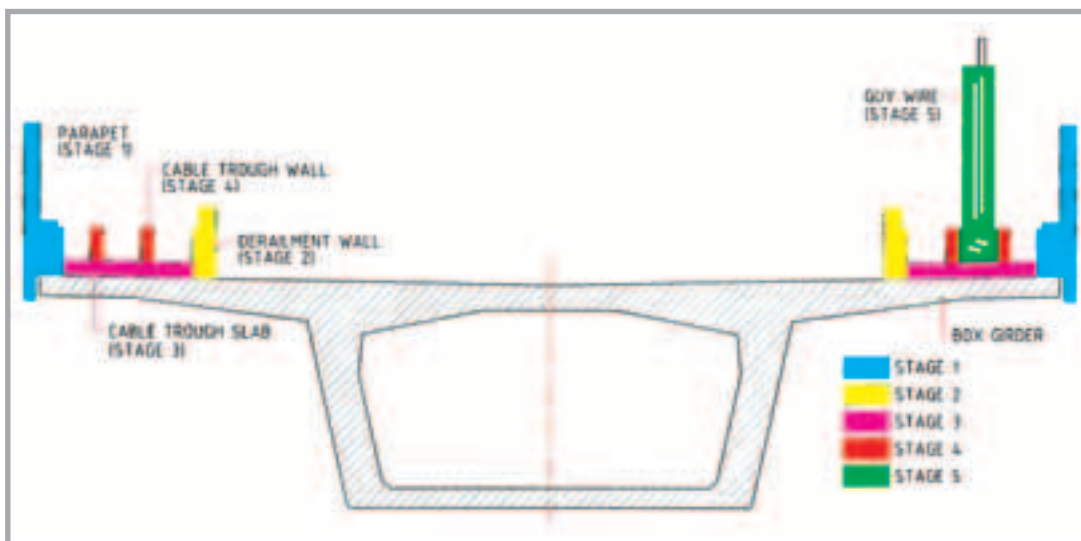
"n", "n + 1" et "n + 2". Une fois la poutre béton en position au-dessus de son emplacement final, la poutre de support s'autolance tout au long de la travée "n" à "n + 1" pour laisser suffisamment de place afin de descendre la poutre béton.

Le choix d'un dispositif aussi sophistiqué et par là même relativement onéreux s'explique par la nécessité de mener cinq opérations de finitions après la mise en place de la poutre préfabriquée (figures 3 et 4).

Ces opérations exigent la réalisation de béton coulé en place, à l'extrémité de la partie supérieure de

**Figure 5**  
Travaux de suivi  
après la mise en place  
d'une poutre caisson  
entièrement préfabriquée

*Follow-up work  
after putting in place  
a completely  
prefabricated box girder*



**Photo 2**  
Lancement de la poutre  
support de nuit  
*Launching the supporting  
girder by night*



**Photo 3**  
Structure de lancement  
se déplaçant  
avec une poutre caisson  
préfabriquée suspendue  
le long de la poutre  
support

*Launching structure  
moving with a suspended  
prefabricated box girder  
along the supporting  
girder*





la poutre préfabriquée (figure 5). La structure de lancement n'occupe que deux bandes de 1 m de large pendant la phase de déplacement et transporte la poutre au-dessus du tablier en laissant un dégagement vertical de 4,6 m (figure 3). Cette particularité permet à l'équipage de passer avec une poutre préfabriquée suspendue au-dessus des équipements nécessaires à l'exécution des travaux de suivi mentionnés ci-dessus : remorques, grues mobiles, camions de béton prêt à l'emploi, containers etc., stationnés au milieu, à quatre mètres du tablier du pont. De cette manière, tous les travaux de suivi concernant le tablier ont pu être exécutés immédiatement derrière le front de montage, disposition essentielle pour achever dans les délais prescrits l'ensemble des travaux de construction des ouvrages.

La structure de lancement étant l'équipement clé du projet, elle fut doublée afin d'alléger la charge de travail de chacun des équipages et d'avoir un équipement de secours lors des arrêts pour les opérations de maintenance et en cas de panne (photos 2 et 3).

## ■ CONCLUSION

Ce projet, qui fait appel à des poutres caissons entièrement préfabriquées, a requis un investissement considérable en unités de production, équipements de montage et équipages. Grâce à cette méthodologie, la cadence particulièrement impressionnante de réalisation de 1,1 km de viaduc par mois a pu être respectée.

Si l'on considère la longueur des viaducs à construire ainsi que les délais extrêmement serrés spécifiés pour la construction des ouvrages, le choix de cette méthode s'est avéré bénéfique pour l'entreprise et pour son client.

## ABSTRACT

### Construction of a high-speed train line in Taiwan. Contract 215

*M. Meyer, J.-B. Damage*

**A consortium consisting of VSL International (Switzerland) and RDE (Italy) took part in the construction of part of Taiwan's high-speed train line which crosses the island from North to South over 340 km. Exceptional facilities were set up to provide and install 563 girders and seven cantilever bridges.**

**A detailed design review, initially planned at the invitation to tender stage, and the development of original construction methods enabled this consortium to build the structures in a very short time frame.**

**In the end, 180,000 cu. m of concrete, 35,000 tonnes of passive reinforcements and 4,500 tonnes of tendons were employed to construct 19,300 metres of box girders over a period of 20 months, not counting design engineering.**

## RESUMEN ESPAÑOL

### Construcción de una línea de alta velocidad en Taiwán - Contrato 215

*M. Meyer y J.-B. Damage*

**Una agrupación formada por VSL International (Suiza) y RDE (Italia) ha participado en la ejecución de un tramo de la línea de alta velocidad de Taiwán que atraviesa la isla desde el norte al sur sobre una distancia de 340 km. Diversos medios excepcionales fueron implementados para suministrar e instalar las 563 vigas y los siete puentes voladizos.**

**Una revisión detallada del concepto inicialmente prevista durante la licitación, así como el desarrollo de métodos originales de realizaciones han permitido a esta agrupación ejecutar las estructuras dentro un plazo sumamente reducido.**

**Finalmente, se han empleado 180000 m<sup>3</sup> de hormigón, 35 000 t de armaduras pasivas y 4 500 t de cables pretensados para construir 19 300 m de vigas cajón para una duración de 20 meses, sin tener en cuenta la fase de estudio preliminar.**

# Experimental study of foundation

This paper presents the test of 4 reinforced concrete pile cap slabs and the complete procedure of failure as well as the stressed mechanism, including the description of the occurrence of cracks. The influences of reinforcement types on load-bearing capacity are also probed. A spatial truss model is put forward and can explain satisfactorily some phenomena observed in test. Coordinating the calculation of diagonal compression members in spatial truss model, 7 groups of split test on concrete cylinders were conducted. Study pointed out that 2 main factors influencing the load-bearing capacity of the diagonal compression members are punch-span ratio and concrete strength.

Analysis suggested the calculation formulas, through which checking 75 tested data with relevant parameters in a wider ranges, obtained at home and abroad gave results exacter than those calculated following the method in current China Code.

