

Travaux

n° 764

SOUTÈNEMENT

- La traversée de l'éperon des Sorderettes
- Le nouveau Club Méditerranée à Paris Bercy

FORAGES

- Forages profonds dans Paris

INJECTION

- Le parking du Val Claret à Tignes

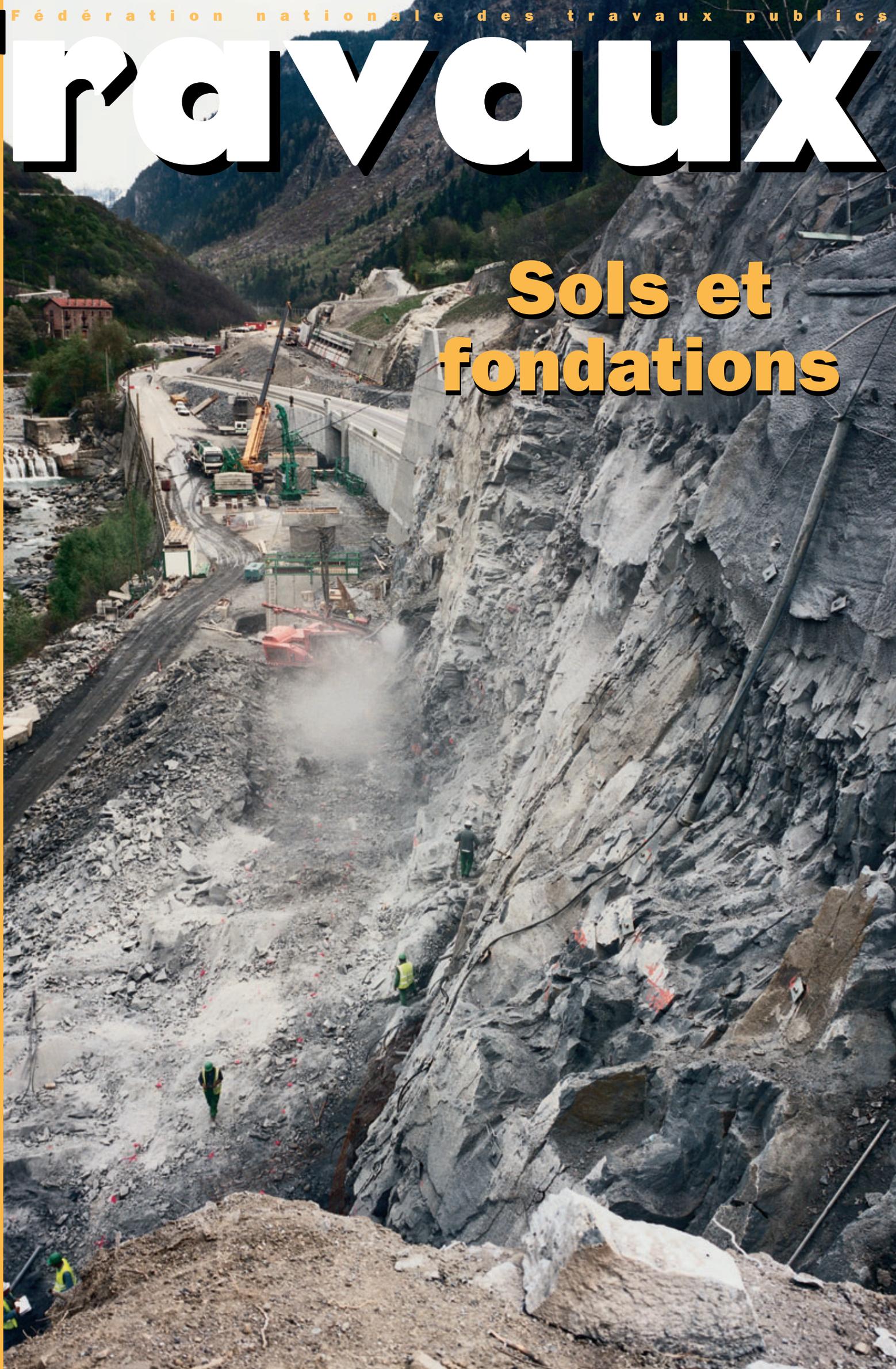
FONDACTIONS

- Paroi multiancrage pour l'extension de l'hôpital Princesse Grâce à Monaco
- Séismes, sols et fondations
- Pieux StarSol® : Etat de l'art après 15 années d'expérience

INTERNATIONAL

- Les travaux spéciaux du chantier d'El Azhar
- Poste 9 à Djibouti : Application de la procédure Calypso

Sols et fondations



Travaux

numéro 764

mai 2000

Sols et fondations

éditorial

actualités

matériels

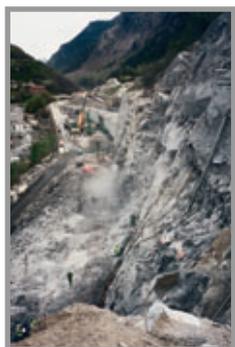
préface

sols et fondations

soutènement

forages

injection



Notre couverture

La traversée de l'éperon des Sorderettes - A43

© J.-P. Mirabel

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION

Roland Girardot

RÉDACTION

Roland Girardot et Henry Thonier

3, rue de Berri - 75008 Paris

Tél. : (33) 0144133144

SECRÉTAIRE DE RÉDACTION

Françoise Godart

Tél. : (33) 0241350995

Fax : (33) 0241350996

E mail : Francoise.Godart@wanadoo.fr

MAQUETTE

T2B & H

8/10, rue Saint-Bernard - 75011 Paris

Tél. : (33) 0144648420

VENTES ET ABONNEMENTS

Colette Robert

RGRA

9, rue Magellan - 75008 Paris

Tél. : (33) 0140738005

E mail : revuetravaux@wanadoo.fr

France : 920 FF TTC

Etranger : 1100 FF

Prix du numéro : 115 FF (+ frais de port)

PUBLICITÉ

Régie Publicité Industrielle

61, bd de Picpus - 75012 Paris

Tél. : (33) 0144748636

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° 57304



Sommaire

mai 2000

Sols et fondations

Dans les prochains numéros

- Barrages
- Réhabilitation d'ouvrages
- Tunnels et travaux souterrains
- Autoroute A 89
- International
- Environnement
- Ponts
- Terrassements



FONDATIONS

◆ Paroi multiancrage pour l'extension de l'hôpital Princesse Grâce à Monaco
- *Multi-anchor wall for extension of Princess Grace Hospital in Monaco*

Ch. Besson, R. Stenne

50



◆ Séismes, sols et fondations
- *Earthquakes, soils and foundations*

P. Mouroux, O. Monge

55



◆ Pieux Starsol® : Etat de l'art après 15 années d'expérience
- *Starsol® piles : State of the art after 15 years' experience*

M. Wojnarowicz, Ch. Lac, A. Frossard

64



INTERNATIONAL

◆ Les travaux spéciaux du chantier d'El Azhar
- *Special works on the El Azhar project*

A. Abinader, P. Schmitt

70



◆ Poste 9 à Djibouti : Application de la procédure Calypso
- *Berth 9 in Djibouti : Application of Calypso procedure*

R. Boutin, L. Barbot, A. Emaille

76

répertoire des fournisseurs

82

Les fondations : un secteur modeste mais essentiel de la construction

Ce qui ne se voit pas n'est pas toujours le moins important même à notre époque soumise aux médias. Les réalités sont tenaces et quand on persiste à les ignorer les punitions sont sévères. Pour les assurances, les sinistres les plus coûteux de ces dernières années proviennent presque toujours de problèmes de sol et/ou de fondations mal gérés. Les dérives en temps et en argent peuvent être alors extrêmement lourdes et tout le monde a en mémoire de célèbres exemples à Paris même...

Le chiffre d'affaires des fondations spéciales est en France, d'après les statistiques de la FNTF, de l'ordre de 3 % de celui de l'ensemble des travaux publics. C'est-à-dire un chiffre d'affaires d'environ 3,5 milliards de francs dans le creux des années 1997-1999 venant de plus de 5,5 milliards de francs dans les années 90. Nous espérons aujourd'hui que la descente aux enfers va connaître au moins un palier comme le reste des T.P.

Pour parer à cette dégradation constante de l'activité en France, il faut noter que cette profession des fondations a été l'une des plus réactives de France pour développer son secteur exportation. D'abord le fait des plus grandes sociétés de fondations, beaucoup d'entreprises s'y sont attachées : pour les sociétés appartenant à des grands groupes, en se rapprochant des autres sociétés exportatrices de leur groupe, soit pour les sociétés indépendantes ou plus modestes en s'attachant à développer certains créneaux porteurs souvent à la pointe de l'innovation. Les évolutions des marchés intérieurs et extérieurs ont été symétriques des années 90 à 95 au point de se croiser en 1996 : année où pour la première fois le marché extérieur a dépassé le marché intérieur. Malheureusement le marché extérieur, quoique supérieur en volume et de meilleure qualité que le marché intérieur, a décliné aussi de 97 à 99. Aujourd'hui il semble que les perspectives ou tout au moins les tendances s'améliorent sur les deux marchés.

Si le pourcentage d'activité de la profession des fondations par rapport à l'ensemble des entreprises de la FNTF reste relativement constant, la répartition géographique et par spécialité peut être très variée. Bien sûr, nous aimons les grosses charges à installer sur les mauvais terrains et les barrages à faire dans les terrains perméables... Une usine à fonder dans les marais ou étancher un lit de rivière fossile sous un futur barrage sont nos rêves. Au demeurant des rêves difficiles à réaliser et sans concessions pour les tricheurs ou les faibles...

Les fondations : une profession tout à fait spécifique, une profession de spécialistes

Le pourcentage du chiffre d'affaires des fondations sur les chantiers où elles sont nécessaires est évidemment plus important que le pourcentage moyen des fondations par rapport aux travaux publics mais il dépasse rarement 10 % du gros œuvre. Cela a pour conséquence que la taille des chantiers est réduite par rapport à celle des chantiers de gros œuvre. Une durée de moins d'un mois est assez fréquente pour des chantiers de pieux courants. Les sociétés de fondations ont donc à gérer un grand nombre de chantiers. Ce qui a des conséquences sur la décentralisation de leurs décisions et sur la qualité de leur personnel qui doit avoir une autonomie souvent supérieure à celle du personnel des autres professions des TP. C'est dans les fondations que le pourcentage d'ingénieurs et de techniciens est le plus grand. De même les besoins de planification rigoureuse, les transports permanents et les installations extrêmement mobiles ont contribué à développer

des matériels et des procédures spécifiques. C'est aussi chez les spécialistes des fondations que le pourcentage de mécaniciens est le plus fort. Et encore doit-on prendre le terme de mécanicien au sens large : mécanicien, hydraulicien, électricien ou même maintenant électronicien... C'est aussi chez les spécialistes que la conception de leur matériel se fait encore en grande partie. Enfin la grande contrainte de ne pas voir immédiatement l'ouvrage réalisé, c'est-à-dire de travailler en aveugle, oblige tout le personnel de la direction aux exécutants, à une grande rigueur alliée à une grande discipline, ce qui a permis en particulier de réaliser d'énormes progrès dans le domaine de la sécurité. Rater un chantier de fondations peut ne se voir que beaucoup plus tard mais alors c'est à l'occasion d'une catastrophe, au minimum financière... Ces difficultés sont d'autant plus importantes que la continuité des chantiers d'un type déterminé est loin d'être assurée dans une zone géographique déterminée ou pour une seule entreprise générale fut-

elle très grande. Il est rare que la même entreprise ait une forêt de grandes tours à construire ou toute une zone portuaire à aménager. Le spécialiste peut alors apporter une meilleure compétence à des coûts plus bas que le généraliste, car il amortit mieux les compétences et les moyens qu'il a accumulés.

Les fondations : une profession en pleine évolution

C'est une profession où il existe encore des témoins oculaires de la chèvre à trois pieds et de la pince à talon... c'est-à-dire des témoins qui ont vécu au Moyen Âge. Aujourd'hui les grues mobiles de grande puissance sont bardées d'ordinateurs embarqués pour assister la conduite de monstres qui descendent de plus en plus profond avec une précision toujours accrue. Aller réparer un voile de barrage à 150 mètres de profondeur était impensable il y a seulement quelques années. L'arrivée et l'emploi systématique des moyens de calcul et de stockage des données de grande capacité permettent de nouvelles perspectives de traitement de terrains en masse. Par exemple les chantiers de traitement de terrains d'Eole et Météor ont été l'occasion de mise en œuvre de moyens informatiques permettant de gérer des centaines de milliers de données (pro-

fondeur de forage, nature de coulis, nombres de phases, pression, date et heure, résurgences, etc. et cela tous les 33 centimètres sur des kilomètres de forage de traitement sous la rue et les maisons qui n'aiment pas être soulevées ou tassées!).

Les chantiers de la Jubilee Line à Londres ont permis de contrôler les tassements provoqués par les tunneliers de façon drastique grâce à des injections en partie automatisées, reliées à un contrôle topographique de plusieurs milliers de points de mesures.

Actuellement les voies ouvertes par les injections solides, le jet grouting, la vibrocompaction, le compactage amèneront de nouveaux développements. Notre époque est riche également de nouvelles contraintes ! Les normes deviennent européennes, les contraintes nouvelles de l'environnement vont nous obliger à changer nos méthodes et nos procédés. En particulier la nouvelle circulaire sur l'Eau va mettre à l'épreuve notre faculté d'adaptation.

Mais nous pouvons également dire que l'espace urbain n'augmente pas en surface mais plutôt en sous-sol et que les nouvelles contraintes sont aussi de nouvelles opportunités pour ceux qui le voudront bien.

En effet, la protection de l'environnement est également la source de nouveaux travaux qui seront partie intégrante de notre activité.



■ FRANÇOIS VAHL

**Président
de la Commission
technique de la FNTF**

La traversée de l'éperon

Un grand chantier de soutènement

L'article décrit la conception et les travaux de réalisation d'un grand chantier de soutènements dans un site de montagne particulièrement difficile qui a nécessité une organisation rigoureuse des moyens aussi bien dans la gestion du personnel posté que dans la mise en œuvre de matériels lourds et importants.

Ce chantier tout à fait exceptionnel de par les quantités et les caractéristiques des soutènements mis en œuvre constitue un bel exemple, riche d'enseignements pour le futur, de travaux de soutènements menés dans des conditions difficiles en site abrupt, exigu, et en limite de stabilité.

La partie haute de l'autoroute de la Maurienne A43, réalisée par la Société Française du Tunnel Routier du Fréjus, rencontre après Saint-Michel-de-Maurienne, une difficulté majeure constituée par la traversée des deux verrous rocheux d'Orelle et des Sorderettes. La traversée du verrou d'Orelle a nécessité la construction, en première phase, d'un tunnel bidirectionnel. Aux Sorderettes, l'étranglement de la vallée et la présence d'un tunnel ferroviaire n'ont pas permis aux deux chaussées, montante et descendante, de franchir ce verrou en souterrain.

Après la construction du tunnel des Sorderettes, emprunté par la chaussée montante de l'A43, vers le tunnel du Fréjus, la chaussée descendante a été réalisée à l'air libre sur 1,4 km, en entaillant l'éperon rocheux sur environ 400 m de longueur. La traversée des Sorderettes en grand déblai a nécessité la réalisation de soutènements importants dans des conditions particulièrement difficiles : drainage des terrains au préalable et en cours de travaux, tirants de longueur importante (50 à 60 m), nom-

breuses phases de travaux en période hivernale et présence du trafic de la RN 6 (photo 1).

LE PROJET

Situation et programme

Dans la section haute de l'A43, un peu à l'amont de Saint-Michel-de-Maurienne, la vallée de l'Arc se rétrécit. A cet endroit, la rive droite est instable et sujette aux coulées de laves torrentielles du torrent du Pousset. L'A43 passe donc en rive gauche, mais il reste peu de place pour le passage des deux chaussées de l'autoroute entre, au nord, la rivière et la RN6 d'une part et, au sud, la voie ferrée qui entre en tunnel dans un massif rocheux, d'autre part. La largeur restante de rocher entre le tunnel ferroviaire et la RN6 ne permet pas de faire passer les deux chaussées de l'autoroute en souterrain (photo 2).

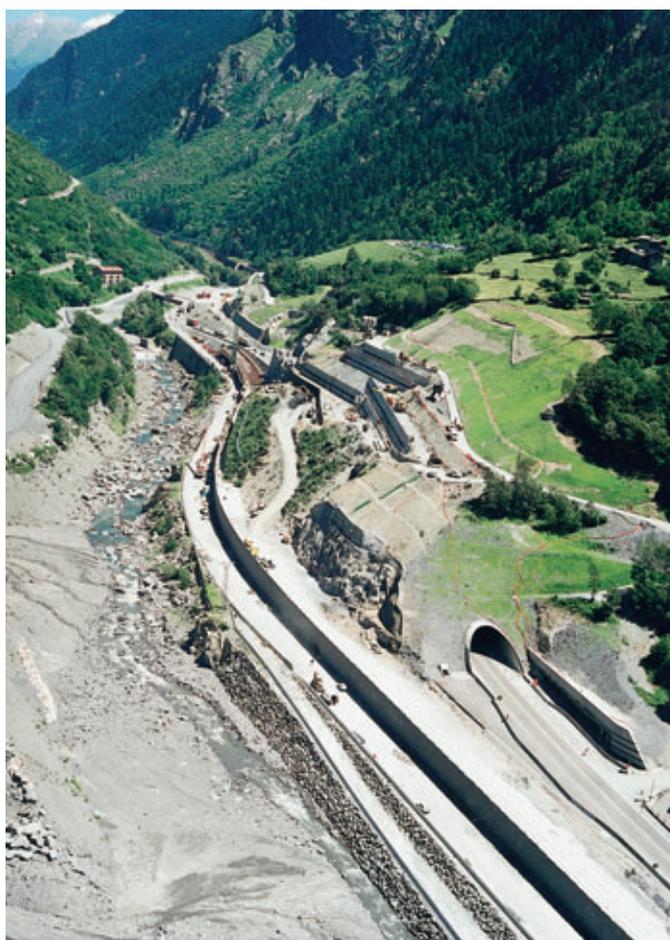
Les deux chaussées de l'autoroute doivent donc se séparer, la chaussée montante passant en tunnel (le tunnel des Sorderettes de 385 m de longueur) tandis que la chaussée descendante passe à l'extérieur en pied de versant, au prix d'un réaménagement important du terrain.

Une fois achevé le tunnel des Sorderettes, il devient possible d'y dévier le trafic de la RN6, et les travaux de terrassement sur le versant qui nécessitent l'emploi d'explosifs, peuvent alors être menés sans danger pour le trafic.

Le réaménagement de ce versant a nécessité d'importants travaux de déblai et de soutènement au-dessus du tunnel des Sorderettes, dans une zone de terrains meubles avec des pentes à environ 35° entre deux éperons rocheux très raides. Un peu plus en amont, après la sortie du tunnel des Sorderettes, une deuxième zone, comprenant des masses rocheuses pointant à travers des terrains meubles, a dû être traitée de façon similaire ; toutefois dans ce cas, des conditions topographiques plus favorables ont permis de réaliser les travaux à côté de la RN6 maintenue en circulation. De l'aval vers l'amont, le projet comprend les ouvrages principaux suivants :

- ◆ le terrassement rocheux de l'éperon ouest : TR1 ;
- ◆ les grands déblais avec soutènements : MS5 ;
- ◆ le terrassement rocheux de l'éperon est : TR2 ;
- ◆ un viaduc, en dalle précontrainte, à l'amont du TR2 : OA 6 ;
- ◆ les déblais avec soutènements à l'amont du tunnel : MS12.

Photo 1
Vue d'ensemble
de l'éperon
des Sorderettes
*General view
of the Sorderettes spur*



© J.-P. Mirabel

des Sorderettes dans un site difficile

Les contraintes

Les contraintes liées au site

Aux contraintes déjà évoquées, liées à la topographie et aux infrastructures existantes, s'ajoutait la prise en compte des risques naturels : le risque sismique (zone sismique 1B) et le risque de chute de blocs provenant de zones rocheuses situées plus haut sur le versant.

Le caractère très accidenté du versant et sa forte pente, ainsi que la présence en contrebas de la RN 6 (photo 3), n'avaient pas permis de mener toutes les reconnaissances de sol souhaitées préalablement à la consultation des entreprises. Il fallait donc s'attendre à des adaptations en cours de travaux.

Une difficulté supplémentaire est apparue pendant les travaux de réalisation du tunnel de la chaussée montante, quand un début de glissement de terrain a affecté le versant. Par adaptation des méthodes de travail dans le tunnel (arrêt des injections en voûte) et par drainage du versant, ce glissement a été maîtrisé, mais cela a amené à renforcer l'instrumentation, et à étendre la partie du versant modifiée par le projet.

L'intervention de la Mission environnement et paysage (MEP)

La MEP, qui intervenait sur l'ensemble de l'A43, a participé à l'élaboration du projet et a incité le maître d'œuvre à prévoir des surfaces végétalisables à chaque fois que cela était possible.

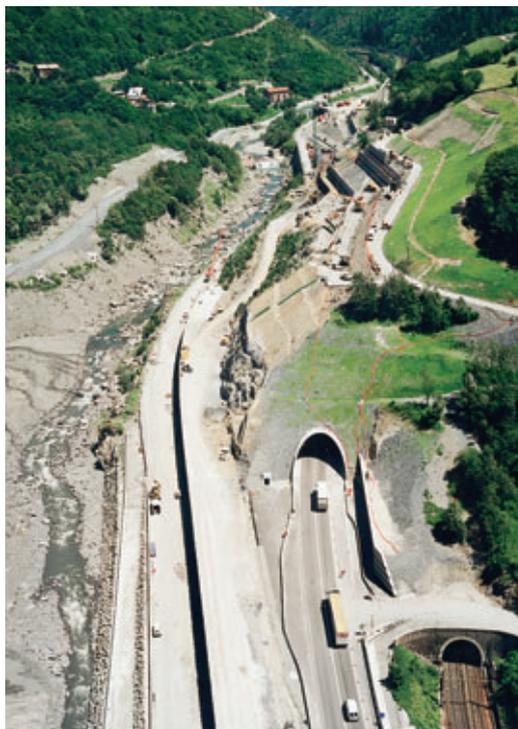
Les contraintes de phasage et de planning

Le maintien en circulation de la RN 6, dans les meilleures conditions de sécurité par rapport au chantier, a été une contrainte permanente. Il avait donc été décidé que les travaux sur le versant ne pourraient être commencés qu'une fois que la RN6 aurait été déviée par le tunnel des Sorderettes et que le rétablissement de la circulation le long de l'Arc ne pourrait être envisagé que lorsque les travaux sur le versant seraient suffisamment avancés pour ne plus générer de risque.

La conception

Le parti

L'économie du projet, la topographie, les contraintes foncières et les caractéristiques mécaniques des terrains ont conduit à retenir une solution consistant à alterner soutènements et talus, en profitant au maximum de toute la place disponible pour li-



© J.-P. Mirabel

Photo 2
L'éperon des Sorderettes vu depuis l'aval avec, de gauche à droite : la rivière l'Arc, la RN6 utilisée en accès chantier, la voie descendante A43 en construction, la voie montante A43 en tunnel utilisée par la RN6 dans ce basculement de circulation, les voies ferrées traversant l'éperon en tunnel

The Sorderettes spur seen from downstream with, from left to right, the Arc river, highway RN6 used for worksite access, the down lane of the A43 motorway under construction, the up lane of the A43 motorway in the tunnel used by highway RN6 in this changeover of traffic, the railway tracks going through the spur in the tunnel



© J.-P. Mirabel

Photo 3
L'éperon des Sorderettes avant travaux

The Sorderettes spur before the works

miter la part des soutènements et en recherchant, pour le profil en travers final, une pente moyenne ne dépassant pas celle du terrain avant travaux, à chaque fois que cela était possible.

Le projet résultant est une succession de niveaux, séparés tous les cinq mètres en hauteur par des risbermes, où alternent des parois soutenues et

Dominique Quivy

DIRECTION RÉGIONALE
DE LYON
GTM Construction



Jean-Marie Demorieux

CONDUITE D'OPÉRATION
Setec



Roger Boria

DIRECTEUR
DU CHANTIER
GTM Construction



Jean Bremond

DIRECTEUR DU CHANTIER
DES SOUTÈNEMENTS
Temsol



Marc Narcy

MAÎTRISE D'ŒUVRE
ÉTUDES
Setec



Guy de Vivies

MAÎTRISE D'ŒUVRE
TRAVAUX
Setec



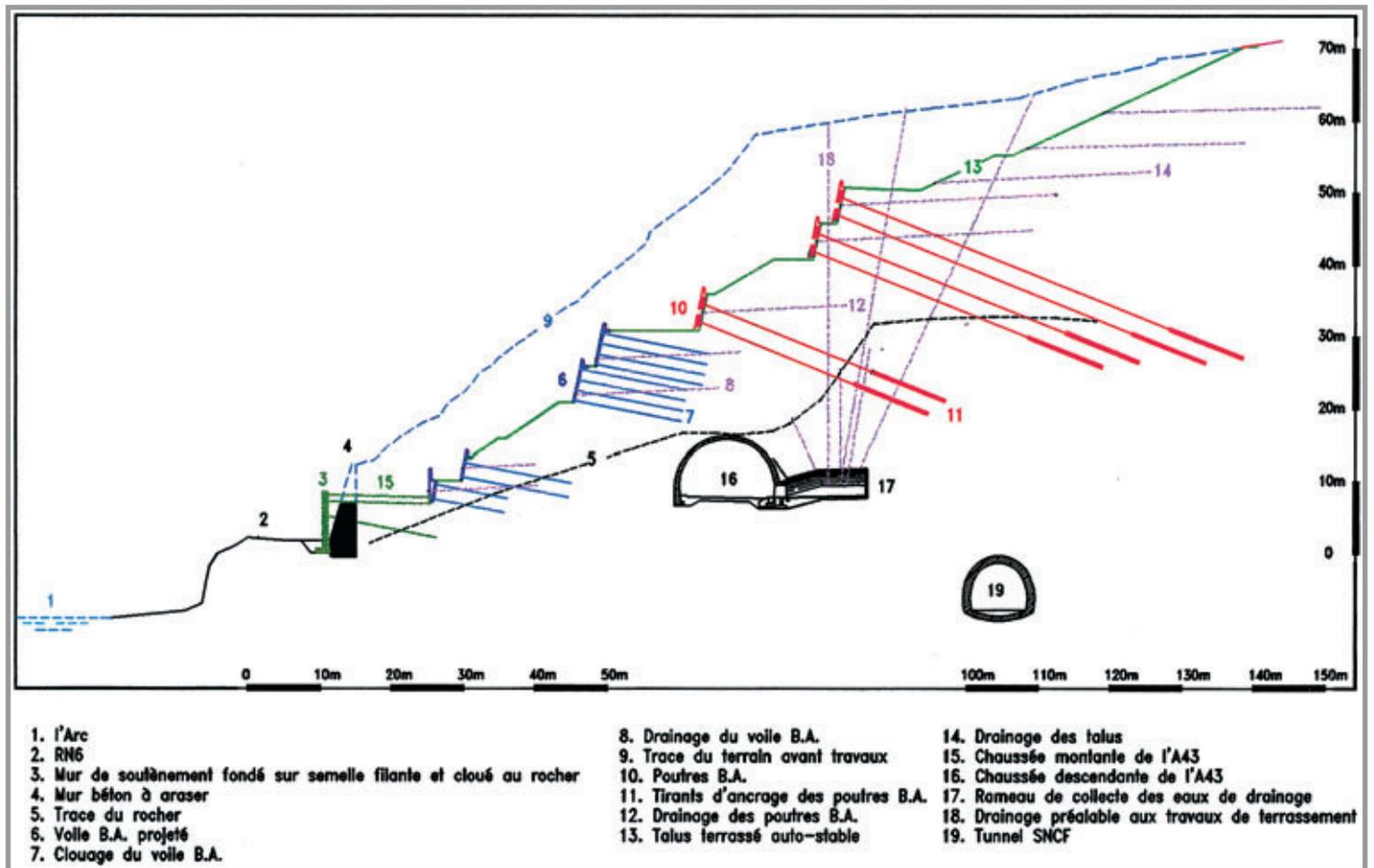


Figure 1
Mur de soutènement
en terrain meuble.
Coupe en travers
type

*Retaining wall
in loose soil. Typical
cross section*

des talus végétalisés. Les parois soutenues sont soit clouées, soit ancrées par tirants actifs. Elles sont inclinées à 2 horizontal pour 5 vertical, les clous et les tirants actifs leur étant perpendiculaires. Les talus sont inclinés à 3 horizontal pour 2 vertical. La hauteur de l'ensemble atteint 55 m (figure 1).

Les différents rôles des risbermes

Les risbermes doivent offrir des plates-formes de circulation et de travail de largeur suffisante pendant la réalisation puis, ultérieurement, pour les visites, les contrôles et l'entretien par l'exploitant. L'une d'elles est utilisée pour le rétablissement d'une piste forestière. En outre, certaines risbermes, par leur situation et leur largeur, jouent le rôle important de piège à cailloux protégeant la chaussée descendante de l'autoroute en contrebas.

L'association d'ancrages actifs et passifs

L'emploi de tirants actifs était indispensable pour la stabilité d'ensemble, mais il fallait également recourir au clouage, en particulier en partie basse du projet. En effet, la présence du tunnel dans lequel passe la chaussée montante excluait l'emploi d'ancrages longs et imposait le recours aux clous pour assurer la stabilité de cette partie du versant. Chacun de ces systèmes étant utilisé dans une partie différente du versant, il n'y avait pas d'inconvénient à leur utilisation simultanée malgré leurs modes de fonctionnement radicalement différents

Les tirants actifs et leurs poutres de répartition

Tous les tirants actifs sont ancrés dans le substratum rocheux et s'appuient en tête sur des poutres de répartition en béton armé, chaque poutre reprenant en général cinq tirants. Les hypothèses de calcul des poutres prévoient des inégalités de module de réaction du sol. Les cas de charge incluent la détente de l'un des quelconques tirants.

La spécificité topographique

Du fait de la topographie accidentée et complexe, le projet ne s'est pas limité à la définition de quelques coupes transversales, mais a dû être étudié en prenant en compte les trois dimensions, d'une part afin de respecter à chaque phase de terrassement des plates-formes de travail de dimensions suffisantes et, d'autre part pour obtenir des risbermes ayant, en plan, un tracé acceptable.

L'instrumentation et les mesures

L'instrumentation et les mesures, définies dans le dossier de marché et adaptées en cours de chantier, avaient pour but de vérifier la validité des hypothèses adoptées ainsi que le bon comportement et l'évolution des ouvrages. Elles ont consisté en des reconnaissances de sol complémentaires, des piézomètres, des inclinomètres, des mesures topographiques, des cales dynamométriques sur les tirants actifs, des mesures régulières du débit des drains, les différents types d'essais pour les clous

et les tirants actifs, conformément aux règles CLOUTERRE et TA 95.

Le projet a été établi en collaboration avec Jacqueline Pereira de Terrasol qui a dimensionné les soutènements et défini l'instrumentation, et Marcel Moulin de Terrasol qui a instrumenté et suivi le début de glissement de terrain, puis sa stabilisation. Tous deux ont suivi les mesures réalisées pendant les travaux. La géologie des terrains a été décrite dans un article de *Travaux* de septembre 1998, rédigé au début des travaux.

■ L'EXÉCUTION DES OUVRAGES

Le programme et le phasage des travaux

La traversée de l'éperon des Sorderettes a été réalisée dans un délai de 31 mois entre début octobre 1997 et fin avril 2000.

Ce délai est relativement long pour plusieurs raisons :

- ◆ le délai couvre trois périodes hivernales, qui en région de montagne sont souvent marquées par des températures très basses et suivant les années par des enneigements conséquents et durables ;

- ◆ les travaux de terrassements et soutènements dans la zone centrale de l'éperon ne pouvaient pas se dérouler en laissant en circulation la RN 6 en contrebas de l'éperon. Il fallait donc attendre que le tunnel des Sorderettes correspondant à la voie montante de l'autoroute puisse servir de déviation pour la RN 6 ;

- ◆ le basculement de la RN 6, en provisoire, dans le tunnel des Sorderettes, nécessitait de traiter la zone de raccordement entre les chaussées montantes et descendantes de l'autoroute (photo 4). Cette zone, dite du MS12 demandait des travaux conséquents de terrassements et de soutènements cloués et tirantés.

Le programme des travaux a donc été articulé autour de deux dates clés, correspondant à des délais partiels :

- ◆ le basculement de la RN 6 dans le tunnel des Sorderettes au mois 14, pour une durée de 10 mois ;

- ◆ le nouveau basculement de la RN 6 à son emplacement définitif au mois 24.

Les problèmes singuliers attachés à ce phasage des travaux ont été les suivants :

- ◆ nécessité de superposer dans la zone de raccordement amont, les travaux objet de ce marché avec ceux du tunnel des Sorderettes objet d'un autre marché (photo 5) ;

- ◆ construction d'un mur en sol renforcé provisoire pour soutenir la RN 6 déviée en tunnel, et laisser ainsi une place disponible pour construire une partie du viaduc des Sorderettes. Ce mur en sol ren-



Photo 4
La zone amont de l'éperon avant travaux
The upstream zone of the spur before the works



Photo 5
La zone amont avant la construction des parois tirantées
The downstream zone before the construction of the tied walls

forcé a ensuite été démonté en troisième période pour permettre la construction de la deuxième partie du viaduc ;

- ◆ construction du viaduc des Sorderettes en deux fois avec un arrêt de tablier à un point de moment nul. Des coupleurs ont assuré la continuité des câbles de précontrainte ;

- ◆ construction partielle des murs en sol renforcé à l'aval du chantier, afin d'assurer le raccordement de la RN 6 déviée, à la RN 6 dans sa configuration définitive ;

- ◆ superposition obligatoire de certains ateliers pour traiter les soutènements de la zone centrale de l'éperon dans le délai court de 10 mois correspondant à la deuxième période.

Les terrassements

Avant d'engager les terrassements dans le versant des Sorderettes, un important travail de déboisement sur environ 35 000 m² a été entrepris sous la protection de filets A.S.M. (anti-sous-marins) disposés en pied de versant et en surplomb de la RN 6 circulée.

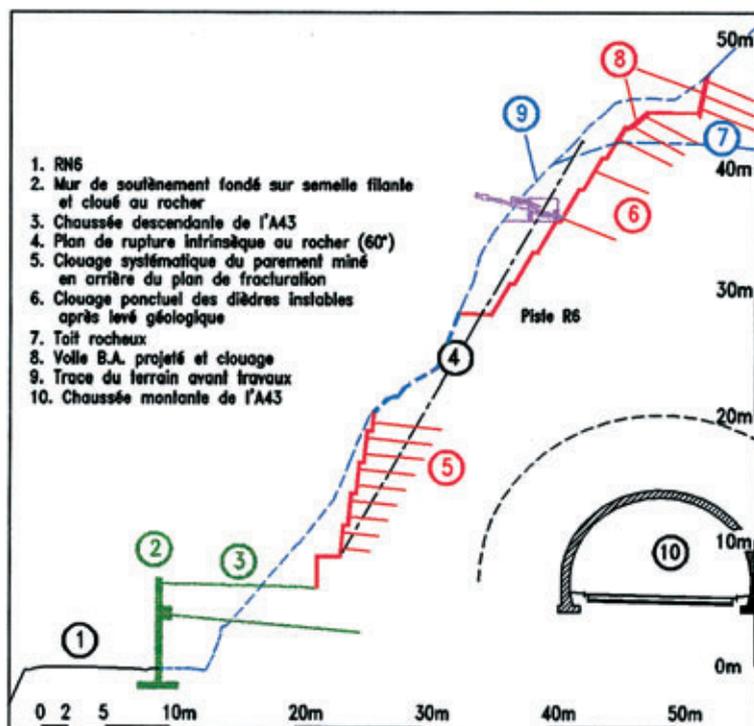
Par ailleurs, un balisage lourd avec des blocs parallélépipédiques en béton a été mis en place le long des voies circulées de la RN 6 pour créer en pied du versant, une piste circulaire servant également de pièges à cailloux.

Photo 6
Les terrassements rocheux à l'amont de l'éperon des Sorderettes
The rocky earthworks upstream of the Sorderettes spur



© J.-P. Mirabel

Figure 2
Terrassements rocheux. Coupe en travers type
Rocky earthworks. Typical cross section



Après ces travaux de déboisement, un relevé topographique très précis du versant a été entrepris. C'est à partir de ce levé topographique que tous les différents phasages du chantier ont pu être imaginés et dessinés sur AUTOCAD.

Il a été ensuite créé un réseau de pistes de chantier, évolutif en fonction de l'avancement des différentes phases, pour pouvoir accéder aux postes de travaux, que ce soit des travaux de terrassement meuble ou rocheux, simple soutènement ou paroi clouée et ancrée.

La contrainte qui s'imposait par mesure de sécurité, était de ne pas superposer les différents ateliers. Les quelques exceptions à cette règle ont nécessité des protections lourdes complémentaires coûteuses (filets A.S.M. supplémentaires, écran jointif en bois sur 5 m de hauteur).

Ces pistes d'accès créées au fur et à mesure de l'avancement ont donné accès à des zones du versant non reconnues jusqu'alors – en particulier les zones de contact entre les terrains meubles et rocheux. Des reconnaissances de sol par sondages destructifs verticaux ou subverticaux ont alors été entreprises. Elles ont permis de préciser le projet des soutènements cloués et ancrés suffisamment à l'avance pour éviter des arrêts de chantier ou des retards dans l'exécution.

Les terrassements en grande masse

Les terrassements du MS 5 ont été entrepris en grande masse jusqu'au niveau dit "de la piste forestière", piste existante, réaménagée pour l'entretien futur du versant et l'exploitation de la forêt. Ce sont 62 000 m³ de terrain meuble qui ont été enlevés à l'été 1998 à un rythme de 1 300 m³/j sur deux postes de travail.

L'évacuation des matériaux a été menée avec des camions 6x4, compte tenu des rampes importantes pour accéder aux zones de déblais les plus élevées du versant.

Les terrassements en banquettes

L'ensemble du chantier de terrassements en banquettes a représenté 88 000 m³ de déblais dont 15 000 m³ intéressant des blocs erratiques ou du rocher fortement altéré qu'il a fallu fractionner au brise roche hydraulique ou à l'explosif.

