

La revue technique des Travaux Publics

# Travaux

n°856  
Octobre 2008

## SOLS ET FONDATIONS

- Travaux préparatoires de la tranche 3 de Flamerville
- Élargissement de forme de radoub du port de Brest
- Contournement routier de Thonon-les-Bains franchissement de la costière de la D
- LGV Rhin-Rhône : travaux d'amélioration de sol
- ZAC Saint-Antoine à Cap d'All
- Géologie délicate la déviation de Ta
- Les fondations du viaduc de Vila de Aguiar
- Les fondations du Marina Bay Sands à Singapour
- Modélisation de la remontée d'un à travers un remblai

# Sols et fondations

# SOLS ET FONDATIONS



Notre couverture  
Les travaux de fondations  
du Marina Bay Sands  
à Singapour (cf. article  
page page 71).

© R. Secco/mag'n

**Directeur de la publication**  
Patrick Bernasconi

**Directrice déléguée**  
**Rédactrice en chef**  
Mona Mottot  
3, rue de Berri - 75008 Paris  
Tél. : +33 (0)1 44 13 31 03  
Email : mottotm@fnfp.fr

**Conseiller scientifique**  
André Colson

**Secrétaire de rédaction**  
Françoise Godart  
Tél. : +33 (0)2 41 18 11 41  
Email : francoise.godart@wanadoo.fr

**Service Abonnement et Vente**  
Com et Com  
Service Abonnement TRAVAUX  
Bât. Copernic - 20 av. Édouard Herriot  
92350 Le Plessis-Robinson  
Tél. : +33 (0)1 40 94 22 22  
Fax : +33 (0)1 40 94 22 32  
Email : revue-travaux@comatcom.fr

France (11 numéros) : 190 € TTC  
International (11 numéros) : 240 €  
Enseignants (11 numéros) : 75 €  
Étudiants (11 numéros) : 50 €  
Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)  
Multi-abonnement : prix dégressifs (nous consulter)

**Maquette**  
Studio 201  
201, rue Saint-Martin - 75003 Paris  
Tél. : +33 (0)1 44 54 25 90

**Publicité**  
Régie Publicité Industrielle - Xavier Bertrand  
9, bd Mendès France  
77600 Bussy-Saint-Georges  
Tél. : +33 (0)1 60 94 22 20  
Email : bertrand@rpi.fr

**Site internet**  
[www.revue-travaux.com](http://www.revue-travaux.com)

**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.S.  
9, rue de Berri - 75008 Paris  
Commission paritaire n° 0111 T 80259



# Sommaire

ÉDITORIAL de Patrick Bernasconi 1

ACTUALITÉS de p. 6 à 22

Profession - Institutionnel  
Économie  
Projets et Entreprises  
Recherche et Innovation  
Réglementation - Environnement

Techniques et Matériaux  
Matériels  
Nominations  
Agenda

PRÉFACE de Yann Leblais 24

SOLS ET FONDATIONS de p. 26 à p. 82

■ Travaux préparatoires de la tranche 3 de l'EPR de Flamanville. 26

*Preparatory work for unit 3 of the Flamanville EPR.*

D. Michel

■ Élargissement et modernisation de la forme de radoub n° 1 du port de commerce de Brest. 33

*Enlargement and modernisation of dry dock No. 1 in the commercial port of Brest.*

S. Cascarino, Y. Fagon, G. Berrou

■ Le contournement routier de Thonon-les-Bains et le franchissement de la costière de la Dranse. 40

*The deviation of Thonon-les-Bains and the crossing of coastal of the Dranse.*

Y. Guerpillon, F. Borsellino, J.-Ph. Pinchart

■ Les travaux d'amélioration de sol sur la LGV Rhin-Rhône – Lots B2 - B3 - B4. 48

*Soil improvement work on the Rhine-Rhone high-speed train line – Work sections B2 - B3 - B4.*

B. Pezot, M. Boudot

■ ZAC Saint-Antoine à Cap d'Ail. Un projet phare. 54

*ZAC of Saint-Antoine at Cap d'Ail. A flagship project.*

P. Farrando

■ Géologie délicate pour la déviation de Tarnos. 63

*Difficult geology for the Tarnos bypass.*

G. Goutte



# éditorial

## Emploi qualifié : garder le cap !

**E**n ce deuxième semestre 2008, les Travaux Publics enregistrent les premiers effets du « cycle électoral ». Les carnets de commandes des 8 000 entreprises du secteur se situent en moyenne à 5,2 mois, et le taux de création nette d'emplois ouvriers a progressé de 2 % entre janvier et septembre, avec en contrepartie une baisse significative de l'intérim.

Mais il est clair que des difficultés se profilent pour la Profession dans le contexte économique actuel. La croissance ralentit fortement, les perspectives d'activité pour 2009 sont moins bonnes que l'année dernière. La principale menace provient de la baisse des investissements des collectivités territoriales. Si celles-ci ont du mal à investir, en raison de la raréfaction de l'argent, le secteur serait significativement touché.