**Keywords :** raft-foundation, pile, diagonal compression, spatial truss, model, punch, split strength.

## INTRODUCTION

In China, box-foundation are more widely employed in tall buildings constructed on natural subgrade. For an example, the statistical data of 50 tall buildings among which there are 46 completed on box-foundation, 2 on strip-foundation and the rest 2 on raft-foundation [1]; the statistics of 100 tall buildings on piles, there are 36 pile-box-foundation 36 pile-raft-foundations and the rest, of which the foundations are built in other types. Since recent years, the underground storey(s) of tall buildings is often utilized as parking tier(s), hence the application of raft-foundation is gradually increased. Because there is still no a united and perfect method for determining the thickness of raft slabs, there-

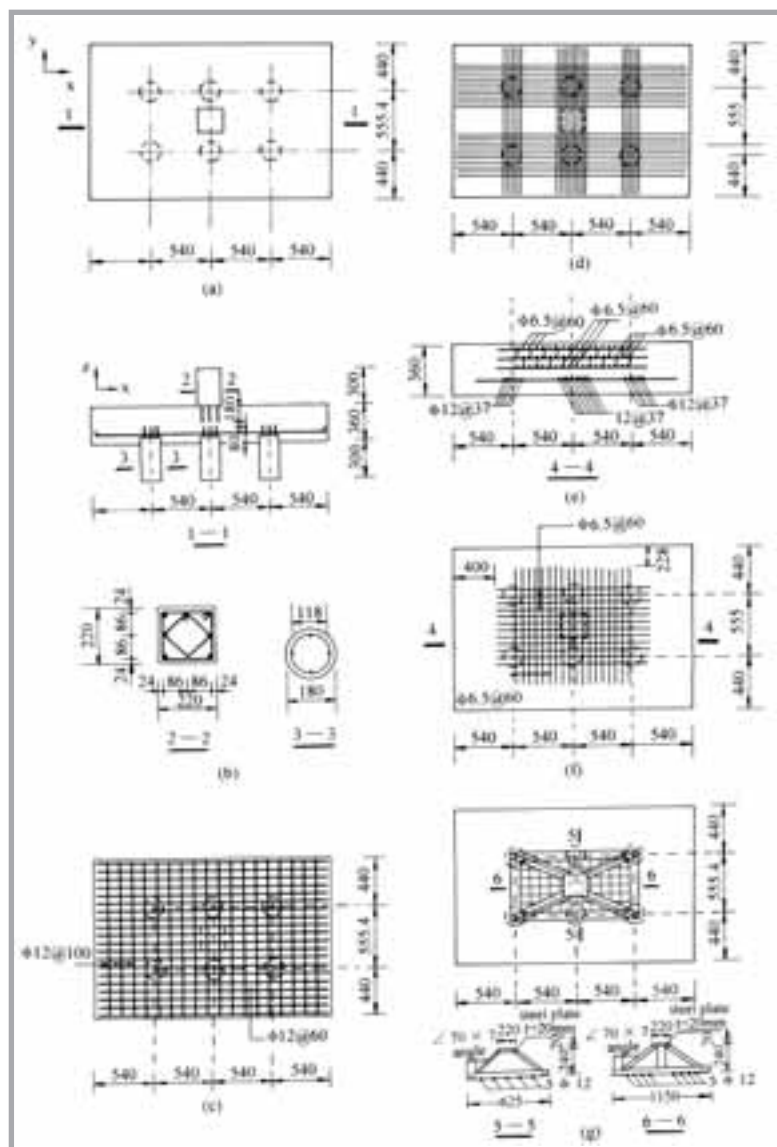
fore the design thicknesses are generally on the thick side, but they are sometimes designed to be too thin, such as in the statistical data of 40 completed buildings with heights of 20-68 storeys, only 3 buildings with 6, 7 and 14 storeys, the thicknesses of raft-foundation slabs are equal to 1.0-4.3 m, but there 2 buildings with 38 and 41 storeys, the raft-foundations have a thickness of 0.4 m, the another with 26 storeys the foundation slab is 0.5 m thick and the other two with 6 and 7 storeys the slab thicknesses are only 0.6 and 0.45 m. Though the conditions of subgrade are various, but it can be seen that the differences of cap slab thickness are very large [1].

In order to investigate the mechanical mechanism of pile-raft-foundation slabs under loading and to put forward the model and calculation method, the 1<sup>st</sup> author conducted the experimental study of 4 pile-cap slabs [2].

## DESIGN OF TEST SPECIMENS

The plane dimensions of 4 concrete cap slabs are uniformly 1435.4 x 2160 mm with thickness of 360 mm, 6 piles with diameter of 180 mm are set under every slab, and loading was transferred to slab from a square column of 220 x 220 mm. The dimensions and reinforcements of slab are shown in Fig. 1. Slab S1 is reinforced uniformly with two-way steel bars; the reinforcements of slab S2 are concentrated in strips over pile tops, the reinforcements in the bottom of slab S3 are the same as in S2, adding reinforcing meshes in 3 layers in upper depth of slab to probe the influence of reinforcement types on load-bearing capacity of slabs. Both these measures are expected to increase the capacity for resisting punching failure. In the inner of slab S4, there is set a small spatial steel truss welded up of angle  $\angle 70 \times 7$  mm, with horizontal bars to be spot-welded on the bottom of the lower chords of truss, the steel consumption is approaching to that of S1 or S2. The test specimen was designed following 1 : 5 scale of the dimensions of a representative practical cap.

The properties of test material are given as follows :



**Figure 1**  
Dimensions of 6-pile cap slabs and reinforcements  
a) Plane of cap slab - b) Section 1 - 1 and reinforcements of pile and column - c) Reinforcements of S1 - d) Reinforcements of S2 - e) Section 4 - 4 of horizontal reinforcing meshes in S3 - f) Plane of horizontal reinforcing mesh - g) Reinforcements of S4

# cap slab of pile-raft-

For concrete : in S1, cubic strength  $f_{cu} = 19.7$  MPa, tensile strength from split test  $f_t = 1.59$  MPa, elasticity modulus  $E_c = 2.56 \times 10^4$  MPa; in S2,  $f_{cu} = 20.4$  MPa,  $f_t = 1.53$  MPa,  $E_c = 2.52 \times 10^4$  MPa; in S3, S4,  $f_{cu} = 20.2$  MPa,  $f_t = 1.56$  MPa,  $E_c = 2.42 \times 10^4$  MPa.

For steel :  $\phi 6.5$  — yield strength  $f_y = 349.5$  MPa, ultimate strength  $f_s = 515$  MPa,  $E_s = 2.16 \times 10^5$  MPa;  $\phi 12$  —  $f_y = 318.6$  MPa,  $f_s = 460$  MPa,  $E_s = 1.93 \times 10^5$  MPa;  $\angle 70 \times 7$  —  $f_y = 357.1$  MPa,  $f_s = 451$  MPa,  $E_s = 1.99 \times 10^5$  MPa.

In order to reveal further the failure mechanism of diagonal compression member in spatial truss theory, 7 groups of cylindrical concrete specimen with height of 350 mm were made, the diameters of the specimen are 90, 135, 180, 225, 270, 315 and 360 mm respectively with 3 specimens in every group.

## MAIN CONTENTS OF MEASUREMENT

1. The strains of bars and concrete were measured respectively with foils of strain guage of 2 x 10 mm and 6 x 100 mm.
2. Cracking loads were measured with foils of strain guage for concrete stuck on the places predicted to crack possibly and determined by observing with the naked eye.
3. Displacements (deflections) were measured with dial guages.
4. Ultimate loads on column were determined with a calibrated pressure guage of loading jack.
5. Surface cracks were observed with the naked eye and recorded on the specimens; the cracked surfaces formed in specimen inner were obtained by pouring red ink into the cracks and peeling of flayer-by-layer following the ink marks to be exposed.
6. The reactions of pile were measured with calibrated compression transducers set on every pile bottom.

## MAIN TEST RESULTS

### Failures of cap slab

The failures of cap slab are on flexure-punch mainly due to punch. The main test results are listed in Tab. 1, where edge piles are meant 2 internal piles along direction x, the others — 4 corner piles.