Les cadences journalières étaient généralement faibles (200 m³/j en moyenne), au rythme du chantier de soutènements. La difficulté de ce chantier est venue de la largeur réduite des plates-formes (de 4 à 6 m par endroits).

L'évacuation des matériaux a été menée avec des camions 6 x 4, jusqu'à une zone de dépôt hors chantier.

Les terrassements rocheux

Pour reprendre les propos déjà énoncés plus haut, l'éperon des Sorderettes est donc marqué en amont et en aval par deux éperons rocheux encadrant une vaste zone dépressionnaire de terrain meuble :

- ◆ l'éperon amont dit "TR 2" est le plus haut (hauteur 48 m) et le plus difficile d'accès (photo 6) ;
- ◆ l'éperon aval dit "TR 1" est plus modeste (hauteur 30 m) et son accès depuis le haut se fait au niveau de la piste forestière.

En contrebas de ces deux terrassements rocheux (TR) on retrouve successivement des murs "béton armé", servant de pièges à cailloux, la plate-forme autoroutière descendante et un mur de soutènement surplombant la RN6 (figure 2). L'importance

de ces ouvrages en contrebas a imposé de terrasser ces parties rocheuses dans des délais très courts et en hiver.

Au total 30 000 m³ de déblais ont été dégagés à l'explosif dans ces deux zones rocheuses.

Très rapidement il est apparu des plans de fracturations du rocher très complexes qu'il convenait de respecter pour ne pas avoir à clouer un ensemble de blocs plus ou moins instables en phase finale. Le projet initial qui prévoyait un terrassement à 70 ° par rapport à l'horizontal a donc été modifié. Les méthodes de l'entreprise ont été entièrement adaptées à la fracturation du rocher et aux possibilités d'accès.

En partie haute des TR, l'évacuation s'est faite avec une pelle de 85 CV, puis à mi-hauteur avec une pelle araignée de 14 CV. Les matériaux ont été directement déversés jusqu'au niveau de la RN6 et évacués hors du chantier.

Un ingénieur géologue et géotechnicien a relevé régulièrement les plans de schistosité, les plans de glissements potentiels dans le but d'adapter au mieux le projet au front de taille, en respectant la géologie. La photo 7 donne une idée du caractère tourmenté du rocher dans la zone du TR 2.

Toutes les zones de rocher altéré ont été traitées par béton projeté et clouage avec adaptation des directions, des longueurs et des diamètres des clous.

Les avancements des terrassements rocheux ont été relativement faibles, de l'ordre de 140 m³/j.

Drainage du terrain

Préalablement aux travaux de terrassements de terrain meuble, un réseau de drains a été réalisé :

◆ **drainage du mur amont MS12.** A partir de la plate-forme RN6, des drains subhorizontaux de diamètre 200 sont venus traiter la zone de contact meuble/rocheux située en arrière du futur soutènement. En effet, les reconnaissances du rocher par sondage destructif dans cette zone avaient mis en évidence d'importantes venues d'eau, au droit d'un sillon glaciaire très marqué ;

◆ **drainage du mur MS 5.** A partir des rameaux de la galerie de reconnaissance du tunnel des Sorderettes, un réseau de drains pratiquement verticaux a été créé pour diminuer la charge d'eau au contact du terrain meuble et du terrain rocheux. Faute de quoi, celle-ci serait devenue dimensionnante dans le projet des soutènements ancrés ;

◆ **drainage au fur et à mesure des terrassements.** Après chaque terrassement en banquette, des drains de décharge ont été exécutés, certains très profondément (jusqu'à 30 m). Dans quelques rares zones, le drainage a été exécuté avant terrassement de la risberme définitive, à partir d'une plate-forme provisoire en contrebas. Au total 2878 m de drains ont été créés à l'avancement dans les zones de terrain meuble, forés en Odex 115 et équipés de Lucodrain de 63 mm.



© J.-P. Mirabel

Photo 7
Les terrassements rocheux : clouage, pose de grillage et injection de béton en travaux acrobatiques

Rocky earthworks :
nailing, placing of grids and acrobatic grouting

Les remblais

En zone courante, en arrière des murs béton armé, ou des blocs techniques en sol renforcé, il a été mis en œuvre :

- ◆ 48 600 m³ au titre des remblais courants ;
- ◆ 5 560 m³ au titre des remblais contigus aux ouvrages ;
- ◆ 23 600 m³ au titre des couches de forme.

Ces remblais n'ont pas appelé de technique particulière, si ce n'est de grandes précautions compte tenu de la période hivernale pendant laquelle ils ont été mis en œuvre.

Les parois clouées

Trois types de clouage ont été réalisés sur le chantier.

Parois provisoires

Destinées à maintenir en phase provisoire le talus pendant l'exécution des tirants d'ancrage, ces parois clouées n'ont pas posé de problème particulier d'exécution. Elles totalisent environ 900 clous Ø 25 pour un linéaire global de 3 000 ml.

Clouage au rocher

L'implantation des clous, la définition des longueurs et les zones à conforter par béton projeté ont été décidées par le géologue au fur et à mesure des terrassements rocheux en fonction de l'état du parement. Au-delà des inévitables pertes de temps que ces dispositions impliquaient, ces clous ont dû être réalisés le plus souvent à partir de plates-formes très étroites dans des conditions plus ou moins acrobatiques (photo 7).

Dans les cas extrêmes, il a été nécessaire de créer des pistes d'accès ou des plates-formes provisoires, elles-mêmes soutenues par des parois clouées provisoires pour pouvoir réaliser ce clouage qui totalise 1 430 clous Ø 32 et 40 pour un linéaire de 5 900 ml.

Parois clouées définitives en terrain meuble

Ce clouage représente 1 600 clous Ø 32 et 50 pour un linéaire global de 16 500 m.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Société Française du Tunnel Routier du Fréjus

Conduite d'opération

Setec

Mission Environnement et Paysage

Hugues Lambert

Architectes

Charles Lavigne - Chambre et Vibert

Maitre d'œuvre

Setec

Entreprises

- GTM Construction - Locatelli - Mancuso
- Groupement STIPS - Simeco - Temsol pour les clous et tirants

Bureaux d'études

BET GTM Marseille - Simecsol - Ingérop Clermont-Ferrand et Vienne



© J.-P. Mirabel

Photo 8
Les parois tirantées de la zone centrale de l'éperon des Sorderettes. Les nombreuses pistes donnent accès aux différents ateliers

The tied walls of the middle zone of the Sorderettes spur. Many tracks give access to the different shops



Il a été principalement réalisé par des foreuses type Eurofor 90 ou Klemm 806 tant que les clous étaient courts (< 15 m), et a nécessité des machines plus lourdes pour les clous longs (jusqu'à 24 m) et particulièrement les clous Ø 50 dont le poids imposait la mise en place de la barre à l'abri d'un tubage provisoire (Tubex 140).

Les parois tirantées (photo 8)

Les pièces de l'appel d'offres permettaient d'apprécier les spécificités des tirants à réaliser à savoir :

- ◆ terrains de couverture hétérogènes avec présence de gros blocs épars ;
- ◆ tirants longs et majoritairement d'assez forte capacité (120 t de capacité pour 60 ml de longueur) ;
- ◆ longueur des tirants à définir au fur et à mesure de l'avancement des travaux en fonction de la position du toit rocheux.

Dans ces conditions, ont été prises, dès le départ, les options suivantes :

- ◆ forage par méthode Odex (ou Tubex) dans les terrains de couverture et marteau fond de trou au-delà ;
- ◆ tirants de type TM équipés de torons gainés graissés avec tubes à manchettes (et tubes lisses) métalliques pour pouvoir différer la mise en place des câbles en raison de l'incertitude des longueurs ;
- ◆ fabrication des tirants sur site (gainage et graissage des torons à partir de torons nus) pour le respect des délais.

Ces options ont imposé la mobilisation de machines lourdes et rigides pour permettre l'arrachage des tubages provisoires (4 DCH 114 et 1 CMV 1200) et la conception d'un engin spécifique pour transporter les tirants depuis l'atelier de fabrication foraine jusqu'au chantier et les mettre en place à l'intérieur des tubes TM (remorque équipée d'un touret motorisé Ø 3 m tirée par un tracteur agricole).

Préalablement au démarrage des travaux de production, pour corroborer les options retenues, il a été réalisé un forage long avec mesure de la déviation et trois séries de deux tirants d'essai. Ces essais ont mis en évidence :

- ◆ le peu de déviation de la méthode Odex (1,50 m à 60 m en Odex 115) ;
- ◆ un bon comportement des tirants au rocher ;
- ◆ l'absolue nécessité de sceller dans le rocher sain (malgré une injection IRS, il ne fut pas possible d'obtenir de refus significatif de l'injection sur les tirants d'essai scellés dans le schiste carbonneux et les résultats des essais d'arrachement furent décevants).

En production, hors tirants d'essai, il a été réalisé :

- ◆ 188 tirants de $0,50 < Ts < 0,70$ MN pour un linéaire de 6910 m, longueur moyenne : 37 m ;
- ◆ 52 tirants de $0,70 < Ts < 1,10$ MN pour un linéaire de 2560 m, longueur moyenne : 49 m ;
- ◆ 138 tirants de $1,10 < Ts < 1,50$ MN pour un linéaire de 7200 m, longueur moyenne : 52 m, et 87 cales dynamométriques ont été mises en place.

Les murs en béton armé (photo 9)

Une partie des soutènements du chantier est constituée par des murs en béton armé, il s'agit du mur MS 2 c et 2 d, d'une longueur de 200 ml, soutenant la voie descendante de l'autoroute en bord de RN6, et des murs MS 6 et 7, d'une longueur de 300 ml, faisant office de piège à cailloux sous les terrassements rocheux.

Ces murs présentent trois caractéristiques :

- ◆ leur stabilité est assurée à l'aide d'ancrages passifs scellés au rocher ;
- ◆ ils sont pour une grande partie coulés contre le terrain en place et présentent par conséquent les contraintes d'un "coffrage" une face, de grande hauteur ;
- ◆ ils sont habillés d'une plaque préfabriquée en gravillons lavés servant de coffrage perdu.

Ces deux derniers points ont amené l'entreprise à concevoir deux bâtis de 12 m de longueur afin d'assurer le maintien des plaques de 3,00 m x 1,50 m avant bétonnage et la reprise des poussées lors du bétonnage.

Les murs en sol renforcé

La plate-forme autoroutière descendante est assise sur un massif en sol renforcé dans toutes les zones où la topographie et la géotechnique le permettaient :

- ◆ en aval de l'éperon sur une longueur de 850 m ;
- ◆ en amont du viaduc des Sorderettes sur une longueur de 320 m.

La fourniture des écailles a été assurée par la société Terre Armée.

Les quantités mises en œuvre ont été les suivantes :

- ◆ surface totale des écailles : 8230 m² soit une hauteur moyenne de 7,0 m ;
- ◆ volume des massifs : 49000 m³ ;
- ◆ longueur des dalles de frottement en tête des murs en sol renforcé : 1200 ml.



© J.-P. Mirabel

Photo 9
La construction des murs de soutènements en béton armé en contrebas de l'éperon. On remarque les protections par filets anti-sous-marins et le viaduc des Sorderettes

Construction of reinforced concrete retaining walls below the spur. The protection provided by submarine nets and the Sorderettes viaduct can be seen

Ce chantier important n'a pas présenté de difficulté particulière, si ce n'est le respect du phasage des travaux nécessité par les basculements de la circulation RN6.

Le viaduc des Sorderettes et ses fondations profondes (photo 10)

A l'amont de l'éperon des Sorderettes, le tracé de la voie descendante de l'autoroute traverse une zone correspondant à un pied de talweg. La plate-forme de la RN6 est construite à cet endroit à l'arrière d'un mur de soutènement maçonné ancien, réappareillé à la suite de crue de l'Arc.

La solution de construire un remblai (sol renforcé ou mur de soutènement en béton) sur cette plate-forme RN6 a été écartée car elle aurait ramené des poussées supplémentaires sur le mur maçonné de la RN6.

Aussi, pour traverser cette zone, un viaduc de 141 m a été construit. Le tablier est constitué d'une dalle pleine nervurée de hauteur 1,25 m et de largeur 12,20 m. Il repose sur deux culées et quatre appuis.

La culée aval ainsi que la première pile sont fondées au rocher, à faible profondeur. Le substratum sous la partie amont du viaduc s'assimile à un bord de falaise, légèrement en surplomb sous la culée ; aussi les trois autres piles et la culée amont sont fondées sur des puits marocains dont le diamètre varie de 3 à 5 m et la profondeur de 9 à 15 m.

Malgré de nombreuses reconnaissances de sol, par tomographie et sondages destructifs, il a été nécessaire d'adapter la fondation de culée amont. Elle a été entièrement clouée au rocher, aussi bien verticalement en fond de puits que latéralement tout le long du puits. Cet aménagement a mis parfaitement en exergue, la complexité du faciès rocheux dans les zones où il a été travaillé par les érosions glaciaires.

Instrumentation

L'instrumentation mise en place sur le chantier (cf. paragraphe ci-avant) s'est avérée intéressante à plusieurs titres :

- ◆ elle a permis de mesurer les déplacements des soutènements lors des différentes phases travaux, à partir de repères topographiques positionnés sur les poutres "béton" tirantées ou sur les parois "béton" clouées.

En particulier, les déplacements importants mesurés ont nécessité des ralentissements, voire des interruptions de travaux, en attente d'une explication par un calcul itératif au déplacement et d'une stabilisation du phénomène. Il convient de noter qu'il apparaît difficile d'établir un module parfaitement caractéristique du terrain du fait de son hétérogénéité dans les zones de dépôts glaciaires ;

- ◆ elle a permis de s'assurer du rabattement ef-



© J.-P. Mirabel

Photo 10
La zone amont de l'éperon sur laquelle se raccorderont les chaussées montante et descendante de l'A43

Upstream zone of the spur on which the up and down lanes of the A43 motorway are connected

fectif du niveau d'eau dans le massif, avec l'important réseau de drains mis en œuvre. Il reste que la corrélation entre les débits des drains et les hauteurs des piézomètres, même si elle est effective, doit être poursuivie sur le long terme, avant d'en tirer des enseignements.

■ L'ADAPTATION PERMANENTE DES OUVRAGES AU TERRAIN RENCONTRÉ EN COURS D'EXÉCUTION

Faute d'informations précises sur le sol dans certaines zones du versant, ou sur la fracturation à l'intérieur du massif rocheux, les terrassements et les soutènements ont nécessité des adaptations permanentes, tout le long du chantier, en particulier :

- ◆ les zones de contact entre les parties rocheuses (T.R.) et les parties meubles (tirants et clous) ont été traitées au cas par cas, risberme après risberme en allongeant ou en raccourcissant la longueur des poutres tirantées ;

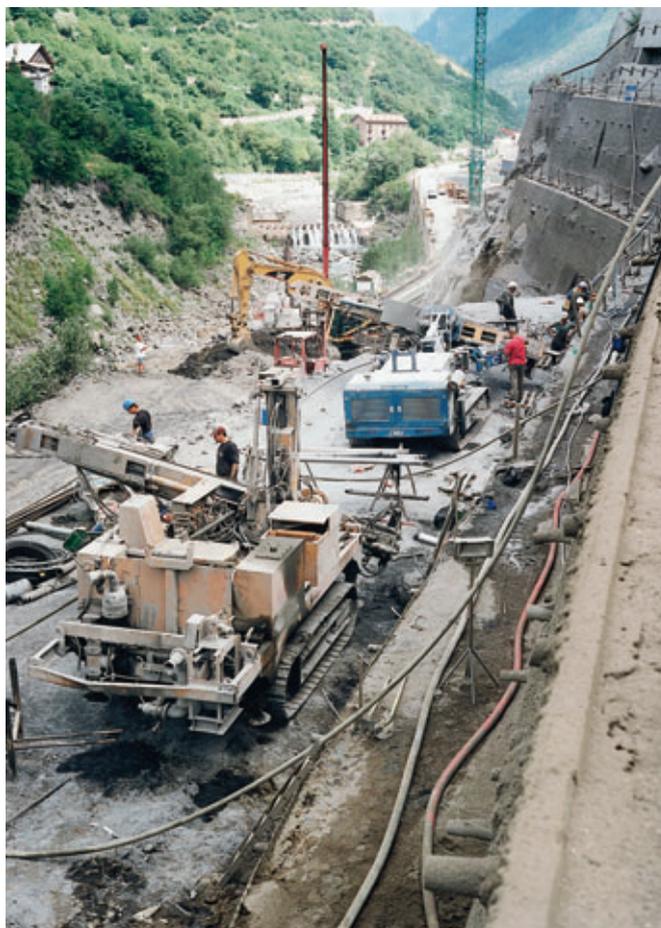
- ◆ les câbles de précontrainte n'ont été fabriqués qu'après forage du tirant afin de s'assurer que le scellement du câble était obtenu dans un terrain homogène ;

- ◆ les terrassements rocheux (TR) ont été exécutés sous les directives journalières d'un géologue, afin d'adapter les plans de tir à la fracturation du rocher, et définir le clouage le mieux approprié. Les plates-formes de travail et leur accès ont évidemment été modifiés en fonction de la fracturation ce qui nécessita d'adapter au quotidien les plans de méthodes AUTOCAD.

■ LES DIFFICULTÉS DES TRAVAUX

La principale difficulté des travaux a consisté à gérer les adaptations du projet sans interrompre les travaux. Cela a nécessité la présence sur le chantier, d'un bureau des méthodes autonome, d'une équipe importante de topographes pour relever les

Photo 11
Les ateliers
de foration
Drilling plant



© J.-P. Mirabel

► déplacements du terrain et d'un bureau d'études de sol (Simecsol) pour confirmer les hypothèses de calcul et expliquer les déplacements mesurés. La coordination de tous les intervenants – terrassiers, foreurs, mineurs, équipes de béton armé – travaillant dans des plages horaires différentes a également été un souci permanent.

La réalisation des 378 tirants de grande longueur et les terrassements des éperons rocheux ont constitué les deux parties les plus techniques et les plus difficiles du chantier. Sur ces deux ateliers cela s'est traduit par :

- ◆ la mise en place d'une importante concentration de moyens sur une unique plate-forme généralement trop étroite pour que le matériel puisse se croiser (photo 11);
- ◆ un aménagement des horaires des intervenants afin de donner la priorité à l'atelier de forage des tirants;
- ◆ la mise en place et le scellement de certains câbles avant l'exécution des poutres en béton armé et avant même que la foration de l'ensemble des tirants d'une même plate-forme ne soit terminée;
- ◆ un phasage et un enchaînement minuté pour éviter de sceller les tubages provisoires lors des injections de scellement;
- ◆ une implantation précise des drains vis-à-vis des tirants en détectant par un calcul préalable les inévitables zones de croisement.

Il est intéressant de rapporter les problèmes particuliers rencontrés :

- ◆ les injections en pression des bulbes d'ancrage ont communiqué avec les auréoles de drainage de la voûte du tunnel des Sorderettes et avec le réseau de drainage provisoire réalisé depuis la surface et débouchant dans les rameaux du tunnel. Pour ne pas polluer ces réseaux, la quasi-totalité des drains définitifs du tunnel a été équipée avec des séparateurs injectables spéciaux, afin que cette pollution ne se limite qu'à une partie du drain;
- ◆ dans une zone ponctuelle, il a été rencontré un banc de charbon perpendiculaire au soutènement. Après avoir épuisé toutes les solutions de changement de direction, il a fallu se résoudre à sceller un tirant de 120 t totalement dans le charbon. Ce tirant présente une longueur de scellement de 36 m (pour une longueur libre de 24 m) et le soin pris lors de son équipement (nettoyage du forage par outil à lames sous très fort débit d'air) a fait que le point d'ancrage fictif se situe tout au sommet de la zone d'ancrage;
- ◆ quelques tirants ont posé de gros problèmes de foration par rupture nette et franche de la colonne Odex à des cotes très voisines malgré le changement tant en inclinaison qu'en azimut. On peut supposer, compte tenu des coincements observés lors de la foration, que la foreuse rencontrait de manière tangentielle la face plane d'un bloc et que l'outil Odex ripait dessus jusqu'à engendrer la rupture du tubage;
- ◆ pour réduire au maximum le risque de pollution des drains existants, il a été décidé de limiter le volume injecté en coulis de gaine, même si la résurgence du coulis en tête du forage n'était pas toujours constatée. Après mise en tension, mais avant protection définitive, il a été constaté des venues d'eau par les têtes d'ancrage. Cet état de fait a conduit à réaliser a posteriori un cachetage systématique de l'espace annulaire TM/forage, à réaliser une injection sous faible charge de cet espace annulaire et à drainer la zone de contact béton/terrain au droit du passage du tirant.

■ LES ENSEIGNEMENTS TIRÉS DE L'OPÉRATION

Lors de l'étude du projet

L'étude du projet permet de rappeler d'abord, que pour ces grands soutènements le séisme est le cas dimensionnant; ensuite, que si le drainage du terrain participe à la stabilité au même titre que les ancrages, son efficacité est moins accessible à la prévision. L'expérience du versant des Sorderettes a été heureuse en ce sens que le drainage, après adaptation sur le site, a très bien fonctionné et a permis d'abaisser le niveau de la nappe au-dessous du niveau fixé, quelles que soient les condi-

tions météorologiques rencontrées pendant toute la durée des travaux.

Lors de l'exécution des ouvrages

Compte tenu du caractère exceptionnel de ce chantier de soutènements, tant en technicité qu'en quantité, les enseignements sont nombreux mais certains méritent d'être plus particulièrement soulignés :

◆ l'opération a montré la faisabilité de tirants de grande longueur dans des terrains difficiles (terrains meubles et charbonneux). La difficulté d'adapter la longueur du câble au terrain rencontré lors du forage a pu être surmontée moyennant une fabrication foraine du câble ;

◆ lorsque les difficultés d'accès sont importantes et l'exiguïté des aires de travail est imposée par le site, les travaux se décomposent en un enchaînement de petits chantiers ayant leurs accès et leurs contraintes particulières ; leur coexistence nécessite une gestion rigoureuse des moyens avec un souci permanent de la sécurité ;

◆ en site contraint, lorsque les reconnaissances et les travaux préalables sont limités (accès difficiles, circulation routière, instabilité de terrain) seule une organisation rigoureuse des moyens permet de mener les adaptations inévitables du projet sans compromettre la bonne marche du chantier et la tenue des délais, et ceci grâce au maintien d'une bonne coopération entre les intervenants (bureau d'études, géologues, l'entreprise et ses sous-traitants).

CONCLUSION

Les travaux de la traversée de l'éperon des Sorderettes en site contraint, particulièrement étroit et abrupt constituent un exemple typique de grands terrassements et soutènements menés dans des conditions particulièrement difficiles.

L'ampleur des difficultés rencontrées et notamment celles dues au glissement du versant au cours de travaux préalables, la mobilisation incessante des énergies pour adapter le projet à ces difficultés, ainsi que les innovations technologiques mises en œuvre pour les surmonter, ont été riches d'enseignement aussi bien pour les études que pour les travaux.

ABSTRACT

Crossing the Sorderettes spur. A major retaining works project in a difficult site

D. Quivy, J.-M. Demorieux, R. Boria, J. Bremond, M. Nancy, G. de Vivies

The article describes the design and works of a major retaining project in a particularly difficult mountain site requiring a rigorous resource organisation for work-shift management as well as for the use of heavy-duty equipment. This altogether exceptional project in terms of the quantity and characteristics of the retaining works involved constitutes a good example of retaining works – with a wealth of information for the future – conducted under difficult conditions in an steep, narrow site, short of optimum stability.

RESUMEN ESPAÑOL

La travesía del espolón de Les Sorderettes. Una importante obra de contención en un emplazamiento difícil

D. Quivy, J.-M. Demorieux, R. Boria, J. Bremond, M. Nancy y G. de Vivies

En este artículo se describe el establecimiento del concepto y los trabajos de ejecución de importantes obras de contención en un emplazamiento de montaña particularmente difícil, que ha precisado una organización rigurosa de los medios disponibles, tanto para la gestión de los turnos como para la implementación de maquinaria y equipos pesados e importantes. Estas obras realmente excepcionales debido a la cantidad y a las características de las contenciones implementadas constituyen un magnífico ejemplo de obras de contención, rico de enseñanzas para el futuro, emprendidas en difíciles condiciones en emplazamiento abrupto, exiguo y en el límite de la estabilidad.

Le nouveau Club Méditer Soutènement et fondation par pour un ouvrage complexe en

Le chantier du nouveau Club Méditerranée à Paris Bercy nécessite l'emploi d'une solution pluri-techniques (parois berlinoises, micropieux, pieux forés).

Il illustre les possibilités offertes par l'intégration des fonctions de conception (structures et méthodes) et construction au sein d'une même entreprise pour les chantiers urbains complexes.



Photo 1
Vue générale avec les chais conservés. Réalisation des pieux berlinois à partir du terrain naturel

General view with the chais conserved. Construction of Berlin-type piles from natural land

Situé dans la Cour St-Emilion en plein cœur de l'opération Bercy Village dans le XII^e arrondissement de Paris, le Club Méditerranée construit son premier complexe de loisirs urbain.

■ PRÉSENTATION DU PROJET

Structure complexe

(photo 1)

Le bâtiment occupe une surface de 105 x 30 m. Il est constitué d'un vaste hall de 18 m de hauteur enterré sur 7 m.

Celui-ci est destiné à recevoir de grandes salles (spectacles, loisirs) de proportion et distribution très variables ce qui induit une structure complexe avec des éléments horizontaux discontinus. De plus, la partie enterrée vient s'imbriquer sous deux anciens chais de Bercy devant être conservés dans le cadre de l'aménagement global de Bercy Village - St-Emilion.

Le Club Méditerranée a confié à l'entreprise Botte Sade Fondations la réalisation de l'ensemble des infrastructures objet des lots "Terrassement - Paroi périmétrique - Fondations profondes".

Les caractéristiques imposées par le projet, compte tenu du contexte urbain, consistent à réaliser un voile périmétrique porteur, la reprise en sous-œuvre des chais conservés et les fondations profondes reprenant les charges du bâtiment et le soulèvement dans le cas de la remontée de la nappe.

■ DESCRIPTION DU PRINCIPE DE SOUTÈNEMENT ET DE FONDATIONS

Solutions pluri-techniques

Pour répondre aux prescriptions du marché, l'entreprise Botte Sade Fondations a dû mettre en œuvre une série de techniques variées qu'elle a réalisées par ses propres moyens tant sur le plan des études qu'en exécution :

- ◆ paroi périmétrique pour la partie à ciel ouvert : système berlinois avec mise en place de profilés porteurs et construction par passe d'un voile en béton projeté ;
- ◆ paroi périmétrique de la fouille, sous les chais : système mini-berlinois avec mise en place de tube porteur et construction par passe d'un voile en béton projeté ;
- ◆ reprise en sous-œuvre des chais. Système par micropieux avec réalisation de poutres moisantes et longrines ;
- ◆ les charges apportées par l'immeuble sont reprises par pieux forés descendus au calcaire et exécutés à partir du terrain naturel ;
- ◆ les sous-pressions qui seraient apportées par la remontée de la nappe (niveau voirie) sont reprises par micropieux de traction et réalisées à partir du fond de fouille ;
- ◆ les poussées en phase définitive sont reprises par les éléments structuraux du bâtiment et quand ils sont insuffisants, par des contreforts verticaux. Le rabattement de la nappe en phase travaux est réalisé à partir de puits de gros diamètre, peu profonds en raison d'un niveau bas de la nappe alluviale (0,5 m au dessus des niveaux fond de fouille les plus bas).

■ LE SITE GÉOTECHNIQUE

Terrains alluvionnaires hétérogènes et présence d'eau en fond de fouille

La reconnaissance de sol a permis de bâtir au droit du projet la stratigraphie et les caractéristiques mécaniques de chaque couche.

Le site est constitué d'un tricolonne classique de la vallée de la Seine, à savoir, alluvions modernes puis alluvions anciennes surmontant le substratum du calcaire grossier (figure 1).

Les alluvions modernes présentent deux faciès :

Tranchée à Paris Bercy

solutions pluri-techniques

site urbain

Daniel Thiriat
DIRECTEUR SCIENTIFIQUE
ET TECHNIQUE
Botte Sade Fondations

Dominique Nibel
CHEF DE PROJET
Botte Sade Fondations

un dépôt sablo-limoneux en partie supérieure, un dépôt plus argileux en partie inférieure.

La particularité de ce projet consiste en un contact alluvions modernes sur alluvions anciennes, variable et caractérisé par un surcreusement des alluvions anciennes, côté Seine, et d'une épaisseur des alluvions modernes à son opposé.

Le substratum est constitué par la série des bancs calcaires sableux appartenant au calcaire grossier supérieur (lutétien).

La nappe alluviale de la Seine baigne la base des alluvions anciennes à la cote 26,40 avec risques de fluctuations importantes.

■ DIMENSIONNEMENT GÉNÉRAL - SOUTÈNEMENT ET FONDATIONS

Hypothèses de calcul

Le dimensionnement général a été réalisé suivant les règles du BAEL 91, du DTU 13.2 Fondations profondes et du DTU 14.1 Cuvelage avec l'hypothèse d'un support recevant un revêtement d'imperméabilisation.

Le calcul de stabilité du soutènement a été effectué avec le logiciel RIDO de Robert Fages modélisant le comportement élasto-plastique du sol. Les calculs de structure pour définir les poutres de sous-œuvre, ou concevoir les contreforts au droit des zones hors planchers, ont été faits avec le programme de calcul cosmos.

Berlinoise définitive porteuse

La paroi berlinoise est constituée de profilés HEB 260, HEB 280 et HEB 300 en nuance E 36, servant de raidisseurs verticaux pour les phases provisoires comme pour les phases de service. Ces éléments sont implantés avec un espacement moyen de 2,80 m, pour reprendre la trame du bâtiment qui est de 7 m (2,5 espacement de 2,80 m). Ils s'inscrivent avec leur enrobage dans un gabarit de 40 cm sur la hauteur de la fouille et dans un forage de 70 cm au niveau de la fiche. Les forages sont approfondis dans le substratum pour servir de fondations à la paroi.

La stabilité du soutènement est assurée en phase provisoire par une seule nappe de butons métalliques transversaux, d'une longueur de 30 m, espacés de 8,40 m et constitués de tubes de diamètre 660 mm de 14,27 mm d'épaisseur.

En phase de service, le radier et la dalle supérieure

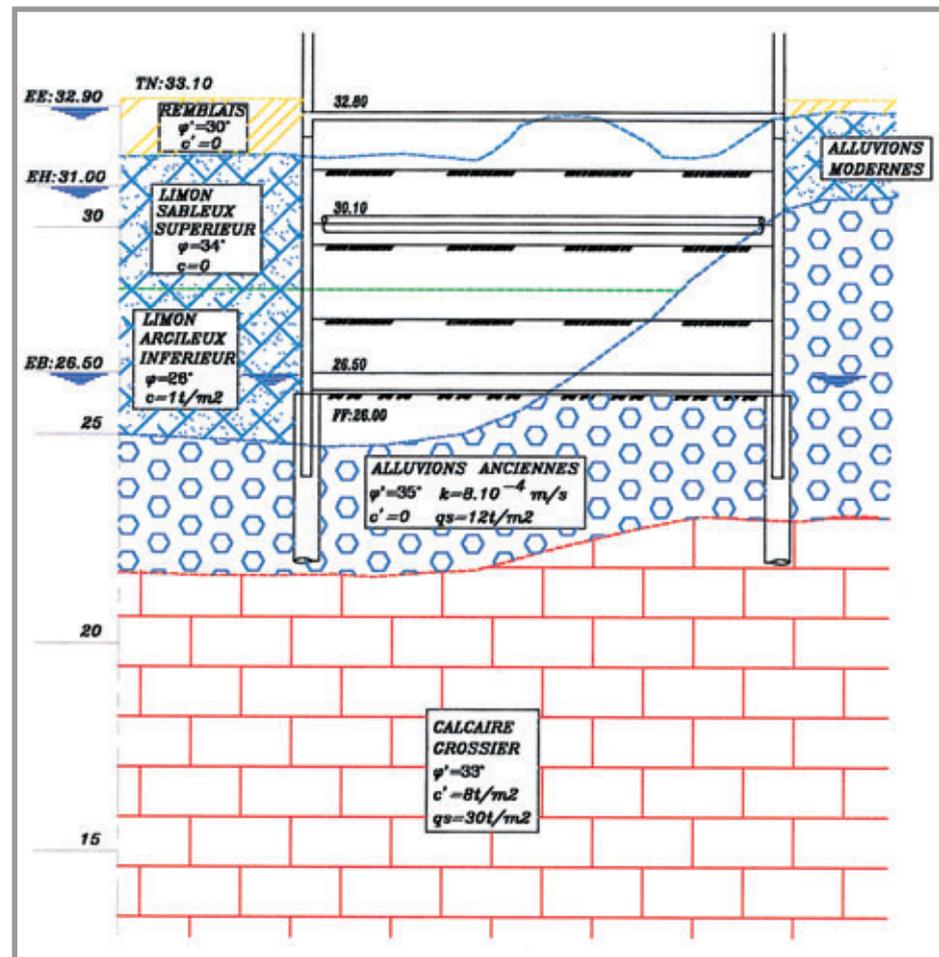


Figure 1
Coupe géotechnique
Geotechnical section

re assurent la stabilité d'ensemble. Dans certaines zones, la dalle supérieure est interrompue et le voile fonctionne en console par rapport à des structures complémentaires réalisées par le gros œuvre. Le parement lui-même est constitué d'un voile en béton armé de 25 cm d'épaisseur, réalisé en béton projeté par voie sèche, et exécuté à l'avancement du terrassement en quatre passes verticales. L'optimisation du dimensionnement, pour satisfaire le double critère des coûts et des délais, est menée avec l'objectif de conférer au soutènement, outre les fonctions habituelles, deux caractéristiques majeures :

- ◆ pour les phases provisoires, il s'agit de réduire le nombre de butons compte tenu de leur longueur exceptionnelle ;
- ◆ dans son fonctionnement définitif il s'agit pour le voile périmétrique d'assurer l'étanchéité sous l'action de la nappe exceptionnelle affleurant la voirie, avec des portées importantes, à savoir 6 m de portée verticale entre le radier et les éléments de structure horizontaux du rez-de-chaussée, quand

Photo 2
 Vue générale
 du butonnage. Première
 nappe
General view of struts.
First layer

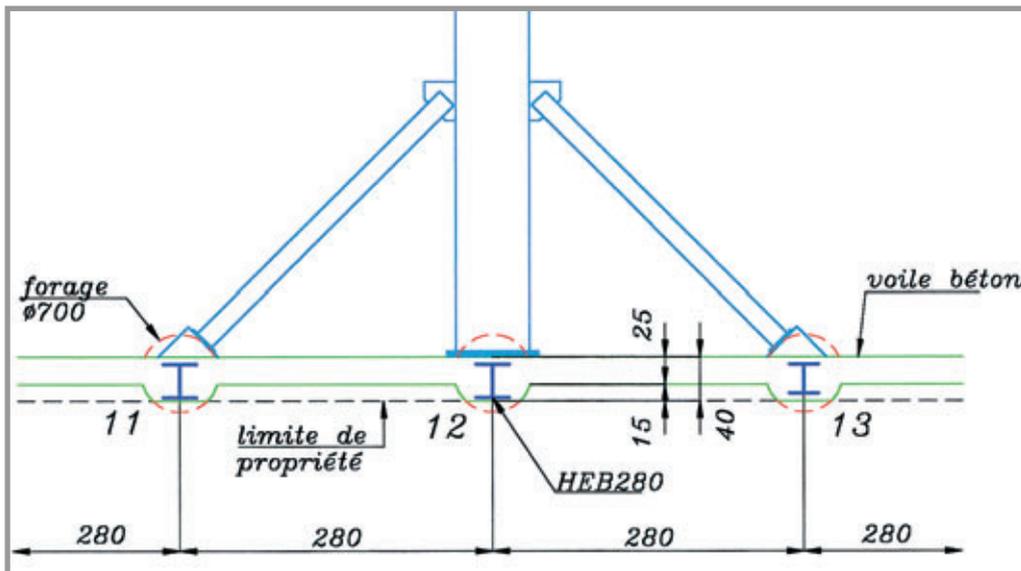


Figure 2
 Reprise en sous-œuvre
 des chais

*Underpinning
 of supports*

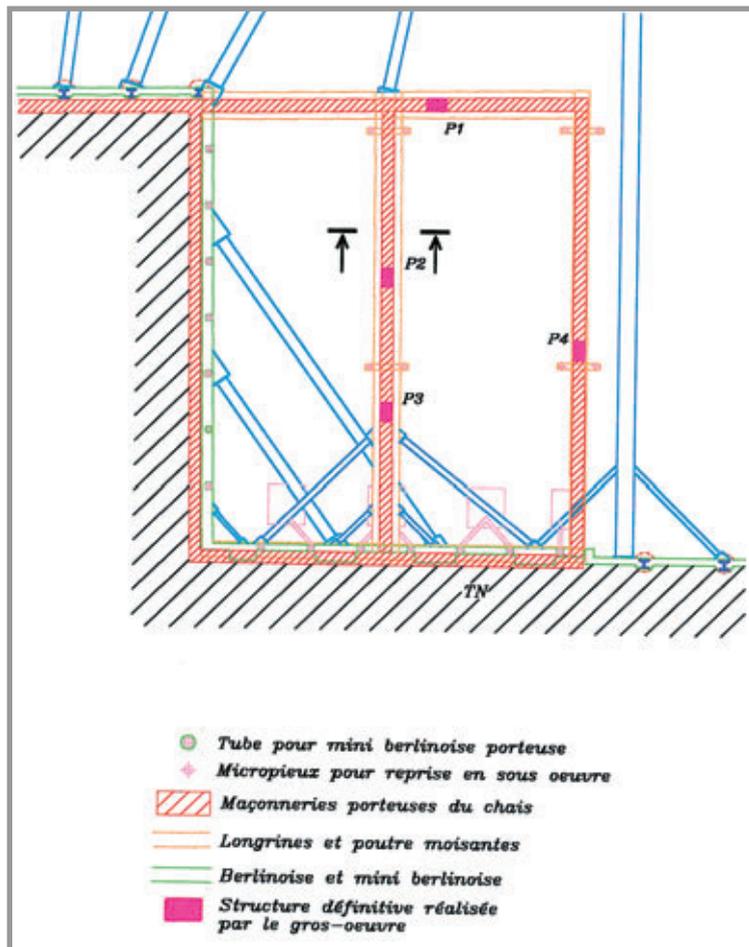


Figure 3
 Plan de principe
 de la reprise
 en sous-œuvre des chais
*Schematic of support
 underpinning*



ce dernier existe, 4,50 m de hauteur auto-stable au-dessus du radier lorsqu'il n'existe pas.