Patrick Bernasconi  
Président de la FNTP

Cependant, à moyenne échéance, les projets issus du Grenelle de l'environnement donnent des raisons d'espérer. Les 2 000 kilomètres de lignes à grande vitesse, les plans de développement et de modernisation des itinéraires... sont intrinsèquement porteurs d'activité.

Dans cette conjoncture incertaine, la priorité doit être donnée à la poursuite des plans de recrutement et de formation. Tous ces projets d'infrastructures pour lesquels l'État s'est engagé à apporter les financements correspondants sur 2009-2011 nécessiteront une main d'œuvre qualifiée.

Il est plus que jamais nécessaire d'intégrer des jeunes bien formés dans les entreprises pour faire face à une pyramide des âges vieillissante. Le ralentissement de l'activité ne doit pas nous faire changer de cap, et nous devons poursuivre nos actions d'intégration et de formation qualifiante.

Les TP sont habitués à ces cycles alternant croissance et décroissance, et les entreprises savent gérer ce type de situation. La conjonction « niveau d'activité/Grenelle de l'environnement » plaide pour le maintien d'un fort niveau de qualification des personnels des Travaux Publics.

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'P. Bernasconi', written in a cursive style.

## Sols et Fondations : Évolutions



**Yann Leblais**  
Président Arcadis France

**P**our bien fonder cette mise en perspective, j'ai relu avec intérêt les textes de mes prédécesseurs en l'exercice. Qu'y trouve-t-on ?

D'abord, une évolution considérable des matériels, en puissance, en compacité, en précision, avec l'apport massif de l'électronique et de l'informatique dans le guidage des outils et le stockage et l'interprétation des données ; une évolution constante des techniques d'amélioration des terrains ; une montée en force de la réglementation européenne et nationale, en conception et réalisation ; une augmentation de la puissance des méthodes et des outils de calcul ; une normalisation des missions d'ingénierie géotechnique, avec l'implication forte des assureurs ; une concentration des acteurs du secteur ; un moindre intérêt des clients pour la technique mais une meilleure focalisation sur le programme.

Ensuite, qu'il n'y a pas de bonne conception géotechnique sans définition pertinente d'une reconnaissance adaptée, en qualité, quantité, délai de réalisation et d'interprétation, ni aller-retour sur cette conception, ni travaux de qualité, ni évolution du projet en fonction des observations en cours de réalisation.

Mais encore, que le mieux-disant doit être la règle dans le choix de tous les acteurs à l'acte de construire ; que le client doit allouer du temps et des ressources pour que le maître d'œuvre et l'entreprise puissent adapter leurs réponses à la réalité du terrain ; que, *in fine*, ce qui compte c'est le meilleur coût global.

Et enfin, que la recherche, l'innovation et l'adaptabilité sont essentielles dans nos métiers où tout dépend, pour chaque projet, des caractéristiques du site de la construction et des compétences de la chaîne des acteurs : tout se joue sur le terrain, qui reste la propriété du maître d'ouvrage.



© Marina Bay Sands

# et Perspectives

Sur ces bases, le bilan des cinq à dix dernières années est positif. L'abondance des projets a ouvert la voie à une dynamique des savoirs et des pratiques et à une amélioration économique pour les divers acteurs. Mais les vieux démons reviennent vite : le secteur de la géotechnique a connu une baisse considérable de la demande dès le second semestre 2007 induisant le retour au moins-disant, non sans impact sur la qualité des prestations.

## Qu'en sera-t-il en 2009 ?

Plus généralement, nous sommes face à deux déterminants majeurs. Dans sa recherche toujours plus forte du meilleur retour sur investissement, le client, public ou privé, demande la meilleure réponse à ses besoins pour maîtriser le coût global du projet, en construction et exploitation et au-delà. Ensuite, notre société aspire au risque zéro et cherche à se protéger par nombre de règlements et par une dissémination des risques.

Que l'on soit en marché classique, en conception-construction ou en PPP, le succès vient de la mobilisation des meilleures ressources de tous les intervenants, client compris, en toute transparence, coopération et relation équilibrée. Il dépend de quelques ingrédients majeurs.

Tout ouvrage géotechnique est dépendant du site sur lequel il est implanté. Encore faut-il se donner les moyens proportionnés pour bien connaître ce site ou accepter que la réponse aux questions posées ne puisse être qu'en rapport avec la faible qualité/quantité des données fournies, ce qui n'est qu'une source de délai additionnel et de conflit à venir.

L'identification des risques doit permettre leur claire allocation aux acteurs pour qu'ils construisent et signent leur contrat en toute connaissance. Il est écrit dans de nombreux documents officiels, français et étrangers, que les risques doivent être alloués aux parties les mieux à même de les supporter, économiquement et techniquement. En France, nous en sommes toujours loin ! Il conviendrait en outre que les oppor-

tunités positives ne soient pas toujours prises en réduction du budget du client, qui à l'opposé n'inclut pas souvent la couverture des risques les plus probables : ce défaut d'amortisseur financier est une source de déséquilibre.