Slabs	Column load (kN)	Central deflection (mm)	Distribution of column load (%)		Max. steel strain		
			2 edge piles	the rest	between 2 edge piles	between the rest	
Cracking	S1	500	1.04	45.8	54.2	376	223
	S2	500	0.79	44.6	55.4	126	95
	S3	500	0.77	52.7	47.3		
	S4	600	0.80				
Failure	S1	1250	10.4	57.7	42.3	2980	1502
	S2	1500	9.2	41.4	58.6	12687	1388
	S3	1900	17.2	61.5	38.5		
	S4	1700	18.2				

Tab.1  
Summary  
of main test  
results

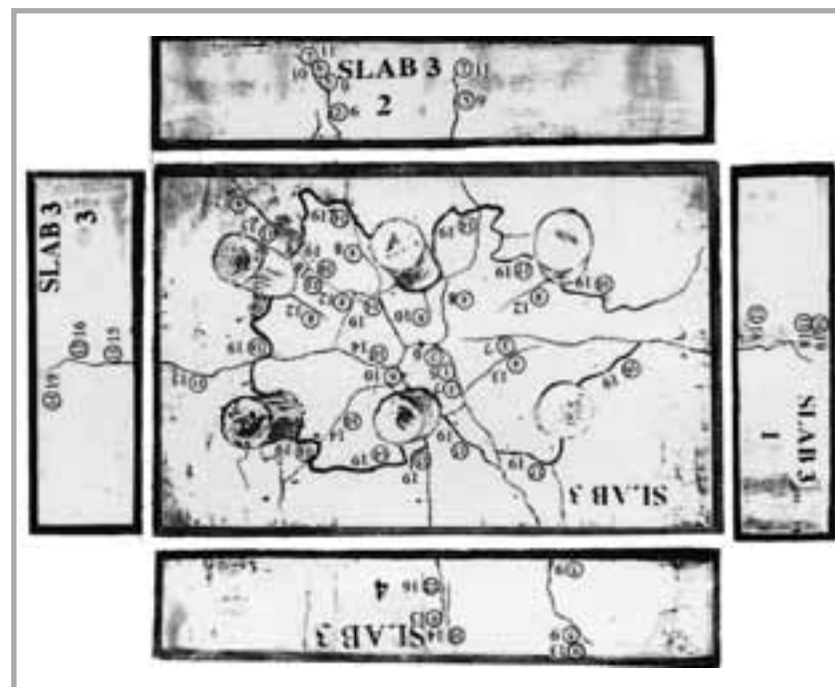


Figure 2  
Crack in S3 (the digits  
after crack No. indicate  
the loads in 100 kN  
as the crack occurred  
or extended  
to the place

### (1) Flexure stage

The 1st crack in 4 slabs all occurred in the middle parts of slab bottom. The crack distribution of S3 after failure is shown in Fig. 2. As soon as the 1<sup>st</sup> cracks occurred, they would have a definite extension between 2 edge piles, then, with the increase of loading, cracks would occur successively along directions x and y in slab bottom, but the cracks in direction y propagated more quickly than those in direction x. Up to the loading reaching 600 kN, on the laterals of slab (including S4), there occurred short cracks. As the loading reached 900-1200 kN, cracks lay in a stable stage, new cracks did not occur and the existent cracks did not also extend, it indicated the punch stage would begin.

### (2) Punch stage

As the loading reach 1000 kN or so, in the bottoms of slabs S1-S3 (in slab S4, this loading was higher),



Figure 3  
Curves of load-deflection  
of 4 cap slabs

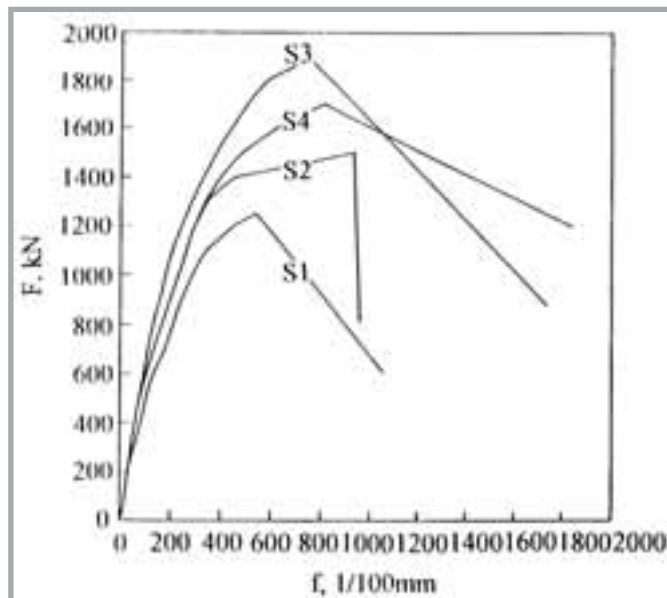


Figure 4  
Marks of punch cone  
in S2 and S3

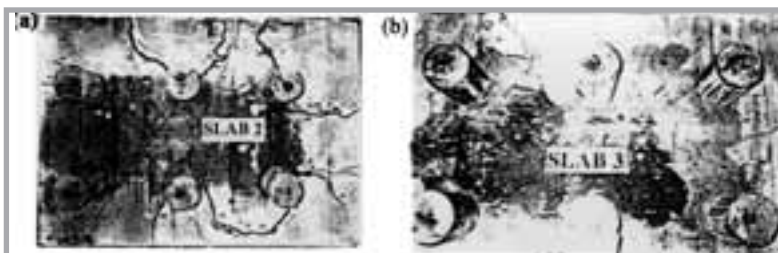


Figure 5  
Measured steel strains  
along direction x in S1

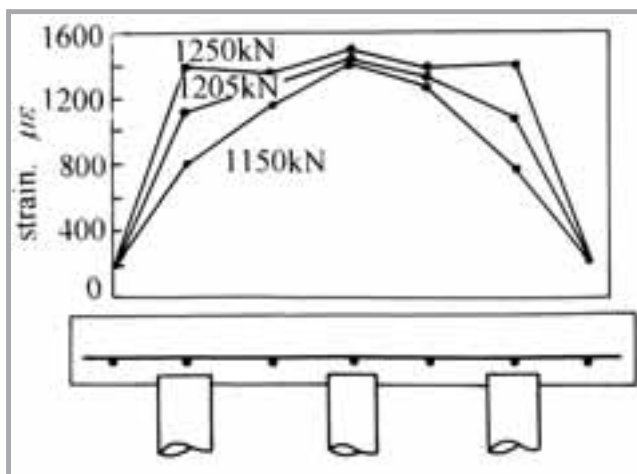
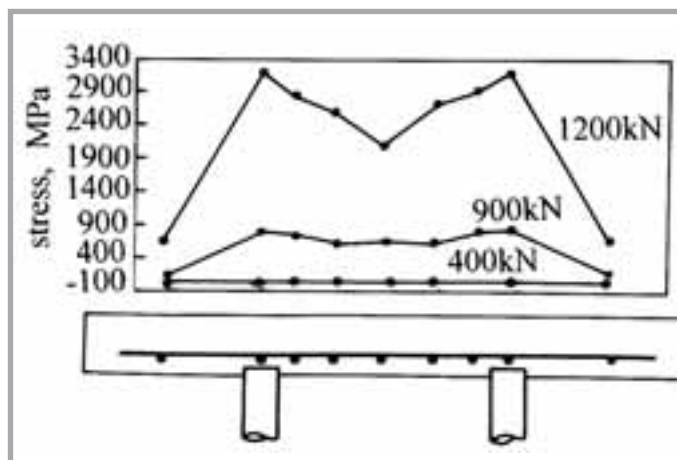


Figure 6  
Measured steel stresses  
along direction y in S2



around root of edge pile(s), there occurred a crack ⑥ extending towards the center of slab bottom. As the loading reached 1200 kN or so, in 4 slab S1-S4, there occurred a diagonal crack(s) ⑦ in the middle place of the line connecting corner pile(s) and slab bottom center and approximately parallel to this line. Under this loading, in S3, normal to this cracked position(s) and up to the reinforcing mesh in the 2nd layer, the steel stress increments increased suddenly to exceed those in the other layers, accompanying with this phenomenon, the deflection increment at slab center increased also suddenly (Fig. 3).