Des solutions audacieuses ont conduit à mettre à profit toutes les potentialités mécaniques de l'ensemble des constituants de l'ouvrage.

Dans cet esprit, les déformations de la paroi ont été évaluées en tenant compte de la structure mixte des raidisseurs verticaux formés des profilés enrobés et des poutres de voile adjacentes mobilisables au sens du BAEL et en tenant compte des rigidités relatives des différents éléments (radier, dalle de couverture, contreforts...).

On notera également que la protection des fers est assurée par un enrobage béton et qu'un ferrailage adéquat réalisé autour de celui-ci permet de pérenniser un bon comportement fer-voile.

Butons horizontaux

Les phasages de terrassement bien adaptés et justifiés par les calculs ont permis de placer ces butons en pied de la deuxième passe de terrassement conduisant à un bon équilibre des efforts.

Des entraxes de butons de 8,40 m sont exceptionnels sans participation de liernes métalliques extérieures ou de bandes noyées béton intégrées dans le voile, qui sont, pour l'un, lourd et coûteux en matériaux et, pour l'autre, difficile à mettre en place et coûteux en main d'œuvre (photo 2).

L'entreprise décida d'associer le principe d'un élément travaillant en compression plus rentable qu'un élément travaillant en flexion, avec une technique de fabrication et de pose simple, pour trouver une solution de butonnage souple et économique (figure 2). Le buton principal et les bracons sont préfabriqués en atelier, l'ensemble étant assemblé sur le chantier.

L'extension de la fouille sous les chais a conduit à reprendre en sous-œuvre deux cellules rectangulaires juxtaposées (figure 3).

D'une hauteur de 4 à 7 m, les murs de façades sont constitués de moellons calcaires et les refends d'un mélange assez déstructuré et fragile de matériaux de construction divers. L'ensemble des jointoiments avait malheureusement été rénové avant le démarrage des travaux et le toit entièrement refait. Deux murs s'inscrivent en périmètre de la fouille, leur stabilité était assurée par un contre-voile, alors que les autres, en surplomb, font l'objet d'une reprise en sous-œuvre par des poutres. Dans cette partie du projet, le fond de fouille est situé dans les alluvions modernes et sous la nappe. La solution manuelle prévue à l'appel d'offres pour réaliser les fondations sous les existants n'était donc pas réalisable et les principes de construction suivants ont été retenus.

Une mini-berlinoise pour réaliser le contre-voile

Les murs périmétriques de sous-œuvre ont été transformés en contre-voile permettant la mise en

œuvre de tubes métalliques dans le sol, ancrés dans le substratum, servant de raidisseur pour les phases travaux et assurant la portance en phase de service. Ces tubes ont été mis en œuvre avec une machine de forage adaptée, permettant l'accès dans les chais et le forage sous des hauteurs réduites.

Le voile est réalisé en continuité avec le restant de la fouille en béton projeté. Sa stabilité est assurée par butons d'angles, trois niveaux étant nécessaires compte tenu de la faible résistance des raidisseurs. L'un des voiles en épaisseur de 40 cm permet d'assurer la stabilité en phase de service entre le radier et la dalle supérieure, l'autre de 25 cm a dû être renforcé par des raidisseurs béton placés en sous-œuvre.

Des micropieux pour assurer la portance

Dans le même esprit, pour permettre la réalisation du terrassement, les fondations provisoires des murs existants intérieurs sont assurées par des micropieux ancrés dans le substratum. Ces micropieux, recépés après réalisation des infrastructures, serviront pour la reprise de la sous-pression.

Des poutres moisantes pour la reprise en sous-œuvre

L'état fragile des maçonneries a conduit à transformer certaines poutres de sous-œuvre prévues au marché en poutres moisantes (figure 4 et photo 3).

Cette solution, plus onéreuse en matériaux, cadre d'avantage avec les délais de réalisation, puisque la reprise en sous-œuvre des chais se place sur le



Photo 3
Vue sur poutre moisante
View of tie beam

chemin critique du chantier. Son atout est de pouvoir coffrer, ferrailer et couler en place l'ensemble des poutres sans terrassement en sous-œuvre dépendieux en délai.

La liaison avec les deux micropieux exécutés préalablement et implantés de part et d'autre des poutres est réalisée par un profilé transversal noyé dans le béton.

La solution poutres moisantes permet aussi de limiter les désordres sur un mur déstructuré et fragile.

En phase provisoire, ces poutres sont maintenues par quatre groupes de micropieux uniformément répartis. Les quatre poteaux définitifs, localisés en fonction du parti architectural, aboutissent à la mise en porte à faux sur 5,10 m de l'angle intérieur du

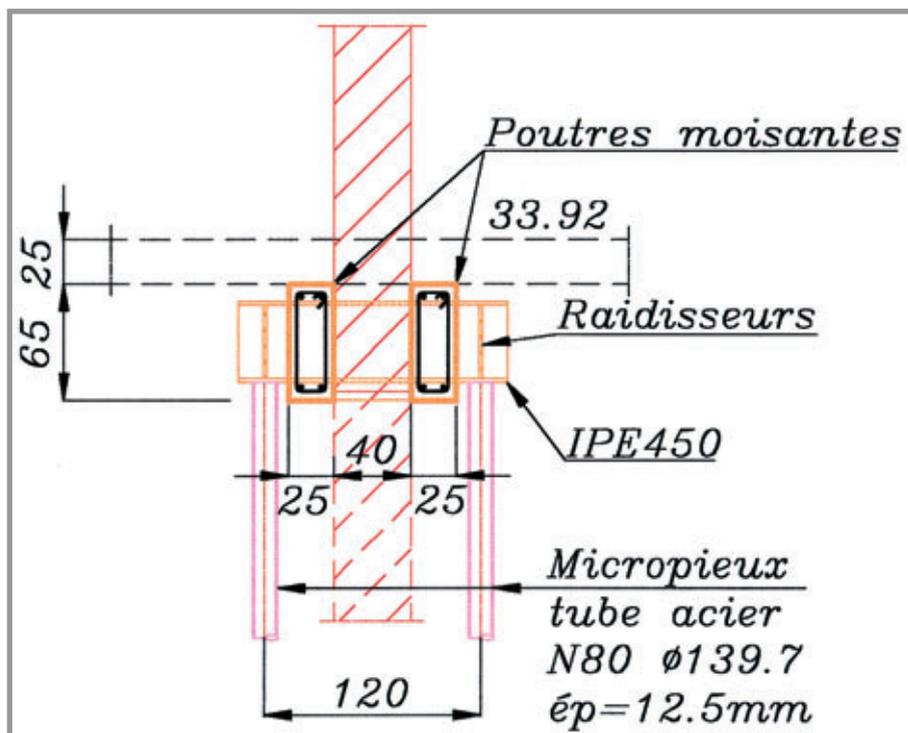


Figure 4
Coupe de principe des poutres de reprise en sous-œuvre
Schematic section of underpinning beams

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Volume de terrassement : 18000 m³
- Surface de la paroi périmétrique : 1700 m²
- Caractéristiques des pieux : 130 unités de 12 à 16 m de profondeur en diamètre 700 mm
- Micropieux : 113 unités de 8 à 13 m de profondeur en injection type III pour des forages de 200 mm
- Armature tubes 114,3 et 88,9 mm d'épaisseur 9,5 mm
- Butons : tubes 90 t
- Profilés métalliques : HEB 72 t - Tubes pétroliers 28 t



Photo 4
Vue sur poutre moisante à inertie variable
View of variable-inertia tie beam

► chai. Cette disposition a donc imposé, en tenant compte également des hauteurs de passages libres nécessaires, la réalisation de poutres à inerties variables de 0,45 m à 1,80 m de hauteur (photo 4). Les micropieux sont dimensionnés au flambement avec étrésoillage adapté.

■ CONCLUSIONS

La réalisation d'un soutènement associé à des fondations profondes et des reprises en sous-œuvre a demandé l'utilisation d'une gamme de techniques très large qui permet de rester dans des délais toujours de plus en plus serrés et de s'inscrire dans le cadre économique actuel.

Ceci impose d'avoir un bureau d'études intégré, très spécialisé, et un service méthode efficace pour mener à bien l'imbrication des différentes disciplines et leurs phasages dans un site urbain délicat.

Cet article souligne, par cet exemple, l'évolution actuelle des fondations spéciales pour un seul ouvrage. Une multitude de techniques est utilisée pour donner une réponse adaptée à chaque spécificité de l'ouvrage, ce qui autorise aux concepteurs d'aller plus avant dans leurs projets et dans leurs budgets.

ABSTRACT

The new Club Méditerranée in Paris Bercy. Support and foundations using several techniques for a complex structure in an urban site

D. Thiriât, D. Nibel

The project of the new Club Méditerranée of Paris Bercy requires the use of multiple foundation techniques (berliner walls, micropiles, bored piles). It shows the possibilities offered by the integration of design (structural and methods) and construction capabilities with in the same organisation for complex urban job sites.

RESUMEN ESPAÑOL

El nuevo Club Méditerranée, en París Bercy. Contención de las tierras y cimientos ejecutados mediante soluciones pluritécnicas para una estructura compleja en medio urbano

D. Thiriât y D. Nibel

Las obras del nuevo Club Méditerranée, en París Bercy, precisa la aplicación de una solución en que figuran técnicas múltiples (paredes berlinesas, micropilotes, pilotes perforados) Se ilustran las posibilidades presentadas por la integración de las funciones de diseño (estructuras y métodos) y la construcción por parte de una misma empresa para la ejecución de obras complejas en medio urbano.

Forages profonds dans Paris

La Société Anonyme de Gestion des Eaux de Paris - Sagep - réalise des forages à l'Albien dans Paris à plus de 600 m de profondeur, afin de disposer en temps de crise d'une eau de source supplémentaire et différente des ressources exploitées en temps normal.

L'utilisation de matériels importants de type pétrolier dans des sites urbains l'a conduite à prendre des précautions environnementales particulières.

Une méthode rigoureuse de forage et des contrôles ont permis l'exécution de forages respectueux de la pérennité de l'aquifère recherché.

■ DES FORAGES D'EAU DE SECOURS

Confiés en 1994 par la ville de Paris à la Sagep, cinq forages puisant l'eau de l'Albien à plus de 600 m de profondeur constituaient un patrimoine qu'il était nécessaire de sauvegarder et de valoriser.

Le plus connu d'entre eux, le puits de Passy, situé square Lamartine à Paris XVI^e, était surmonté d'une fontaine accessible au public. La vétusté et l'ensablement de ce bel ouvrage réalisé de 1855 à 1861 ne permettaient plus d'en assurer une exploitation satisfaisante.

Les dépenses élevées d'un tubage intérieur ou d'un forage de substitution ne pouvaient être justifiées par le seul maintien de l'usage de l'eau de la fontaine publique, de l'ordre du pour cent de sa capacité théorique. Estimée à 150 m³/h, celle-ci permettait d'envisager, après travaux, l'obtention d'environ 9 litres d'eau par habitant et par jour pour 20 % de la population.

La rénovation du puits de Passy ayant été réussie, la réalisation d'une alimentation d'ultime secours en eau potable de Paris, sur la base des cinq puits existants pouvait être lancée.

La Sagep a ainsi procédé au remplacement du puits Hébert (Paris XVIII^e) par un forage place de la Madone (Paris XVIII^e) et du puits de la Butte aux Cailles (Paris XIII^e) par un forage incliné situé à proximité, place Paul Verlaine (Paris XIII^e).

Le programme s'achèvera en l'an 2000 avec la réalisation des forages place Henri Queuille (Paris XV^e) et rue Saint-Fargeau (Paris XX^e) assurant ainsi une répartition géographique satisfaisante. Les caractéristiques dimensionnelles des puits de la Madone et Paul Verlaine sont précisées dans le tableau I.

■ DES MATÉRIELS IMPORTANTS

La réalisation de chacun des puits profonds comprend principalement : le forage, le tubage et la cimentation, la pose d'une crépine, la fourniture et l'installation des équipements de pompage dans un local technique enterré raccordé au réseau public d'assainissement.

Les machines de forage utilisées ont été :

- ◆ square de la Madone : Cabot 750, force de levage 136 t, automotrice ;
- ◆ place Paul Verlaine : MR 7000, force de levage 159 t, sur semi-remorque.

Guy Pellery



INGÉNIEUR
DIVISIONNAIRE
MAÎTRE D'ŒUVRE
Sagep

Jean-Pierre Benoit



SURVEILLANT
DES TRAVAUX
Sagep

Pierre Desbrueres



INGÉNIEUR EN CHEF
MAÎTRE D'OUVRAGE
Sagep

PUITS	COTE NGF			PROFONDEUR	TUBAGE (Cote NGF)			COLONNE CAPTANTE (CC)			COTE NGF
	Soi	Radier local technique	Tête de puits		Profondeur totale du puits par rapport au soi	Chambre de pompage (CP)	Liaison entre la CP et la CC	Diamètre Position Largeur	Partie crépinée	Slot en mm	
LA MADONE Square de la Madone Paris 18 ^{ème}	51,60	41,53	42,53	791 m	Φ20" (508 mm) de 42,53 à -93,40 soit 145 m de prof./sol	Φ13" 3/8 (339,7 mm) [forage 17"1/2] de -63,40 à -653,40 soit 705m de prof./sol	Φ8" 5/8 (219 mm) [forage 15"] de -621,10 à -719,40 soit 98,30 m de longueur	de -650,40 à -668,40 de -674,40 à -683,40 de -692,40 à -707,40 soit 42 m de longueur totale crépinée	1	gravier silicone roulé calibré de 1 à 2,5 mm	Φ15" (381 mm) -739,40
Paul VERLAINE Place Paul Verlaine Paris 13 ^{ème}	60,06	50,07	51,07	665 m	Φ20" (508 mm) de 51,07 à -83,64 soit 143,70 m de prof./sol	Φ13" 3/8 (339,7 mm) de -59,94 à -451,38 soit 511,44 m de prof./sol	Φ8" 5/8 (219 mm) [forage 15"] de -485,94 à -592,94 soit 107 m de longueur	de -514,94 à -520,94 de -526,94 à -538,94 de -550,94 à -590,94 soit 48 m de longueur	1	gravier silicone roulé calibré de 1 à 2,5 mm	Φ15" (381 mm) -804,94

Tableau I
Caractéristiques dimensionnelles des puits

Dimensional characteristics of wells

Tableau II
Appareils
de forage pétrole
"Cofor"
"Cofor" oil
drilling equipment

SITE SAGEP	APPAREIL	PUISSANCE MOTEURS	HAUTEUR DU MAT	VOLUME BASSINS A BOUE	POMPES	TABLE DE ROTATION	DIAMETRE CABLE	CAPACITE DE BLOCAGE DE LA GARNITURE
La Madone	CABOT 750	2 x 320 HP	112' soit 34 m au-dessus du plancher Hauteur plancher 4,57 m 2100 m avec Tiges 5" 3000 m avec Tiges 3 1/2" Capacité API 8 brins 136 tonnes	62 m ³	PZ8 825 Hp 814 à 2498 l/mm suivant chemisage 210 bars	Ouverture passage maxi. 27" 1/2 Couple table 2 300 m.kg	1" 1/8 à gauche	Couple de serrage 8125 m.kg
Paul Verlaine	MR 7000	2 X 350 HP	118' soit 34 m au-dessus du plancher Hauteur plancher 4,57 m 2100 m avec Tiges 5" 3000 m avec Tiges 3 1/2" Capacité API 8 brins 159 tonnes	62 m ³	PZ8 825 Hp 814 à 2498 l/mm suivant chemisage 210 bars	Ouverture passage maxi. 27" 1/2 Couple table 2 300 m.kg	1" 1/8 à droite	Couple de serrage 8125 m.kg



Photo 1
Square de la Madone à Paris XVIII^e
Madone Square in Paris
(18th arrondissement)



Photo 2
Place Paul Verlaine à Paris XIII^e
Place Paul Verlaine in Paris (13th arrondissement)

Elles étaient équipées de moteurs thermiques et disposaient de mâts de 34 m de hauteur. Leurs caractéristiques détaillées sont précisées dans le tableau II.

DES SITES URBAINS CONTRAIGNANTS

L'installation de matériels importants dans un square (La Madone) ou sur une place publique (Paul Verlaine) à proximité d'immeubles d'habitations, d'un établissement scolaire, d'une piscine, de commerces de proximité ont nécessité des précautions (photos 1 et 2) :

- ◆ compacité du plan d'installation du chantier ;
- ◆ limitation des heures normales de travail (8 heures - 19 heures) ;
- ◆ arrêt le samedi et le dimanche ;
- ◆ limitation des bruits, maîtrise des émergences ;
- ◆ canalisation des fumées d'échappement ;
- ◆ protection des arbres ;
- ◆ traitement des boues de forage ;

- ◆ maîtrise de la bonne tenue des emprises ;
- ◆ surveillance topographique des immeubles riverains ;
- ◆ locaux techniques d'exploitation enterrés.

UNE MÉTHODE RIGOUREUSE

Basée sur une connaissance précise de la géologie des forages (cf. encadré), une méthode rigoureuse a été mise au point et appliquée avec la collaboration de la Société Travaux Etudes Recherche Ressources en Eau (T.E.R.R.E.).

Chaque forage comprend cinq phases distinctes :

- ◆ l'avant-trou ;
- ◆ la chambre de pompage ;
- ◆ le forage des morts-terrains ;
- ◆ le forage et le crépinage de la zone aquifère ;
- ◆ la construction et l'équipement du local d'exploitation.

La coupe du forage square de la Madone en résume les principales caractéristiques.

L'avant-trou

L'avant-trou d'une profondeur de 30 m environ a pour fonctions essentielles de :

- ◆ s'affranchir des terrains hétérogènes de surface et d'éventuels ouvrages enterrés non répertoriés ;
- ◆ se protéger et de protéger les nappes phréatiques ;
- ◆ permettre le démarrage du forage proprement dit dans les conditions optimales notamment en ce qui concerne le choix de l'outil de forage, l'augmentation de la charge sur l'outil par l'apport d'une longueur supplémentaire du train de tige de forage (masses-tiges).

L'avant-trou a été réalisé par un outil type Beneto et un louvoyage. Les opérations ont été effectuées dans l'ordre suivant :

- ◆ mise en place, par louvoyage, d'un tube provisoire en acier DN 1 100 mm jusqu'à une profondeur d'environ 15 m ;
- ◆ mise en place d'un tube provisoire en acier DN 900 mm jusqu'à la profondeur de 30 m environ ;
- ◆ mise en place d'un tube en acier DN 700 mm de 0 à 30 m de profondeur ;
- ◆ cimentation par gravité, à l'aide d'un laitier de ciment – densité 1,8 –, de l'espace annulaire compris entre le tube DN 700 mm conservé et le terrain par retraits successifs des tubes 900 mm et 1 100 mm.

La chambre de pompage

La chambre de pompage d'une hauteur utile de 120 m environ et de 20" (508 mm) de diamètre a été dimensionnée pour permettre la mise en place d'une pompe immergée et conserver une colonne d'eau d'au moins 10 m au-dessus de la pompe

GÉOLOGIE DES FORAGES

Forage de la place de la Madone

Les sables

La lithostratigraphie de ces sables fait ressortir trois unités sableuses qui sont dans l'ordre stratigraphique, de bas en haut, (les cotes sont données en profondeur par rapport au sol naturel) :

◆ les Sables Verts, de -776 m à -774 m en (référence à la couleur dominante des sables qui contiennent de la glauconie);

◆ les Sables des Drillons, de -761 m à -745 m (en référence à l'Albien de la région de Saint-Florentin, on notera que le lieu-dit "les Drillons" est en fait une exploitation d'argile);

◆ les Sables de Frécambault, de -735 m à -705 m (en référence à la région de Saint-Florentin où une lentille sableuse est visible au pied du canal de Bourgogne. Cette lentille présente une dalle de grès à dragées de quartz et nodules de pyrite). Les sables rencontrés sont de couleur claire. Ce sont des sables quartzeux, translucides, beiges à marrons clairs. Ils sont propres, paraissant dépourvus de particules argileuses. Des grains de glauconie sont associés à ces sables. La glauconie est de couleur verte à brune en fonction de l'altération. La granulométrie de ces sables varie de fine à grossière.

Les éléments quartzeux sont très matures. Ils sont arrondis à anguleux émoussés, assez mats. Cet état de surface traduit une origine non marine, ils sont probablement resédimentés.

Quelques grains sont cimentés entre eux formant un micro-conglomérats. Ils sont composés des sables et glauconies décrits précédemment. Sur le forage de la Madone, le ciment est siliceux.

Chacune de ces séquences sableuses est encadrée par des passées silto-argileuses.

Les argiles

La base des Sables Verts est composée d'argiles noires (Aptien).

Le sommet des Sables Verts montre un horizon de 13 m de puissance (-774 m à -761 m) d'argiles grises, les Argiles de l'Armanche. Cet intervalle argileux forme une barrière de perméabilité verticale entre les Sables Verts et les Sables des Drillons sus-jacents.

A leur tour, les Sables des Drillons sont couverts par une série argileuse de teinte grise à brune (10 m de -745 m à -735 m), les Argiles Tégulines. Elles isolent ces sables de ceux de Frécambault.

Enfin, les Sables de Frécambault, sont recouverts par la série du Gault. Cette série argileuse à la base s'enrichit progressivement de silts et sables argileux, puis de gaizes. C'est à la base de cette série que le pied de tubage a été positionné (-705 m).

Forage de la place Paul Verlaine

Les sables

La lithostratigraphie de ces sables fait ressortir trois unités sableuses qui sont dans l'ordre stratigraphique, (de bas en haut), :

◆ les Sables Verts, de -650 m à -645 m;

◆ les Sables des Drillons, de -641 m à -611 m;

◆ les Sables de Frécambault, de -600 m à -571 m.

Les sables rencontrés sont de couleur claire. Ce sont des sables quartzeux, translucides, beiges à marrons clairs. Ils sont propres, paraissant dépourvus de particules argileuses. Des grains de glauconie sont associés à ces sables. La glauconie est de couleur verte à brune en fonction de l'altération. La granulométrie de ces sables est fine à moyenne.

Les éléments quartzeux sont très matures. Ils sont arrondis à anguleux émoussés, assez mats. Cet état de surface traduit une origine non marine, ils sont probablement resédimentés.

Quelques grains sont cimentés entre eux formant un micro-conglomérats. Ils sont composés des sables et glauconies décrits précédemment. Sur le forage du square Paul Verlaine, le ciment est siliceux, identique à celui rencontré sur le forage de la Madone. Chacune de ces séquences sableuses est encadrée par des passées silto-argileuses à argileuses.

Les argiles

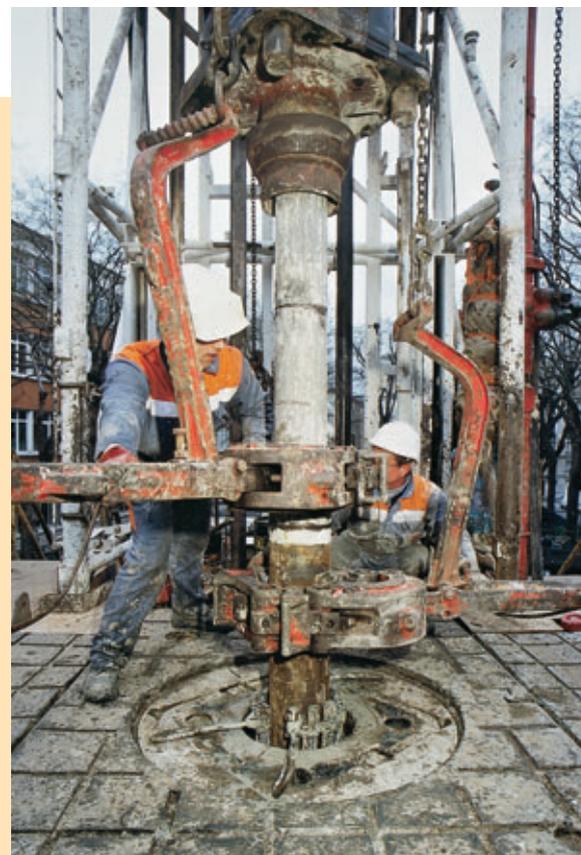
La base des Sables Verts est composée d'argiles noires (Aptien). Le sommet des Sables Verts montre un horizon de 4 m de puissance (-645 m à -641 m) d'argiles grises, les argiles de l'Armanche. Cet intervalle argileux forme une barrière de perméabilité verticale entre les Sables Verts et les Sables des Drillons sus-jacents.

A leur tour, les Sables des Drillons sont couverts par une série argileuse de teinte grise à brune (11 m de -611 m à -600 m), les Argiles Tégulines. Elles isolent ces sables de ceux de Frécambault.

Enfin, les Sables de Frécambault, sont recouverts par la série du Gault. Cette série argileuse à la base s'enrichit progressivement de silts et sables argileux, puis de gaizes. C'est à la base de cette série que le pied de tubage a été positionné (-571 m).

L'examen des cotes de chacun des deux forages montre un écart d'attitude important.

Pour le forage de la place Madone, le premier niveau sableux (Frécambault) est rencontré à environ -653 m NGF alors que pour le forage de la place Paul Verlaine, le premier niveau sableux est rencontré vers -512 m NGF, soit 141 m de dénivellation alors que les forages sont distants à vol d'oiseau de 7,5 km.



Machine Cabot 750, serrage des tiges

© E. Gaffard

Cabot 750 Machine, drill pipe tightening



Le tricône
Three-cone bit



Photo 3
Aléreur de l'aquifère
Aquifer reamer

© E. Gaffard

pour un débit de 160 m³/h avec une pression de 5 bars en tête de puits.

La pompe type "Grundfos" possède les caractéristiques suivantes :

- ◆ 160 m³/h ;
- ◆ diamètre 8" diamètre extérieur 247 mm ;
- ◆ hauteur 3,646 m ;
- ◆ puissance 110 kW ;
- ◆ poids 425 kg ;
- ◆ diamètre de la conduite de refoulement : DN 6" ;
- ◆ position : environ 105 m de profondeur par rapport à la tête de puits.

La chambre de pompage a été réalisée en diamètre de 26" au rotary sous protection de boue bentonitique (densité $d = 1,10/1,15$ - Viscosité Marsh $V_m = 50/60$). La garniture de forage était la suivante :

- ◆ un outil 26" ;
- ◆ une stabilisation 24" + une masse-tige 9"1/2 + un stabilisateur 24" + une masse-tige 9"1/2 + un stabilisateur de 26" + une masse-tige de 9"1/2 + 10 masses-tiges 8" + train de tiges 5".

La verticalité du forage contrôlée avec un appareil Totco à 145 m de profondeur était de 1°. Après réalisation du forage, le tubage de la chambre de pompage a été réalisé avec des tubes en acier de nuance K55 (norme API) de diamètre 20" (508 mm) et d'épaisseur 11,1 mm.

Les tubes ont été assemblés par vissage à l'aide de manchons avec filtrage "Big Oméga". Pour les vissages, une graisse alimentaire a été utilisée.

Pour effectuer la cimentation de l'espace annulaire entre le tubage 20" et le terrain, le pied du tubage était équipé d'un sabot à bille. Ce sabot forme un clapet et permet également d'obstruer le tubage lors de sa mise en place et donc d'éviter toute remontée des boues de forage dans le tubage, par l'intermédiaire d'un bouchon racleur.

Pour stopper le bouchon racleur, un anneau était positionné au-dessus du sabot de pied. Après la cimentation effectuée en une seule opération à l'aide d'un atelier autonome, entièrement automatisé (Dowell - Schlumberger), et après un temps de séchage de 48 heures, les opérations de forage des morts-terrains ont été entreprises au diamètre de 17"1/2. Dès le début de ces opérations, le bouchon racleur, l'anneau, le laitier de ciment restant entre l'anneau et le sabot à bille ont été détruits par le passage du trépan de 17"1/2.

Le forage des morts-terrains

Le forage des morts-terrains se situe entre la chambre de pompage et le toit de la zone aquifère (couches de l'Albien). Pour la plupart d'entre eux, les terrains forés comprenaient :

- ◆ la craie blanche avec des niveaux de silex (Senonien) ;
- ◆ la craie grise marneuse (Turonien) ;
- ◆ les gaizes (Cenomanien) ;
- ◆ les argiles (toit de l'Albien).

Le forage a été effectué avec un outil de 17"1/2 au rotary, à l'eau claire compte tenu de la présence de la craie. Chaque soir, avant l'arrêt du forage et la mise en sécurité de l'outil et de son train de tige, un bouchon visqueux était injecté par le train de tige pour nettoyer le trou de forage.

A la Madone, la garniture de forage était la suivante :

- ◆ un outil 17"1/2 ;
- ◆ deux masses-tiges 9"1/2 + un stabilisateur 17"1/2 + 10 masses-tiges 8" + 6 masses-tiges 6"1/2 + trains de tiges 5".

La verticalité du forage contrôlée avec un appareil Totco à 205 m était de 1° ; à 320 m elle était de 0,74°, à 506 m de 1° et à 705 m de 0,75°.

Après forage des morts-terrains, pour déterminer le volume du laitier de ciment à mettre en œuvre, des mesures de diamètre du trou de forage (diamétrage) furent prises. Celles-ci ont été effectuées par la descente d'un "calipeur" relié à un ordinateur pour l'enregistrement des données et le calcul du volume. Le volume pouvait être calculé entre deux niveaux choisis par l'opérateur.

Compte tenu de la hauteur à cimenter entre le tubage 13"3/8 et les morts-terrains, (≈ 600 m à la Madone et ≈ 400 m à Paul Verlaine), la cimentation a été effectuée en deux phases ; un dispositif spécial dit "DV" (double valve) a été positionné sur le tubage à 332 m par rapport au sol, à la Madone et -202 m à Paul Verlaine. Le pied du tubage 13"3/8 était équipé de la même manière que celui du tubage 20" de la chambre de pompage.

Entre le sabot de pied et la "DV", la cimentation a été effectuée comme pour celle de la chambre de pompage. Puis, à la fin de cette première phase de cimentation, un "obus" a été envoyé dans le tubage pour ouvrir la "DV" entre l'intérieur du tubage et les terrains situés au-dessus de la "DV" et donc au-dessus du premier niveau cimenté (partie basse).

Après ouverture de la "DV", un rinçage à l'eau claire a été effectué pour chasser le laitier de ciment au-dessus de la deuxième phase de cimentation dans les meilleures conditions.

La deuxième phase de cimentation a été effectuée à l'aide d'un bouchon racleur spécial, qui en plus de sa fonction principale (pousser le ciment), permet également la fermeture de la "DV" en fin de course pour empêcher tout retour de ciment dans le tubage.

Le tubage définitif de 13"3/8 a été coupé en place à au moins 20 m au-dessus du pied du tubage de 20" soit aux environs de -115 m par rapport au sol à la Madone et de -120 m à Paul Verlaine. Avant coupe du tubage 13"3/8, le niveau de cimentation a été vérifié en descendant un tube de faible diamètre dans l'entrefer des tubages 13"3/8 et 20". Dès l'approche du toit de l'Albien, le géologue de sonde, M. Loiseau – consultant –, a suivi les opérations de forage afin d'analyser les *cuttings* (dé-

blais de forage) et de fixer le niveau d'arrêt du forage des morts-terrains avant forage dans l'Albien. Après cimentation et coupe du tubage 13" 3/8, un contrôle de l'étanchéité des tubages, et particulièrement de la liaison 20"/13"3/8, a été effectué à une pression hydraulique de 5 bars pendant une heure. Cette mise en pression est réalisée grâce au sabot du pied du tubage 13"3/8.

A Paul Verlaine, le nouveau puits était foré à proximité de l'ancien puits, le forage des morts-terrains a été effectué en déviation. Cette option avait pour but d'éviter tout risque de collision des deux forages, ces derniers étant seulement éloignés au niveau du sol d'une vingtaine de mètres. Le deuxième objectif était d'augmenter la distance des puits dans la nappe aquifère.

La déviation a été amorcée à la profondeur de -150 m/sol, dans la phase de forage en 17"1/2, avec une turbine coudée de fond de trou. Le moteur étant situé juste au-dessus du tricône et mû par l'énergie hydraulique du fluide de forage.

L'inclinaison, angle formé par la verticale et la turbine, a démarré avec une valeur de 1° à la cote verticale de -164 m/sol pour atteindre une valeur maximale de 14,5° à la cote verticale de -350 m/sol et pour retomber à une valeur de 5° en fond de trou à la cote verticale de -659 m/sol. Cette opération d'inclinaison a été effectuée dans un plan, l'azimut orienté en moyenne Nord 50 correspondant au plan vertical formé par les deux puits.

Le fond du forage se trouve donc distant du point théorique vertical d'environ 70 m.

La trace de la déviation est effectuée par interpolation de mesures ponctuelles obtenues à partir d'un appareillage composé, pour l'essentiel, d'un gyroscope et d'un appareil photo, descendu dans le train de tige. La photo déclenchée à une profondeur connue donne la valeur de l'azimut et de l'inclinaison qui sont reportés de proche en proche.

Le forage et le crépinage de la zone aquifère

Le forage et l'équipement de la zone aquifère comprennent les opérations suivantes :

- ◆ forage de reconnaissance et détermination de la colonne captante ;
- ◆ alésage et forage de la zone aquifère ;
- ◆ mise en place de la colonne captante et gravillonnage.

Forage de reconnaissance

Après reforage de l'excédent de laitier et du sabot de pied du tubage 13"3/8, les formations aquifères ont été forées au diamètre 12"1/2 pour une reconnaissance des couches de l'Albien. Lors de cette opération de forage, des prélèvements de *cuttings* ont été effectués en continu sur les tamis du bac de traitement des boues de forage. Les prélèvements ont été examinés par le géologue de sonde



© E. Gaffard

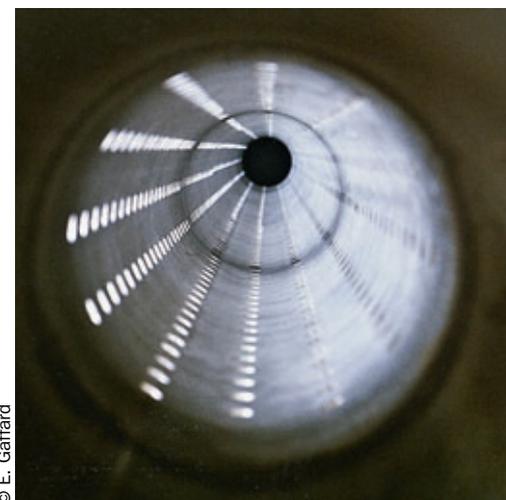


Photo 4
Introduction de la crépine inox
(espace entre fils 1 mm)
Introducing the stainless
steel strainer (1 mm mesh)

qui en fonction de la position du trépan d'une part, et du temps de remontée des *cuttings* d'autre part, a déterminé approximativement les niveaux des différents couches de terrain. Le géologue a déterminé également le niveau d'arrêt du forage qui prendra en compte un vide de sécurité de 10 m de hauteur sous le pied de la colonne captante. De plus, des analyses granulométriques des sables de l'Albien ont été effectuées par un laboratoire spécialisé pour déterminer d'une part, le "slot" des parties crépinées de la colonne captante et d'autre part, le dimensionnement du gravier qui constituera le massif filtrant.

Par ailleurs, pour déterminer les parties crépinées de la colonne captante, des diagraphies (*log* en terme américain) ont été effectuées. Il s'agit d'enregistrer en continu les variations d'une caractéristique donnée des formations traversées par le forage. Les mesures suivantes ont été effectuées :

- ◆ diagraphies de résistivités des terrains traversés ;
- ◆ diagraphies nucléaires (mesures de la radioactivité naturelle) : rayon gamma *log* (diagraphie des rayons gamma).

Lors de cette opération, des diagraphies acoustiques dites "CBL" et "VDL" ont été effectuées pour le contrôle des cimentations.

Alésage et forage de la zone aquifère

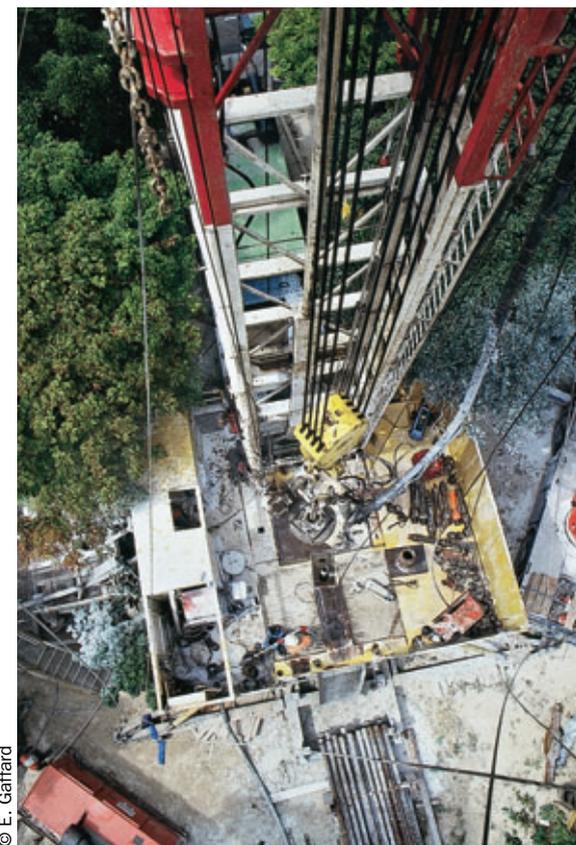
Les opérations d'alésage au diamètre 15" (381 mm) de la zone aquifère ont été entreprises dès réception de la colonne captante sur le site afin que les opérations de mise en place de la colonne captante et de la mise en œuvre du massif filtrant puissent être réalisées en continu. L'alésage est effectué à l'aide d'un outil spécial (photo 3).

Mise en place de la colonne captante et le gravillonnage

La colonne captante est mise en place à l'aide d'un dispositif d'accrochage (Liner hanger) dans le tubage 13"3/8.