La nature commande et nous pouvons, au mieux, nous y adapter. La géotechnique est et restera une science expérimentale riche d'un savoir accumulé sur le terrain qui balance la théorie, idéalisatrice et dangereusement simplificatrice ; il n'est donc pas de transfert du savoir sans projets à construire. À ce propos, on peut se demander si le départ à la retraite de la génération qui a reconstruit la France ne conduit pas à une perte de savoir.

Tout projet est trop complexe pour être une œuvre individuelle ; il n'est de salut que dans les équipes pluridisciplinaires et le partenariat. Une bonne conception est interactive et respecte les divers intervenants qui tous doivent faire montre d'humilité pour gérer les compromis sans renchérir exagérément le coût des ouvrages. Cela nécessite aussi l'acceptation par tous que la réponse à une question ne soit ni immédiate ni unique.

Enfin, le succès vient de la mise en œuvre de solutions qui allient fiabilité et innovation, dans le respect de la qualité, de la sécurité des collaborateurs et des utilisateurs futurs, des budgets et des délais. Pour innover, il faut investir et donc disposer de marges bénéficiaires significatives. Une comparaison des bonnes performances françaises récentes avec celles de nos collègues européens, au moins en ingénierie, laisse rêveur l'ancien président de la Fédération Européenne de l'Ingénierie (EFCA) que je suis.

Je terminerai en me félicitant que s'offre à nous un champ générateur d'innovations pour intégrer les exigences du développement durable dans la conception, les partis techniques, les modes de réalisation, le choix des produits au contact des terrains et des nappes, la réduction de l'empreinte carbone, etc. Face à ce formidable défi, je souhaite bon vent à la nouvelle génération !

## Travaux préparatoires de Flamanville

**La construction de la station de pompage de l'EPR à Flamanville imposait de venir entailler la digue existante protégeant la fouille du chantier EPR, du canal de prélèvement en mer des tranches existantes, sur une hauteur de l'ordre de 20 m. La solution initiale de confortement a dû être adaptée en fonction des conditions réelles rencontrées : nature du rocher, niveaux d'eau, et travaux antérieurs.**



Photo 1

EPR Flamanville - Travaux en cours

Flamanville EPR - Work in progress

### ■ Préambule

Les travaux de terrassements qui constituent le marché XX2001 – Travaux préparatoires de la tranche 3 de l'EPR de Flamanville – ont été confiés par EDF au groupement DTP Terrassement - Bouygues TP - Quille. Le marché est entré en vigueur le 1<sup>er</sup> juillet 2006, l'ordre de service de démarrage de la première phase des travaux a été délivré le 1<sup>er</sup> septembre 2006, pour une durée de 15 mois.

Les travaux préparatoires de soutènement et d'étanchéité par injection qui ont été réalisés entre la tranche 2 existante en service et la future tranche 3 ont été confiés à un groupement sous-traitant composé des sociétés Spie-Fondations et Sefi-Intrafor.

Les travaux de soutènement ont consisté à réaliser des talus rocheux cloués dans le granite et la cornéenne ainsi que des parois berlinoises tirantées. Ces soutènements verticaux ont été rendus nécessaires pour des raisons d'emprise des ouvrages en tranche 3, le long de la tranche 2. Compte tenu de la sécurité à assurer vis-à-vis des ouvrages de la tranche 2 en service, des sou-

tènements avec mise en place de tirants d'ancrage pré-contraints étaient exigés.

Il était également prévu des travaux d'injection et de clouage sur la digue en travers du canal entre la tranche 2 et la tranche 3. Cet ouvrage appelé « bouchon tr2-tr3 » est destiné à protéger la fouille de la station de pompage (HP) descendant en terrassement à la cote -17 NGF vis-à-vis du canal de prise d'eau coté tranche 2, pour lequel la cote a été fixée à 6.40 NGF soit une charge d'eau de l'ordre de 22 m. Cet ouvrage qui fait l'objet du présent article est considéré comme « sensible » et dimensionné « à long terme » puisque sa durée de vie est prévue entre 4 et 5 ans.

### ■ Description sommaire du site

Le site de Flamanville est situé en bordure de la Manche sur le cap de Flamanville dans le département de la Manche à 25 km au sud-ouest de Cherbourg.

La centrale de Flamanville, constituée de deux tranches nucléaires de production d'énergie électrique fait l'objet d'une extension consistant à construire une troisième tranche, le projet EPR à proximité immédiate de la tranche 2. Les tranches sont installées sur une plate-forme faisant face à la mer et refroidies à l'eau de mer.

La plate-forme à +12.40 NGF est réalisée en partie par excavation de la falaise (zone îlot nucléaire) et en partie par remblaiement sur la mer (zone salle des machines et station de pompage). (Photo 1).