Failure procedure was : on slab bottom, at the root of 2 edge piles there occurred cracks (14), (15) towards the cantilever ends, then under the same loading the other cracks (16) - (19) occurred at the roots of 4 corner piles, these cracks extended and ran through quickly, appearing obviously staggered with concrete clastic peeled off; at the same time, on the tops of slabs S1, S2 and S4 there occurred cracks propagating from column edges along direction x, but in S3, this crack was not been observed. Besides, there was a little of concrete clastic discovered at column bottoms, but the settlement of columns was not observed. This procedure was completed at a moment with a sudden increase of deflection accompanying by cracked sound. The failure is brittle one.

Fig. 4 shows the failure cones of S2 and S3 due to punch, obtained by the method showed in Sec. III.5.

### Measured results of strains of steel bars in slab bottom

Figs.5, 6 show respectively the measured distribution of strains of steel bar placed on piles along direction x in S1 and that of steel stresses along direction y in S2. It can be seen that, disregarding along direction x or y, the max. strains or stresses under the loading close to failure do not lie in the centers between piles, but in the places on pile tops. At failure, the max. steel strains or stresses mentioned here reached yield point, but the strains or stresses between piles did not yield, at this moment, the min. steel strains or stresses reached 75 % of the max. It is because in the model of spatial truss suggested in the following, the compression transferred from diagonal compression member makes the tension member bear the max. tension at joints, but the steel stresses between piles is decreased due to that the concrete bonded together with steel takes partially tension to decrease steel stresses there. Because the diagonal compression member has a definite width, so in direction x of edge pile there is no diagonal compression member, but the steel stress in direction x at edge pile is increased to the max. due to the influence of the diagonal compression member in direction y, it is obvious related to the occurrence

of crack © from roots of edge pile mentioned above (see Fig. 2).

Fig. 7 shows the distribution of calculated steel stresses in S1 along edge pile (in direction y), it is basically similar to Fig. 6.

### Measurements of strain of reinforcing meshes in 3 layers in S3

Fig. 8 shows the measured distribution of strains in 3-layer reinforcing meshes at the web of diagonal compression member over edge piles in S3. Besides, the strains in 3-layer meshes over corner piles have a similar distribution, i.e., the strains of mesh in middle layer are larger than those at corresponding points in upper and lower layers. It indicates that the diagonal crack does not occur due to the combination of two-way moments, but is due to that the extension of split crack in the web of diagonal compression member to make the diagonal crack occur on slab bottom, the reinforcing mesh in the 2nd layer just lies in the max. width of the split crack.

### Split test of cylindrical specimens

Except of that only as the diameter  $D_0$  (all equal to 90 mm) of compressive area is the same of the diameter  $D$  of cylinders, they failed under axial compression, for the other specimens in 6 groups,  $D/D_0$  of which were 1.5 ~ 4, they were all failing due to split (Fig. 9). The ratio of the strength  $f_{dc}$  of diagonal compression members to axial compression strength  $f_c = 1.258-3.642$ .

As the specimens with  $D/D_0 = 1.5-2.0$  among the total specimens, there was discovered concrete clastic under bearing plate. It is similar to that at the intersection of diagonal compression member and steel bars, i.e. at the bottom ends of diagonal compression member, there was also discovered concrete clastic.

## FAILURE MECHANISM DUE TO PUNCH OF CAP SLAB AND ITS CALCULATION MODEL

### Failure mechanism

The failure procedure of cap slab of pile foundation due to punch may be summarized into 4 stages as follows :

#### (1) Former stage before diagonal crack occurs

During early loading of members, the concrete in tensile zone of cap slabs takes part in tension, the actions of flexural slab and spatial truss exist together. With the increase of loading, the tensile

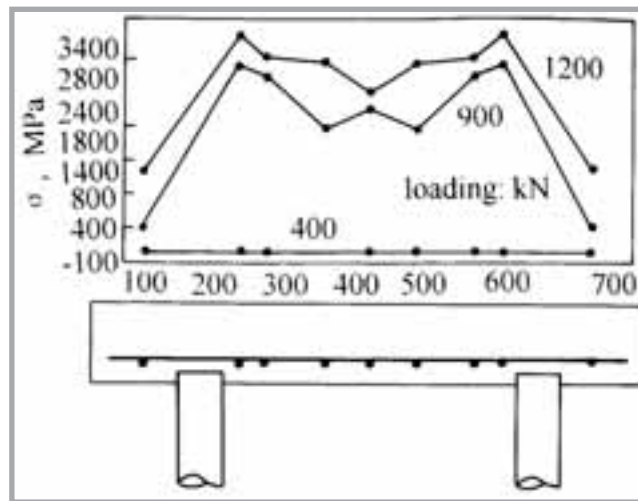


Figure 7  
Calculated steel strains by FEM along direction y in S1

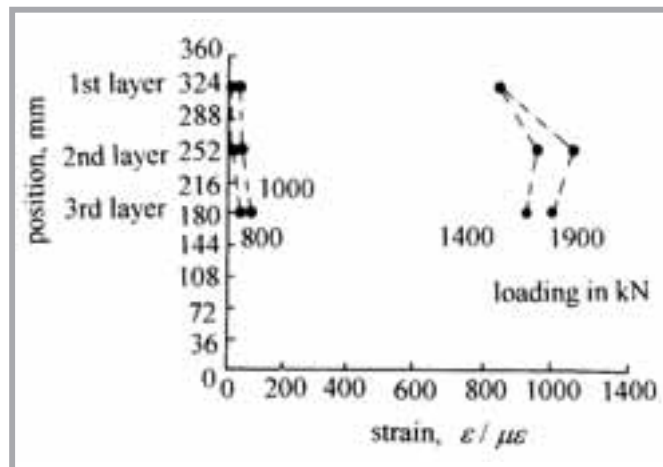


Figure 8  
Measured steel strains of 3-layer reinforcing meshes along 2 edge piles



Figure 9  
Failure of split test specimens

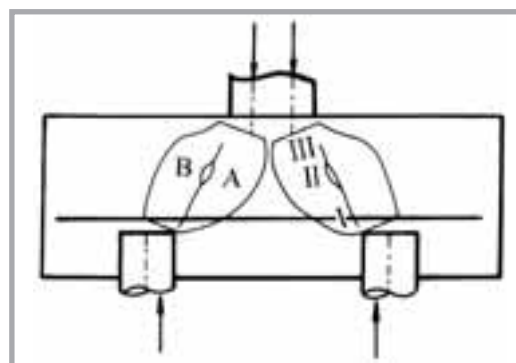
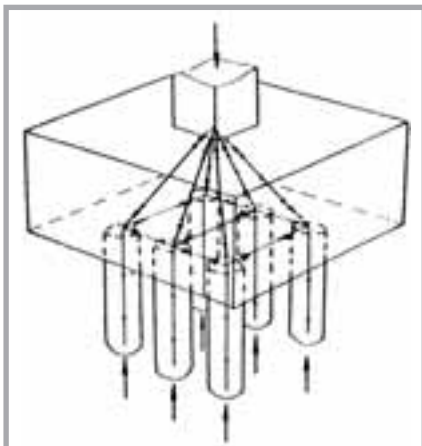


Figure 10  
Mechanism of punch failure

zone cracks, the depth and width of cracks increase gradually and they grow in number also, this fact leads to form an obvious structural system of spatial truss, in which 2 shear-compression zones (I and III) and a split zone (II) (Fig. 10) produce and the stresses in every zone increase with loading.