L'ensemble comporte :

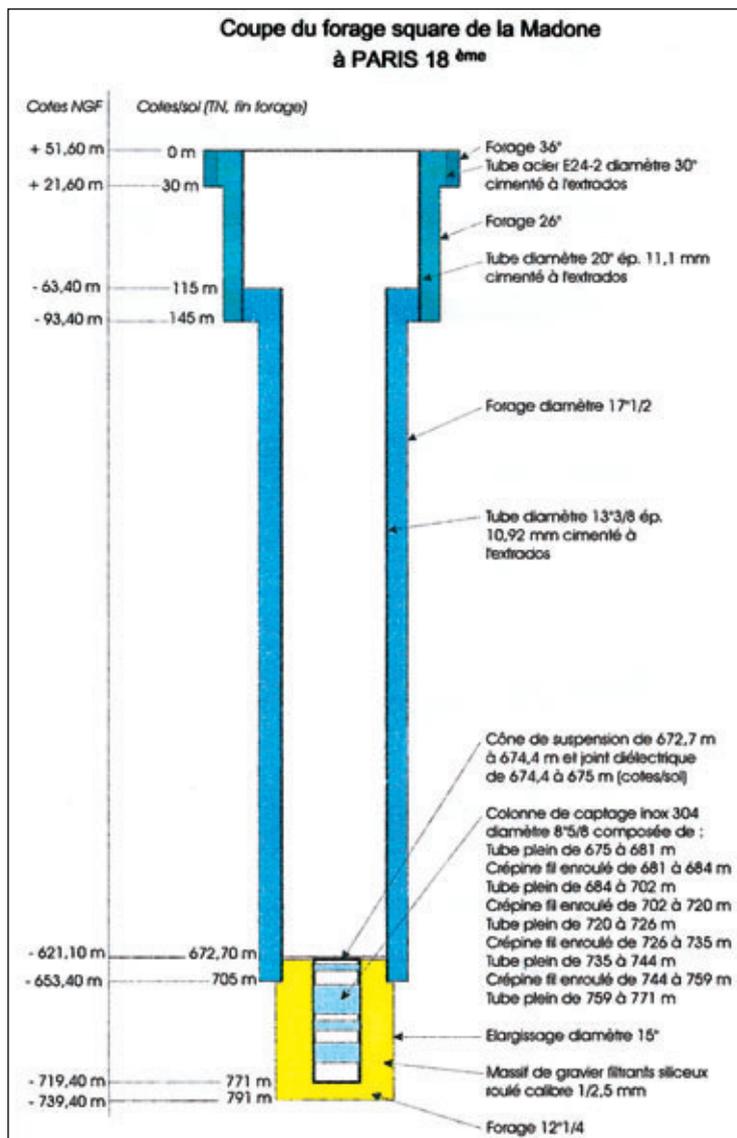
- ◆ la colonne captante de 8"5/8 en acier inox 304 (norme ASSI) et 22 CN10 Afnor (photo 4) ;



© E. Gaffard

Machine MR 7000 dans un environnement
contraignant
Machine MR 7000 in a constraining
environment

Coupe du forage square de la Madone
Section of Madone Square borehole



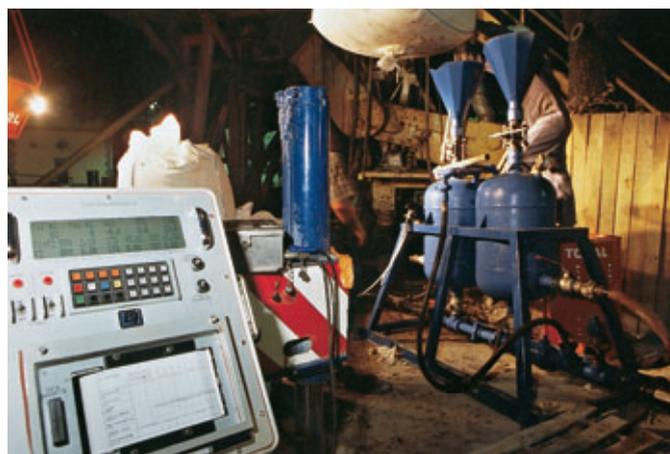
Descente de la pompe dans le puits de la Madone
Lowering of pump into the Madone well

été mis en eau claire par "air-lift" pour un premier nettoyage. Des pompages ont été ensuite effectués à différents débits pour permettre de stabiliser le massif filtrant et améliorer la perméabilité de la formation aquifère située autour des crépines. L'ensemble des opérations de pompage constitue le développement. Celui-ci a été jugé satisfaisant dès l'obtention d'une turbidité de 3 NTU au débit de 200 m³/h. Deux types d'essais ont été effectués :

- ◆ essais par paliers : 80 m³/h - 120 m³/h - 160 m³/h et 200 m³/h ;
- durée : 2 heures,
- arrêt entre chaque palier : 2 heures, avec relevés des hauteurs d'eau dans le puits ;
- ◆ essai de longue durée :
- débit contractuel garanti : 160 m³/h,
- durée : 72 heures.

Relève des hauteurs d'eau dans le puits. A la fin de l'essai : prélèvement d'eau par un laboratoire agréé (Crecep). Après essais, un contrôle du puits, par caméra vidéo a été effectué et une désinfection au chlore a été réalisée.

Photo 5
Gravillonnage
autour de la colonne
captante
Gravel placed around
the collecting column



- ▶ ◆ un joint électrique ;
 - ◆ le dispositif d'accrochage ;
 - ◆ le tourne à gauche (pièce de complément entre la colonne captante et les dispositifs de mise en place de celle-ci) ;
 - ◆ le "cross-over tools", dispositif permettant le gravillonnage du massif filtrant situé autour de la colonne captante ;
 - ◆ la garniture de forage ou train de tige.
- Après pose du massif filtrant (photo 5), le puits a

La construction et l'équipement du local d'exploitation

Chaque puits a été équipé d'un local technique enterré renfermant la tête de puits. La construction du local a nécessité l'exécution de parois berlinoises de grande hauteur. En effet, celle-ci (8 m) est déterminée par les contraintes de maintenance de la pompe dont la sortie nécessite en particulier le démontage des tubes de refoulement de 4 m de longueur unitaire assemblés par vissage.



© E. Gaffard



**Cimentation
du tubage
place Paul Verlaine**

**Cementing
of casing,
Place Paul Verlaine**

Les opérations peuvent ainsi être entreprises sans détérioration des installations de surface. Pour les opérations ultérieures à réaliser sur le puits proprement dit, une ouverture de 1,50 m x 1,50 m, fermée par une dalle amovible a été aménagée à la verticale de la tête de puits.

Une étanchéité a été réalisée sur la dalle de couverture du local technique.

La jonction entre le tubage de 28" de l'avant-trou et le radier du local technique a été réalisée à l'aide d'un double joint type "hydrobande" afin de parfaire l'étanchéité entre le local et les terrains situés sous le local.

La tête de puits est couverte par une plaque en acier inoxydable recouvrant le tubage 20". Cette plaque comporte une tubulure DN 150 mm pour le passage de la pompe, une tubulure DN 50 mm pour le passage éventuel d'une deuxième pompe à faible débit, ainsi que les tubulures pour le passage des câbles d'alimentation électrique des pompes et des sondes de mesures de niveau d'eau.

■ CONCLUSION

Les débits d'eau obtenus ont atteint 200 m³/h. La qualité de l'eau puisée a confirmé celle de l'Albien mesurée depuis toujours. Cette eau est en effet naturellement protégée de tout risque de pollution ; son âge au droit de Paris est d'environ 35 000 ans. Les cinq forages permettront à la Sagep de mettre à disposition de la Capitale une alimentation de secours en cas de crise, totalement indépendante du réseau normal de distribution d'eau potable.

ABSTRACT

Deep drilling in Paris

G. Pellery, J.-P. Benoit, P. Desbrueres

The Sagep (Société Anonyme de Gestion des Eaux de Paris - Paris water authority) carries out drilling into the Gault in Paris to depths of more than 600 m, in order to have additional water supplies for times of crisis, different from the sources used in normal times. The use of heavy-duty equipment of the petroleum oil industry type in urban sites has led it to take special environmental precautions. Rigorous drilling methods and tests have allowed drilling operations complying with the durability requirements of the groundwater sought.

RESUMEN ESPAÑOL

Perforaciones profundas en París

G. Pellery, J.-P. Benoit y P. Desbrueres

La Société Anonyme de Gestion des Eaux de Paris - Sagep - ejecuta perforaciones en terrenos del Albiense, en París, a más de 600 m de profundidad, con objeto de disponer, en épocas de crisis, de aguas de manantial suplementarias y diferentes de los recursos explotados en tiempo normal.

La utilización de equipos y maquinaria importantes, de tipo petrolero, en los emplazamientos urbanos ha conducido a esta empresa a tomar precauciones medioambientales de particular importancia.

Un método riguroso de perforación y de los controles, han permitido la ejecución de perforaciones con el debido respeto de la perennidad del acuífero que se trataba de encontrar.

Le parking du Val Claret d'injection solide

La construction du parking du Val Claret à Tignes, implanté sur un site géologique complexe a nécessité d'importants travaux d'amélioration du sol de fondation.

Le procédé retenu est celui de l'injection solide.

Dans le cadre du schéma d'aménagement de la ville, intitulé "Tignes Avenir", la municipalité a lancé un programme de construction de parcs de stationnement enterrés ou semi-enterrés, pour faire de Tignes une ville sans voiture.

Trois quartiers de la ville ont été équipés de parkings. La maîtrise d'œuvre est assurée par Setec associé aux architectes Jean-Michel Wilmotte (projet du Val Claret et du Lavachet) et Christian de Portzamparc (projet de Tignes Le Lac).

Le nouveau parking du Val Claret semi-enterré offre environ 500 places. Il jouxte le parking existant du golf, et avec lequel il communique.

■ CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

Au droit du Val Claret, le substratum géologique local est formé par des roches du trias et essentiel-

lement des gypses. Ces gypses appartenant à la nappe de charriage de l'unité de la Grande Motte, ont subi d'importants déplacements tectoniques, ce qui explique l'intense altération et broyage de ces roches.

A la périphérie et en pied de versant, de nombreuses dolines témoignent non seulement de la présence de cavités en profondeur, mais également du caractère évolutif du gypse.

Les campagnes de reconnaissance, réalisées entre janvier 1998 et septembre 1999 ont confirmé le modèle géologique et ont mis en évidence l'hétérogénéité du site. Les sondages ont en effet permis de localiser les principales anomalies souterraines (zones de dissolution). L'altération du substratum se traduit par la médiocrité des caractéristiques des terrains.

Le contexte hydrogéologique est également complexe :

- ◆ résurgences d'eau provenant du gypse à quelques centaines de mètres de l'ouvrage ;
- ◆ le niveau piézométrique temporaire se situe au plus haut à 10 m sous le niveau de fondations du futur parking.

■ LES CONTRAINTES DU PROJET

La construction de ce projet a dû intégrer un certain nombre de contraintes liées au site même :

- ◆ un emplacement imposé : le nouveau parking est le prolongement du parking du golf ;
- ◆ l'environnement : pour préserver le paysage de montagne le parking doit être semi-enterré, et s'inscrire dans le versant ;
- ◆ l'altitude : compte tenu des conditions climatiques le parking doit être édifié dans une période de travaux réduite de mai à septembre ;
- ◆ la géologie : présence de terrains de faibles caractéristiques, de poches de dissolution et de cavités. Des cavités au sein des moraines avaient été décelées et comblées avec du béton lors de la construction du parking du golf.

■ LA SOLUTION RETENUE

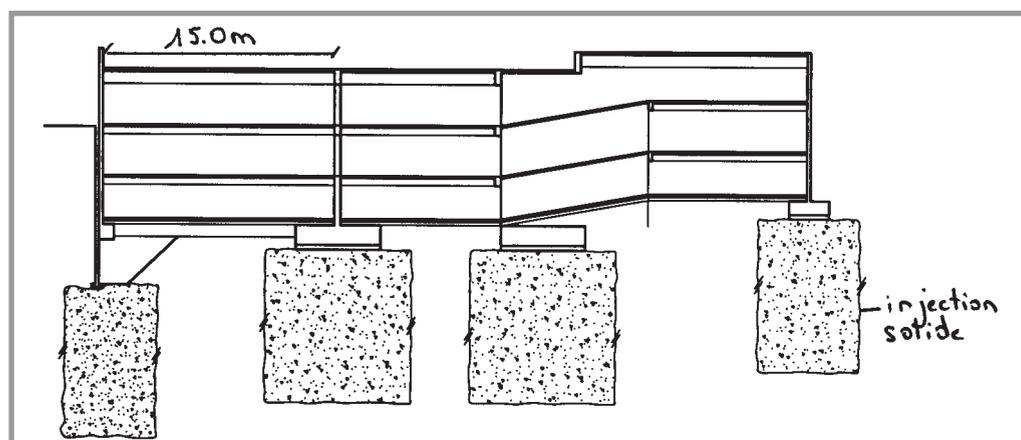
La structure

La solution de poteaux sur semelles isolées a été éliminée au profit d'une structure plus rigide capable de franchir les hétérogénéités du terrain (points durs, cavités...). Pour cela le parking a été

Vue générale du site
General view of site



Structure du parking
Carpark structure



à Tignes : un chantier

Jean-Bernard Datry



DIRECTEUR D'ÉTUDES
Setec TPI

Jacqueline Pereira



INGÉNIEUR
GÉOTECHNICIEN
Setec Géotechnique - Terrasol

conçu selon le principe de voiles rigides périphériques et de poutres transversales franchissant les travées de 15 m et assurant le contreventement. Cette solution structurelle bien adaptée au contexte géotechnique, présente également l'avantage de part l'absence de poteaux réguliers, de créer plus d'espace de parking, ce qui correspond bien aux besoins des stations de montagne.

Le traitement de sol

En raison de la présence de cavités et poches d'effondrement il a été nécessaire de renforcer préalablement le sol de fondations pour garantir la stabilité de l'ouvrage. Plusieurs solutions ont été envisagées :

- ◆ fondations profondes ;
- ◆ renforcement par inclusions rigides (jet grouting) ;
- ◆ colonnes ballastées ou picots.

La solution qui a été retenue est un traitement du sol d'assise par injection solide, ou compactage statique horizontal.

C'est la seule solution qui permet de s'affranchir du défaut de frottement latéral en comblant toutes les cavités et en compactant les sols foisonnés dans les zones éboulées sans générer d'ébranlement ou vibrations préjudiciables à l'existant.

■ L'INJECTION SOLIDE

Principe du renforcement de l'assise

Le renforcement de l'assise a pour objet :

- ◆ de resserrer les terrains meubles peu compacts sur 10 m d'épaisseur maximale sous le niveau des fondations, et de combler les vides ;
- ◆ de garantir une résistance minimale sous les fondations ;
- ◆ de limiter les tassements différentiels.

Le principe de l'injection solide consiste à injecter un mortier visqueux à fort angle de frottement, par passe de 0,5 à 1,0 m en remontant le tube d'injection.

Les débits d'injection sont définis de façon à permettre le développement d'un cylindre de mortier sans claquer le terrain.

L'injection est poursuivie jusqu'à obtention de la pression de refus fixée ; l'expansion progressive du mortier constitue ainsi une densification du sol. En accord avec le bureau de contrôle, le traitement est limité au niveau de l'assise des principaux refends.

Schéma de principe du traitement

Lors des études, trois zones de traitement ont été identifiées :

- ◆ zone à maille primaire : une file centrale de forages d'injection sous la semelle de 10 m de profondeur et d'espacement 4 m ;
- ◆ zone à maille secondaire : deux files latérales avec un pas de 4 m intercalé dans la file primaire. Limitation du traitement à 6 m de profondeur sous les fondations ;
- ◆ zone à maille tertiaire : doublement du maillage secondaire.

■ PLOT D'ESSAI

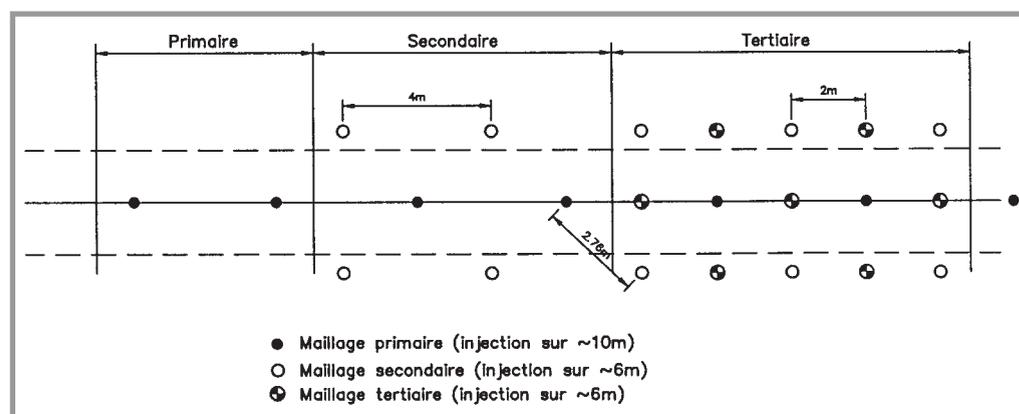
Préalablement à la phase de traitement en production, il a été convenu de réaliser un plot d'essai, pour permettre de vérifier les choix des critères de pression-volume et d'adapter les moyens techniques.



Dolines et altération du gypse en surface, derrière un merlon pare-blocs

Dolines and weathering of gypsum on surface, behind a rock protection merlon

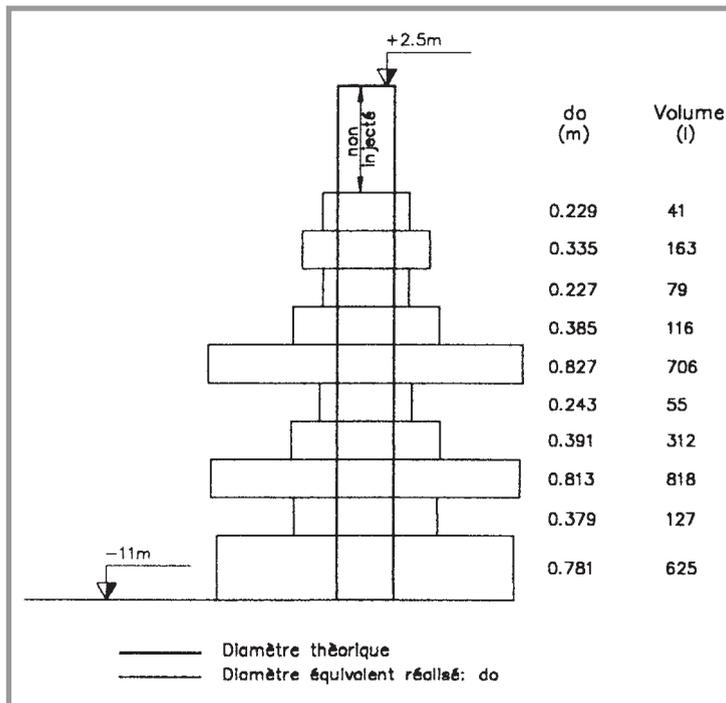
Maillage des injections solides
Grouting mesh



Ateliers de forages et d'injection
Drilling and grouting plant



Représentation graphique d'une colonne d'injection solide
Graphical representation of a grouting column



Colonne d'injection en zone de gypse altéré
Grouting column in weathered gypsum



L'implantation choisie pour la réalisation du plot d'essai a permis de tester les trois zones possibles. Les forages de maille primaire et secondaire ont été exécutés en respectant les critères suivants :

- ◆ maille primaire : 25 bars ou 800 l/ml ;
- ◆ maille secondaire : 35 bars ou 800 l/ml.

Dans les zones de vides, le critère de volume est porté à 4000 l/ml.

Les critères fixés au CCTP en terme de pression limite équivalente de sol étaient l'obtention :

- ◆ dans une zone à maille primaire unique : $p_l \geq 0,75$ MPa entre deux colonnes ;
- ◆ dans une zone à maille secondaire : $p_l \geq 0,6$ MPa au centre de la maille et $p_l \geq 0,7$ MPa en bord de maille.

Des contrôles réalisés au pressiomètre ont montré une nette amélioration dans les zones de très faibles caractéristiques. Les objectifs d'amélioration de la pression limite du sol ont été atteints. Le plot d'essai ayant donné satisfaction, le traite-

ment général a été poursuivi en suivant les mêmes critères d'injection.

■ RÉSULTATS DES INJECTIONS

Toutes les files de fondation du parking ont été traitées y compris la file attenante au parking existant. Du point de vue du zonage, le programme exécuté a été proche du prévisionnel.

Contrôle des injections

Les contrôles courants ont nécessité 15 forages pressiométriques descendus jusqu'à 10 m sous le niveau de fondation.

Ces essais, réalisés en bord ou en centre de maille ont permis de vérifier que le critère fixé était atteint et que tous les vides étaient bien remplis.

Une comparaison des caractéristiques de sol après traitement secondaire et tertiaire a montré une augmentation sensible. Le module est multiplié par 3 à 100 et la pression limite par 2.

■ TERRASSEMENT - GÉNIE CIVIL

Les terrassements ont été effectués en deux phases :

- ◆ terrassement primaire : exécuté en quasi-totalité avec une couverture de 2 m au-dessus du niveau de fondation. C'est à partir de ce niveau que les injections ont été réalisées ;

- ◆ terrassement secondaire : terrassement total, 7 jours après la fin des injections.

Les terrassements et les injections ont été faits en progressant du nord vers le sud, pour libérer au fur et à mesure l'emprise et exécuter les fondations au même rythme que les injections.

En génie civil, seuls les voiles de refend contreventement ont été coulés en place ; tous les planchers ont été préfabriqués, ce qui a permis d'élever la structure rapidement entre juillet et septembre.

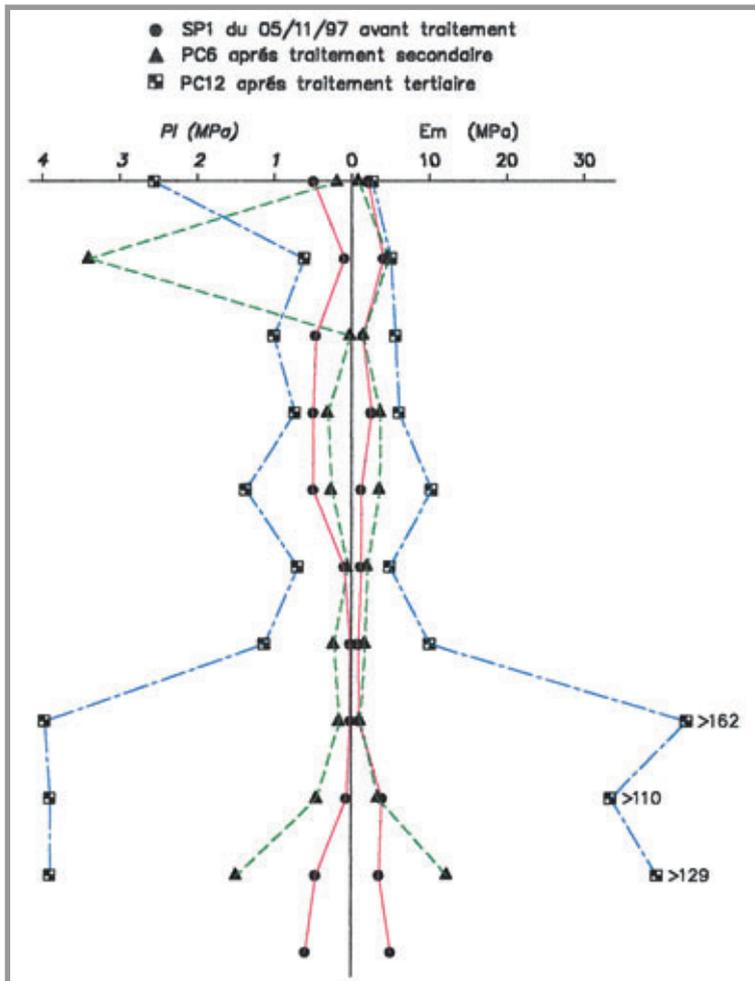
■ ORGANISATION DE LA MAÎTRISE D'ŒUVRE

La maîtrise d'œuvre est assurée par une équipe constituée par :

- ◆ la direction de projet, basée à Paris comprenant, autour d'un chef de projet, les différents spécialistes nécessaires : structures, VRD, géotechnique, équipements techniques ;

- ◆ pendant la phase travaux cette équipe est complétée par une direction de travaux composée d'un ingénieur et d'un conducteur de travaux résidant sur le site.

L'ingénieur géotechnicien a suivi, sur place, l'ensemble de la campagne d'injection solide, afin de



permettre une intervention en temps réel du maître d'œuvre.

CONCLUSION

La méthode de renforcement des sols retenue, l'injection solide a donné satisfaction quant à l'amélioration des caractéristiques de l'assise de fondation. Cette opération qui nécessite une adaptation constante du programme d'injection aux conditions réelles de site a pu se faire efficacement sans dépassement des coûts et des délais.

L'entreprise consciente de l'enjeu des injections solides vis-à-vis du respect de la date de livraison du parking a mobilisé dès le démarrage du chantier de traitement de sol deux ateliers d'injection et deux ateliers de forage. Par ailleurs, le respect des délais a nécessité un travail à poste.

Le géotechnicien de la maîtrise d'œuvre est intervenu en continu au fur et à mesure de l'avancement des travaux pour :

- ◆ adapter le plan des injections ;
- ◆ contrôler les essais de réception des travaux ;
- ◆ veiller au respect des objectifs.

Le respect des coûts et des délais a été l'un des objectifs majeurs de la maîtrise d'œuvre, tout en réalisant un ouvrage conforme aux normes de sécurité.

La collaboration de tous les acteurs du projet a permis d'intégrer efficacement toutes les contraintes. Le parking a pu ouvrir ses portes au public à la date prévue, le 16 décembre 1999.

Comparaison des caractéristiques avant et après traitement

Comparison of characteristics before and after treatment

ABSTRACT

The Val Claret carpark in Tignes : a solid grouting site

J.-B. Datry, J. Pereira

The construction of a carpark in Tignes, located in a complex geological site called for improvement and foundation works.

The adopted procedure was that of solid grout injection.

RESUMEN ESPAÑOL

El aparcamiento del Val Claret, en Tignes : obras de inyección sólida

J.-B. Datry y J. Pereira

La construcción del aparcamiento del Val Claret, en Tignes, ubicado en un emplazamiento geológico complejo ha precisado ejecutar importantes trabajos de mejora del terreno de cimentación.

El procedimiento adoptado corresponde a una inyección sólida.

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Montant du marché

- Montant global : 50,4 millions de francs
- Montant des injections : 2,7 millions de francs

Injections

- 251 forages (3900 ml)
- 567 m³ de mortier injecté
- 400 l/m² de surface traitée
- 120 l/m² de surface de parking totale
- 1^{re} injection : le 17 mai 1999
- Dernière injection : 1^{er} juillet 1999

Terrassement

- 52 000 m³ de déblai
- 19 000 m³ de remblai

Génie civil

- 4 000 m² de planchers
- 4 600 m³ de béton coulé en place
- 9 800 m² de prédalles
- 5 400 ml de poutres précontraintes
- 290 t d'acier

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Mairie de Tignes

Maîtrise d'œuvre

En groupement cabinet d'architecte
Governor - J.-M. Wilmotte - Setec TPI

Entreprises

Groupement GTM - GFC

Sous-traitant d'injection solide

GTS

Paroi multiancrage l'hôpital Princesse

Cet article présente la manière dont les déformations du soutènement d'une fouille à flanc de colline, de grande profondeur, en site urbain, ont été maîtrisées afin de préserver les ouvrages avoisinants de désordres préjudiciables.

Figure 1
Vue d'ensemble avec le dispositif d'auscultation

General view with surveying system

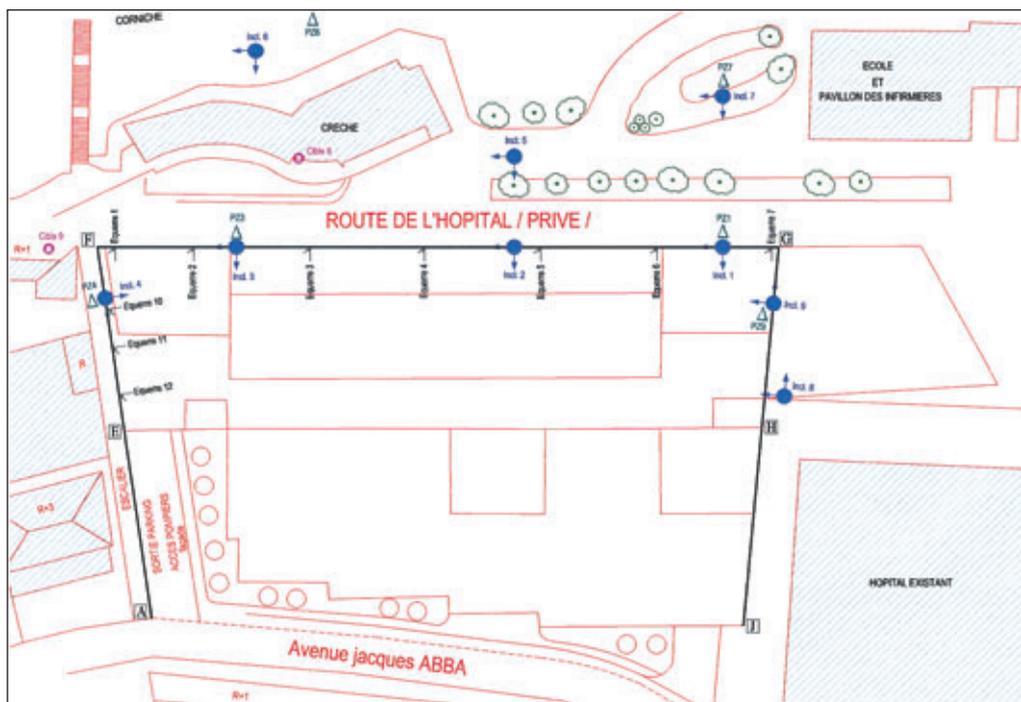
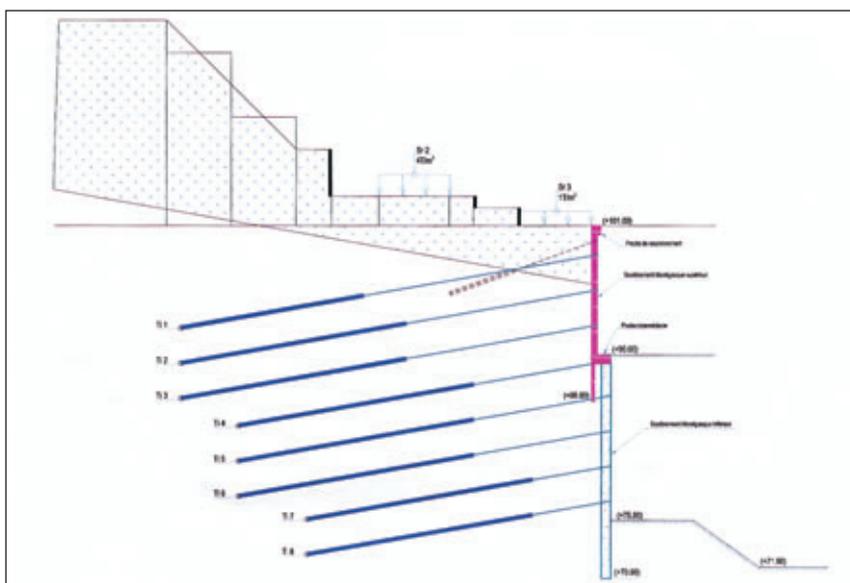


Figure 2
Coupe paroi amont, zone ouest
Section of upstream wall, west zone



■ PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

L'hôpital Princesse Grâce a connu de multiples extensions, la dernière en date en 1984-1985 avait consisté en la construction de l'aile ouest. A cette époque déjà les travaux de soutènement nécessaires avaient été exécutés par Intrafor.

La phase d'agrandissement, objet du présent projet, consiste en la construction d'un bâtiment à

flanc de colline. Cette construction requière la réalisation d'un soutènement de 90 m de long et d'une hauteur variant de 21 m à l'est à 27 m à l'ouest d'une part, et de deux retours prenant leur origine sur la paroi amont précédemment citée et se terminant progressivement au niveau de l'avenue Jacques Abba – soit à "zéro" –, d'autre part.

La paroi amont est autostable en phase définitive. Sa stabilité est assurée par un ensemble de tirants permanents. Les deux parois latérales sont elles maintenues par des butons ou des tirants provisoires, le bâtiment assurant la reprise des poussées mitoyennes au stade final.

L'entreprise générale SAMIB, titulaire du lot n° 1 "Terrassement - Soutènement - Infrastructures" a confié la réalisation des travaux spéciaux (tirants, micropieux, pieux et drains) à la société Intrafor.

■ CONTEXTE ET ENVIRONNEMENT DES TRAVAUX

L'ouvrage d'une forme sensiblement rectangulaire s'inscrit le long de la route de l'hôpital et de l'avenue Jacques Abba pour deux des côtés du rectangle, s'appuie sur l'hôpital existant pour le troisième côté et longe des propriétés privées mitoyennes sur le quatrième côté (figure 1).

Le site est particulièrement pentu, l'amont du projet (route de l'hôpital) étant à la cote 101 NGM, l'aval (avenue Jacques Abba) à la cote 73 NGM, et ce pour une largeur du projet d'environ 60 m. Les parcelles des riverains situées à l'ouest descendent en terrasses du niveau supérieur au niveau inférieur.

Le fond de fouille est situé pour partie à la cote 76 NGM, pour partie à la cote 72 NGM, niveau de l'hôpital actuel.

Comme l'indique la coupe de la paroi amont (figure 2) et comme le montre la photo 1, la pente se prolonge en amont. Par ailleurs, en limite de l'actuel projet, au voisinage immédiat de la partie supérieure de la fouille se situent la crèche de l'ensemble hospitalier ainsi que le pavillon des infirmières.

L'aspect géotechnique

Le terrain concerné est situé à Cap d'Ail dans une zone où le substratum marno-calcaire n'apparaît qu'à de grandes profondeurs et se trouve recouvert d'éboulis de pente à faciès chaotique, localement cimentés, lesquels sont surmontés de

pour l'extension de Grâce à Monaco

Christian Besson

DIRECTEUR GÉNÉRAL
Intrafor



Roland Stenne

DIRECTEUR
SCIENTIFIQUE
Intrafor



plusieurs mètres de remblais ayant permis l'occupation du site en terrasse.

Les éboulis sont caractérisés par la présence de blocs de toutes dimensions, certains plurimétriques, emballés dans un liant argilo-graveleux. Une couche d'argiles altérées sera même mise en évidence entre les cotes 62 et 65 NGM sur une partie du terrain.

L'altération des matériaux est le résultat de circulations d'eau importantes, la perméabilité des éboulis étant très hétérogène mais présentant néanmoins une perméabilité d'ensemble très forte, l'eau circulant au sein de passages décomprimés ou au toit de zones plus compactes et moins perméables. On notera que le nom du projet "Lou Clapas" qui prend son origine dans le nom du lieu, signifie en patois local "Le clapier" ou le tas de cailloux.

L'ensemble présente ainsi des caractéristiques géotechniques très hétérogènes mais commandé néanmoins par les horizons altérés de faibles caractéristiques, le rôle de l'eau ne devant en rien être négligé.

cragge précontraint, mis en tension avant terrassement des plots mitoyens ou de la bande suivante (photo 2). Compte tenu de la hauteur du mur amont et des tolérances imposées, ce soutènement comme l'indique la figure 2 a été réalisé en deux étapes avec création d'une plate-forme intermédiaire à la cote 90 NGM et création d'une poutre de liaison en béton armé entre la partie supérieure d'une part, et la partie inférieure d'autre part.

Les pieux des deux murs monégasques ont été réalisés par forage en rotation avec mise en place de tubages métalliques définitifs scellés au terrain au coulis de ciment. Pour le mur monégasque supérieur, le forage a un diamètre de 250 mm, le tubage un diamètre de 177 mm, pour le mur monégasque inférieur les diamètres sont respectivement de 300 et de 191 mm et un micropieu sur deux est incliné de 8° vers l'extérieur.

Neuf lits de tirants permanents d'une capacité de 100 à 145 t (7 T 15 et 10 T 15) d'une longueur de

■ LES SOLUTIONS TECHNIQUES RETENUES

Au contexte géotechnique explicité ci-dessus, il convient d'ajouter les contraintes suivantes :

- ◆ tolérance de verticalité : < 1 %;
- ◆ déplacement horizontal maximum toléré en tête de soutènement : 20 mm;
- ◆ déplacement horizontal maximum toléré des ouvrages riverains : 5 mm;
- ◆ soutènement amont autostable en phase définitive;
- ◆ impossibilité de mettre des tirants sur la paroi GH (présence des tirants réalisés pour la partie mitoyenne de l'hôpital);
- ◆ respect des normes antisismiques;
- ◆ site escarpé rendant l'accès délicat voire impossible à certains types d'engins.

S'appuyant par ailleurs sur le constat du chantier réalisé en 1985 et des déformations horizontales mesurées pour un soutènement de moindre hauteur, la solution retenue pour le mur amont fut celle d'un soutènement discontinu profondé. Ainsi après exécution des appuis verticaux constitués de pieux et micropieux, l'excavation est réalisée par passes alternées et par bandes horizontales descendantes successives, chaque plot de terrassement d'une largeur de 5 à 6 m et d'une hauteur de 3 m recevant, après bétonnage, deux tirants d'an-



Photo 1
Vue d'ensemble
General view



Photo 2
Les éboulis
avec les "blocs"
calcaires

Screed
with limestone
boulders

l'environnement du soutènement était suivi par un dispositif d'inclinomètres, de piézomètres et de mires, posé sur les avoisinants tel que figuré sur la figure 1. L'auscultation a été conduite suivant la démarche de l'Eurocode 7 avec définition d'un seuil d'alerte provoquant une modification de la cadence des mesures et d'un seuil d'intervention provoquant un ensemble de dispositions confortatives complémentaires. Les mesures et le commentaire sur la déformation du mur amont font l'objet du chapitre qui suit.

■ L'ANALYSE DES RÉSULTATS

Comme explicité ci-dessus, afin de surveiller les déplacements du mur amont, une série de sept équerres a donc été posée sur la poutre de couronnement avant le commencement des travaux de terrassement. De plus, une série de trois équerres a été, de même, posée sur la poutre intermédiaire, entre le mur supérieur et le mur inférieur. La surveillance régulière des équerres en cours de travaux, et en particulier celles de la poutre de couronnement supérieure a permis de tirer les enseignements suivants :

- ◆ les déplacements verticaux sont plus importants que les déplacements horizontaux et le rapport entre ces deux déplacements est constant et vaut 5 ;
- ◆ les déplacements sont quasi nuls jusqu'à la réalisation de la sixième nappe de tirants ;
- ◆ les déplacements varient ensuite de manière exponentielle avec la profondeur jusqu'au fond de fouille, sans toutefois dépasser des valeurs tout à fait admissibles, à savoir 5 mm horizontalement et 25 mm verticalement.