### ■ Géologie - Caractéristiques des sols - Coupe stratigraphique

Le site de Flamanville se trouve en partie sur le granite et en partie sur les cornéennes (coté marin); les cornéennes sont issues du métamorphisme de contact de roches sédimentaires. La zone de contact entre granite et cornéennes est sensiblement parallèle au rivage et à la falaise rocheuse actuelle. La résistance à la compression du granite atteint 103 MPa et celle des cornéennes varie de 250 à 315 MPa. Les cornéennes sont fracturées, très compactes et de forte à très forte abrasivité. La cote du toit du rocher (cornéennes) au droit des ouvrages à construire et au niveau du bouchon tr2-tr3 se situe entre -6 et -4 NGF.

### ■ Géométrie du bouchon Tr2-Tr3 : avant tout travaux

Le bouchon est constitué d'une digue en tout venant 0/1 500 kg reposant sur le massif rocheux et d'un noyau

# de la tranche 3 de l'EPR



**Dominique Michel**  
Pôle Géotechnique  
et Fondations spéciales  
Bouygues Travaux  
Publics

d'argile de Sainte-Croix d'une largeur maximum de 13 m, situé entre +1 et +7.50 NGF. Le niveau supérieur du bouchon se situe à la cote 12.40 NGF. En amont du bouchon, le niveau du fond du canal est situé à la cote -7.65 NGF. Le niveau d'eau dans le chenal est à prendre à +6.40 NGF pour le dimensionnement du confortement du bouchon. À l'aval, aucun terrassement n'a été réalisé : on se trouve donc en fond de chenal sur le toit rocheux du massif des cornéennes à une cote moyenne de - 5 NGF au droit du bouchon. L'étanchéité du bouchon est assurée au-dessus de +1 NGF par le noyau d'argile de Sainte-Croix; et en dessous de +1 et du toit du rocher, par un voile pentalinéaire réalisé jusqu'au toit du rocher dans les années 80 et conforté en 1994 par une injection d'imprégnation au gel de silicate pénétrant de 1 m dans le rocher franc.

## ■ Solution de base

### Travaux d'étanchéité

Le rideau injecté existant était prévu d'être renforcé en début de chantier compte tenu de l'incertitude sur la pérennité des produits d'injection et du risque d'instabilité du massif injecté, par des injections permettant de réaliser un rideau étanche de 122 m de longueur et prolongé dans le rocher jusqu'à -16.50 NGF (figure 1).

### Principe de confortement

Le principe consistait à réaliser depuis une plate-forme intermédiaire à la cote +8.00 NGF un massif poids, en injectant une partie du bouchon : deux lignes de batardage encadrent un volume de terrain injecté dans la masse. Ce massif devait être entaillé avec clouage jusqu'au toit du rocher. Celui-ci devait ensuite être terrassé en pied du massif, en clouant en descendant, pour parvenir à la cote du niveau de fondation de la future station de pompage à -15 NGF (figures 2 et 3).

L'ensemble était protégé hydrauliquement par un dispositif de pompage actif situé à l'aval du voile étanche de la digue, ainsi que par un drainage passif mis en place à la fois dans le massif injecté et dans le massif rocheux de la cornéenne (figure 4).

## ■ Solution alternative

L'étude d'une solution alternative s'est avérée nécessaire pour deux raisons, l'une technique, l'autre de délai.

Aspect technique : l'étude de stabilité conduite à partir

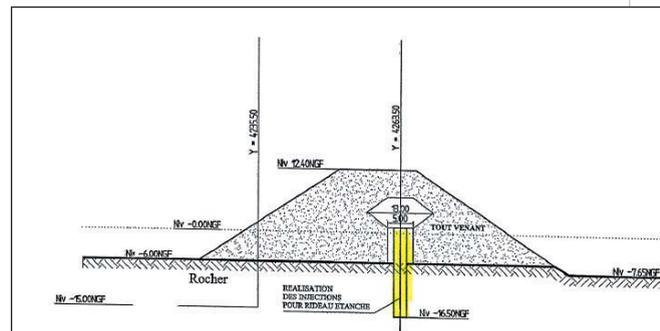


Figure 1

Base - Coupe sur bouchon tr2-tr3 : rideau d'injection sous la digue  
Base - Cross section on plug tr2-tr3 : grout curtain under the dyke