**Figure 11**  
Spatial truss model

### **(2) Producing and developing stage of diagonal crack(s)**

As loading reaches 60 % of ultimate load, the concrete in middle part of diagonal compression member over edge piles cracks, because the principal tension stress in it reaches the tensile strength of concrete. With the increase of loading, the diagonal crack(s) propagates towards both ends. Owing to the restraint of compression stresses from column and flexure of slab, the diagonal crack(s) develops downwards more quickly than that upwards. At the same time, the stresses in zones I and III increase. As reaching a definite loading, the propagation of diagonal crack(s) will be almost stopped due to the constraint of adjacent compressive zones, because at that time the diagonal compression member has been divided into 2 smaller coupled diagonal compression members A and B. The loading from column will be undertaken together by A and B, a part of this loading is transferred to longitudinal bars and uncracked concrete in zone I by A, and the rest is transferred to pile by B. The shear-compression action becomes more obvious in the intersected zones of A and B i.e. in both ends of original diagonal compression member.

### **(3) Transformation stage of transferring mechanism**

As loading reaches 75 % of ultimate load or so, the concrete in zone I of diagonal compression member over edge pile(s) approaches its strength of combined compression and shear, edge pile(s) begins to discharge and the loading on the diagonal compression members over corner piles increases. With the further increase of loading, the concrete in the middle part of the diagonal compression members over corner piles reaches its split strength and cracks, then the rigidity of these members decreases, the load transferred to the diagonal compression members over edge piles rises again, however the redistribution of load between piles in test is not apparent.

### **(4) Failure stage due to punch**

As the loading reaches the ultimate load of punch, there will occur punch failure which displays that member A will punch out relative to member B to form a punched cone. Because the stress in shear-compression zone III is higher than that in zone I, it may be considered that the loading from column is undertaken together by zone II and the dowel action of steel bars. The exhaustion of punch load-bearing capacity is due to that the shear-compression zone III reaches the combined shear-compression strength to result in a failure of diagonal compression member or in a dowel failure as reinforcement is insufficient to lead the yielding of steel, it is just the reason to increase the punch load-bearing capacity as the bars are distributed in strips over pile tops.

Though the above analysis is in view of 6-pile caps, yet it seems to be appropriate to the punch failure of general caps of pile-foundation.

## **Spatial truss model**

The characteristics of this model (Fig. 11) can be mentioned as follows :

- (1) The structural system of punch failure of caps is a spatial truss constituted of concrete zones mainly under uniaxial compression as diagonal compression members and with two-way longitudinal bars over pile tops as tension members.
- (2) the punch failure of caps is due to diagonal compression failure of diagonal compression members or due to the yielding of tension members.
- (3) the strengths and areas of both ends of diagonal compression members are not equal, the strength of upper end is higher than that of lower one; 2 fundamental factors influencing the strength of diagonal compression members are punch-span ratio and concrete strength.
- (4) the upper joint of the spatial truss in the caps of pile-foundation lies approximately in a distance of  $0.1d$  from cap tops, the width of tension members may be taken uniformly as 2 times of pile diameter.

## **■ CALCULATION PROPOSALS**

From computer analysis, it can be discovered that, even if the failure of member is due to the yielding of tension member, it will also be accompanied with diagonal compression failure of diagonal compression member. Therefore, the failure of diagonal compression member is a mark of the exhaustion of punch load-bearing capacity of caps. Therefore, the calculation of punch load-bearing capacity of caps may be summed up to find the load-bearing capacity of diagonal compression members. The concrete calculation and the corresponding formulas as well as compared analysis with the test results obtained at home and abroad by the methods suggested in Ref. [4], in ACI Code (318-02) and in China Code (JGJ94-94) are given in [4], neglected here.

## **■ CONCLUSION**

The punch load-bearing capacity of pile caps with reinforcements concentrated in strips in 2 ways directly over pile tops will be equal to 1.2 times of that with the same total steel but uniformly distributed (see Tab. I). Though the load-bearing capacity of S3 with additional reinforcing meshes will be increased by 52 % as compared with S1, yet the steel is increased by 42.8 %, so it seems unworthy to recommend using in practice. The reinforcements of welded spatial truss consistent with the

stressed mechanism of caps and its load-bearing capacity is increased by 36 % without adding steel, so this construction is reasonable in theory, but slightly complicated.

Criticisms are welcome.

## ■ REFERENCES

- [1]. Zai Jinming, Zai Jinshang, Analysis and Design of Foundation in Tall Buildings – Theories and Applications of Interaction of Soil and Structures (in Chinese), China Building Industry Press (CBIP), Beijing, 1993, 639 pp.
- [2]. Guo Honglei, Study of Determination of Raft Thickness of Pile-Raft Foundation (in Chinese), thesis for doctoral degree of Nanjing Institute of Technology (NIT), Nanjing, China, Oct.1997, 115 pp.
- [3]. China «Technical Code for Pile-Foundation» (JGJ94-94), CBIP, Beijing, 1995.
- [4]. Guo Honglei and Ding Dajun, Theory of Spatial Truss on the Punching of Pile Caps to be contributed.

## ABSTRACT

### Experimental study of cap slab of pile-raft-foundation

*G. Honglei, D. Dajun*

**This paper presents the test of 4 reinforced concrete pile cap slabs and the complete procedure of failure as well as the stressed mechanism, including the description of the occurrence of cracks. The influences of reinforcement types on load-bearing capacity are also probed. A spatial truss model is put forward and can explain satisfactorily some phenomena observed in test. Coordinating the calculation of diagonal compression members in spatial truss model, 7 groups of split test on concrete cylinders were conducted. Study pointed out that 2 main factors influencing the load-bearing capacity of the diagonal compression members are punch-span ratio and concrete strength. Analysis suggested the calculation formulas, through which checking 75 tested data with relevant parameters in a wider ranges, obtained at home and abroad gave results exacter than those calculated following the method in current China Code.**

## En route pour les Travaux publics au lycée Lavoisier

Nous reproduisons ci-après, avec l'aimable autorisation de Schneider Electric et l'accord de la Direction du lycée Lavoisier, un article publié dans le n° 12 de novembre 2004 de la revue *Intersections* de Schneider Electric.

*Le lycée A. Lavoisier à Porcheville (78) est un pôle majeur de formation aux métiers des Travaux publics. Moyens importants et projets pédagogiques dynamiques participent à la réussite des élèves, assurés de trouver un emploi au terme de leur parcours.*

**D**es engins mécaniques lancés à près de 70 km/heure sur un circuit de cross-car long de 800 mètres, il n'en fallait pas plus pour motiver les élèves de la filière Travaux publics du lycée Lavoisier à Porcheville. Des jeunes effectivement très motivés qui ont fabriqué les véhicules tout-terrains, mais également dessiné et construit le circuit avec les engins de génie civil de leur établissement. Une motivation et un enthousiasme portés par MM. Thierry Calvet, professeur de l'établissement, Maurice Reubrecht, chef de travaux, et son adjoint Gilles Sauce, tous particulièrement passionnés par leur domaine, les Travaux publics.

"La filière rencontre hélas des difficultés de recrutement au niveau des élèves" constate Maurice Reubrecht.