Une explication de ces constatations est que le mur est soumis à des efforts verticaux importants, au-delà du simple poids de sa structure et de la composante verticale des tirants, par mobilisation de frottements entre le mur et le sol tendant à stabiliser le massif arrière et donc à surcharger le mur de soutènement et sa fondation par micropieux, entraînant par là des déplacements verticaux. Du fait du dimensionnement approprié des tirants, en force et en longueur, le massif n'a pas tendance à se déformer vers l'avant, les déplacements horizontaux constatés sont plutôt la conséquence des déplacements verticaux. La rigidité verticale de la fondation du mur de soutènement se trouve donc être de la première importance dans le comportement d'ensemble de la fouille dans la mesure où ce sont les déplacements verticaux qui sont moteur par rapport aux déplacements horizontaux et qu'ils doivent donc être maîtrisés.

Par ailleurs, afin de contrôler les tensions des tirants, des cellules dynamométriques ont été mises en place dont neuf sur le mur amont. Deux constatations ont pu être faites, à savoir :

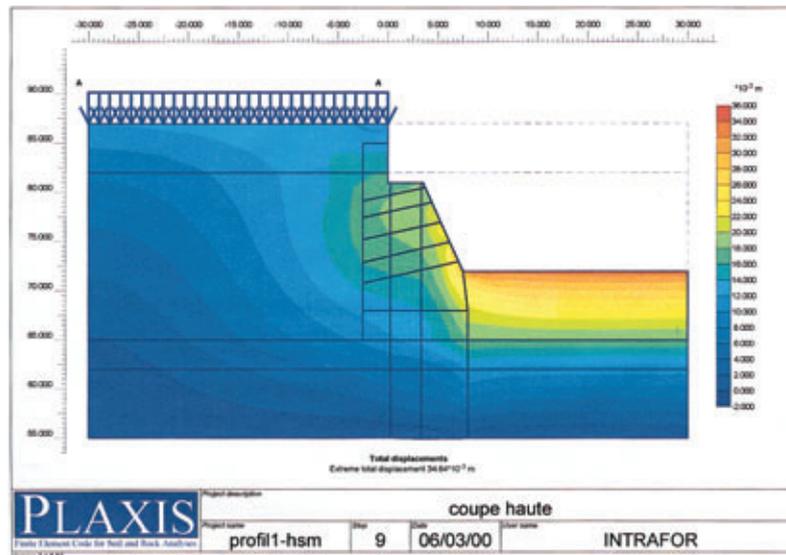
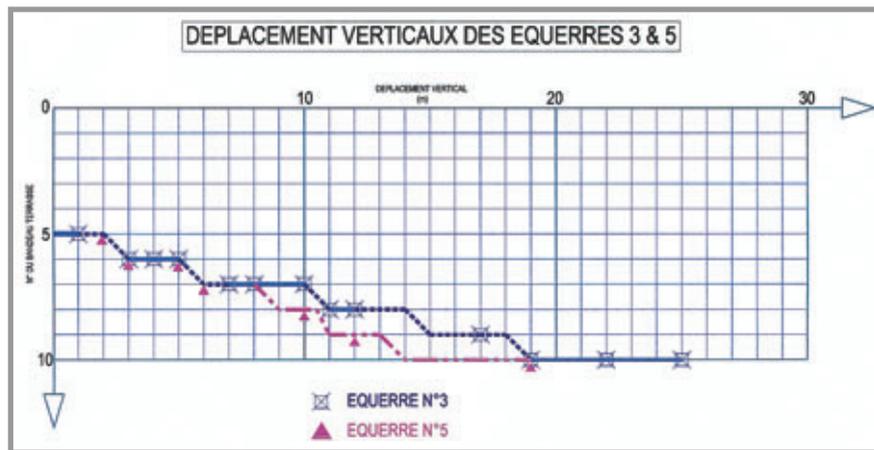
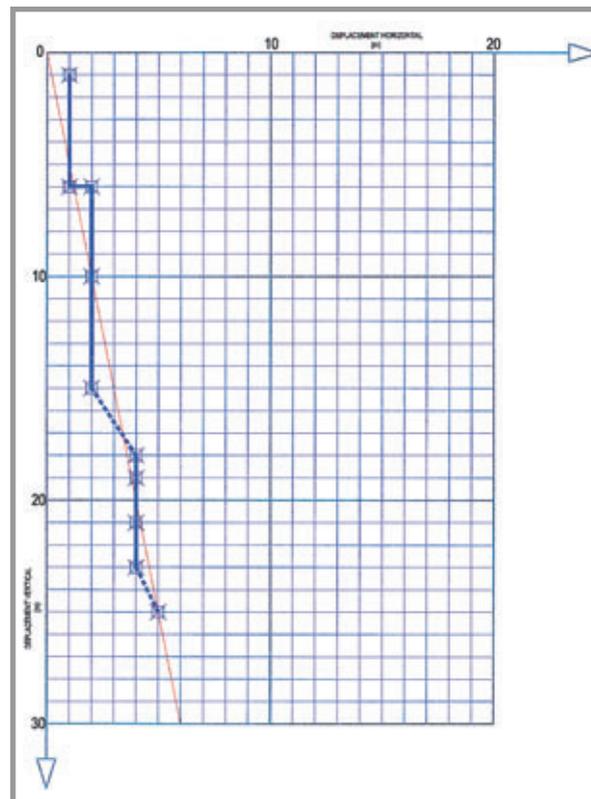


Figure 4
Calcul PLAXIS
PLAXIS
calculations



Déformation
du mur amont
Deformation
of upstream wall



Corrélation
entre les déplacements
horizontaux et verticaux
Correlation between
horizontal and vertical
movements



Le fond de fouille est en vue
The excavation bottom is in sight



◆ les tensions des tirants varient en phase avec la température. A titre d'exemple, la cellule n° 518 indique des tensions variant entre 770 kN et 830 kN alors que la température varie entre 8 °C et 30 °C;

◆ en dehors de ces variations cycliques liées à la température, la valeur de la tension ne varie pas suivant l'avancement des travaux et donc de la cote de terrassement.

■ CONCLUSION

A ce jour, le chantier s'achève dans de bonnes conditions vis-à-vis des ouvrages riverains, après que, dans un site géotechnique particulièrement hétérogène, l'ensemble des paramètres de déformation d'une fouille de grande ampleur ait pu être maîtrisé de façon raisonnable.

Vue du site depuis le sommet du mur amont
View of site from top of upstream wall



ABSTRACT

Multi-anchor wall for extension of Princess Grace Hospital in Monaco

Ch. Besson, R. Stenne

This article describes how the deformations in the retaining wall of a deep hillside excavation in an urban site were controlled in order to avoid damage to the surrounding structures.

RESUMEN ESPAÑOL

Pared de anclajes múltiples para la ampliación del hospital Princesa Grace, en Mónaco

Ch. Besson y R. Stenne

En el presente artículo se expone el modo que ha sido puesto en práctica para solucionar el problema presentado por las deformaciones del muro de contención de una excavación en el flanco de una colina, de gran profundidad, con objeto de evitar desórdenes perjudiciales para las estructuras circundantes.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Domaine Monégasque représenté par le Service des Travaux publics monégasques

Maitre d'œuvre

Bureau d'architecte Daniel Raymond

Entreprise générale

SAM Industrie du Bâtiment (entreprise monégasque)

Sous-traitant fondations

Intrafor

Bureau de contrôle

Socotec

Bureau d'études

• Sols systèmes - Laverne - Lacroix

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Micropieux : 120 unités de 10 à 25 m
- Pieux berlinois : 20 unités de 20 m
- Tirants : 320 unités de 100 à 145 t
- Drains : 27 unités, profondeur maxi : 40 m
- Butons : 70 unités (70 t)
- Injections : 500 m³ de coulis de bentonite-ciment

Séismes, sols et fondations

C'est à partir du retour d'expérience, réalisé par exemple grâce aux missions de l'AFPS, après l'occurrence de séismes destructeurs, que l'observation des dommages a permis une réflexion spécifique concernant les sols et les fondations. Les séismes récents d'Izmit (Turquie) et de Chi Chi (Taïwan) ont à nouveau montré l'importance du rôle joué par les sols, d'une manière générale.

Toutes ces missions ainsi que l'analyse *a posteriori* des mouvements sismiques et du comportement des sols ont conduit à des recherches systématiques qui sont à la base de l'amélioration des codes parasismiques, comme les règles PS92 existantes et le futur Eurocode 8. Ces codes contiennent des éléments fondamentaux concernant la conception d'ensemble d'un projet de construction, incluant le type de fondation, ainsi que les calculs et la justification de ce projet.

Les mouvements sismiques possèdent un caractère complexe qui doit conduire à réfléchir à un éventuel dépassement et donc aux conséquences, afin d'éviter des comportements de type fragile. Tous les responsables du projet doivent donc agir pour que la construction et ses fondations puissent répondre aux sollicitations sismiques, avec des réserves de résistance, y compris dans le domaine post-élastique.

Depuis longtemps, l'observation des dommages après séisme a conduit l'ingénieur à une réflexion spécifique concernant le comportement des sols et des fondations. Mais c'est seulement à partir du milieu des années soixante que des études et des recherches plus systématiques ont été entreprises, en particulier aux Etats-Unis et au Japon, à la lumière des destructions importantes occasionnées en 1964 par les deux tremblements de terre de Niigata (Japon) et d'Anchorage (Alaska), en 1967 par celui de Caracas (Venezuela) et en 1971 par celui de San Fernando (Californie).

Depuis lors, de nombreux séismes ayant entraîné des dégâts majeurs ont apporté leur lot de constatations diverses, mais il faut accorder des mentions particulières à ceux de Mexico en 1985 (pour les effets de site et des ruptures de fondations), de Loma Prieta (Californie) en 1989 (pour les effets de site et des phénomènes de liquéfaction), de Kobe (Japon) en 1995 (idem + comportement des fondations profondes), d'Izmit (Turquie) et de Chi Chi (Taïwan) en 1999 (idem + effets dus aux failles).

Les recherches entreprises pour analyser les différents effets observés ont permis d'améliorer grandement le contenu des textes réglementaires. Les règles PS 92 contiennent, par exemple, de nombreux chapitres concernant la prise en compte des sols et des fondations dans le projet de construction parasismique.

Sur le même sujet, l'AFPS, par l'intermédiaire de

ses nombreux groupes de travail, publie également de façon régulière, des rapports d'analyse et des recommandations.

■ SÉISMES ET SOLS - L'ALÉA SISMIQUE ET SES DIFFÉRENTS ASPECTS

Un séisme a comme origine une rupture brutale de la croûte terrestre, dans une zone plus fragile appelée faille; cette rupture peut ou non déboucher en surface, selon la localisation du foyer (1^{re} rupture) et la magnitude² (généralement, lorsqu'elle est supérieure à 5,5).

Les dislocations successives sont à l'origine d'ondes sismiques qui vont se propager dans toutes les directions, dans des roches plus ou moins fissurées, fracturées et de natures souvent très diverses; enfin, au voisinage de la surface, les conditions géologiques, géotechniques et topographiques peuvent aussi être éminemment variables et ces ondes subiront alors de multiples réflexions, réfractions et transformations.

Pour l'ingénieur, il faut noter deux points importants :

◆ le mouvement sismique, tel qu'on peut l'enre-

1. Association française du génie parasismique - 28 rue des Saints-Pères - 75343 Paris Cedex 07 - Tél. : 01 44 58 28 41 - Email : afps@mail.enpc.fr

2. On se référera toujours ici à la magnitude de moment : Mw

Pierre Mouroux



CONSEILLER
SCIENTIFIQUE AU BRGM
PRÉSIDENT DU CST
À L'AFPS¹

Olivier Monge



INGÉNIEUR
CHEF DE PROJET
BRGM

Figure 1
Complexité et variabilité
du mouvement sismique

*Complexity
and variability
of seismic motion*

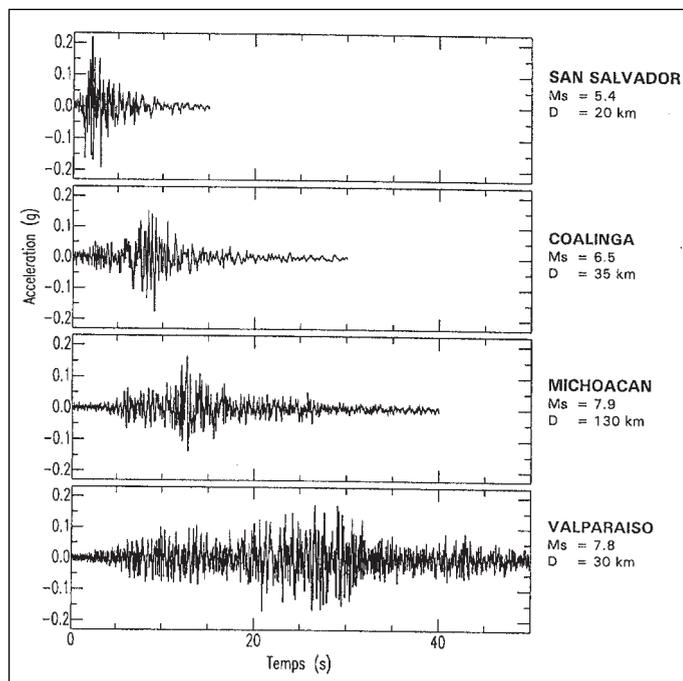


Figure 2a
Aléa sismique
à l'échelle régionale

*Seismic hazard
at regional scale*

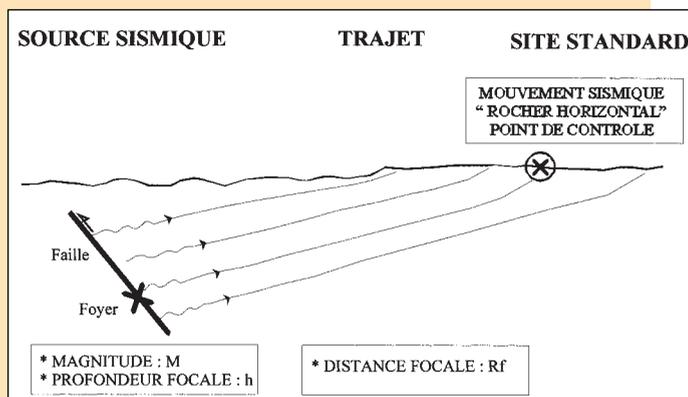
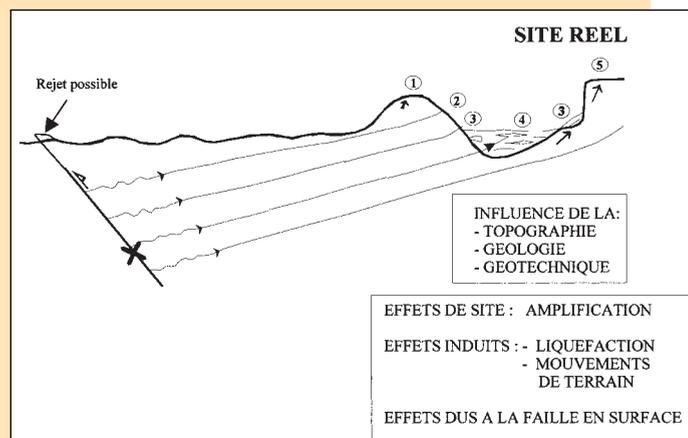


Figure 2b
Aléa sismique
à l'échelle locale

*Seismic hazard
at local scale*



gistrer par des accéléromètres, est de nature très complexe et très aléatoire. Il va dépendre des paramètres de la source (énergie libérée, mécanisme de rupture, directivité...) du trajet source-site (distance, nature des roches...) et du site. La figure 1 donne quatre exemples d'accélérogrammes au rocher, conduisant à des accélérations maximales voisines de l'ordre de 0,2 g, mais dont la composition fréquentielle et la durée sont très différentes; ◆ contrairement à ce qui se passe pour les actions

courantes, les fondations sont d'abord sollicitées en déplacement, à leur base, par l'intermédiaire des sols qui sont l'élément moteur du mouvement. La possibilité d'obtenir tel mouvement sismique et éventuellement tel phénomène lié aux sols, dans une région donnée et pendant une période de temps donnée, correspond alors à l'évaluation de l'aléa sismique, qui est réalisée à deux échelles.

A l'échelle régionale, on détermine le mouvement sismique en un point idéalement situé au "rocher horizontal affleurant" (figure 2a).

A l'échelle locale (figure 2b), on considère les différents effets suivants : les effets de site et les effets induits.

Les effets de site

Ils correspondent à la modification du mouvement sismique au rocher en fonction de configurations particulières de site, liées à la géologie, aux propriétés géomécaniques, à la géométrie des couches de sol, à la topographie (figure 3).

Des premières analyses de ces effets ont pu être effectuées après le séisme de Caracas en 1967 et tout au long des années soixante-dix, en particulier grâce aux recherches réalisées à l'Université de Berkeley et aux apports du code de calcul SHAKE.

Mais c'est lors du séisme de Mexico en 1985, que des amplifications spectaculaires ont pu être observées, à la fois dans le domaine temporel et spectral (figure 4) : ces amplifications ont été à l'origine de la rupture de certaines fondations (photo 1) et de la destruction de très nombreuses constructions, en particulier de 15 à 25 niveaux.

D'une manière générale, les paramètres susceptibles de modifier le signal sismique au rocher sont les caractéristiques mécaniques des sols, linéaires et non linéaires, leurs épaisseurs et la configuration géométrique du site (1D, 2D ou 3D);

Les effets induits

Ils concernent les phénomènes suivants :

◆ **liquéfaction** : lorsque les sols sont constitués de sable ou de limon lâches, saturés jusqu'à une profondeur de 15 à 25 m, généralement, le mouvement sismique peut conduire, par augmentation de la pression interstitielle, à une perte importante de la résistance au cisaillement, pouvant aller jusqu'à la rupture. Le sol qui est alors complètement déstructuré, se liquéfie et peut remonter en surface sous pression, sous la forme de volcans de boue. Si les constructions sont suffisamment rigides, cela peut entraîner des tassements et des rotations de fondations (figure 5a). Sinon les constructions peuvent s'effondrer. Ce phénomène a été particulièrement bien observé et analysé après les séismes de Niigata et d'Alaska en 1964 et lors des séismes récents de Loma Prieta, Kobe et Izmit.

Si par ailleurs, ces sols sont en bordure d'un talus, ce qui est souvent le cas près d'une rivière ou de la mer, des glissements latéraux peuvent également se produire sur de faibles pentes et entraîner les fondations et les constructions (figure 5b);

◆ **mouvements de terrain** : ils concernent classiquement les glissements, les éboulements et les affaissements;

◆ **déplacements irréversibles cosismiques**, sur la faille à l'origine du séisme. Ces déplacements peuvent atteindre des valeurs de 30 et 70 cm pour des magnitudes de 6 et 6,5 et jusqu'à 5 m, pour une magnitude de 7,5.

Tous ces effets peuvent avoir des conséquences pour les fondations :

◆ tassements, rotations et ruptures de fondations superficielles, dus à la liquéfaction, aux mouvements de terrain ou aux failles, ou par perte de capacité portante, pour des sols de faibles caractéristiques mécaniques, comme cela a été observé à Mexico (1985);

◆ ruptures de têtes de pieu, siège des moments fléchissants maximaux, dues principalement aux forces d'inertie de la structure ou fissuration des fûts de pieux en cas de liquéfaction et de déplacements du sol, verticaux et latéraux, comme à Kobe (1995);

◆ glissement ou rotation de murs de soutènement rigides, peu ancrés, les murs souples se comportant mieux d'une manière générale.

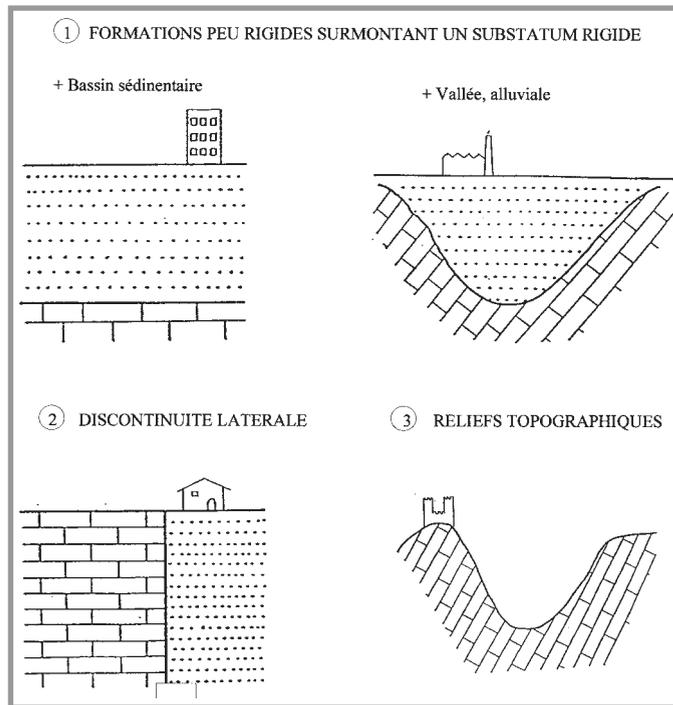


Figure 3
Configurations types avec effets de site possible
Outlines-types with likely site effects

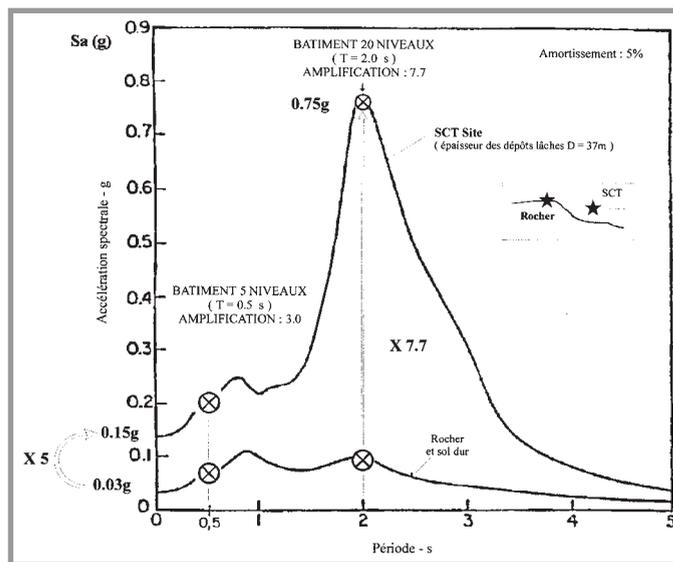


Figure 4
Mexico (1985) : Amplification importante à T = 2s (bâtiments autour de 20 niveaux)
High amplification for T = 2 sec (buildings with around 20 stories)

OBSERVATIONS SUR LES SOLS ET LES FONDATIONS LORS DE SÉISMES RÉCENTS

Nous considérerons essentiellement les effets observés lors des séismes de Mexico (1985), Loma Prieta (1989), Kobe (1995), Izmit (Turquie) et Chi Chi (Taïwan) en 1999, pour lesquels des missions particulières de l'AFPS ont été engagées (réf. 1).

Effets de site dus aux sols

Les destructions massives des constructions de 15 à 25 niveaux lors du séisme de Mexico sont dues principalement au fait que la période propre T_c des constructions ($T_c = N/10$, approximativement, avec T_c en seconde et N , nombre de niveaux) pouvait être voisine de celle du site $T_s = 4H/V_s$, avec H : épaisseur moyenne des sols et V_s : vitesse moyenne des ondes de cisaillement de ces sols. A Mexico cette période était proche de 2s (avec $H \sim 50$ m et $V_s \sim 100$ m/s). Le même type d'effets a été observé :

◆ à Loma Prieta, en particulier tout autour de la baie de San Francisco, où la présence de la Bay Mud (avec $V_s < 200$ m/s) et d'autres alluvions moyennement compactes ont pu être à l'origine

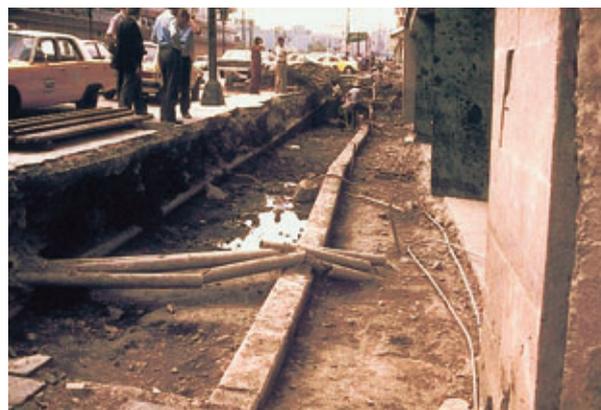


Photo 1
Mexico (1985) : Tassements et rupture partielle de fondations sur sols mous
Settlement and partial failure of foundations on soft soils

d'amplifications spécifiques, comme par exemple à l'emplacement du Cyprus Bridge où l'affaissement du tablier supérieur a été la cause de la plupart des victimes, ainsi que sur la plate-forme de la Treasure Island (amplification de l'ordre de 2 à 4, selon les périodes);

◆ à Kobe, où des valeurs importantes de l'accélération maximale ont été enregistrées dans une zone située en bordure d'un bassin sédimentaire où l'épaisseur des alluvions peut être grande (supérieure à 1000 m), mais où la proximité de la faille à l'origine du séisme (distance inférieure à 2 km) a pu également jouer un rôle. C'est dans cette zone

Figure 5a
Tassements et rotation des constructions
Settlement and tilt of constructions

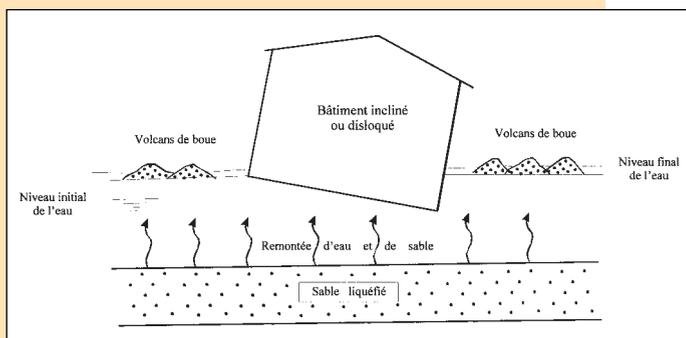


Figure 5b
Glissement latéral d'un bloc de sol
Lateral spreading of soil

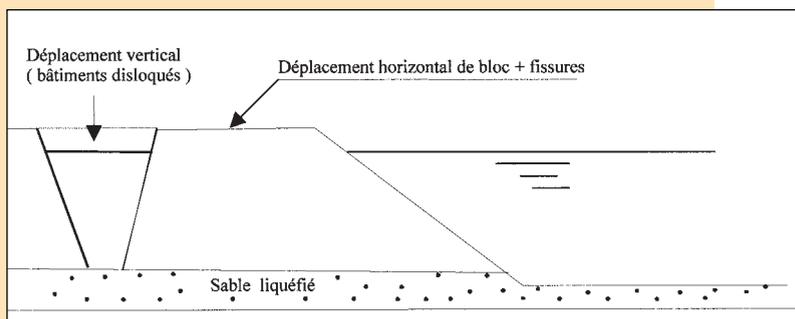


Figure 6
Izmit (Turquie, 1999) : Impact du séisme (Magnitude : 7,4 - Longueur de rupture : 140 km - Profondeur du foyer : 17 km)
Earthquake impact

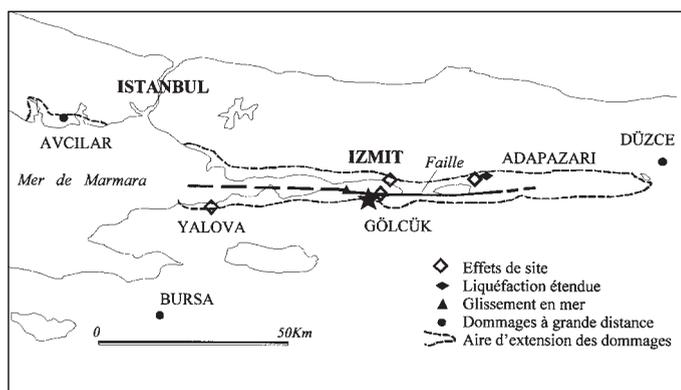


Photo 2
Adapazarı - Turquie (1999). Effets de site possibles sur alluvions lâches
Likely site effects on unconsolidated alluvial deposits



que les dommages les plus importants se sont produits ;
◆ à Izmit (Turquie) : d'une manière générale, les sols ont joué un rôle majeur dans l'étendue et l'importance des dommages causés aux différentes structures. Les effets de site n'ont pu être expliqués jusqu'à maintenant que de manière qualitative, à partir des indications de la carte géologique et de quelques coupes de sondages. C'est à Adapazarı (figure 6) que ces effets, liés aussi à des causes structurelles, ont pu être observés : il faut en particulier noter la faible étendue

Photo 3
Adapazarı - Turquie (1999). Effets de site possibles sur alluvions lâches
Likely site effects on unconsolidated alluvial deposits



Photo 4
Gölçük - Turquie (1999). Effets de site possibles sur sols mous près de la mer
Site effects on soft soils near the sea



Photo 5
Gölçük - Turquie (1999) : Pas de dommage sur ces constructions de deux niveaux
No damages on these two storey dwellings

des dommages sur le rocher à l'entrée sud de la ville par rapport aux dommages très importants sur les alluvions (photos 2 et 3).

A Izmit et Gölçük, les épaisseurs de sols peuvent être très grandes à proximité du golfe d'Izmit, jusqu'à 300 m d'épaisseur.

La période propre des sites est de l'ordre de 0,5 à 1s : on note des destructions majeures pour des bâtiments d'au moins quatre niveaux, alors que certaines constructions basses restent intactes (photos 4 et 5).

Enfin à Yalova, c'est un effet de bassin bidimensionnel qui a pu conduire à des dégâts importants, dans les extensions récentes de la ville (photo 6), alors que le centre historique a mieux résisté ;

◆ à Chi Chi (Taïwan) : il n'a pas été possible, lors de la mission AFPS de bien mettre en évidence des effets de site particulier, par manque d'informations géotechniques, sauf dans le bassin de Taipei. Mais nul doute que ces effets seront étudiés de façon systématique, compte tenu du nombre très importants d'accélérogrammes enregistrés qui sont de plus d'une qualité exceptionnelle (de l'ordre de 600, dont 300 à moins de 200 km de la faille). Par ailleurs, tous ces accélérogrammes sont mis

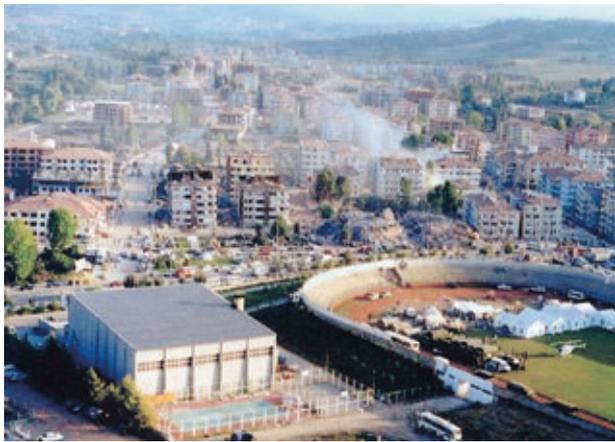


Photo 6
Yalova - Turquie (1999) : Effet de bassin bidimensionnel possible
Likely basin 2D effects



Photo 7
Kobe - Japon (1995). Liquéfaction : Déplacements importants à la surface du sol
Liquefaction : Significant displacements at soil surface



Photo 8
Kobe - Japon (1995) : Liquéfaction : Mouvements latéraux différentiels d'un quai
Liquefaction : Differential lateral movements of quay walls



Photo 10
Kobe - Japon (1995) : Rupture d'une tête de pieu
Failure of pile cap



Photo 9
Kobe - Japon (1995) : Poussée latérale sur les fûts de pieux, due à la liquéfaction
Lateral pressure on pile shafts due to liquefaction

© Photos 7, 8, 9 et 10 - EQIIS Great Hanshin Bridge Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley

à disposition de toutes les équipes de recherches et les informations géotechniques doivent également suivre.

(N étant < à 10) avec toutes les conséquences sous forme de tassement (photo 11) ou de rotation de fondations (photos 12 et 13), peu encastrées.

Liquéfaction

Ce phénomène a été observé plus particulièrement lors des séismes suivants :

- ◆ Loma Prieta (1989), surtout dans le quartier de la Marina, au nord de San Francisco, où les sols de fondation sont essentiellement des remblais ou des sables dunaires, peu consolidés;
- ◆ Kobe (1995), où les îles artificielles (Rokko island et Port Island) ainsi que la zone côtière ont été plus particulièrement touchées, avec des sols souvent artificiels, peu compactés, ayant des valeurs de N (SPT) de l'ordre de 5 à 10. Les effets se traduisent par des déplacements importants de la surface du sol (photo 7), pouvant entraîner des dommages majeurs aux fondations et aux structures : comme cela a été analysé par Touret (réf. 2), quai soumis à des poussées horizontales (photo 8), déplacement et poussée sur les fûts de pieux (photo 9), rupture de pieux (photo 10);
- ◆ Izmit (1999), où la ville d'Adapazari a été particulièrement touchée, dans certaines zones où les sols de surface sont composés de sables lâches



Photo 11
Adapazari - Turquie (1999) : Tassements dus à la liquéfaction de sables lâches
Settlements due to liquefaction of unconsolidated sands

Photo 12
Adapazari - Turquie (1999) : Liquéfaction - Rotation d'un radier
Liquefaction - Tilt of mat foundation

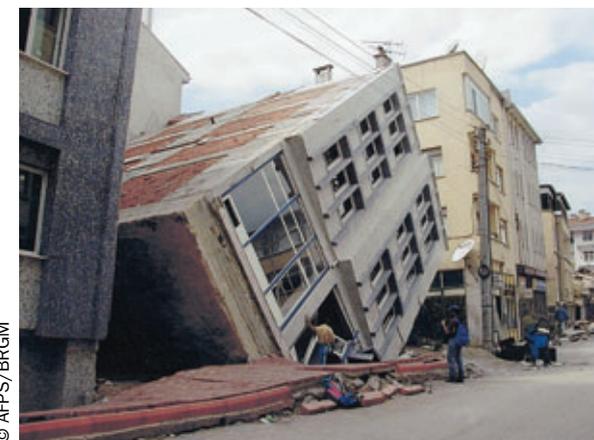


Photo 13
Adapazari - Turquie (1999) : Liquéfaction
- Rotation de constructions
Liquefaction - Tilt of constructions



Photo 14
Gölcük - Turquie (1999) : Glissements
latéraux dus à la liquéfaction
et fissures de sol
Lateral spreading due to liquefaction
and soil cracks

Photos 13, 14 et 15 © AFPS/BRGM



Photo 15
Gölcük - Degirmendere - Turquie (1999)
Glissement latéral
avec disparition d'un hôtel en mer
Lateral spreading
with sinking hotel

Mouvements de terrain

Tous les types ont pu être observés pendant ces différents séismes. Il faut cependant accorder une attention particulière au phénomène de glissement latéral, dû ou non à la liquéfaction de certaines couches de sol, comme cela a pu être observé lors du séisme de Kobe et d'Izmit, pouvant entraîner des fissures importantes en surface (photo 14), voire même la disparition complète en mer d'un hôtel (photo 15).

Faille débouchant en surface

Ce phénomène a pu revêtir une ampleur exceptionnelle à Izmit et à Chi Chi, où les déplacements irréversibles ont pu atteindre des valeurs respectives de 4 et 8 m, avec bien sûr toutes les conséquences pour les fondations (barrage (photo 16) et voisinage d'un pont (photo 17)) lors du séisme de Chi Chi. Les magnitudes étaient cependant particulièrement élevées (respectivement 7,4 et 7,7). En France, la probabilité d'avoir des déplacements, même peu importants (de l'ordre de 20 cm*), est très faible, ce qui a conduit Bethbeder-Matibet à proposer de ne pas prendre en compte ce phénomène pour les bâtiments courants de classe A et B (réf. 1 : séisme de Chi Chi).

Fondations et soutènements (hors effets décrits ci-dessus)

Les tassements et ruptures de fondations, observés à Mexico (photo 1) ont en particulier conduit Pecker et Salençon à proposer une nouvelle mé-

thode d'évaluation de la capacité portante et des déplacements irréversibles des fondations sous séisme, en utilisant la théorie des états limites ultimes (réf. 3), avec applications à certains cas de la ville de Mexico (réf. 4), où il est montré que lorsque le coefficient de sécurité, obtenu avec une force verticale centrée, est supérieur à 2, les effets dus au séisme peuvent être négligés. Pour les soutènements, il faut noter que si les murs rigides, peu ancrés, peuvent subir des déplacements et rotations importants (peu de cas ont cependant été observés pendant les missions AFPS), les murs souples et en particulier en terre armée subissent généralement peu de dommage : voir par exemple la culée de pont sur l'autoroute Istanbul-Ankara, située le long de la faille du séisme d'Izmit (photo 18).

RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE - CHOIX DU SITE - CONCEPTION ET JUSTIFICATION DU PROJET DE FONDATIONS

Reconnaissance géotechnique

Par rapport aux situations non sismiques, les investigations géologiques et géotechniques devront, dans tout projet, répondre de plus aux objectifs suivants :

- ◆ **détecter absolument les zones où des effets induits sont possibles** : liquéfaction (remblais récents saturés, vallée alluviale, bordures côtières...), mouvements de terrain avec déclenchement sismique, failles actives, tassements et ruptures de certains sols peu consolidés ;
- ◆ **mettre en évidence les réponses particulières** de la construction projetée par rapport aux mouvements sismiques attendus ; il faut donc classer le site en utilisant les caractéristiques des sols et leur configuration géométrique, pour définir le mouvement sismique de calcul (spectres, pour les études courantes, ou accélérogrammes). Ces informations peuvent être obtenues par des méthodes traditionnelles : essais d'identification, essais de laboratoire et *in situ*. Mais des études spécifiques sont nécessaires :
 - ◆ pour la détection des zones de liquéfaction : identification + SPT ou CPT ou mesure de Vs + essais de laboratoire ;
 - ◆ pour la détection des failles actives : intervention d'un géologue néotectonique si l'on suspecte leur présence ;
 - ◆ si l'on désire utiliser des méthodes de calcul (comme SHAKE ou CYBERQUAKE (réf. 5) en monodimensionnel...) pour mieux prendre en compte les propriétés géodynamiques des sols, sous sollicitations sismiques, par exemple pour les ouvrages à risque spécial : essais *cross hole* ou *down hole*,

* correspondant à une magnitude voisine de 6 (période de retour de l'ordre de 100 ans en France métropolitaine)

essais SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), essais dynamiques de laboratoire (colonne résonnante, triaxial cyclique...), etc.