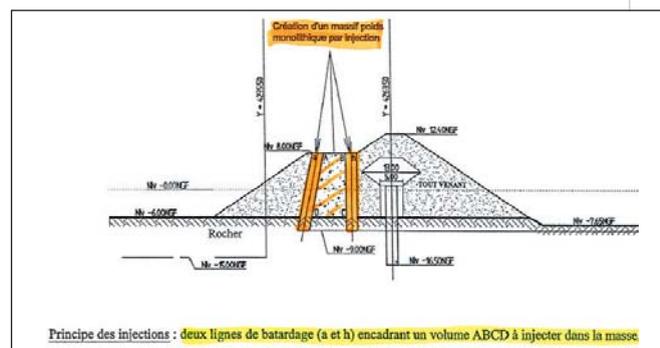


Figure 2

Base - Principe des injections  
Base - Grouting technique

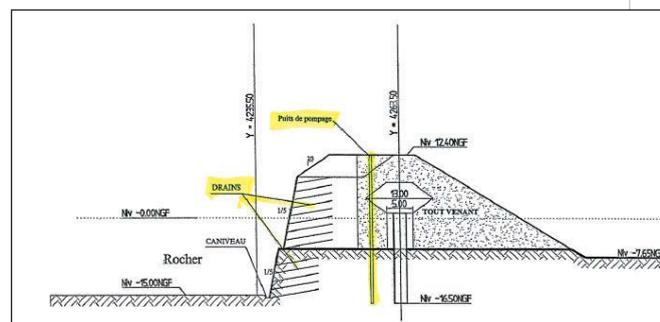


Figure 3

Base - Principe de clouage et drainage  
Base - Nailing and drainage technique

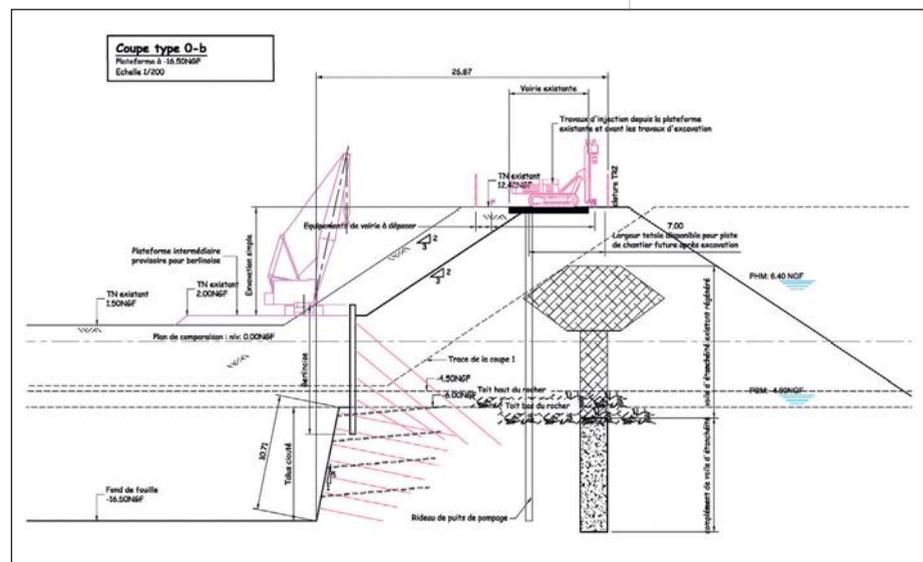


Figure 4

Bouchon tr2-tr3 : solution de base recalculée  
Plug tr2-tr3 : Recalculated basic solution

Travaux préparatoires de la tranche 3 de l'EPR de Flamanville

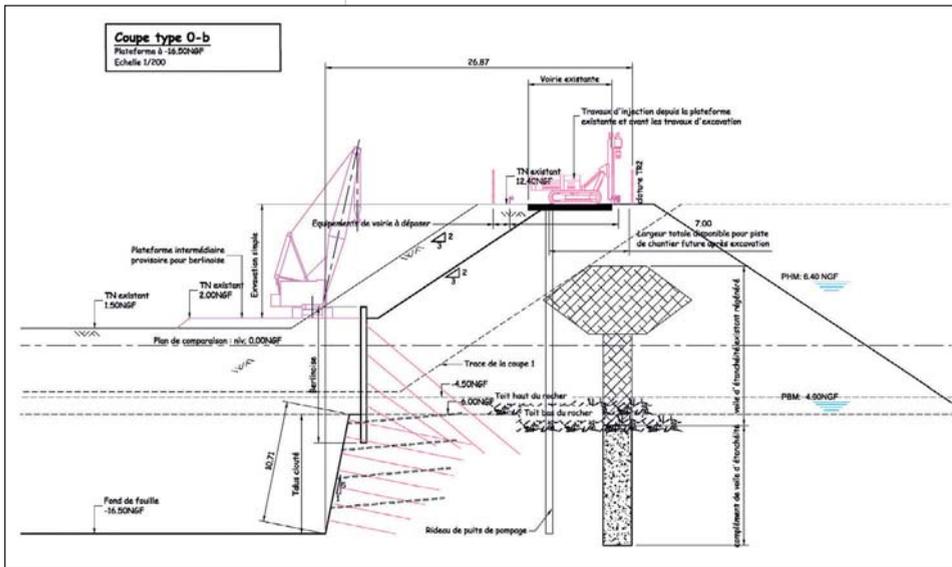


Figure 5  
Bouchon tr2-tr3 : solution alternative  
Plug tr2-tr3 : Alternative solution



Photo 2  
Travaux de tirants d'ancrage  
Anchor tie work

des paramètres de sol ressortant des reconnaissances complémentaires (notamment inclinaison des diaclases dans la cornéenne) conduit à un dimensionnement proche de la limite de faisabilité (maillage très serré des clous dans la partie inférieure) et met en évidence l'importance de la maîtrise des conditions hydrauliques. Sur ce dernier point la solution de base prévoit un dispositif de pompage « coincé » entre le voile d'étanchéité (bouchon d'argile prolongé par des injections) et le mur poids construit lui aussi par injection : l'espace disponible déjà très réduit s'est avéré encore plus restreint à la suite des reconnaissances complémentaires indiquant que le voile d'étanchéité existant était décalé vers la fouille, rendant la solution de base plus délicate à mettre en œuvre.