"Pourtant, les entreprises et les collectivités lo-

cales ont de gros besoins et nous sollicitent régulièrement. Tous nos étudiants sont assurés de trouver du travail à l'issue de leur formation". Une telle activité devrait cependant attirer les jeunes car elle conjugue de multiples atouts : autonomie, esprit d'équipe, responsabilités sur chantier ou en bureau d'études, nombreux déplacements (souvent à l'étranger)... Mais elle est victime d'une image qui subsiste encore aujourd'hui malgré les avancées technologiques importantes dans les métiers : "Les matériels et les engins – devenus maniables – intègrent de plus en plus d'électronique ; l'informatique et les réseaux de communication facilitent les interventions sur le terrain comme, par exemple, le diagnostic de panne de véhicules lourds qui peut s'effectuer désormais à distance à partir de PC portable...".

### La seconde :

- Options proposées : ISP et MPI,
- Ouverte aux élèves de 3<sup>ème</sup>,
- Prépare entre autre à l'entrée en 1<sup>ère</sup> STI Génie Civil.

### La filière STI Génie Civil :

- Formation en 2 ans (1<sup>ère</sup> et Terminale),
- Ouverte à tous les élèves de seconde et aux bons élèves de BEP,
- Prépare au Baccalauréat Industriel STI Génie Civil,
- Nombreuses possibilités de poursuites d'études (nombreux BTS, IUT, classes prépa, formations universitaires ...)

### La STS Travaux Publics :

- Formation à finalité professionnelle en 2 ans,
- Ouverte à tous les élèves titulaires d'un baccalauréat technologique STI Génie Civil, scientifique, ou aux bons élèves titulaires d'un Bac Professionnel TP, Topo,
- Prépare au BTS Travaux Publics,
- Possibilités de poursuites d'études (pour les meilleurs élèves),

Les métiers du BTP  
au lycée Lavoisier.  
De la seconde au BTS TP



© Schneider Electric/J. Chevallier

© Schneider Electric/J. Chevallier



## ■ DU CAP AU BTS

Le lycée Lavoisier est un véritable pôle de compétences de Travaux publics et activités connexes. Du CAP au BTS, il offre à ses élèves diverses possibilités d'orientations dans ce secteur aussi bien **en filière professionnelle...**

> **Le BEP et le Bac professionnel Travaux publics** sont proposés avec trois dominantes : canalisations VRD (voiries, réseaux divers), ouvrages d'art et routes. Les élèves apprennent toutes les techniques liées au terrassement, au coffrage, au ferrailage, à la préparation des ciments ; ils devront savoir poser des canalisations (eaux, gaz, électricité), effectuer des branchements. Les élèves étudient également le dessin technique, la physique (mécanique des fluides, électricité, résistances des matériaux...), la topographie, la législation...

> **Le CAP Conducteur d'engins de Travaux publics** prépare au CACES (Certificat d'aptitude de conduite en sécurité), certificat validé en entreprise. La sécurité est omniprésente pour cette formation (valable 10 ans) qui mobilise un professeur pour six élèves. L'élève doit savoir conduire et dépanner des engins de chantiers (200 CV) mais aussi effectuer des relevés topographiques.

> **Le BEP Agent de maintenance d'engins de Travaux publics** supporte un enseignement multitechnologique. Des connaissances en mécanique, hydraulique, soudure, électricité, électronique... sont indispensables pour réparer et entretenir les engins et prévenir les pannes.

**...qu'en filière technologique.**

> **Le Bac STI Génie civil et le BTS Travaux publics.** Les élèves acquièrent une culture solide dans tous les domaines du génie civil (terrassement, route, barrages, VRD...), de la conduite de chantier au bureau d'études, sans oublier les mesures topographiques et les essais de laboratoire. A l'issue de leur cursus, certains poursuivront en grandes écoles de Travaux publics ou d'architecture.

Mathématiques et langues tiennent aussi une place importante dans cet enseignement général et technique. Enseignement complété par des



© Schneider Electric/J. Chevallier

## SCHNEIDER ELECTRIC

Schneider Electric est un des leaders mondiaux de la distribution électrique, des automatismes programmables et du contrôle industriel. Au travers de ses marques Merlin Gerin, Square D et Télémecanique, le groupe développe une offre globale de produits et services pour les marchés du résidentiel, des bâtiments, de l'industrie, de l'énergie et des infrastructures. En particulier dans ce dernier domaine, il propose des solutions visant à optimiser la disponibilité et la sûreté des installations électriques : tunnels, autoroutes, métros, aéroports, traitement de l'eau, éoliennes...

Proche de ses clients, Schneider Electric l'est également de l'Education Nationale ; s'appuyant sur son Agence Enseignement, l'entreprise développe de nombreux partenariats dans les filières technologiques de l'industrie et du BTP.

**Pour plus d'informations :**  
[www.schneider-electric.com](http://www.schneider-electric.com)



stages en entreprises qui permettent aux élèves de "connaître le poids de la pioche" comme le souligne M. Reubrecht, et leur donnent une véritable ouverture "sur le métier et la vie des hommes".

## ■ ENGINES LOURDS POUR OUVRAGES D'ART

Le lycée Lavoisier se caractérise également par son impressionnant équipement, matériels acquis neufs (environ 107 000 euros pour un tractopelle) ou d'occasion dans le cadre de jumelage avec des entreprises : 31 engins ("chèvres", pelleteuses, niveleuses, tombereaux...), une centrale à béton de 9 m<sup>3</sup> gérée par automate, des matériels de topographie (mires, centrales d'acquisition, etc.)... et bien d'autres équipements. Chaque section dispose de son atelier associé à son propre laboratoire d'expérimentation pour effectuer les tests nécessaires : essais de structure et de flexion, élasticité des matériaux, analyse des sols, mesure d'intensité des bruits, etc. En salles informatiques, 34 postes PC sont re-

© Schneider Electric/J. Chevallier



© Schneider Electric/J. Chevallier

## BEP AGENT DE MAINTENANCE D'ENGINES DE TRAVAUX PUBLICS

La section BEP Agent de maintenance d'engins de Travaux publics du lycée Lavoisier accueille 18 élèves. Des élèves attirés, certes, par la mécanique mais pas uniquement. En effet, les engins de TP intégrant diverses technologies, l'enseignement comporte donc un apprentissage multi-technologique : mécanique, hydraulique, soudure, électricité... sans oublier l'électronique embarquée de plus en plus importante sur les véhicules. Autant de connaissances indispensables pour établir un diagnostic de pannes rapide et sûr, réparer et entretenir les engins (essence et diesel) et assurer une maintenance préventive. Les élèves, guidés par leurs professeurs dont M. Dumontier, ont ainsi la responsabilité de maintenir en état de fonctionnement le parc des engins de TP (tractopelle, compacteur,...) de l'établissement avant d'exercer leur savoir-faire chez de grands constructeurs.

## BEP ET LE BAC PROFESSIONNEL TRAVAUX PUBLICS

Le BEP et le Bac professionnel Travaux publics sont proposés avec trois dominantes : canalisations VRD (voiries et réseaux divers), ouvrages d'art et routes. Les élèves apprennent, et approfondissent selon l'option choisie, toutes les techniques liées au terrassement, au coffrage, au ferrailage, à la préparation des ciments ; ils doivent savoir poser différents types de canalisations (conduites pour l'assainissement ou l'adduction d'eau, pose de fourreaux pour les câbles électriques, téléphoniques, fibres optiques...) et effectuer des branchements. Les élèves étudient également le dessin technique, la physique (mécanique des fluides, électricité, la résistance des matériaux...), la topographie, la législation...