Choix du site et conception du projet de construction

Il découle des reconnaissances précédentes ou de l'expertise d'un géologue ou géotechnicien spécialiste des problèmes sismiques (réf. 6) :

- ◆ pour les zones susceptibles de liquéfaction, la présence de couches de sol liquéfiables n'entraîne pas nécessairement l'abandon du site, mais le projet ne peut être envisagé que s'il est établi que la liquéfaction ne représente aucun danger pour les constructions : solutions avec pieux et/ou traitement des sols, par exemple.

- ◆ pour les zones où des mouvements de terrain sont possibles, il conviendra de bien étudier les documents existants éventuels (PPR, ZERMOS...), puis de s'assurer de la stabilité d'ensemble (y compris en dehors de la zone étudiée, si une influence sur le site est possible) ;

- ◆ pour les zones où des failles actives sont suspectées (après consultation des cartes géologiques, des PPR ou autres documents), il conviendra de faire appel à un spécialiste, en particulier pour définir la bande d'exclusion éventuelle ;

- ◆ pour les zones où des sols peu consolidés peuvent entraîner des tassements ou des ruptures de fondation, il conviendra de bien justifier les fondations superficielles éventuelles, ou alors de passer à des solutions par fondations profondes et/ou traitement ;

- ◆ pour les zones où des effets de site sont envisageables, il peut être important d'adapter la période propre des constructions, par rapport à celle du site. Mais cela n'est pas toujours possible et il conviendra alors de bien prendre en compte le mouvement sismique imposé et d'adopter des dispositions constructives adéquates en particulier pour les fondations, conduisant à des réserves de résistance (dans le domaine post-élastique), démarche qui est à la source de la philosophie parasismique. D'une manière générale, les recommandations de base sont rappelées dans les règles PS 92 ; elles procèdent du bon sens (réf. 6) :

- ◆ dans la mesure du possible, choisir des formations homogènes et compactes ;

- ◆ implanter chaque ouvrage tout entier, d'un même côté de discontinuités géologiques marquées ;

- ◆ exclure les sols pouvant donner lieu à des affaissements et des effondrements de structure (loess, cinérite...) ou à de forte réduction de l'indice des vides (remblais insuffisamment compactés) ;

- ◆ encastrier la construction dans le sol et, si plusieurs solutions correspondant à des niveaux d'assise différente peuvent être envisagées, préférer la solution la plus profonde ;



Photo 16
Chi Chi - Taiwan (1999) : Rupture d'un barrage due au rejet de la faille (8 à 9 m)
Dam failure due to fault displacement (8 to 9 m)

© AFPS

- ◆ définir un système de fondation homogène ;
- ◆ liaisonner les éléments de fondation (semelles ou fondations profondes) entre eux, pour s'opposer aux déplacements relatifs.

Par ailleurs, un nouveau concept de fondations en zone sismique a été récemment mis au point par Pecker et Salençon (réf. 7), pour des sites composés de sols mous, peu consolidés, pouvant être soumis à des sollicitations sismiques importantes. Ce concept a par exemple été proposé et est en cours de réalisation pour des fondations du pont Rion-Antirion, en Grèce, dans le détroit de Corinthe : voir Pecker et Teyssandier (réf. 8). Le principe de base est de combiner le renforcement des sols mous par des inclusions (dont on peut effectuer le dimensionnement des espacements et des longueurs) et la mise en place sur cette zone renforcée, d'une couche de gravier (dont on peut contrôler les caractéristiques), située immédiatement sous le radier de fondation. Cela permet non seulement d'augmenter la capacité portante, mais également de maîtriser et de contrôler le mode de rupture éventuelle :

- ◆ la couche de gravier joue le rôle d'un fusible en permettant la dissipation d'énergie ;

- ◆ le renforcement par inclusion augmente la résistance vis-à-vis de certains modes de rupture, par rotation par exemple ; il permet également la dissipation d'énergie.

Ces principes rejoignent ceux dits du dimensionnement en capacité ("*capacity design*"), utilisés pour les structures, et qui consistent à établir une hiérarchie des résistances post-élastiques entre les différents éléments de ces structures.

Justification du projet de construction et de fondations

Les règles PS92 permettent la plupart des justifications du projet par rapport aux nombreux effets rappelés ci-dessus et en fonction du type de fondations retenu et du type d'ouvrage considéré :

Séisme de calcul (chapitre 5)

Une classification des sols en quatre catégories (du rocher aux sols peu consolidés) et en quatre sites (S0 à S3) permet de choisir les spectres de dimensionnement appropriés au site étudié.

Mais il faut bien voir que les connaissances récentes en matière d'effets de site ont conduit les Américains, dans le cadre du nouveau code UBC



© AFPS

Photo 17
Chi Chi - Taiwan (1999) : Rejet de la faille (8 à 9 m) près d'un pont
Fault displacement (8 to 9 m), near a bridge



© AFPS/BRGM

Photo 18
Près d'Adapazari - Turquie (1999) : Bon comportement d'un mur en terre armée situé à 50 m de la faille, en moyenne
Satisfactory behaviour of reinforced earth wall located at an average of 50 m from the fault

97, et les Européens, dans le cadre du futur Eurocode 8 [en partie à partir de propositions faites par l'AFPS (réf. 9)] de proposer de nouveaux spectres, qui tiennent compte en particulier des amplifications observées sur des sites comportant des sols peu consolidés.

Par ailleurs, un coefficient topographique tenant compte des rebords de pente est également proposé ; sa valeur maximale est de 1,4.

Fondations (chapitre 9)

Un chapitre entier est consacré aux fondations :

◆ **pour la liquéfaction**, la démarche est progressive dans les moyens proposés, pour reconnaître la susceptibilité ou non à la liquéfaction puis passer éventuellement à une étude plus complète : un horizon sera considéré comme liquéfiable si la valeur de la contrainte de cisaillement maximale, engendrée par le séisme de calcul, dépasse 75 % de la contrainte de cisaillement cyclique provoquant la liquéfaction. Les méthodes de Seed et Ambra-seys sont les plus utilisées ;

◆ **pour la stabilité des pentes**, on vérifie que les talus et versants restent stables, dans leur configuration définitive, sous l'action du séisme de calcul. Les méthodes utilisées sont de type pseudo-statique, en acceptant un déplacement limité ;

◆ **pour les fondations superficielles**, une méthode est donnée pour évaluer les forces dans les longrines. Mais rien n'est spécifié pour l'évaluation des tassements et de la capacité portante des fondations, en particulier sur sols mous ; pour ce cas on pourra alors appliquer les méthodes proposées par Pecker (réf. 10) et acceptées récemment dans le cadre de l'Eurocode 8, ce qui a donc pu être possible grâce à la mission de l'AFPS à Mexico ;

◆ **pour les fondations profondes**, des spécifications sont données pour tous les types (pieux et barrettes en béton moulé dans le sol et pieux exécutés à la tarière creuse, puits, autres pieux préfabriqués en béton armé ou métalliques, micropieux et pieux injectés sous pression).

Une méthode de calcul simplifiée est proposée lorsqu'on peut supposer que la déformée des pieux puisse suivre la déformée des sols, et sous certaines autres conditions.

Soutènements (chapitre 10)

Un chapitre leur est également consacré. Les méthodes simplifiées envisagées sont tirées de celle de Mononobe-Okabe.

On a vu que ce sont les murs rigides (poids ou cantilever) qui posent le plus de problèmes. Pour ces murs, des méthodes en déplacement existent également, depuis celle de Richards et Elms en 1979 (réf. 11), qui font l'hypothèse d'une translation, jusqu'à la méthode proposée récemment par Al-Homoud et Whitman (réf. 12) qui prennent également en compte des possibilités de rotation.

■ CONCLUSIONS

L'observation des séismes récents, réalisée par exemple dans le cadre des missions AFPS, a permis de mieux connaître le comportement des fondations, d'une manière générale, et de proposer de nouvelles méthodes, concernant aussi bien la conception que les calculs. Certaines de ces méthodes n'ont toutefois pas encore été introduites dans les codes parasismiques les plus récents (par exemple PS 92 ou Eurocode 8) et les responsables (architectes, ingénieurs géotechniciens et de structures, entrepreneurs, contrôleurs...) d'un projet de construction en zone sismique devraient toujours en tenir compte. Ils devraient de plus avoir toujours en mémoire :

◆ que les mouvements sismiques ont un caractère complexe et aléatoire marqué et que le fait de les avoir codifiés ne dispense pas de réfléchir aux conséquences d'un éventuel dépassement, notamment pour éviter le comportement de type fragile ;

◆ qu'il faut donc que la construction et ses fondations puissent répondre à ces différentes sollicitations, **avec des réserves de résistance**, y compris dans le domaine post-élastique ;

◆ qu'une bonne conception d'ensemble incluant les fondations, liée à des dispositions constructives adéquates est par conséquent indispensable (voir les chapitres correspondants dans les différentes règles dont certains éléments sont rappelés au paragraphe "Choix du site et conception du projet de construction") ;

◆ que la qualité des matériaux et de la réalisation sur chantier est aussi un paramètre fondamental pour améliorer significativement cette fameuse réserve de résistance.

■ RÉFÉRENCES

Citées dans le texte

(1) AFPS – Rapports de mission réalisés après les séismes de Mexico (1985), de Loma Prieta (1999), de Hyogo-Ken Nambu (Kobe, Japon) (1995, de Kocaeli (Izmit, Turquie) (1999), de Chi Chi (Taïwan) (1999).

(2) Touret J.-P. (sous la direction scientifique de) (1999) – Comportement des fondations profondes lors du séisme de Kobe. *Rapport AFPS* pour le MATE.

(3) Salençon J., Pecker A. (1995) – Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined loads. Parts I and II. *European Journal of Mechanics A/Solids*, 14, n° 3, p. 349-396.

(4) Auvinet G., Pecker A., Salençon J. (1996) – Seismic bearing capacity of shallow foundations in Mexico City during the 1985 Michoacan earthquake, 11th WCEE, Acapulco (Mexique).

(5) Modaressi H., Foerster E., Mellal A. (1997) –

CYBERQUAKE : computer aided seismic analysis of soils, Proc. 6th Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Montreal, Canada, July 2-4, 1997, 427-432.

(6) CFMS-AFPS (1986) – Journées communes : fondations, propriétés des sols et impératifs sismiques.

(7) Pecker A., Salençon J. (1998) – Innovative concepts in foundation engineering, Proc. of the 2nd Japan-UK Workshop on Implications of Recent Earthquakes. *Technical report TIT/EERG 98-6*.

(8) Pecker A., Teyssandier J.-P. (1998) – Seismic design for the foundations of the Rion-Antirion Bridge. Proc. *Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 131, p. 4-11, paper n° 11311.

(9) AFPS – Cahier technique n° 20. Bard P.-Y., Cotton F. – Proposition de modification des spectres de l'Eurocode 8 (à paraître).

(10) Pecker A. (1997) - Analytical formulae for the seismic bearing capacity of shallow strip foundations. Seismic behaviour of ground and geotechnical structures. *Editor Seco e Pinto*, Balkema, p. 261-268.

(11) Richards R., Elms D.G. (1979) – Seismic behaviour of gravity retaining walls, *J. of Geotech. Eng. Div., ASCE*, vol. 105, n° GT4, p. 449-464.

(12) Al-Homoud A.S., Whitman R.V. (1999) – Predicting earthquake induced permanent movement of gravity retaining walls. *European Earthquake Engineering*, 3.

Documents de base

(13) Pecker A. (1984) – Dynamique des sols, *Presses de l'ENPC*.

(14) Kramer S.L. (1996) – Geotechnical Earthquake Engineering, *Prentice Hall*.

(15) AFPS (1993) – Guide méthodologique pour la réalisation d'études de microzonage sismique.

ABSTRACT

Earthquakes, soils and foundations

P. Mouroux, O. Monge

On the basis of feedback, for example through AFPS missions, after the occurrence of destructive earthquakes, that the observation of damages has allowed a specific study with regard to soils and foundations. The recent earthquakes in Izmit (Turkey) and Chi Chi (Taiwan) have again shown the importance of the role played by soils, generally speaking.

All these missions, as well as the post-quake analysis of seismic movements and the behaviour of soils, have led to systematic research which has allowed the improvement of para-seismic codes, like the existing PS92 rules and the future Eurocode 8. These codes contain basic elements concerning the overall design of a construction project, including the type of foundation, and the calculations and demonstrated validity of the project.

Seismic movements are of a complex nature and call for investigations into possible extreme movements and, hence, into their consequences, in order to ensure avoid fragile designs. Every project officer must consequently ensure that the construction and its foundations are capable of withstanding seismic stresses, with surplus strength, in the post-elastic domain as well.

RESUMEN ESPAÑOL

Seísmos, suelos y cimientos

P. Mouroux y O. Monge

Tomando como punto de partida la recuperación de experiencia, conseguida, por ejemplo, debido a las misiones de la AFPS, tras haberse producido terremotos destructores, la observación de los desperfectos ha permitido una reflexión específica relativa a los suelos y los cimientos. Los recientes terremotos acaecidos en Izmit (Turquía) y en Chi Chi (Taiwan) han demostrado de nuevo la importancia del papel desempeñado por los suelos, de modo general.

Todas estas misiones, así como el análisis a posteriori de los movimientos sísmicos y del comportamiento de los suelos, han dado lugar a investigaciones

sistemáticas que constituyen el fundamento de la mejora de los códigos parasísmicos, como, por ejemplo, las reglas PS92 existentes y el futuro Eurocode 8. Estos códigos contienen los elementos fundamentales relativos al establecimiento del concepto de conjunto de un proyecto de construcción, e incluyendo el tipo de cimientos, así como los cálculos y la justificación de tal proyecto.

Los movimientos sísmicos tienen un carácter complejo que debe dar lugar a reflexionar en el caso de una posible superación, y por ende, de las consecuencias, con objeto de evitar comportamientos de tipo frágil. Todos los responsables de un proyecto deben, pues, actuar de modo que la construcción y sus cimientos puedan responder a las solicitaciones sísmicas, con las oportunas reservas de resistencia, e inclusive en el ámbito postelástico

Pieux Starsol® :

Etat de l'art après quinze

La technique du pieu Starsol® contrôlé par le système Enbesol® bénéficie d'une expérience de quinze années sur plusieurs milliers de chantiers répartis dans de nombreux pays. Le procédé possède plusieurs références intéressantes aux Etats-Unis, en Pologne, en Espagne, en Belgique et bien sûr la France, où il a été retenu pour de nombreux ouvrages exceptionnels. Les différents chantiers ont prouvé, à l'occasion de nombreux essais et contrôles de l'exécution, les performances intéressantes de la technique par rapport aux pieux à tarière creuse classique.

La contribution de Terrasol, en association avec Soletanche-Bachy et avec les bureaux de contrôle, a permis de qualifier au plus juste les performances de la méthode. Dans cet article, les auteurs font le point sur le procédé et sur ses évolutions potentielles.

Photo 1
Outillage Starsol complet,
prêt à mettre en place une cage
d'armatures de grande longueur
*Starsol tools, complete, ready for
placing a long reinforcement cage*



■ INTRODUCTION

La société Solétanche-Bachy a développé au cours des années 1980, un procédé de pieux tarière continue, basé sur un équipement original (pieu Starsol® contrôlé par le système numérique Enbesol®) remédiant à plusieurs inconvénients des pieux traditionnels de ce type.

Les documents techniques ont entériné ces innovations par la création de nouvelles catégories réglementaires de matériels (tarière creuse type 2 par exemple).

L'exploitation systématique depuis l'origine du système Starsol, dans un cadre prédéfini avec en particulier l'édition des paramètres de forage et bétonnage en temps réel et un tube de bétonnage plongeur de 1,20 m demeurant fixe à la base du pieu pendant l'amorçage, permet de :

- ◆ distinguer le procédé de l'ensemble des sys-

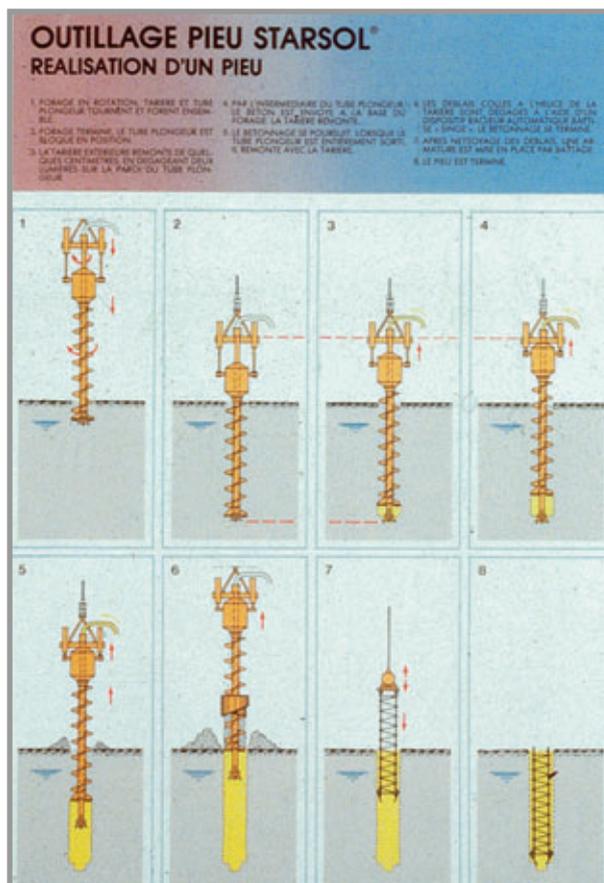
tèmes de tarières continues proposées sur le marché ;

- ◆ s'assurer de pouvoir reproduire les performances relevées au cours des différentes références grâce à une bonne traçabilité.

Quinze années et plusieurs milliers de chantiers et de kilomètres de forages ont permis de développer cette technique dans un souci constant d'optimisation de la qualité des fondations dans des variétés de sols importantes. Dans de nombreux pays (dont récemment les Etats-Unis, la Pologne, l'Espagne, la Belgique) et bien sûr la France, le procédé a été retenu pour de nombreux ouvrages exceptionnels. Ces chantiers ont prouvé, à l'occasion de nombreux essais et contrôles de l'exécution, les performances intéressantes de la technique utilisée. La contribution de Terrasol, en association avec les bureaux de contrôle, a permis de qualifier au plus juste les performances de la méthode.

Dans cet article, les auteurs font le point sur cette technique, et sur les évolutions potentielles du procédé.

Figure 1
Séquence de réalisation d'un pieu Starsol
Starsol pile construction sequence



■ DESCRIPTION ET CARACTÉRISTIQUES DU PROCÉDÉ STARSOL

Les séquences d'exécution d'un pieu Starsol sont originales et demeurent exclusives sur le marché des fondations profondes en France et dans le monde. Elles diffèrent des pieux classiques à la tarière par la méthode d'excavation, le bétonnage et le contrôle continu de la réalisation qui constituent des atouts importants (figure 1).

Le forage est réalisé sans tubage provisoire ni boue de forage, même en présence d'une nappe dans le terrain, en adaptant l'extraction des déblais à ce qui est nécessaire pour une bonne pénétration. Le bétonnage débute par l'amorçage qui libère deux lumières latérales situées à la base du tube plongeur qui reste fixe à la base du pieu, alors que le béton est pompé simultanément.

La tarière continue à remonter jusqu'au télescopage optimal, puis l'ensemble tarière et tube plongeur remonte progressivement jusqu'au bétonnage complet du pieu. En surface, pendant l'ensemble du processus, les déblais sont évacués mécaniquement de la tarière à l'aide d'un "Singe", dispositif qui racle les pales de l'outil par rotations successives.

Le suivi des paramètres d'exécution est réalisé en

Michel Wojnarowicz
DIRECTEUR COMMERCIAL
ET DU DÉVELOPPEMENT
Terrasol

Christophe Lac
CHARGÉ D'AFFAIRES
Terrasol

André Frossard
DIRECTEUR ADJOINT
Solétanche-Bachy

années d'expérience

continu pendant le forage et le bétonnage (système Enbesol). Des capteurs enregistrent les données pour une exploitation immédiate des paramètres et l'édition de courbes significatives sur le chantier. Le contrôle en temps réel permet de réagir immédiatement à une éventuelle malfaçon et de corriger l'exécution ainsi que de détecter une anomalie géologique, devenant alors un moyen d'investigation géotechnique complémentaire (figure 2).

Une fois le bétonnage terminé, la cage (ou les barres de liaison) est mise en place gravitairement et à l'aide d'un trépied dès que le frottement du béton sur les filants et les cerces (ou les spires) est supérieur au poids de l'ensemble cage plus casque (photo 1).

Le procédé Starsol permet de réaliser des pieux de diamètres usuels compris entre 0,42 et 1,22 m. Des diamètres supérieurs peuvent être mis en œuvre (Technocentre Renault, Guyancourt, 1994). Les longueurs forées atteignent à ce jour :

- ◆ 37 m en diamètre 0,82 m à l'arsenal de Toulon en 1999 ;
- ◆ 33 m en diamètre 0,62 m pour la centrale thermique EDF du Havre en 1997, et 32,50 m pour 1200 pieux armés toute hauteur, soit un élancement de l'ordre de 50 avec contrôles par réflexion et impédance, pour la station d'épuration de la région de Nantes – Tougas, en 1997 et 1998 ;
- ◆ 28 m pour des pieux de 1,22 m de diamètre pour l'ouvrage d'art PS 114 à Roubaix en 1998.

La méthodologie Starsol nécessite que le sol présente une cohésion non drainée minimale sans laquelle il n'est pas possible de réaliser un pieu moulé sans faire appel à un tubage définitif. Cette cohésion minimale est de l'ordre de 15 kPa pour une couche de terrain d'épaisseur significative (> 2,00 m). A titre d'exemple de réalisations dans des sols de très faible consistance, au Havre, pour le compte de Electricité de France, ont été forés 250 pieux Starsol dans les gammes de diamètres 0,52 à 0,82 m et de 30,5 m de profondeur, dans des sols de pressions limites inférieures ou égales à 0,1 MPa. De même, dans les terrains déconsolidés par le phénomène de subsidence dû à l'exploitation minière en Silésie (Pologne), l'entreprise a réalisé pour Opel, plus de 800 pieux de 0,62 m de diamètre d'une longueur de 24,80 m ; cette option s'avérait par ailleurs plus adaptée que des pieux classiques pour la mobilisation du frottement latéral (photo 2).

A l'inverse, la limite supérieure du procédé est atteinte quand la résistance à la compression du terrain est supérieure à 20 MPa sur des épaisseurs

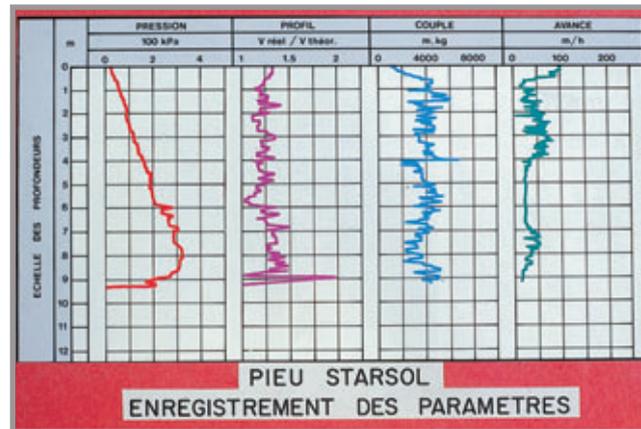


Figure 2
Enregistrement numérique des paramètres de réalisation (système Enbesol)
Digital recording of construction parameters (Enbesol system)



Photo 2
Foration de pieux pour l'usine Opel de Gliwice (Silésie, Pologne)
Pile boring for Opel plant in Gliwice (Silesia, Poland)



Photo 3
Pénétration de la tarière Starsol dans un massif de béton non armé
Penetration of Starsol auger into a non-reinforced concrete mass

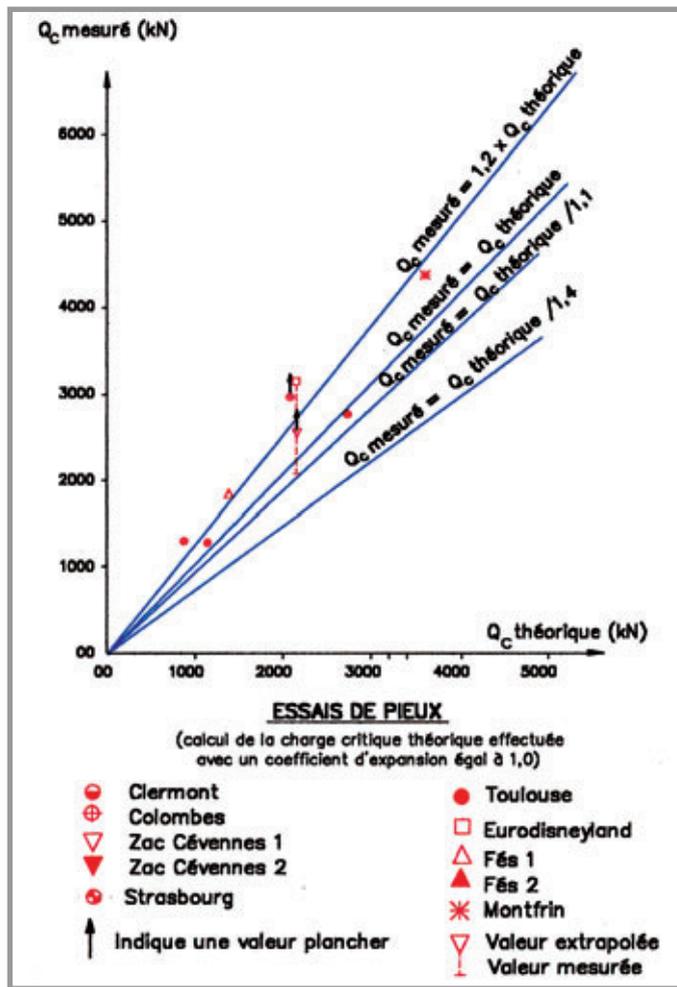
de terrain significatives, soit l'équivalent d'un béton de fondation non armé (photo 3). Des perforations ont toutefois été réussies dans des roches réputées saines, telles que le chantier de Sollac à Saint-Chely d'Apcher en 1998 (dans du granit sain caractérisé par des pressions limites très supérieures à 8 MPa).

■ RETOUR D'EXPÉRIENCE APRÈS 15 ANNÉES

Le procédé Starsol a fait l'objet de nombreuses expériences, tant au niveau de l'exécution que sur les

Figure 3
Comparaison des charges critiques théoriques et charges critiques expérimentales

Comparison of theoretical and experimental critical loads



performances de ce type de pieux. Plusieurs chantiers ont fait l'objet d'analyses de la géométrie du fût, de la qualité et de la continuité du béton ainsi que du positionnement des armatures. Pour le chantier de la rocade de Toulouse, en collaboration avec le LCPC, un pieu Ø 600 mm a été dégagé sur une hauteur de quelques mètres puis coupé en tranches dans le but de vérifier la qualité du béton et le positionnement des armatures. L'expérimentation a confirmé la bonne exécution du bétonnage et la position axiale de la cage (photo 4).

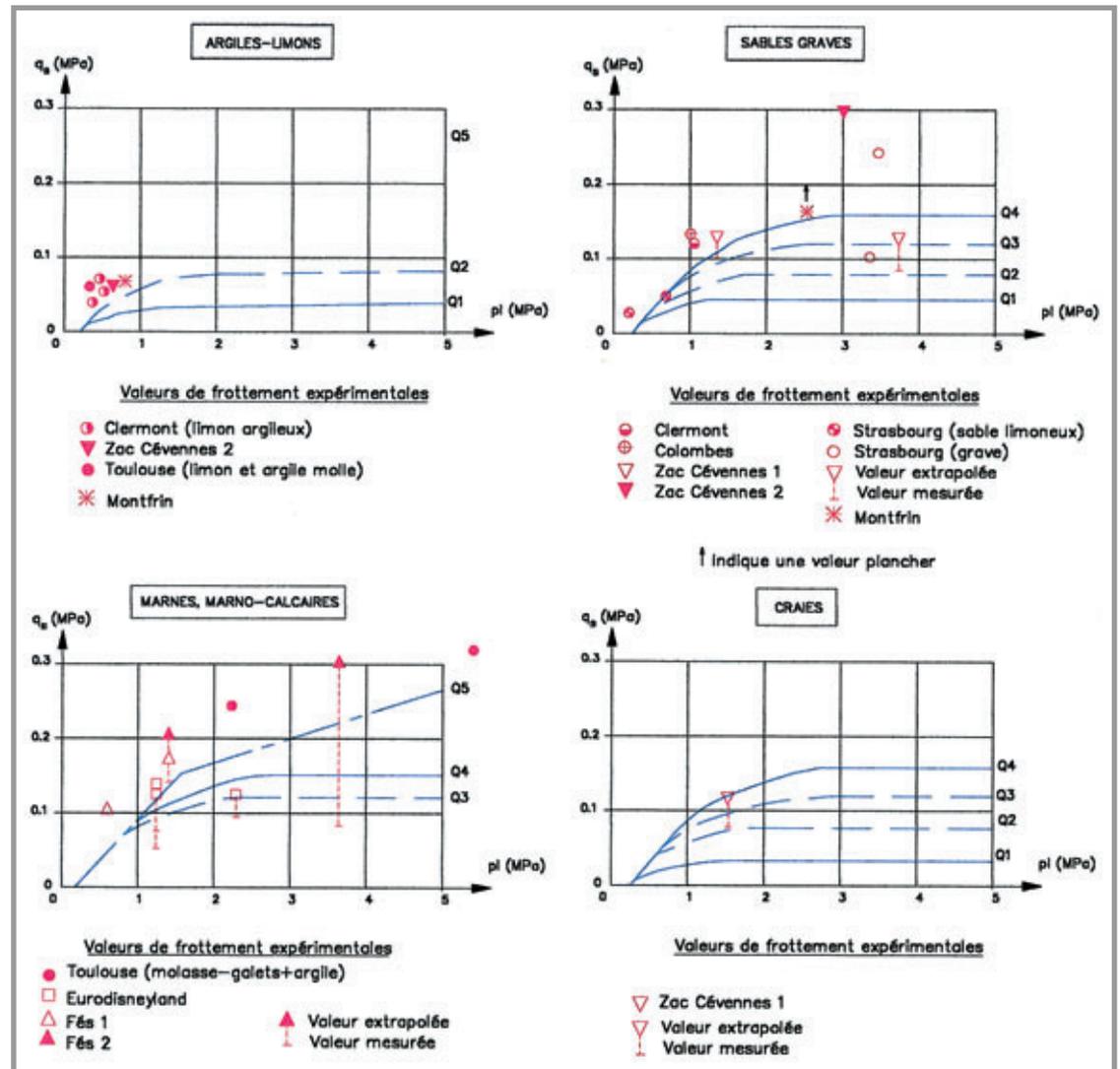
Plusieurs extractions de pieux d'essais courts (5 à 7 m) ont été pratiquées afin de vérifier la bonne qualité du bétonnage et de l'enrobage des armatures. La comparaison entre la géométrie enregistrée et les mesures réelles des pieux a montré une bonne concordance prouvant la fiabilité des mesures.

Entre 1991 et 1998, Terrasol a participé à l'analyse de plusieurs essais de chargement de pieux Starsol, en vue de définir leurs paramètres de calcul. Les essais ont porté sur une analyse du comportement général des pieux, en terme de portance et de tassement, consistant en une série d'essais

Photo 4
Fondations d'ouvrages industriels : Le Havre
Industrial foundations in Le Havre



Figure 4
Valeurs de frottement latéral unitaire déduites des essais de pieux et comparaison aux courbes théoriques du fascicule 62
Value of unit side friction of pile tests and comparison with the theoretical curves of Fascicule 62



de chargement statique en vraie grandeur (détermination de la résistance de pointe et du frottement latéral) réalisés sur différents types de sol. La figure 3 indique les valeurs obtenues pour sept chantiers sur lesquels des essais de chargement statique ont été réalisés. Cette étude a montré que les frottements unitaires étaient pratiquement toujours supérieurs aux valeurs théoriques des pieux injectés basse pression (figure 4).

La résistance en pointe a également été analysée lors des essais de chargement. Sur les sept essais étudiés, cinq ont présenté des valeurs de coefficient de pointe k_p supérieures à la valeur théorique (figure 5).

En ce qui concerne la résistance totale, les pieux ont indiqué des portances élevées dues à la bonne qualité de pointe et aux frottements latéraux unitaires supérieurs à ceux mesurés pour des pieux forés traditionnels. On note que les charges critiques mesurées lors de essais de chargement sont pratiquement toutes supérieures de 20 % à la charge critique théorique calculée pour des pieux injectés basse pression.

Pour la France deux cahiers des charges ont été émis sur la base des différents essais et analyses réalisés.

Tout d'abord "Starsol, pieu foré injecté au tube plongeur, Cahier des Charges Particulières, édition du 2 juin 1995 ", a été l'objet d'un rapport d'enquête de techniques nouvelles du Bureau Veritas pour les marchés de bâtiment privés et publics, ensuite, une note d'information (n° 19) a été émise par le Setra pour l'utilisation du procédé dans le cadre du CCTG, fascicule 62 titre V (marchés d'ouvrages d'arts publics).

■ EXPÉRIMENTATIONS RÉCENTES

Plusieurs chantiers importants ont récemment fait l'objet d'expérimentations :

- ◆ en France : sur le lot 4C du TGV Méditerranée, un essai de chargement statique a été réalisé avec l'assistance du Laboratoire central des Ponts et Chaussées sur des pieux de 0,82 m de diamètre. L'essai a comporté un seul cycle de chargement porté à 6000 kN. L'interprétation de cet essai a largement confirmé les paramètres théoriques de dimensionnement (photo 5);

- ◆ en Pologne, sur le site Opel de Gliwice, les pieux Starsol ont été vérifiés par des séries d'essais de chargement dynamique. Ces essais ont prouvé les bonnes performances de la technique tout en respectant des contraintes sévères de délai, aussi bien pour la réalisation que pour le contrôle;

- ◆ aux États-Unis : plusieurs chantiers ont été réalisés, et quatre pieux d'essais de diamètres 16, 24, et 36 inches et de 50 pieds de profondeur (deux pieux en compression et deux pieux en traction) ont été testés avec succès sur le site de Pittsburgh.



Photo 5
Dégagement de la tête de pieux sur le chantier TGV Méditerranée lot 4C
Pile head clearing on TGV Mediterranean project, Lot 4C

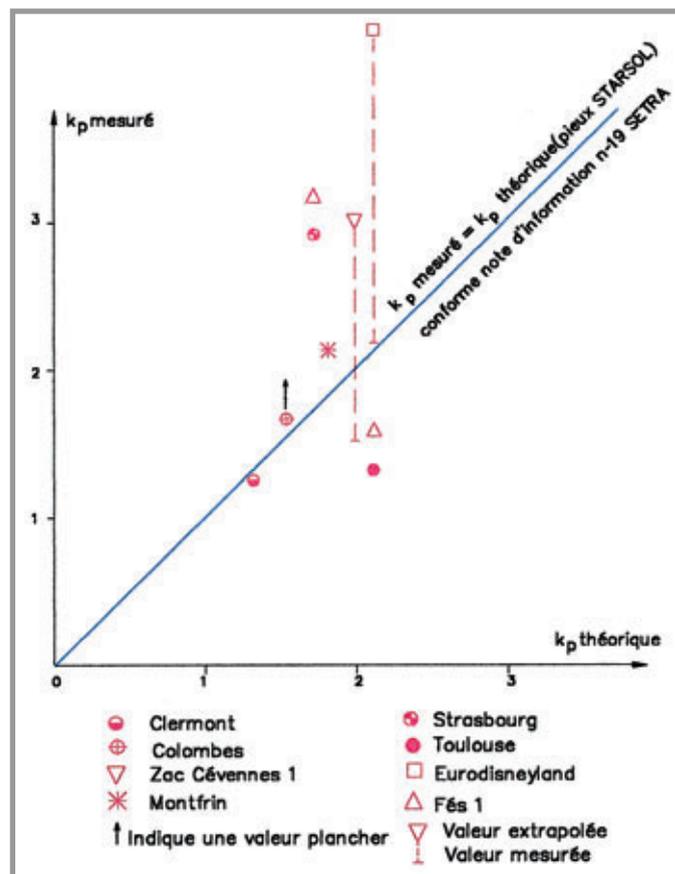


Figure 5
Comparaison des coefficients de pointe k_p théoriques et expérimentaux
Comparison of theoretical and experimental point coefficients k_p

■ PISTES DE DÉVELOPPEMENT

Les pistes de développement du procédé Starsol sont les suivantes :

- ◆ pour les marchés publics - Ouvrages d'art (fascicule 62 titre V du CCTG) : diamètres, contrôle de l'exécution, résistance caractéristique, dosage en ciment, données pénétrométriques;

- ◆ pour les marchés publics - Bâtiments et marchés privés (norme P11-212) : plafonnement des résistances, dosage ciment.

Actuellement les pieux classiques de faible diamètre ne sont pas admis dans le cas des ouvrages

d'art, car difficiles à bétonner à l'aide d'un tube plongeur et difficiles à contrôler par transparence sonore qui devient inefficace en raison du faible espacement entre les tubes.

Avec le procédé Starsol ces réserves n'ont plus lieu d'être car la mise en place des cages se fait après mise en place du béton. Il n'y a donc plus de problème d'encombrement lié à la présence d'un tube plongeur à l'intérieur d'une cage d'armatures de faible diamètre. D'autre part le contrôle de la qua-

lité du produit fini par un système d'enregistrement des paramètres en temps réel, complété par la réflexion ou la micro-sismique parallèle suivant les cas, permet de suivre la qualité de l'exécution à tous les stades de la réalisation.