**Concernant les délais**, le principe de confortement de base est fortement aléatoire en matière de quantités d'injections, car le mur poids est à réaliser dans la digue, en site vierge, sous gradient hydraulique, et le volume de coulis à mettre en œuvre dépend du remblai d'origine et de l'éventuelle disparition ultérieure des fines. Les quantités prévisionnelles pouvaient ainsi varier du simple à plus du double.

Par ailleurs, le délai d'exécution des forages était lui aussi conditionné par la nature des remblais, tout comme celui des clous.

La solution alternative a consisté à supprimer le mur poids et par voie de conséquence les aspects quantitatifs aléatoires d'injection, et à réaliser un soutènement vertical de type berlinoise maintenu par un ensemble de tirants actifs précontraints. Cette alternative est indépendante de la position du voile injecté garantissant l'étanchéité et ne condamne aucun espace de pompage. Elle est également plus sécuritaire vis-à-vis des conditions hydrauliques et des phénomènes de corrosion.

■ L'aspect hydraulique

Les calculs menés pour vérifier la stabilité du bouchon ont montré que la connaissance de la piézométrie au sein de la digue, et des pressions interstitielles au sein des diaclases dans les cornéennes, était indispensable compte tenu de leurs sensibilités vis-à-vis de la stabilité générale. Une reconnaissance complémentaire a donc été engagée pour mesurer la piézométrie au sein de la digue et surtout dans la cornéenne.

Reconnaissance complémentaire

Des piézomètres avec prise de pression dans la cornéenne ont été réalisés ainsi que des piézomètres en amont et en aval du voile d'étanchéité.

Deux profils piézométriques perpendiculaires à la digue



Photo 3

Berlinoise et mur cloué en cours de terrassement

Berlin-type retaining wall and nailed wall during earthworks



Photo 4

Berlinoise et mur cloué  
Berlin-type retaining wall  
and nailed wall

Mur cloué

ont permis de vérifier la position du voile injecté existant afin de lever une incertitude sur sa position. Cette reconnaissance a permis également de reconnaître les niveaux altimétriques du toit de la cornéenne (figure 5).

## ■ Travaux réalisés - Suivi du comportement

### Soutènement bouchon Tr2-Tr3

Le soutènement réalisé au final est composé d'une berlinoise « suspendue » prolongée au-delà de son ancrage dans le rocher, par une paroi clouée jusqu'au fond de fouille (-16.90 NGF pour le plus profond).

Le soutènement berlinois a été mis en œuvre suivant la méthodologie suivante :

- réalisation d'une plate-forme à 2,40 NGF côté aval;
- forage en diamètre 600 mm et mise en place des profilés métalliques de type HEB 300, espacés de 2,50 m et ancrés de 3,60 m minimum dans la cornéenne résistante;
- la méthode de forage de type marteau fond de trou et tubage à l'avancement a été rendue nécessaire compte tenu de la nature des terrains à traverser : corps de digue et ancrage dans la cornéenne résistante. Ces travaux réalisés entre février et mars 2007, ont nécessité des moyens puissants et plusieurs essais de forage à l'aide d'outil hautement performant de type Symétrix puis Advantis;
- ancrage par trois lits de tirants précontraints de grande capacité scellés au rocher. Caractéristique des tirants : forage 165 mm - tubes à manchettes métalliques 88,9 mm équipés de 9 torons T15 maxi-

mum, gainés graissés en partie libre. Certains tirants sont équipés de cellule Gloetzl et de tête à vis pour remise en tension;

- le blindage bois par passe en descendant les terrassements de 3,40 à - 6,00 NGF. Ces travaux de blindage et tirants ont débuté en mars 2007 et se sont terminés en juillet 2007;
- justification : les calculs RIDO ont donné des déplacements maximums de 5,4 mm en tête et 8 mm en ventre.

La stabilité de l'ouvrage a été étudiée en service et justifiée au séisme à l'aide de calculs TALREN menés par Terrasol.

### Principales quantités mises en œuvre

- Surface soutenue : 600 m<sup>2</sup>
- Profilés : 43 t (26 u x 13 m)
- Tirants d'ancrage : 38 u de 12 à 22 m (tirants multitorons de 6 à 9 T15)
- 4 tirants sont équipés de cellule Gloetzl permettant la lecture directe de la tension résiduelle
- 12 tirants sont équipés de têtes à vis permettant la remise en tension éventuelle
- Butons et liernes métalliques : 40 t
- Clous dans la partie basse de -6 à -16.90 NGF.