Un enseignement où la réalité du terrain se traduit directement par la réalisation de travaux grandeur nature au lycée Lavoisier. Ainsi, les élèves de BEP TP, sous la conduite de leur professeur M. Chapuis, construisent une voie de roulage destinée aux engins de TP du lycée : les techniques du coffrage, du béton armé... mais également le travail en équipe et les règles de sécurité n'auront plus de secret pour ces futurs professionnels !

liés en réseau et équipés d'AUTOCAD et de MÉTHOCAD, logiciels de dessin, de méthode de calcul et d'organisation de chantier. A titre d'exemple, ces outils ont permis aux élèves de BTS de développer des TP sur l'aménagement d'une base nautique ou sur la construction de voies de roulement : topo, organisation du chantier, implantation, planification des tâches, suivi des commandes, constitution des équipes, réalisation, relations avec les équipes (différents corps de métiers impliqués), réception des travaux... Le domaine des Travaux publics faisant appel à différentes activités, la filière du lycée travaille parfois sur des projets ou des opérations en association avec les sections Métiers de l'Electrotechnique et Energétique, présentes dans l'établissement : installations énergétiques et électriques, habilitation électrique (B2V, BR, BC).

Dynamique de projets avec le cross-car, dynamique d'emplois avec la signature de conventions de partenariats (grandes entreprises, Armée...), mais surtout dynamique pédagogique avec une équipe d'enseignants motivés ayant un seul objectif : attirer des jeunes vers un secteur vivant et porteur de débouchés professionnels.

## CAP CONDUCTEUR D'ENGINS DE TRAVAUX PUBLICS

La section CAP Conducteur d'engins de Travaux publics du lycée Lavoisier compte 18 élèves encadrés par leurs professeurs : MM. Morin, Hardy et Hanuise. La sécurité est omniprésente pour cette formation qui mobilise un professeur pour six élèves. Ces jeunes apprennent ainsi à maîtriser, par équipe de deux, des engins de chantiers (jusqu'à 200 CV) dont la conduite est bien éloignée de celle d'une simple automobile ! Pelles à chenilles ou à pneus, chargeuses à chaînes, tractopelles, niveleuses, bouteurs, rouleaux compresseurs, compacteurs, tombereaux... autant de véhicules qui demandent savoir-faire et vigilance. Mais l'apprentissage de la conduite de ces lourds engins n'est pas la seule discipline de cette formation ; les élèves apprennent également à les dépanner en cas d'incident d'ordre mécanique, hydraulique ou électrique. Ils doivent savoir aussi effectuer des relevés topographiques et connaître la nature des terrains sur lesquels ils opèrent.

Cette section prépare au CACES (Certificat d'aptitude de conduite en sécurité), certificat validé en entreprise (valable 10 ans).



© Schneider Electric/J. Chevallier



© Schneider Electric/J. Chevallier

## BAC STI GÉNIE CIVIL ET LE BTS TRAVAUX PUBLICS

Les élèves préparant le Bac STI Génie civil et le BTS Travaux publics acquièrent une solide culture dans tous les domaines du génie civil : terrassement, travaux routiers/maritimes/fluviaux, ouvrages d'art, voiries et réseaux divers (VRD), tunnels, barrages... De la phase préparatoire à l'exploitation, ils apprennent l'ensemble des techniques nécessaires à la réalisation d'un ouvrage : mécanique des structures (étude des sols, topographie, fabrication du béton, résistance des matériaux...). Ainsi en laboratoire Matériaux, les calculs de la masse volumétrique absolue ou de la masse volumétrique apparente des granulats n'ont plus de secret pour les futurs chefs de chantier de la section BTS TP, encadrés par leur professeur M. Clément. Un enseignement technique complété de disciplines générales et économiques qui leur permettra de couvrir l'ensemble des compétences liées à la conduite de chantier : organisation, budget, qualité, ressources humaines...

A l'issue de leur cursus, certains pourront poursuivre en grandes écoles de Travaux publics ou d'architecture.

**Pour plus d'informations :** [www.ac-versailles.fr/etabliss/lyc-lavoisier-porcheville](http://www.ac-versailles.fr/etabliss/lyc-lavoisier-porcheville)



# recherche

## Clôture de deux Projets Nationaux, lancement d'un nouveau Projet National

**IREX**  
Institut pour la recherche appliquée  
et l'expérimentation en génie civil

### ■ CLÔTURE DU PROJET NATIONAL CRITERRE

Guy Verrier et François Schlosser, respectivement président et directeur scientifique et technique du projet CRITERRE ont bien voulu présenter ce projet pour nos lecteurs.

En 1995, l'IREX souhaitait lancer un Projet National sur l'utilisation de la géophysique dans le génie civil pour répondre à des demandes de la profession. Une étude de faisabilité effectuée en 1996 et 1997 a défini plusieurs orientations dont l'application de la géophysique à la reconnaissance géotechnique et à la détection des anomalies des terrains (études préliminaires des infrastructures linéaires, cavités, pollution des terrains, etc.), ainsi qu'au contrôle des améliorations et des renforcements des sols de fondation.

En 1998, le Projet National CRITERRE (détection des anomalies et contrôle des améliorations des sols), nouvellement créé, retenait trois thèmes principaux de recherche sur l'application de la géophysique dans le génie civil :

- ◆ Thème 1 : la reconnaissance des anomalies physiques des terrains ;
- ◆ Thème 2 : la pollution des sols par les hydrocarbures et par la construction des ouvrages ;
- ◆ Thème 3 : le contrôle du renforcement des sols par colonnes de jet grouting.

Ce Projet National a réuni 34 membres (maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre, entreprises, bureaux d'études, laboratoires et centres de recherche) et la recherche a été conduite de 1998 à 2003 en s'appuyant sur des sites expérimentaux. Il convient cependant de noter que si les thèmes 1 et 3 ont pu bénéficier sans difficulté de sites expérimentaux intéressants, la mise à disposition d'un site pollué pour y effectuer des recherches liées au thème 2 a été longue et délicate. Des rapports de recherche, consultables à l'IREX, ont été rédigés au fur et à mesure des résultats et l'année 2004 a été consacrée à la rédaction des documents définitifs suivants (cf. rubrique "Bibliographie" page 6).

#### ◆ Thème 1 :

- "Détection des cavités souterraines par méthodes géophysiques et géotechniques", guide publié par le Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

- "Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues", guide publié par le Cemagref.

◆ Thème 2 : "Détection de la pollution des sols par des hydrocarbures", rapport de synthèse publié par l'IREX.

◆ Thème 3 : "Recommandations pratiques pour le contrôle du diamètre des colonnes de jet grouting" publié par l'IREX.

La journée de présentation des résultats de CRITERRE, organisée par l'IREX à la FNTP le 18 novembre 2004, a permis aux responsables des thèmes d'exposer leurs principaux résultats et le contenu de ces documents.

### ■ CLÔTURE DU PROJET NATIONAL RERAU 2005 (RÉHABILITATION DES RÉSEAUX D'ASSAINISSEMENT URBAINS)

Initié en 1992 et achevé en 2004, composé de cinq opérations distinctes, le Projet National RERAU a pour objectif d'accroître la performance de la gestion des réseaux d'assainissement, au travers de l'amélioration de la qualité du diagnostic de leur état, de la maîtrise des techniques de réhabilitation disponibles et de la promotion des nouveaux procédés.