Le fascicule 62 plafonne la résistance caractéristique du béton à 25 MPa. Dans le cas de ce procédé, qui a subi des essais en vraie grandeur confirmant la qualité de la mise en œuvre, et dont les fournitures sont contrôlées à tous les stades de la réalisation, l'ensemble étant codifié par un cahier des charges spécifiques, le maître d'œuvre peut envisager, en s'appuyant éventuellement sur l'avis d'un ingénieur conseil extérieur, de retenir une valeur caractéristique supérieure, proche de la résistance réelle du béton mis en œuvre.

Dans le cadre du BAEL, il n'est pas prévu le plafonnement de la résistance. Il est de plus avéré (art. A2.1.13) qu'une bonne résistance est liée à la compacité. On peut donc envisager, sous le contrôle d'ingénieurs conseils extérieurs à la production, dans le cas de ce procédé pour lequel la compacité est contrôlée, de ne pas plafonner la résistance, et de retenir une valeur caractéristique $f_{c,lim}$ basée sur des essais, à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Le dosage minimal en ciment du béton de fondation est actuellement imposé à 350 kg/m³. Indé-

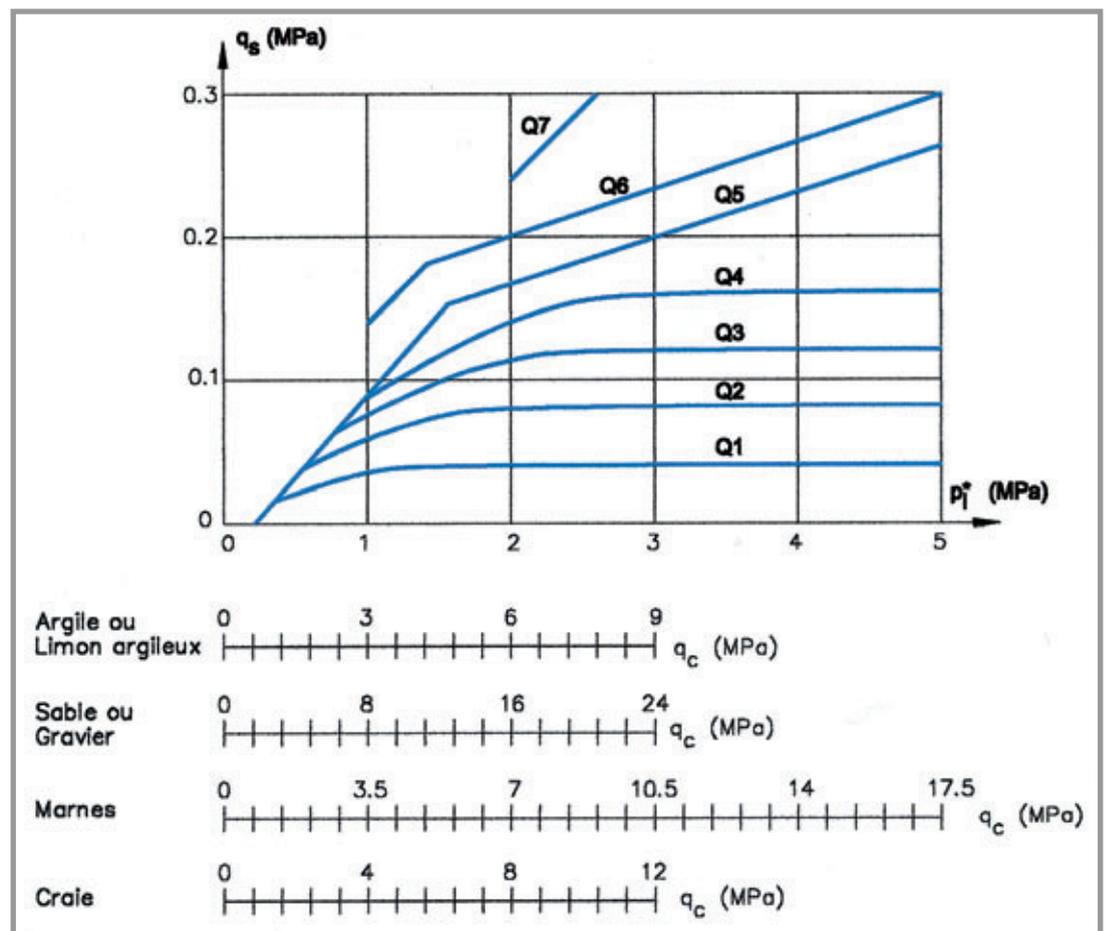
Nature de sols	Kp	kc	qs	pl (MPa)	qc (MPa)
Argile limons	1,2	0,4	Q1	< 0,7	< 0,2
	2,1	0,65	Q2	0,7 < < 2,5	0,2 < < 7,5
	2,1	0,65	Q2	2,5 <	7,5 <
Sables et graves	1,2	0,15	Q3	< 0,5	< 1,5
	2,1	0,3	Q3	0,5 < < 2,5	1,5 < < 16
	3,5	0,5	Q4	2,5 <	16 <
Craies	1,2	0,3	Q2	< 0,7	< 2,1
	2,1	0,5	Q4	0,7 < < 3	2,1 < < 11
	2,1	0,65	Q4	3 <	11 <
Marno-calcaire	2,1	0,5	Q5	1,2 < < 4,5	4 <
	2,1		Q5	4,5 <	
Roche altérée	2,1		Q6	2,5 < < 4,0	
Roche fragmentée	3,5		Q6	4,5 <	

Tableau I
Coefficients de portance et valeurs de frottement limite recommandés pour le procédé par Veritas et Terrasol dans le cadre des méthodes pénétrométriques et pressiométriques

Load bearing coefficients and limit friction values recommended for the process by Veritas and Terrasol in connection with penetrometric and pressiometric methods

Figure 6
Détermination du coefficient de frottement latéral à partir des essais pressiométriques et pénétrométriques

Determination of side friction coefficient through pressiometric and penetrometric tests



pendamment des problèmes d'agressivité du sol et/ou de la nappe qui imposent des dosages minima, ce chiffre devrait pouvoir être modifié, car les bétons utilisés pour ce type de pieux sont souvent fortement adjuvantés. En se référant aux conditions de mise en œuvre des pieux Starsol, ce dosage minimum pourrait, dans l'avenir, ne plus être une obligation pour obtenir une résistance ou une maniabilité. En cas de données pénétrométriques, pour le dimensionnement des pieux Starsol, on procède par corrélation avec les résultats des essais pressiométriques et on se réfère au tableau I donnant les coefficients de portance en pointe et de frottement (figure 6).

■ BIBLIOGRAPHIE

- ◆ "Un nouveau procédé de réalisation de pieux forés et moulés dans le sol". G.-Y. Fenoux, M. Bustamante. *Annales de l'IPBTP*, série Sols et Fondations 201, n° 466, juillet-août 1988.
- ◆ "Starsol-Enbesol : bilan de sept années d'existence. Point sur le procédé quatre ans après le prix de l'Innovation FNTP". Frossard A., Beaume A., Soulié J.-P. Colloque international sur les fondations profondes. *Presses de l'ENPC*, mars 1991.
- ◆ "Utilisation des pieux exécutés suivant le procédé Starsol dans les fondations d'ouvrage d'art". Setra/CTOA. *Note d'information n° 19*. Juin 1995.
- ◆ "Complément de rapport d'enquête de technique nouvelle concernant le procédé Starsol", n° TCS DSS 7506Ai/jp. A. Isnard, Bureau Veritas. 12 juin 1995.
- ◆ "Le procédé Starsol dans le marché des pieux forés". Frossard A., Gilbert C. *Revue Travaux* de novembre 1995.
- ◆ "Essai de chargement d'un pieu Starsol - TGV Méditerranée lot 4C". Bustamante M., M. Gianeselli, LCPC. *Rapport interne n° 327046*. Mars 1997.
- ◆ "Chargement à 700 t sur un pieu Starsol". Chaillot G., Frossard A. *Revue Travaux* n° 742, mai 1998.
- ◆ "Etat des connaissances sur le procédé Starsol. Principe et application aux viaducs du lot 4C du TGV Méditerranée" Roujon M., Wojnarowicz M., Lac Ch., Frossard A., Chaillot G. *Annales du BTP* n° 5. Novembre 1999.

ABSTRACT

Starsol® piles : State of the art after 15 years' experience

M. Wojnarowicz, Ch. Lac, A. Frossard

The technique of the Starsol® pile controlled by the Enbesol® system is backed by 15 years' experience on several thousand projects in many countries. The technique was used in interesting applications in the United States, Poland, Spain, Belgium and, of course, France where it has been adopted for many exceptional structures.

Different projects have shown, on the occasion of tests and execution inspections, the good performance of the technique compared with conventional hollow auger piles. The contribution of Terrasol, in association with Soletanche-Bachy and with control offices, has made it possible to qualify very closely the performance of the method. In this article, the authors review the process and its potential developments.

RESUMEN ESPAÑOL

Pilotes Starsol® : Estado actual de la técnica transcurridos 15 años de experiencia

M. Wojnarowicz, Ch. Lac y A. Frossard

La técnica del pilote Starsol®, controlada por el sistema Enbesol®, se beneficia de una experiencia de quince años en varios miles de obras ejecutadas en numerosos países. Este procedimiento presenta varias referencias interesantes en los EE UU, Polonia, España, Bélgica y, naturalmente, Francia, en donde ha sido adoptado para la ejecución de numerosas estructuras excepcionales. Las diversas obras ejecutadas han venido a demostrar, con motivo de numerosas pruebas y controles de ejecución, las interesantes prestaciones de la técnica con respecto a los pilotes perforados por barrena hueca convencional. La contribución de Terrasol, en asociación con Soletanche-Bachy y las entidades de control, ha permitido cualificar de la forma más exacta las prestaciones del método. En este artículo, los autores describen el estado de la situación actual del procedimiento y de sus evoluciones potenciales.

L'article est consacré à la réalisation des travaux spéciaux – parois moulées, parois en béton plastique, injections, jet grouting – nécessaires au creusement de deux tunnels parallèles de 2,7 km de longueur sous la vieille cité Fatimide et le quartier populaire de Khan El Khalily, au Caire. Ces travaux spéciaux ont été définis en tenant compte non seulement des impératifs structurels des ouvrages (profondeur de 30 à 37 m des puits de ventilation notamment) mais aussi des contraintes hydrauliques et géologiques (charge d'eau de 25 à 35 m dans des sables très perméables).

L'expérience acquise sur la ligne 2 du métro du Caire aura permis d'optimiser la réalisation des travaux spéciaux d'El Azhar en permettant la mise en œuvre d'une palette de techniques difficiles mais déjà éprouvées sur les travaux précédents.

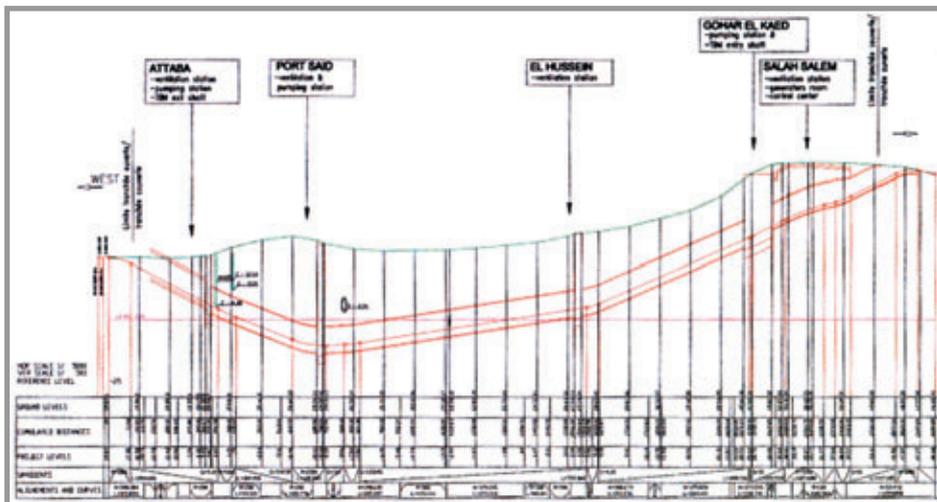


Les travaux spéciaux du chantier d'El Azhar
Special works of the El Azhar project



Figure 1
Plan général du tracé
The layout

Figure 2
Profil longitudinal
Longitudinal profile



Les travaux d'El Azhar

La construction des tunnels routiers d'El Azhar, au Caire, a déjà fait l'objet d'une présentation générale dans le numéro 759 de la revue *Travaux*, à laquelle le lecteur est invité à se reporter pour ce qui concerne le contexte et la description du projet.

Le présent article est exclusivement consacré à la réalisation des travaux spéciaux, nécessaires au creusement de ces deux tunnels de 2,7 km de longueur sous la vieille cité Fatimide et le quartier populaire de Khan El Khalily.

DESCRIPTION GÉNÉRALE DES TRAVAUX (figures 1 et 2)

Les travaux spéciaux, exécutés par Solétanche Bachy dans le cadre du groupement d'entreprises générales mené par Campenon Bernard SGE et Arab Contractors, pour le compte de la National Authority for Tunnels, consistaient en :

- ◆ 1 km de tranchées couvertes, réalisées en parois moulées de 0,6 à 1,2 m d'épaisseur aux extrémités de chacun des deux tunnels (raccordement sur l'avenue Salah Salem d'un côté, débouché sur la place Attaba de l'autre) ;
- ◆ des puits de départ et de sortie du tunnelier, situés respectivement rue Gohar El Kaed et sous l'autopont de la place Attaba (ce qui n'était pas la moindre des difficultés du chantier...), également réalisés en parois moulées, d'un mètre à 1,2 m d'épaisseur ;
- ◆ des stations de ventilation, l'une El Hussein – située entre la mosquée du même nom et l'université d'El Azhar, pour ainsi dire à l'entrée du souk de Khan El Khalily (photo 1) – l'autre Port-Saïd, sur un site enclavé entre deux autoponts et une série d'immeubles particulièrement vétustes –, réalisées en parois moulées d'épaisseurs respectivement égales à 1,2 et 1,5 m ;
- ◆ traitements de terrains nécessaires aux entrées et sorties du tunnelier à travers ces différents ouvrages, d'une part, et à la protection de différentes structures sensibles situées à proximité immédiate du tunnel, d'autre part.

Soit environ 150000 m² de parois moulées, 122 km de forages destinés à injecter quelque 20000 m³ de terrains, et 28000 m³ de jet grouting, le tout à exécuter dans un délai global de 16 mois (de juin 1998 à janvier 2000), incluant reconnaissances de sol et études préliminaires, ponctué de délais partiels imposés par la progression du tunnelier. Un délai aussi court, dans des emprises disper-

spéciaux du chantier au Caire

Alexandre Abinader
DIRECTEUR DE TRAVAUX
Solétanche Bachy France

Pierre Schmitt
INGÉNIEUR EN CHEF
Solétanche Bachy France

sées et exigües, au milieu d'artères encombrées d'une circulation dense et pittoresque, au voisinage immédiat d'immeubles structurellement et commercialement sensibles, et bien entendu le long, voire au-dessous de réseaux enterrés et d'auto-ponts constituait déjà un défi intéressant. Mais ce chantier exceptionnel aura aussi été l'occasion d'améliorer, comme on le verra, quelques records mondiaux de profondeur d'ouvrages enterrés en milieu urbain.

■ LES OUVRAGES DE VENTILATION

Dispositions structurales

Les ouvrages de ventilation sont constitués de doubles boîtes de 35 m x 25 m (l'une pour le tunnel nord, l'autre pour le tunnel sud), séparées par une paroi moulée commune. Leur profondeur est variable, de 30 m (station d'El Hussein) à 37 m (station de Port-Saïd), constituant également l'ouvrage principal de relèvement des eaux au point bas du tracé, lui-même conditionné par la présence voisine d'un collecteur enterré de 20 m de profondeur, et sous lequel devaient passer les deux tunnels.

Ces ouvrages étaient réalisés par la technique classique consistant à exécuter les planchers au fur et à mesure des terrassements, ce qui ne dispensait pas de leur adjoindre plusieurs lits de butons provisoires dans les niveaux inférieurs, enlevés avant passage du tunnelier (figure 3a, photo 2).

Profondeurs et charges d'eau particulièrement importantes (25 m à El Hussein, 35 m à Port-Saïd) expliquent les épaisseurs de 1,2 et 1,5 m retenues pour les parois moulées, qui constituent les soutènements permanents de ces structures exceptionnellement sollicitées.

A noter que la multiplicité des scénarios possibles pour l'enchaînement des séquences successives de terrassements et de passages du tunnelier à travers les deux boîtes conduisait à rechercher des ferrailages enveloppes de deux à trois séries de calculs, comportant chacune un minimum de 40 phases pour l'ensemble des trois parois, centrale et latérales, en interaction par l'intermédiaire des butons et des dalles : une telle prestation n'était raisonnablement envisageable qu'avec un programme de calcul spécifique, en l'occurrence le logiciel multi-parois PARIS couplé au programme de dimensionnement d'armatures CACAO (figure 3b).



Photo 1
Station d'El Hussein,
vue générale du chantier
*El Hussein station, general view
of site*

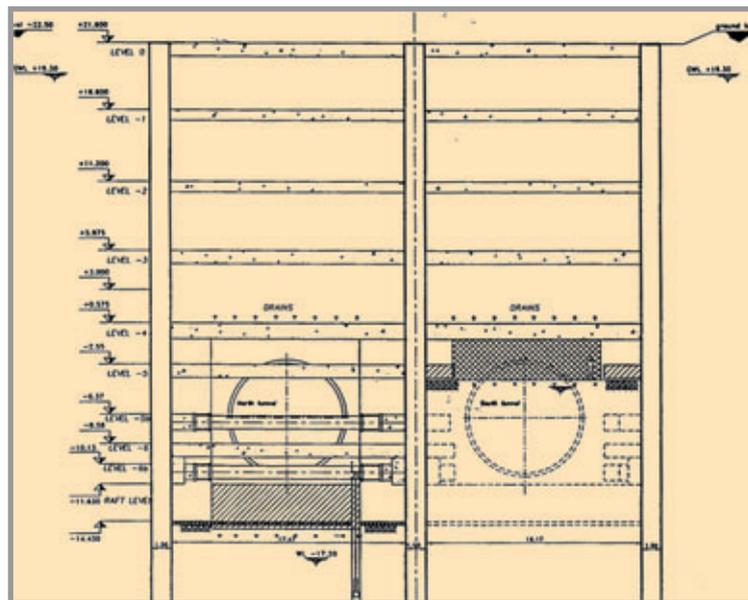


Figure 3a
Station de ventilation
(coupe)
*Ventilation station
(section)*

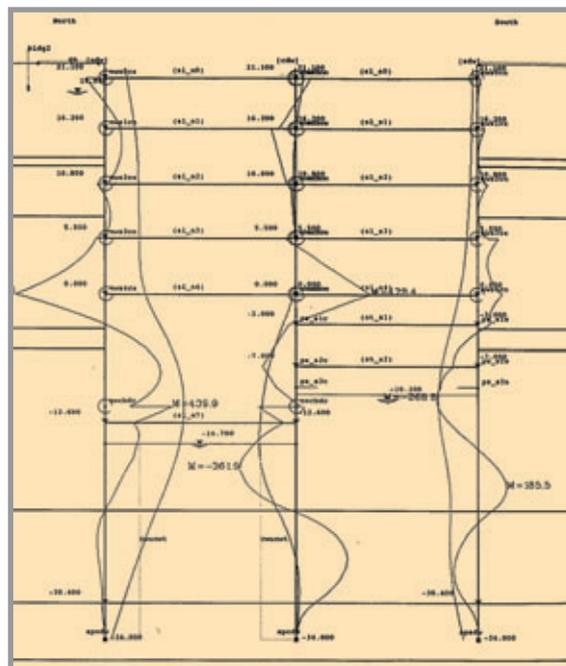


Figure 3b
Station de ventilation (calculs PARIS)
Ventilation station (PARIS calculations)

Photo 2
Station excavée et paroi démolie
devant le massif de jet grouting du break-out
*Station excavation and demolished wall
in front of jet grouting rock of the break-out*



Figure 4a
Station
d'El Hussein,
projet initial
El Hussein station,
initial design

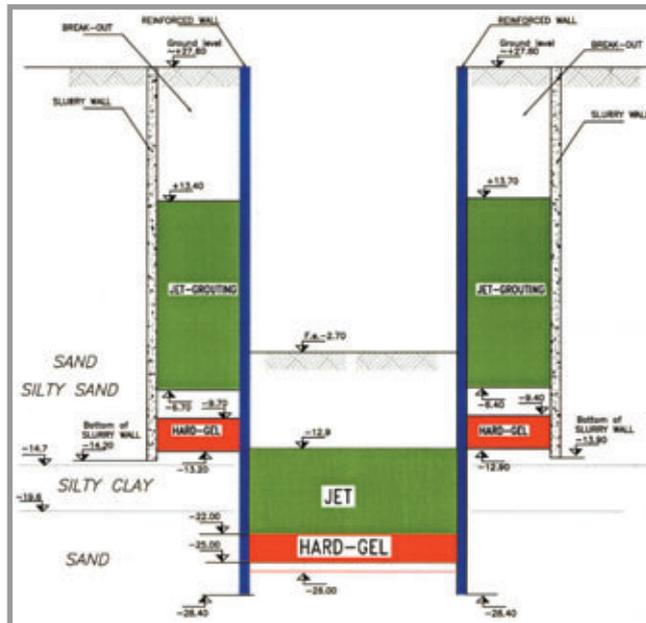
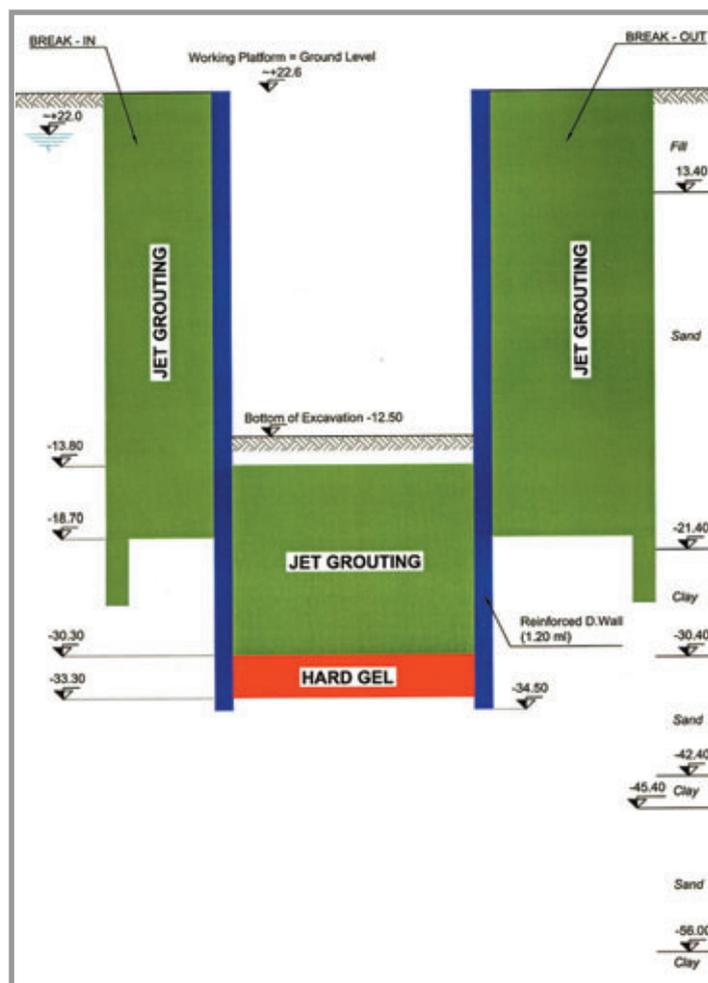


Figure 5a
Station de Port-Saïd,
projet initial
Port-Saïd station,
initial design



Dispositions hydrauliques

Indépendamment des contraintes d'ordre structurel, la conception des projets aura été largement tributaire des conditions hydrauliques : une charge d'eau de 25 à 35 m dans les sables du Caire nécessitait *a priori* la mise en œuvre de radiers injectés à grande profondeur, de façon à assurer l'équilibre des sous-pressions hydrostatiques. Une solution alternative, retenue dans le cadre des études préliminaires, consistait à équilibrer ces sous-pressions par des bouchons en jet grouting

RAPPEL DES QUANTITÉS

- Parois moulées : 150 000 m²
- Forages d'injection : 122 000 ml
- Injections : 20 000 m³
- Jet grouting : 28 000 m³

fonctionnant non plus gravitairement, mais par frottement sur les parois, ce qui permettait d'en limiter la profondeur, à condition de leur adjoindre une injection complémentaire pour éviter le risque de renards en cas de discontinuité entre deux colonnes (figures 4a et 5a).

Mais en définitive, les sondages complémentaires effectués pendant les travaux eux-mêmes ayant mis en évidence des couches d'argiles profondes susceptibles de constituer un horizon naturellement imperméable, une métamorphose du projet fut opérée pour ainsi dire "en temps réel", consistant à supprimer les radiers injectés et à les remplacer par :

- ◆ une jupe injectée prolongeant, de 56 à 67 m de profondeur, la paroi moulée déjà exécutée à El Hussein (jet grouting + injections autour de la boîte nord, injections seules autour de la boîte sud, les essais de pompage ayant entre-temps démontré qu'une perméabilité horizontale supérieure à 10⁻⁶ m/s n'entraînait pas un rabattement extérieur excessif) (figure 4b) ;

- ◆ un prolongement de la paroi moulée jusqu'à 87 m de profondeur à Port-Saïd (figure 5b).

Ces changements de projet "à la volée" étaient rendus possibles par la présence sur place d'un bureau d'études structuré, hérité de l'organisation mise en place à l'occasion des travaux du métro, et par la possibilité de mobiliser dans les délais, pour Port-Saïd, un matériel capable de réaliser une paroi moulée de 1,5 m à 87 m de profondeur, avec la contrainte annexe de limiter la largeur des panneaux à une valeur unitaire de 2,8 m pour limiter le volume à bétonner en continu d'une part, les tassements en surface d'autre part et éviter ainsi, dans la mesure du possible, l'effondrement des vieilles structures avoisinantes !

Seule une hydrofraise 8000, équipée d'un système de contrôle de verticalité assisté par gyroscope, était capable d'assurer une telle prestation (en particulier reperforation du béton des panneaux primaires et tolérance inférieure à 0,5 % à 90 m de profondeur).

Break-in - Break-out

La conception des entrées-sorties du tunnelier était, elle aussi, héritée des projets du métro, l'expérience ayant montré qu'une condition nécessaire à la maîtrise des problèmes hydrauliques dans les sables du Caire était la dissociation des fonctions consolidation (soutènement des terres et de l'eau après démolition de la paroi moulée au droit du futur passage du tunnelier) et étanchéité.

Le principe de base est donc toujours le suivant :

- ◆ réalisation d'une boîte périmétrale, constituée d'une paroi au coulis ou en béton plastique, ancrée dans un horizon imperméable, préexistant lorsque la nature a pris soin de prévoir une couche argileuse épaisse et continue à la profondeur requise (cas de Port-Saïd), mais plus généralement

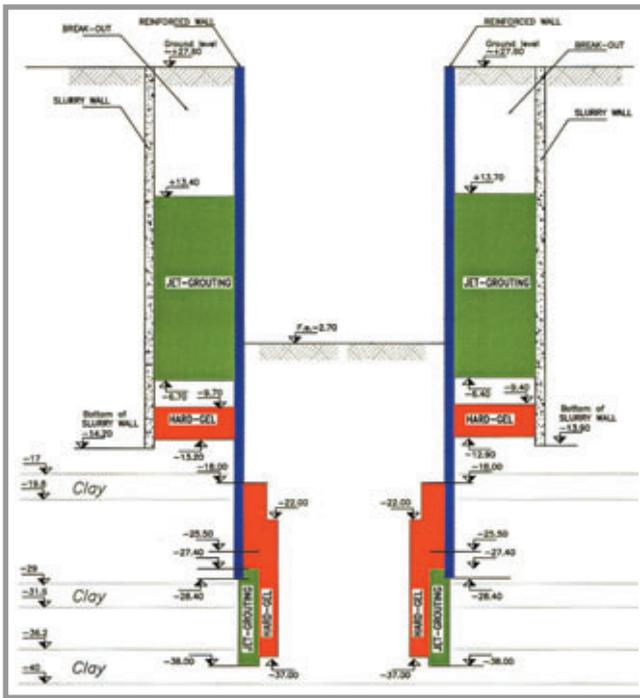


Figure 4b
Station d'El Hussein, projet réalisé
El Hussein station, as built

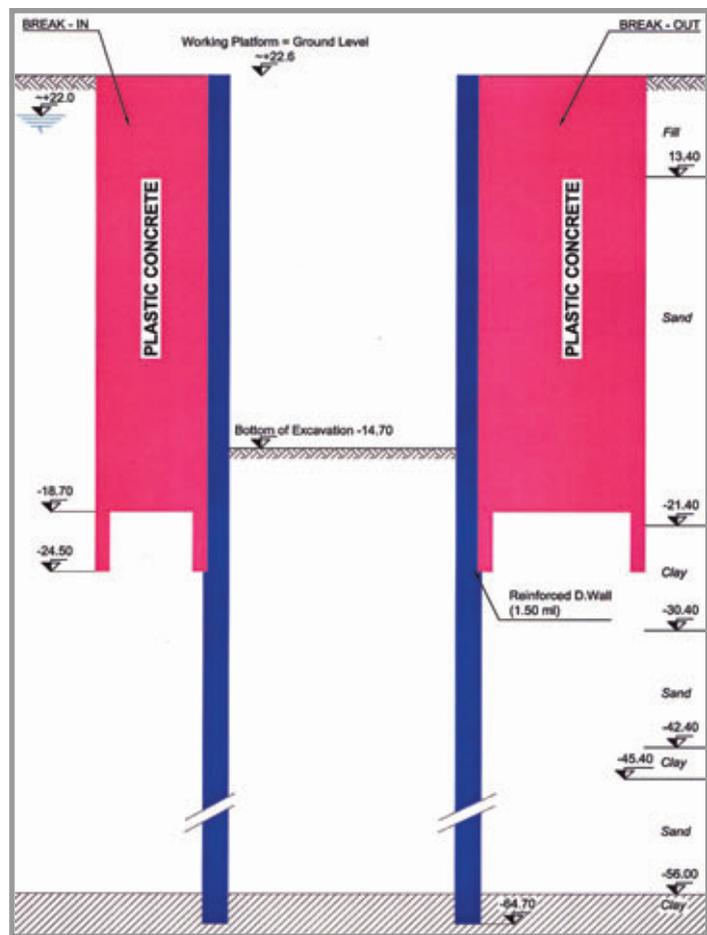


Figure 5b
Station de Port-Saïd, projet réalisé
Port-Saïd station, as built

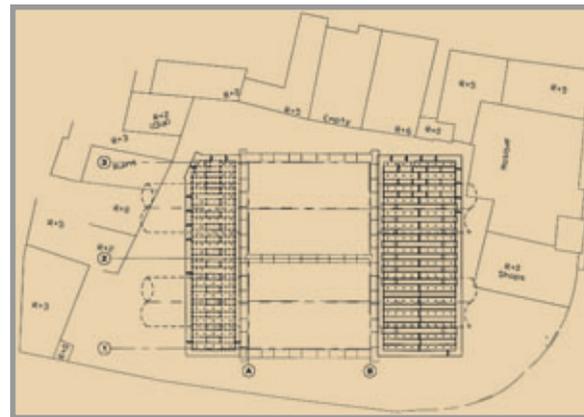
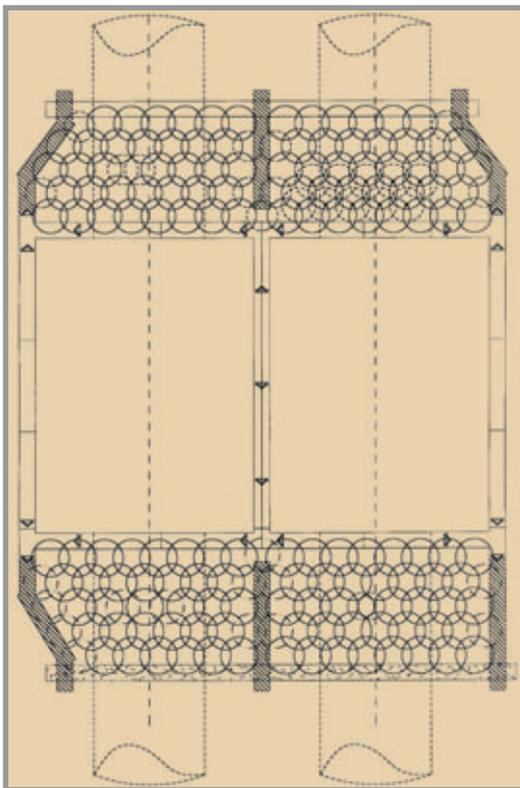


Figure 7
Station de Port-Saïd, break-in et break-out en béton plastique
El-Hussein station, break-and break-out with plastic concrete

Figure 6
Station d'El-Hussein, break-in et break-out en jet grouting
El-Hussein station, break-and break-out with jet grouting

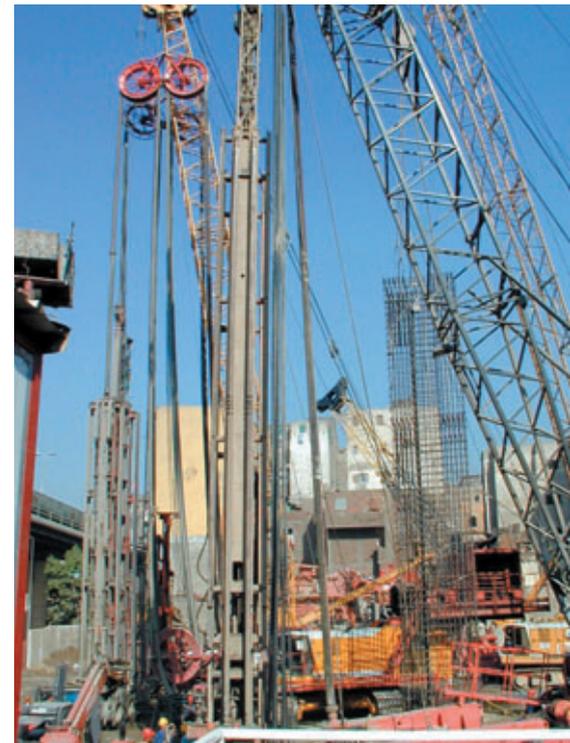


Photo 3
Station de Port-Saïd, paroi moulée en cours d'exécution
Port-Saïd station, diaphragm wall during construction

artificiel, au moyen d'une combinaison d'injections de bentonite-ciment et de gels de silice ;
 ◆ réalisation d'un massif d'environ 3 MPa de résistance caractéristique à l'intérieur de cette boîte étanche, réalisé le plus souvent en jet grouting (figure 6), mais parfois au moyen d'un pavé en béton plastique nécessitant alors la mise en œuvre d'un outillage de paroi moulée (figure 7).
 C'est cette dernière solution qui a été retenue dans le cas particulier de Port-Saïd, comme étant optimale compte tenu des délais de réalisation, de la profondeur supérieure à 40 m, et de la forte hétérogénéité des terrains.

d'outillages de paroi moulée, à savoir une KS3000, une hydrofraise 4000, équipée à 50 m, et une hydrofraise 8000, équipée à 90 m, associées à deux grues de manutention, deux centrales de desablage de 450 m³, et une foreuse Puntel pour réaliser les puits de décharge nécessaires à la stabilité des panneaux, le tout confiné dans une emprise d'environ 2 000 m² (photo 3).

■ CONSOLIDATION DES TERRAINS

Les problèmes posés par la proximité de structures sensibles au voisinage du tracé des tunnels auront nécessité la mise en œuvre de solutions diverses.



Photo 4
Dégagement du plot d'essai d'injections de coulis Microsol
Clearing of Microsol slurry grouting test point

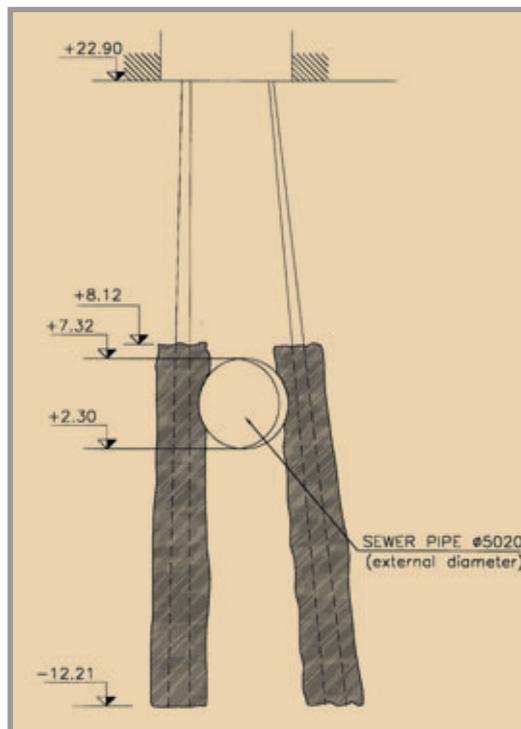


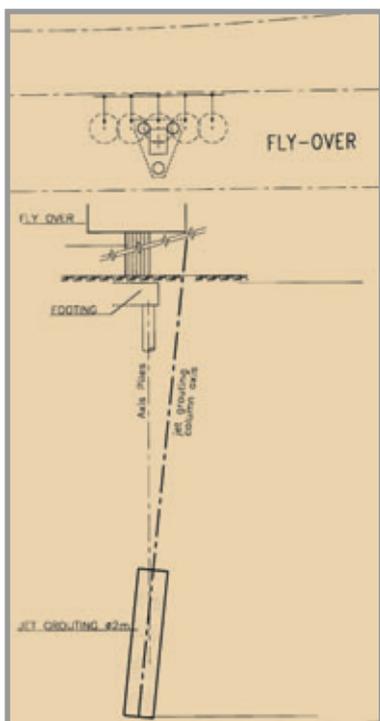
Figure 8
Collecteur de Port-Saïd, injections de coulis Microsol avant le passage du tunnelier
Port-Saïd collector, Microsol slurry grouting before passage of TBM

Photo 5
Puits de sortie et tranchée couverte d'Attaba, vue générale du chantier
Exit shaft and cut-and-cover structure trench of Attaba, general view of site



Figure 9
Autopont d'Attaba, consolidation des fondations par colonnes de jet grouting

Attaba flyover, foundation consolidation by jet grouting columns



Passage sous le collecteur de Port-Saïd

Le projet des tunnels d'El Azhar aura été, on l'a vu, entièrement conditionné par les 20 m de profondeur du collecteur enterré situé à côté de la station de Port-Saïd.