Les clous sont constitués de barre d'acier HA40 espacés de 1,30 m pour les lits les plus critiques, notamment le premier situé à -6.20 NGF. Au total, sept niveaux de clous sont nécessaires dont les deux premiers lits sont actifs (mise en tension 12 kN) pour atteindre le fond de fouille le plus profond à -16.90 NGF. Les deux premiers mètres de rocher particulièrement altérés et fissurés ont reçu une « peau » de béton projeté. (Photos 2, 3 et 4).

Travaux préparatoires de la tranche 3 de l'EPR de Flamanville

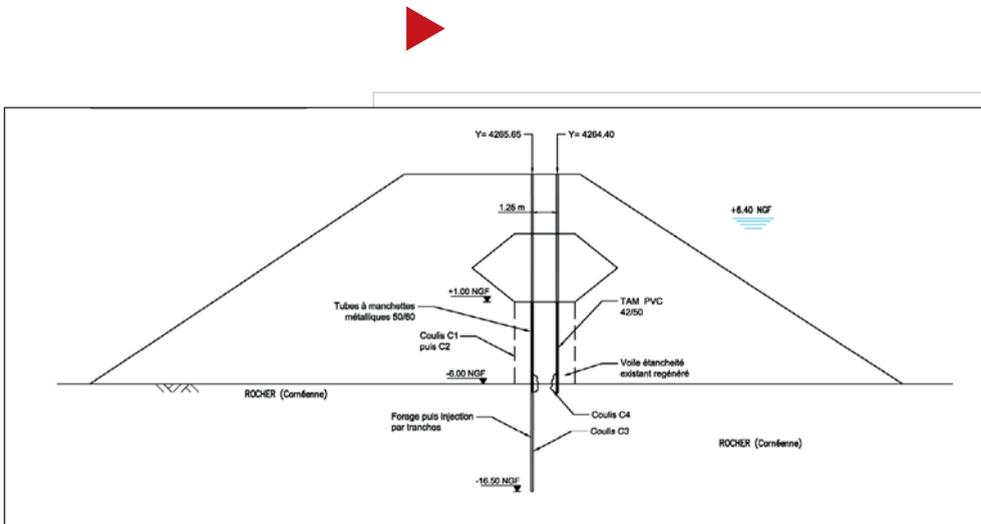


Figure 6

Travaux d'injection -  
Bouchon tr2-tr3  
Grouting work - Plug tr2-tr3

Suivi du comportement

La méthode observationnelle a été appliquée pendant la réalisation de la berlinoise en partie haute et du talus cloué en partie basse. Un suivi topographique de points mis en place sur certains des profilés berlinois, assisté d'un système d'inclinomètres, ainsi que le suivi permanent de la tension dans plusieurs tirants d'ancrage, ont permis de comparer les déplacements calculés avec ceux obtenus pendant les différentes phases d'exécution.

Ce dispositif est toujours en place et plus particulièrement les tensions résiduelles dans les tirants d'ancrage et les déplacements verticaux et horizontaux du pied de la berlinoise, sont relevées régulièrement.

Photo 5

Travaux de forage pour injection  
Drilling work for grouting



Voile d'étanchéité par injections

Ces travaux concernent le renforcement du rideau étanche tr2-tr3 existant et son prolongement dans le rocher sur une hauteur de 10 m environ, et sur un linéaire de 122 m.

Préalablement à l'exécution des forages pour injection, une campagne de sondages destructifs et de carottages a permis de reconnaître la géologie en place et plus particulièrement la présence de sable fin dans des sillons à l'interface digue-rocher ainsi que la position du voile injecté existant.

Après les difficultés rencontrées sur les premiers forages (casses et usure d'outillages), la méthodologie adoptée a été la suivante :

- préforage au marteau fond de trou avec circulation inverse de fluide;
- forage sous tubage pour équipement;
- enregistrement des paramètres de forage en continu. (Figure 6 et photo 5).

On distingue :

- la régénération du voile existant entre la base du noyau d'argile et le toit du rocher a été effectuée par l'intermédiaire de deux lignes de forages disposés suivant une maille de 1,25 m x 2,20 m. Les forages réalisés à partir de la plate-forme à 12.40 NGF sont descendus de 1,50 m dans le rocher;
- le traitement du rocher (cornéenne) est achevé à partir des forages d'une même ligne (espacement des forages 2,20 m) prolongés de 10 m sous la digue actuelle à -16.50 NGF. Les forages sont réalisés en deux phases afin d'injecter le rocher par passes descendantes par la méthode du « trou ouvert » : la première phase est réalisée jusqu'à environ -11 NGF soit 5 à 7 m dans le rocher pour injecter la première tranche. La deuxième phase est réalisée jusqu'à -16.50 NGF, soit 5 m supplémentaires dans le rocher pour injecter la seconde tranche de -11 à -16.50 NGF;
- des forages complémentaires ont été réalisés de manière à resserrer la maille à 1,10 m sur une ligne afin de traiter les sables éventuels au contact digue-rocher.