La première opération a abouti à la création d'un outil méthodologique pointu d'auscultation et de diagnostic des collecteurs visitables. Deux autres opérations consacrées aux grands ouvrages ont eu pour objet de fournir une expertise approfondie, en termes qualitatifs, techniques et économiques, des procédés de réhabilitation par projection de béton et de réhabilitation par éléments préfabriqués. Le programme a comporté



## QUELQUES CHANTIERS REMARQUABLES AVEC INCLUSIONS

### Principe du réseau d'inclusions pour les nouvelles culées

**Implantation générale de l'ouvrage existant**

### DOUBLEMENT D'UN PS sur PIEUX

A 43 - Echangeur de la Motte - Servolex (73-1990)  
( AREA - Terrasol )

- ❖ Problème : éviter toute nouvelle sollicitation et déformation sur ouvrage (pieux déjà très sollicités) et voies existantes (tassement vertical sous remblai : 80 cm - déplacement horizontal : 11 cm)
- ❖ Solution : remblai d'accès de 7,00m et culées nouvelles avec fondations superficielles en tête de remblai, sur inclusions de  $\phi = 0,37m$  et  $L=14,50m$
- ❖ Partiel comportement de l'ouvrage.

### Vue en plan de l'ouvrage

### Vue en coupe

### PROTECTION D'UN PYLÔNE

Déviation Haeffler (76-2001)  
( DDE 76 - LCPC - LRPC Rouen - SEFI )

- ❖ Remblai d'accès à l'ouvrage à proximité d'un pylône EDF 225 KV fondé sur micropieux.
- ❖ Problème : stabilité du pylône (rupture des fondations par flexion)
- ❖ Solution d'inclusions éliminant les déformations, (62 pieux tarière en B.A. -  $L=8,50$  à  $10m$  -  $\phi = 0,40 m$ ), et emprise réduite par un mur renforcé.
- ❖ Suivi par inclinométrie
- ❖ Comportement conforme.

### Profil en travers

### Profil en long dans l'axe

### QUAI à CONTENEURS

Montoir de Bretagne (44-2000)  
( Port Autonome Nantes , LRPC Rouen , Soletanche )

- ❖ Problème : remblaiement des berges, pour terre-plein, en arrière du quai instabilité et tassements attendus : sans inclusions = 70 cm avec 2 à 3 phases de construction, avec inclusions = 55 cm avec 1 phase
- ❖ Solutions : 230 inclusions en tarière Starsol, béton fibré, de 30 mètres, avec dalottes préfabriquées de  $1,40 \times 1,40 m$ , clavettes en tête.
- ❖ Contraint : 5 à 10 cm de tassement.

### CONSTRUCTION RAPIDE D'UN PICF

Rouen (76-2000)  
( Communauté agglomération de Rouen - LRPC Rouen - Soletanche )

- ❖ Construction d'un PICF et des remblais d'accès
- ❖ Problème : délai impératif de 4 mois - 10 m de sol très compressible -
- ❖ Solution : radier de l'ouvrage et remblai d'accès les plus hauts sur 664 inclusions ( $\phi = 0,40 m$  -  $L = 16 m$ ), avec dalottes en tête, puis drainage vertical aillière
- ❖ Tassement observé : 3 à 4 cm.

également deux opérations consacrées aux canalisations non visitables. L'une s'est attachée aux branchements particuliers. L'autre a visé la mise au point d'outils d'aide à l'auscultation, à la pratique d'une gestion patrimoniale, ainsi que la validation, dans la durée, de différentes techniques de réhabilitation.

Ce Projet National, piloté par le ministère de l'Équipement et géré par l'IREX, aura réuni plusieurs dizaines de partenaires et représenté un investissement de plus de 6 millions d'euros.

L'essentiel des résultats est publié en deux guides édités par Lavoisier, outils d'une démarche globale structurée et ouvrages de référence pour tous les acteurs de la gestion des réseaux.

Au cours du colloque de clôture, qui a eu lieu le 3 février 2005 à la FNTP, ces deux guides techniques (cf. rubrique "Bibliographie" page 6) ont fait l'objet d'une présentation détaillée par leurs principaux rédacteurs.

## ■ LANCEMENT DU PROJET NATIONAL DE RECHERCHE ET DÉVELOPPEMENT SUR LE RENFORCEMENT DES SOLS PAR INCLUSIONS RIGIDES

Le programme général de ce nouveau projet national a été présenté le 4 février 2005 au cours d'une réunion organisée par l'IREX, par François Schlosser et de nombreux conférenciers, avec la participation de Bertrand Soyez (RGCU/DRAST) et François Vahl (président de la délégation technique à la FNTP).

Le renforcement par inclusions rigides verticales constitue une alternative particulièrement intéressante aux fondations sur sol compressible de type traditionnel et peut apporter une réponse pertinente aux soucis d'environnement et d'optimisation des coûts et des délais de construction. Ce type de renforcement encore peu utilisé en France est susceptible d'un grand essor.

La technique des inclusions rigides consiste à transférer la charge due à l'ouvrage renforcé vers une couche de sol plus dur. Ce transfert se fait par la combinaison d'inclusions rigides traversant le sol compressible et d'un matelas granulaire disposé entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage. Ce matelas a pour vocation de répartir la charge sur les têtes d'inclusions. Pour augmenter la part de la charge reprise par les inclusions, des têtes peuvent être disposées sur les inclusions et des nappes géosynthétiques peuvent être intercalées dans le matelas granulaire.

L'étude envisagée doit aboutir à la rédaction de recommandations pour la conception, la mise en œuvre et le contrôle des remblais et dallages fon-

dés sur sol renforcé par inclusions rigides verticales.

### Les objectifs généraux

Le projet de recherche-développement sur le renforcement par inclusions rigides verticales est planifié sur une période de 4 années : les trois premières années seront consacrées à l'élaboration et la mise en œuvre des protocoles expérimentaux et numériques, et à l'analyse des premières données expérimentales. La dernière année sera entièrement consacrée à la synthèse de l'ensemble des données recueillies, la validation des méthodes de dimensionnement et l'élaboration du document constituant les recommandations.

Les principaux objectifs de l'action envisagée sont les suivants :

- ◆ améliorer la connaissance des mécanismes complexes d'interaction mis en jeu dans cette technique de renforcement ;
- ◆ évaluer les méthodes de dimensionnement existantes à la lumière des acquis expérimentaux ;
- ◆ mettre au point et qualifier des méthodes de dimensionnement à divers niveaux de complexité ;
- ◆ rédiger les "recommandations concernant la mise en œuvre et le dimensionnement des remblais et dallages sur sol renforcé par inclusions rigides."

### Méthodologie retenue

Cette action reposera d'une part sur des études expérimentales et *in situ* et sur modèles de laboratoire ou modèles centrifugés, et d'autre part sur le développement de modèles numériques visant à simuler le comportement des sols et des éléments de renforcement avec leurs interactions.

Ces modèles, validés sur les divers résultats expérimentaux, permettront ensuite de conduire des études paramétriques en vue d'explorer des cas non couverts par l'expérimentation et de proposer des méthodes de dimensionnement pratiques.

### Programme de recherches et d'expérimentation

Le programme comprend six thèmes, dont le premier "Plots d'essais en vraie grandeur" a fait l'objet le 5 février d'une présentation détaillée (expérimentation en vraie grandeur, essais sur chantiers, essais de laboratoire et en centrifugeuse, modélisations numériques...).

Quelques exemples de chantiers remarquables avec inclusions ont été présentés par Elisabeth

Haza du Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Rouen (cf. figure page précédente) :

- ◆ le doublement d'un passage supérieur sur pieux sur l'autoroute A43 à Servoleix (73) ;
- ◆ la protection d'un pylône sur la déviation d'Harfleur (76) ;
- ◆ le remblaiement de berges en arrière d'un quai à conteneurs à Montoir-de-Bretagne (44).

### Contact :

IREX

10, rue Washington

75008 Paris

Tél. : +33 (0) 1 44 13 32 77

Fax : +33 (0) 1 43 59 68 30

E-mail : irex@wanadoo.fr