Le calage du profil en long pour laisser un gabarit minimal, finalement fixé à 4 m, entre la base du collecteur et l'extrados des tunnels routiers, n'était encore pas suffisant pour s'affranchir d'aléas tels que pertes de boue du tunnelier et tassements du collecteur susceptibles d'en provoquer une fissuration inacceptable : à cet égard, une borne supérieure de 10 mm avait été fixée comme maximum admissible.

Il s'agissait donc de prévoir un traitement susceptible d'assurer une étanchéité suffisante en cas de passages ouverts et de zones décomprimées au voisinage de l'égout, ainsi que des caractéristiques

mécaniques suffisantes, en termes de résistance (1,5 MPa) et de module d'élasticité (250 MPa), pour satisfaire aux conditions du calcul de déformations (figure 8).

Les gels de silice n'étaient en l'occurrence pas envisageables pour des raisons de compatibilité avec la boue du tunnelier. Les seules solutions restantes étaient le jet grouting (non retenu en raison des risques inhérents à sa réalisation même : pertes d'air et montées en pression possibles au voisinage du collecteur), et le coulis à base de micro-ciment Microsol, présentant des caractéristiques granulométriques compatibles avec celles des sables rencontrés à la profondeur du projet.

Cette dernière solution a finalement été mise en œuvre, dans des conditions particulièrement difficiles (emprises exiguës et multiples réseaux), avec un succès attesté par un ensemble de contrôles très stricts :

- ◆ plot d'essai préalable (photo 4) ;
- ◆ comparaison des caractéristiques pressiométriques avant et après traitement ;
- ◆ mesures tassométriques ;
- ◆ contrôle visuel sous air comprimé devant le TBM, à l'occasion de son passage ralenti à travers la zone injectée.

Puits de sortie et tranchée couverte d'Attaba (photo 5)

Le chantier de paroi moulée d'Attaba constitue un sujet à part entière en raison de difficultés multiples :

- ◆ paroi de 50 m de profondeur à réaliser sous l'autopont (photo 6), avec 11 éléments de cages d'armatures assemblés par manchonnage et respect de tolérances de +/- 3 cm pour les coupleurs devant assurer l'encastrement des planchers de la structure ;
 - ◆ morcellement des emprises successives suite à un phasage particulièrement complexe au milieu de carrefours très encombrés et de réseaux multiples déviés "à l'avancement", imposant la réalisation de vingt boîtes successives constituées de parois moulées, radiers injectés et écrans de fermeture ;
 - ◆ collecteur enterré longeant la paroi moulée à 15 m de profondeur et moins d'un mètre de distance sur une centaine de mètres de longueur ;
 - ◆ panneaux de paroi moulée à réaliser devant les fondations des piles de l'autopont en service...
- Ces deux dernières difficultés ont nécessité la mise en œuvre de solutions spécifiques, destinées à renforcer la stabilité des panneaux en cours d'excavation et limiter la décompression des terrains, donc les sollicitations imposées aux ouvrages existants.

La zone du collecteur s'est ainsi trouvée consolidée par injections de Microsol, le jet grouting n'étant pas retenu en raison des risques de réalisation



Photo 6
Puits de sortie
d'Attaba, paroi
moulée en cours
de réalisation
sous l'autopont
*Attaba exit shaft,
diaphragm wall
during
construction
under the flyover*

déjà évoqués à propos du collecteur de Port-Saïd. Par contre, les fondations des piles se sont trouvées consolidées par des colonnes de jet grouting, en l'occurrence mieux adaptées en raison de leur résistance plus élevée (figure 9).

Là encore, un contrôle strict des caractéristiques obtenues et des déformations mesurées a permis de vérifier que les objectifs recherchés avaient été atteints, permettant la préservation des ouvrages sans entraver le déroulement des travaux.

Le jet grouting a enfin été mis en œuvre, vers l'extrémité du tracé, pour le passage de la tranchée couverte au-dessus des tunnels du métro, réalisés 5 ans auparavant : l'impossibilité d'exécuter les parois moulées et radier injecté à une profondeur suffisante vis-à-vis de l'équilibre gravitaire entraîne en effet, localement, la nécessité de prévoir un "radier-voûte" appuyé sur les parois latérales.

Il aura en définitive fallu recourir à une juxtaposition de techniques et de moyens multiples, pour mener à bien cet ensemble de chantiers éclatés dans un tissu urbain très dense, générant des problèmes variés.

La maîtrise des difficultés techniques et l'adaptation à des données continûment variables auront été possibles grâce à la mobilisation rapide de moyens humains et matériels importants, condition nécessaire au succès d'une opération difficile, à réaliser dans un délai très court.

Bibliographie

J. Petit, S. Guillien, P. Ramond, P. Boutigny, E. Bosle. "Les tunnels routiers El Azhar au Caire" - *Travaux* - Décembre 1999, n° 759.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'œuvre

National Authority for Tunnels

Membres du consortium

- Campenon Bernard SGE
- Arab Contractors
- Bouygues
- Eiffage
- Spie Batignolles TP
- Solétanche Bachy France
- Intertectra

ABSTRACT

Special works on the El Azhar project

A. Abinader, P. Schmitt

The paper describes special underground works – slurry walls, plastic concrete diaphragm-walls, grouting, jet grouting – necessary for the construction of two parallel tunnels, 2.7 km long, under the old Fatamite city and the popular Khan El Khalily district of Cairo. Those special works were designed taking into consideration both the structural data of the works (in particular 30 to 37 m deep ventilation shafts) and the hydraulic/geological constraints (25 to 35 m water head in permeable sands).

The experience gained on the Cairo Metro Line 2 made possible to optimise the El Azhar special works, allowing the use of a wide range of techniques which, although difficult to apply, had been proven on previous sites.

RESUMEN ESPAÑOL

Trabajos especiales en las obras de El Azhar

A. Abinader y P. Schmitt

Este artículo está dedicado a la ejecución de trabajos especiales - pantallas continuas, pantallas de hormigón plástico, inyecciones, jet grouting - que se han precisado para la excavación de dos túneles paralelos de una longitud de 2,7 km, bajo la antigua ciudad Fatamida y el barrio popular de Khan El Khalily, en El Cairo.

Estos trabajos especiales se han definido habida cuenta, no sólo de los imperativos estructurales de las instalaciones (profundidad de 30 a 37 m de los pozos de ventilación especialmente), así como también de los imperativos hidráulicos y geológicos (carga de agua de 25 a 35 m en las arenas sumamente permeables).

La experiencia conseguida en la línea 2 del metro de El Cairo ha permitido optimizar la ejecución de los trabajos especiales de El Azhar, al permitir la implementación de una variedad de técnicas difíciles, pero cuya valía ha dado sendas pruebas de eficacia en los trabajos precedentes.

Poste 9 à Djibouti

Application de la procédure

Le projet national Tuba de l'Irex a permis de développer une procédure permettant de traiter dans son intégralité un problème de fondation profonde (du calcul de la capacité portante au contrôle d'exécution). Le logiciel CALYPSO intègre les différentes phases de cette procédure. Elle a été mise en œuvre lors du battage des 44 pieux métalliques nécessaires à la reconstruction du poste 9 au port autonome international de Djibouti. L'intérêt de la démarche est décrit au travers de l'expérience acquise à Djibouti. Pour le chantier présenté, l'utilisation du logiciel CALYPSO a été un moyen de calcul et de contrôle très adapté.

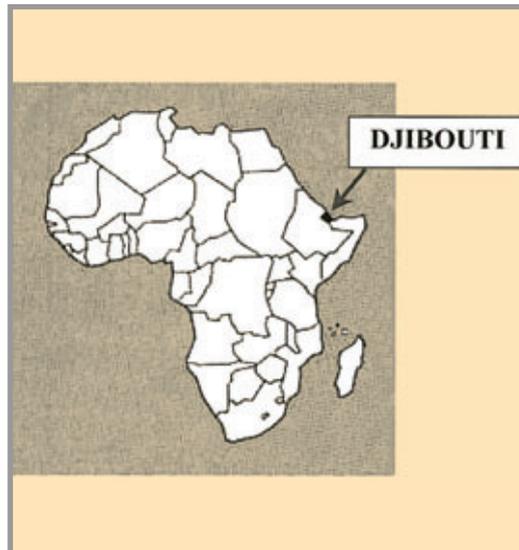


Figure 1
Localisation
Location

Photo 1
Démolition des épis
Wharf demolition

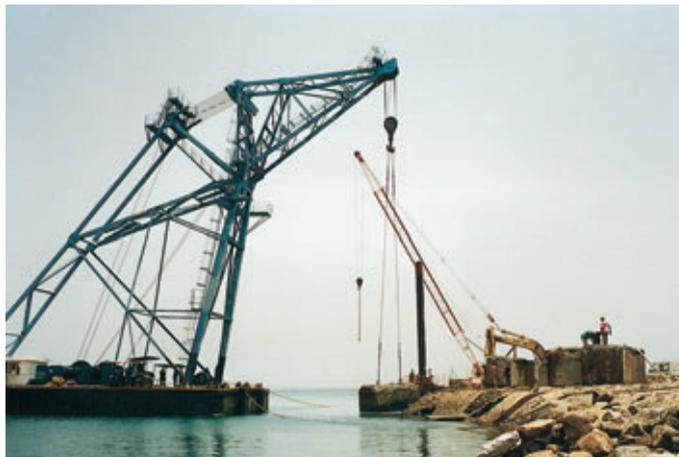


Photo 2
Superstructure
Superstructure



Situé à l'extrémité de la jetée du large du port autonome international de Djibouti, le poste 9 est le principal ouvrage maritime mis à la disposition préférentielle de la Marine française par les autorités de Djibouti. Lors de la reconstruction de l'ouvrage en 1998, la procédure développée dans CALYPSO¹ a été utilisée. Mis au point dans le cadre du projet national Tuba de l'Irex², celle-ci permet de traiter dans son intégralité un problème de fondation profonde (du calcul de la capacité portante au contrôle d'exécution) (figure 1).

LE CHANTIER

L'ouvrage était initialement constitué d'un terre-plein protégé des houles du large par un perré maçonné en gros galets basaltiques. Il était équipé de deux épis d'accostage constitués de blocs de béton. L'ensemble a été construit dans les années trente au droit de l'épave du Fontainebleau, navire de 160 m de long et de 8 500 t de port en lourd qui a sombré aux abords de l'entrée du port de Djibouti de l'époque après avoir été la proie des flammes.

La reconstruction consistait à réaliser un appontement de 70 m de long pour 20 m de large après démolition des ouvrages existants (photo 1). Il est constitué de 44 pieux tubes métalliques de 762 mm de diamètre et de 20 mm d'épaisseur ayant une limite élastique de 420 MPa. La superstructure est une construction en béton armé (photo 2) surmontée d'un remblai compacté. En partie arrière, un terre-plein de stockage conteneurs d'environ 4 000 m² a été réalisé. Le perré a été reprofilé et une protection en enrochement naturel a été mise en œuvre. Le nouveau quai (photo 3) inauguré en décembre 1998 offre un tirant d'eau de 9 m. Le coût des travaux s'élève à environ 27 millions de francs. Afin de tenir compte du risque sismique, l'ouvrage a été dimensionné pour des conditions sismiques de zone III au sens du zonage afférent au territoire français. Cette contrainte s'est avérée très dimensionnante tant pour les taux de ferrailage des éléments en béton armé que pour les efforts à reprendre par les pieux. Comme le montre la coupe type de l'ouvrage (figure 2), il a également fallu tenir compte de la présence de l'épave du Fontainebleau toujours incluse dans le terre-plein. Différentes campagnes géotechniques réalisées sur le site permettent d'avoir une bonne idée des conditions de sol. Un profil géotechnique simplifié est donné figure 3. Les pieux ont été mis en œuvre

1. Calcul informatique intégré des pieux de structures océaniques.
2. Institut pour la recherche appliquée et l'expérimentation en génie civil.

Calypso

ouverts à leur base. Après mise en place par vibrofonçage, ils ont été battus de plusieurs mètres dans la couche d'argile compacte et madrépore qui présente des caractéristiques mécaniques élevées. Le battage a été réalisé à l'aide d'un marteau diesel de type Delmag D25/32 muni d'un martyr en bois azobé de 170 mm d'épaisseur. Les études de sols laissaient apparaître que le toit de cet horizon pouvait comporter une frange légèrement altérée sur des épaisseurs de 6 à 8 m. La mise en œuvre des pieux a été suivie à l'aide de la procédure disponible dans CALYPSO.

LA PROCÉDURE CALYPSO

Prévision de battage

Durant la période de préparation du chantier, une prévision de battage a été réalisée avec le logiciel CALYPSO à partir des données de sol et des caractéristiques des pieux à mettre en œuvre. Les faisceaux prévisionnels de résistance du sol au battage (RSB³) en fonction de la pénétration ont été estimés en appliquant les recommandations de Stevens et al (1982) [1] et de Semple et al (1981) [2]. Des simulations de battage ont alors été effectuées pour différentes profondeurs et pour des rendements de marteau de 20, 30 et 40 %. Les résultats s'expriment en terme de RSB en fonction du nombre de coups par enfoncement de 25 cm. Ces simulations permettent également d'estimer la contrainte dynamique induite dans le tube lors du battage. La valeur maximale obtenue pour un rendement de 40 % était de 147 MPa ce qui est très inférieur aux 2/3 de la limite élastique de l'acier des tubes.

La comparaison des courbes de simulations de battage et des courbes de RSB en fonction de la pénétration permet enfin de déduire les courbes de nombre de coups par unité d'enfoncement en fonction de la pénétration du pieu. C'est la prévision de battage.

Cette prévision de battage aura permis d'une part de s'assurer que l'intégrité des pieux pouvait être respectée au cours du battage et d'autre part de valider l'adéquation des moyens de battage prévus. Ce dernier point est particulièrement sensible pour un chantier à l'export.

3. Ou SRD de l'anglais "soil resistance to driving".



Photo 3
Vue du nouveau poste 9
New berth 9 view

Roland Boutin



CHEF DE LA DIVISION
ÉTUDES
STTIM (Service Technique
des Travaux Immobiliers
et Maritimes)

Luc Barbot



RESPONSABLE
DU DÉPARTEMENT
GÉNIE CIVIL
EEG Simecsol, agence de Nantes

André Emaille



DIRECTEUR DE L'EXPORT
ETPO Nantes

Figure 2
Coupe type

Typical cross section

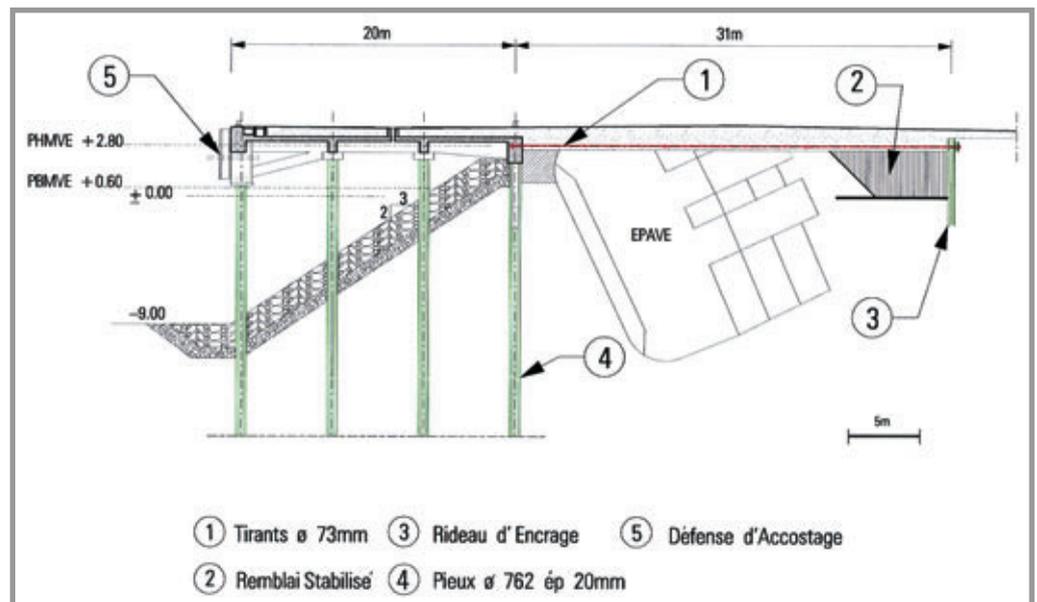


Figure 3
Profil géotechnique simplifié

Soil profil

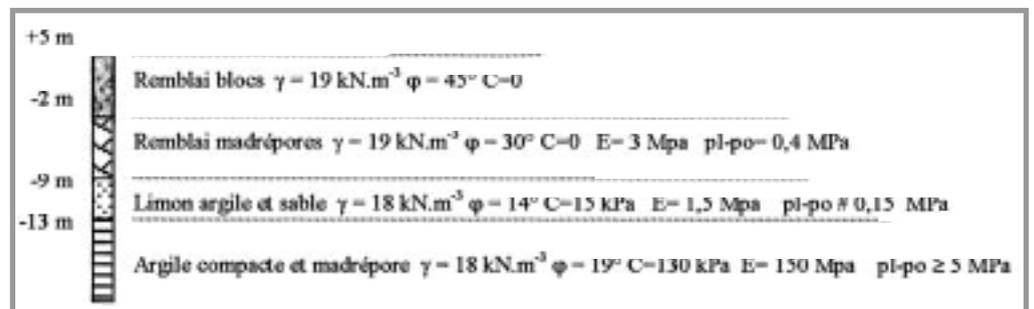


Photo 4
Pieu instrumenté
Instrumenting pile



Photo 5
Installation
des capteurs
*Sensor
installation*



Photo 6
Centrale
d'acquisition
*Data capture
centrale*



Instrumentation

Les deux premiers pieux du chantier ont été instrumentés en cours de battage. L'équipement installé en tête de pieu est composé de deux capteurs combinés diamétralement opposés. Ces capteurs sont constitués chacun d'un accéléromètre piézo-résistif et d'une jauge de contrainte. Un boîtier de jonction permet la connexion entre les capteurs et le câble de liaison avec la centrale d'acquisition (photo 4). Les capteurs sont mis en place à 1,4 m environ sous la tête du pieu de façon à se placer dans une zone où la propagation des ondes peut être considérée comme unidimensionnelle. La mise en place des capteurs et de la boîte de jonction du câble de transmission est réalisée une fois le pieu mis en position par vibrofonçage (photo 5).

L'analyse des mesures sur site (photo 6) permet de traiter tous les coups de marteau et de visualiser, en temps réel sur l'écran, les signaux de contrainte et de vitesse (figure 4).

De nombreux paramètres sont consultés et visualisés à l'écran en temps réel pendant le battage :

- ◆ la contrainte d'impact en tête de pieu ;
- ◆ l'énergie nette délivrée au pieu ;
- ◆ l'énergie globale du système de battage (rendement), exprimée par le rapport de l'énergie nette délivrée au pieu (mesurée) à l'énergie nominale délivrée par le marteau (fournie par le constructeur) ;
- ◆ le taux de battage exprimé en nombre de coups pour 0,25 m d'enfoncement ;
- ◆ l'excentricité du choc évaluée par le rapport des pics de contrainte mesurés par les deux jauges de contrainte diamétralement opposées.

Ces informations permettent de :

- ◆ vérifier les performances réelles du marteau et de les comparer aux performances prises en compte dans les analyses prévisionnelles de battage ;
- ◆ contrôler en permanence le niveau de contrainte dans le pieu et réduire ainsi les risques d'endommagement de sa pointe sur un horizon dur.

La contrainte dynamique de compression est di-

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Durée des travaux : 15 mois
- Nombre d'heures : 124 000 heures
- Démolition de béton sous l'eau : 2 130 m³
- Nombre de pieux : 48 u
- Poids des pieux : 465 t
- Béton du quai : 960 m³
- Aciers du quai : 141 000 kg
- Chaussée lourde : 2 080 m²
- Béton dans la chaussée lourde : 415 m³
- Aciers dans la chaussée lourde : 26 632 kg
- Enrobés : 3 074 m²
- Enrochement : 16 000 t

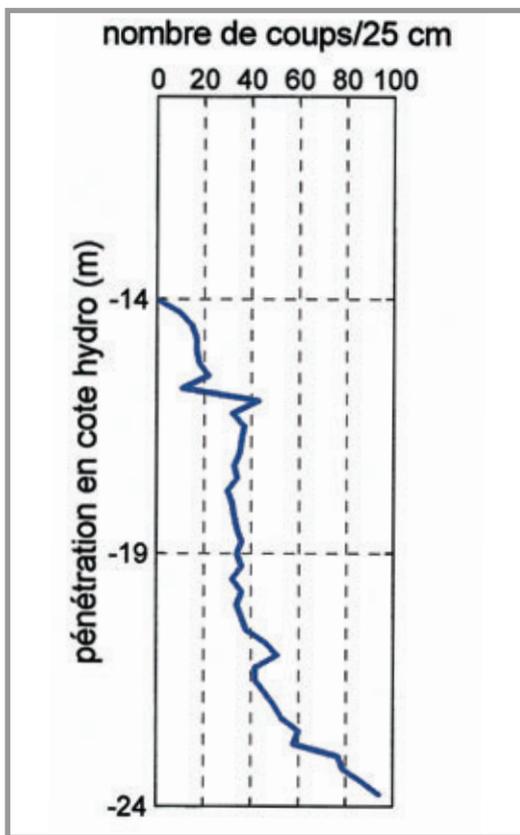


Figure 5
Courbe de battage
Pilling curve

rectement mesurée par les capteurs. Les contraintes maximales mesurées en tête de pieu ont varié au cours du battage entre 100 et 160 MPa, valeurs proches de celles estimées lors de l'étude prévisionnelle.

Le rendement du marteau, mesuré *in situ*, a été de l'ordre de 38 % en fin de battage. Cette bonne valeur pour un marteau diesel s'explique vraisemblablement par la forte section des pieux qui favorise un bon transfert d'énergie et par le fait que le battage est vertical.

L'analyse immédiate des mesures sur chantier a donc confirmé que le battage ne détériorait pas les pieux et a fourni une estimation précise du rendement du marteau. Cette instrumentation aurait également permis de détecter tout comportement "anormal" du sol, aidant ainsi à l'analyse technique d'éventuelle difficulté.

Analyse des enregistrements, réévaluation des paramètres de sol

La courbe de battage (figure 5) donne le taux de battage (nombre de coups nécessaires pour faire pénétrer le pieu de 25 cm) en fonction de la profondeur de pénétration. Cette courbe dépend de l'énergie transmise au pieu par le marteau, de la RSB et des paramètres dynamiques du sol en frottement et en pointe. Si ces derniers sont fixés, la connaissance de l'énergie réellement transmise au pieu permet d'estimer la RSB réelle dite encore RSB "mesurée".

Pour les lois de comportement retenues dans Calypso (cf. Dendani et al (1994) [3]), la réponse dynamique du sol est caractérisée par les facteurs d'amortissement dynamique (j_l et j_p) et les termes de rebond élastique ou "Quake" (Q_l et Q_p)⁴. Les

4. L'indice l caractérise le terme de frottement latéral et l'indice p celui de l'effort de pointe

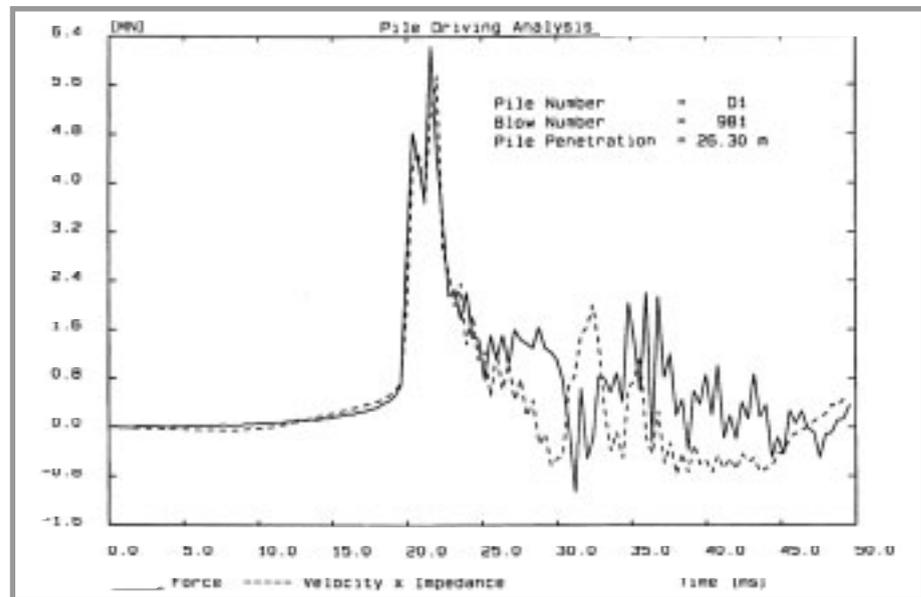


Figure 4
Exemple de mesure
Data sample

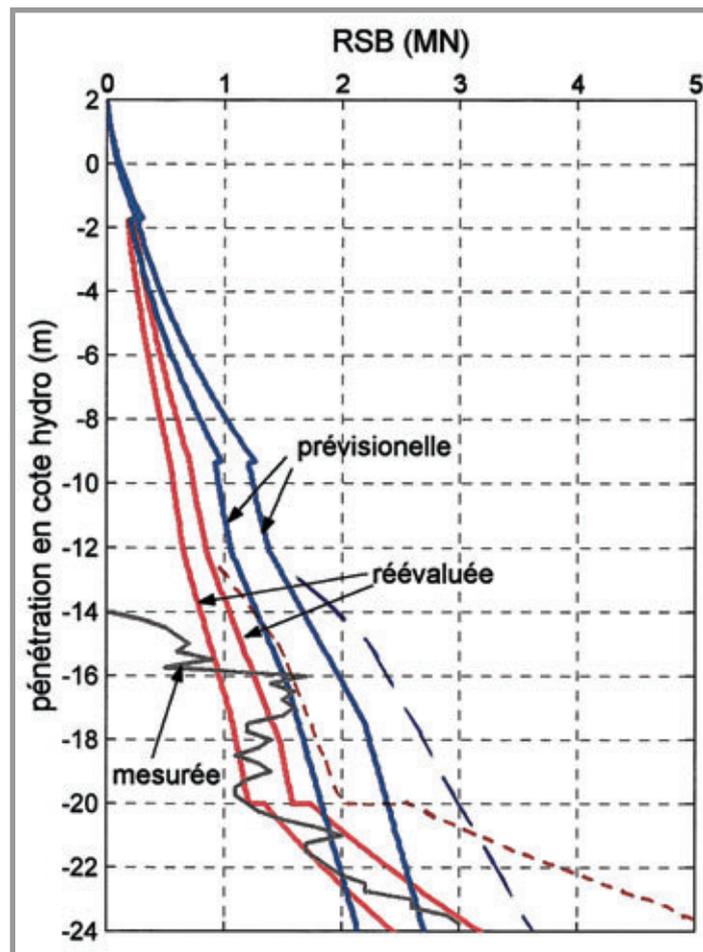


Figure 6
Courbe de RSB
SRD curve

valeurs retenues pour nos calculs (y compris ceux de la simulation de battage initiale) sont $j_l = 0,2$ s/m; $j_p = 0,5$ s/m et $Q_l = Q_p = 2,54$ mm conformément aux recommandations de Roussel (1979) [4].

L'instrumentation du premier pieu du chantier permet d'évaluer l'énergie réellement transmise au pieu par le marteau. Il est donc possible de tracer la courbe de RSB "mesurée" en fonction de la profondeur de pénétration (figure 6).

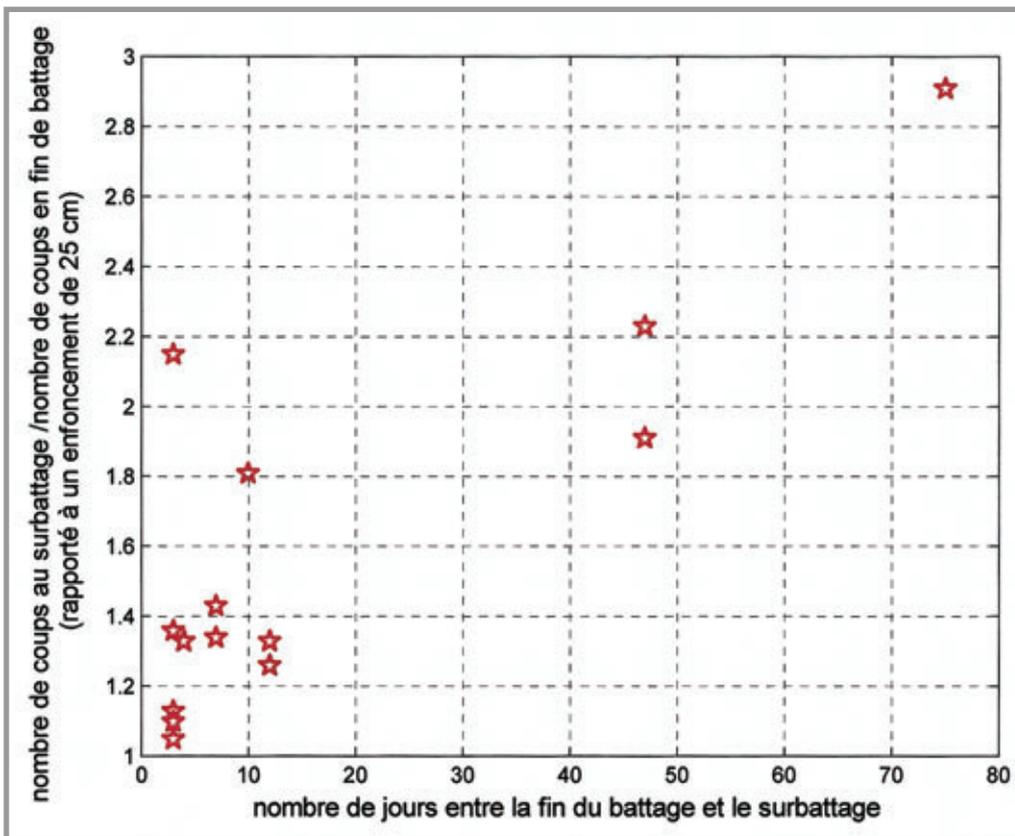


Figure 7
Mesure de cicatrisation
Setup data

La comparaison entre le faisceau de RSB prévisionnelle établie lors de la prévision de battage à partir des caractéristiques géomécaniques issues des campagnes géotechniques avec ceux de la RSB "mesurée" fait apparaître une tendance générale à la surévaluation de la RSB prévisionnelle jusqu'à environ - 20 m Hydro. Au-delà, la RSB prévisionnelle a tendance à être sous-évaluée. Cette analyse a conduit au réexamen des études de sols et à la réévaluation des paramètres initialement retenus. La couche d'argile compacte et madrepore a notamment été mieux représentée en distinguant un horizon entre - 13 et - 20 m ayant une cohésion de 90 kPa et un horizon entre - 20 et - 26 m ayant une cohésion croissante de 250 à 350 kPa. Comme le montre la figure 6, cette phase de réévaluation conduit à un faisceau de RSB simulée réévaluée plus conforme à la RSB "mesurée".

Calculs de la fiche

Les calculs menés par ETPO conduisaient à une capacité portante ultime à reprendre sous séisme de l'ordre de 3 MN pour la file de pieux la plus chargée.

Pour cette charge, la méthode de dimensionnement pressiométrique du fascicule 62 titre V préconisait un ancrage de 1 à 2 m dans les argiles compactes (cote - 14 à - 15 m hydro). Or la RSB "mesurée" à - 16 m hydro est au plus de 1,7 MN (figure 6). Si l'on pouvait espérer une amélioration de la capacité portante à long terme par cicatrisation, il n'était cependant pas possible de se satisfaire du dimensionnement pressiométrique compte tenu du niveau des efforts à reprendre.

La fiche des pieux a donc été finalement calculée

en considérant les paramètres géotechniques ré-évalués issus de l'analyse des données des battages instrumentés. Différentes approches basées sur les méthodes API86 et API93 disponibles dans CALYPSO ont alors été menées. Elles ont conduit à des fiches minimales à respecter de - 22,5 m hydro pour les files de pieux avant et arrière et de - 24 m hydro pour les files intermédiaires.

Définition des critères d'arrêt

En fonction des fiches minimales calculées précédemment, et des résultats du suivi de battage, les critères d'arrêt de battage pour la suite du chantier ont été arrêtés.

Pour les files de pieux avant et arrière, il a été retenu que les pieux devaient être battus au moins jusqu'à la fiche - 22,5 m hydro et qu'ils pouvaient être acceptés à cette cote uniquement si la cadence de battage mesurée en condition de battage continu et pour un marteau fonctionnant à son énergie maximale, était supérieure ou égale à 45 coups/25 cm sur une volée de 25 cm d'enfoncement.

Pour les files intermédiaires, une fois la fiche de - 24 m hydro atteinte, l'acceptation du pieu était subordonnée à une cadence supérieure ou égale à 75 coups/25 cm mesurée comme précédemment. L'application d'une formule de battage traditionnelle comme celle de Kümmel (1985) [5] aurait conduit à un critère d'arrêt de l'ordre du millimètre par coup. Ce résultat confirme que cette approche n'était pas applicable pour notre chantier. Comme le précise Davidian (1969) [6], les formules de battages dynamiques ne sont en fait pas applicables en terrain argileux qui présente un refus faible (cas des argiles compactes). Cette remarque confirme l'intérêt de la méthode développée dans le cadre du projet Tuba.

CONCLUSION

Pour ce chantier ou les pieux sont du type frottants, l'utilisation de CALYPSO a été un moyen de calcul et de contrôle très adapté. A l'aide de l'instrumentation en cours de battage et à quelques mesures lors de surbattages, le comportement du sol a été bien appréhendé. Cela a notamment permis de préciser le calcul définitif des fiches de chaque file de pieux. Les moyens de battage prévus ont pu de plus être validés avant leur envoi sur place.

Avec les formules de battage classiques, il aurait été nécessaire d'effectuer plusieurs mesures lors de surbattages à différentes profondeurs et pour plusieurs configurations de terrains (pieux dans le talus, pieux en mer) pour espérer définir les critères d'arrêt de battage. Au vue des phénomènes de cicatrisations observés de manière sensible seulement après un mois et demi (cf. encadré et figure 7),

CICATRISATION

La cicatrisation des terrains, exprimée comme le rapport du nombre de coups pour 25 cm d'enfoncement lors du surbattage à la valeur obtenue à la fin du battage initial des derniers 25 cm, n'a pas été observée de manière probante après 60 heures d'arrêt de battage sur l'un des pieux instrumentés. Durant le chantier, plusieurs pieux ont été surbattus après des arrêts de battage pouvant atteindre 77 jours. Les données recueillies sont tracées sur la figure 7. Il est apparu que pour les sols en présence, la cicatrisation pouvait être supérieure à 2 au-delà de 45 jours de repos.



Photo 7
Battage
Pile driving

il est possible d'évaluer les gains de délai et de coût permis par la démarche CALYPSO (photo 7). Enfin, la procédure CALYPSO constitue une approche technique rationnelle du chantier de battage. Elle facilite ainsi grandement les échanges entre la maîtrise d'œuvre et l'entreprise chargée de réaliser les travaux. Son coût est de surcroît raisonnable (moins de 0,7 % du coût des travaux pour le chantier présenté) notamment s'il est comparé aux dérives et augmentations de la masse des travaux que peuvent provoquer un chantier de battage mal maîtrisé.

■ RÉFÉRENCES

- [1] Stevens R.S., Wiltsie E.A. and Turton T.H. (1982). *Evaluating pile drivability for hard clay, very dense sand and rock*. 14 th Offshore Technology conference, paper OTC 4205.
- [2] Semple R.M. and Gemeinhart J.-P. (1981). *Stress history approach to analysis of soil resistance to pile driving*. 13 th Offshore Technology conference, paper OTC 3969.
- [3] Dendani H., Vergobbi P., Puech A. (1994). *Irex - Club travaux portuaires - Projet national TUBA - Etude théorique*. GEODIA, rapport 94.16.01, 33 p.
- [4] Roussel H.J. (1979). *Pile Driving Analysis of Large Diameter High Capacity Offshore Pipe Piles*, Ph. D. Tulane University.
- [5] Kümmel F. (1985). *The Kümmel method for calculation of impact forces in Piles*. 2nd International Conference on the Application of Stress-Wave Theory on Piles, Stockholm.
- [6] Davidian Z. (1969). *Pieux et fondations sur pieux*. Eyrolles, Paris. 192 p.

ABSTRACT

Berth 9 in Djibouti : Application of Calypso procedure

R. Boutin, L. Barbot, A. Emaïlle

Irex's national project, Tuba, allowed the development of a procedure for dealing entirely with a deep foundation problem (calculation of bearing capacity during execution tests). The Calypso program integrates the different phases of this procedure. It was used during the driving of 44 steel piles required for the reconstruction of Berth 9 for the Djibouti international port authority.

The value of the procedure is described based on the experience acquired in Djibouti. For the described project, the use of the Calypso program offered a well-suited design and inspection tool.

RESUMEN ESPAÑOL

Atracadero 9, en Yibuti : Aplicación del procedimiento Calypso

R. Boutin, L. Barbot y A. Emaïlle

El proyecto nacional Tuba, del Irex, ha permitido el desarrollo de un procedimiento que permite solucionar, en su totalidad, el problema de los cimientos profundos (desde el cálculo de la capacidad de carga hasta el control de ejecución). El software Calypso reúne las diversas fases de este procedimiento y se ha puesto en aplicación con motivo de la hinca de los 44 pilotes metálicos necesarios para la reconstrucción del atracadero 9 del Puerto autónomo internacional de Yibuti

Se describe el interés de este enfoque por medio de la experiencia conseguida en Yibuti.

La utilización del software Calypso ha constituido un medio de cálculo y de control perfectamente bien adaptado para las obras presentadas.

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maître d'ouvrage

Etat

Maître d'œuvre

Direction Mixte des travaux de Djibouti - Service technique des travaux immobiliers et maritimes (STTIM)

Entreprise générale

Entreprise de travaux publics de l'ouest (ETPO)

Sous-traitant pour l'application de la procédure CALYPSO

EEG Simecsol

Etudes

- STTIM
- ETPO
- Géodynamiques et structures

Etudes de sol

- Fondasol international
- Laboratoire du bâtiment et des travaux publics des la république de Djibouti (LBTP)