Les forages utilisés pour traiter les remblais du corps de digue et les sillons sableux sont équipés de tubes à manchettes permettant de réaliser une injection répétitive et sélective à l'aide d'obturateurs gonflables; seule l'injection des fissures dans le rocher est effectuée à trou ouvert (sans équipement).

Les coulis utilisés sont du type bentonite ciment avec des C/E (rapport pondéral ciment sur eau) allant de 0,5 pour les remblais (C1, C2) à C/E = 1 pour le traitement des cornéennes (coulis C3). Le traitement des sables des sillons à l'interface digue-rocher a nécessité

l'emploi de gel de silicate fortement dosé en silicate de soude et très pénétrant.

Ces travaux d'injection ont mis en œuvre plus de 500 forages et 1 500 m<sup>3</sup> de coulis injectés dans les remblais, sables et fissures dans le rocher, soit bien plus que les quantités initialement prévues.

Ces travaux ont été complétés par la mise en place d'un dispositif de puits de pompage à l'aval du voile d'injection permettant le rabattement du niveau d'eau à l'arrière du soutènement (sept puits devant le bouchon de 122 m), condition dimensionnante suite à l'étude de la stabilité du bouchon.

### ■ Conclusion

La construction de la station de pompage de l'EPR de Flamanville imposait de venir entailler la digue existante protégeant la fouille du canal de rejet sur une largeur d'une quarantaine de mètres et sur une grande hauteur, 20 m environ.

La solution alternative originale proposée et conçue par la direction technique, composée d'une berline suspendue dans la partie haute et d'un talus cloué dans la partie basse dans la cornéenne a permis de satisfaire aux conditions de sécurité impératives inhérentes à ce genre d'ouvrage. ■

### ABSTRACT *Preparatory work for unit 3 of the Flamanville EPR*

*D. Michel*

*For construction of the pumping station for the Flamanville EPR, the existing dyke protecting the excavation of the EPR site had to be cut, on the sea drawoff channel for the existing units, over a height of approximately 20 m. The initial consolidation solution had to be adapted according to the actual conditions encountered : type of rock, water levels and prior works.*

### RESUMEN ESPAÑOL *Obras preliminares del bloque 3 del EPR de Flamanville*

*D. Michel*

*La construcción de la estación de bombeo del EPR en Flamanville suponía de entallar el dique existente que protege la excavación de la obra EPR, del canal de captación en el mar de los bloques existentes, sobre una altura de aproximadamente 20 m. La solución inicial de consolidación se ha debido adaptar acorde a las condiciones reales encontradas : género de la roca, niveles de agua, y trabajos anteriores.*

# Élargissement et modernisation de la forme de radoub n° 1 du port de commerce de Brest

La réparation navale constitue une activité industrielle majeure sur le port de Brest. Les caractéristiques géométriques intérieures (présence de redans et radier maçonné) de la forme de radoub n° 1 ne permettaient pas d'optimiser sa fréquentation.

Le projet de modernisation consiste en un élargissement intérieur de la forme sur 180 ml (pas de changement de porte) combiné avec la construction d'un nouveau radier et l'aménagement du site pour des équipements neufs.

En proposant une variante fondée sur la construction d'un écran étanche fermé comme enceinte de réalisation des travaux, Solétanche Bachy a pu réduire les risques liés à l'instabilité éventuelle de l'ouvrage existant et aux incertitudes concernant ses multiples reconstructions.

La forme de radoub est une installation de réparation navale où différents industriels peuvent en particulier réaliser des opérations de carénage des navires. Lorsque leurs dimensions ne permettent pas qu'ils soient traités dans la forme de radoub n° 1 de Brest, les bateaux sont pris en charge par une cale sèche plus grande du port de Brest.

Pour améliorer les taux d'utilisation de la forme, la Chambre de Commerce de Brest a proposé à l'État d'entreprendre des travaux de modernisation de cet ouvrage édifié au début du XX<sup>e</sup> siècle, d'une longueur de 225 ml et d'une largeur au pied des bajoyers de 27 ml. Elle souhaite ainsi passer de 145 à 245 jours

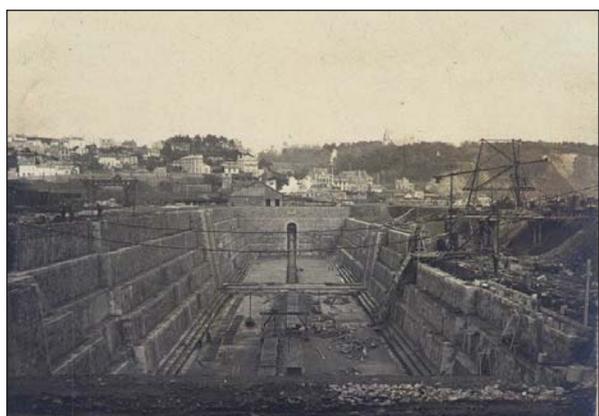
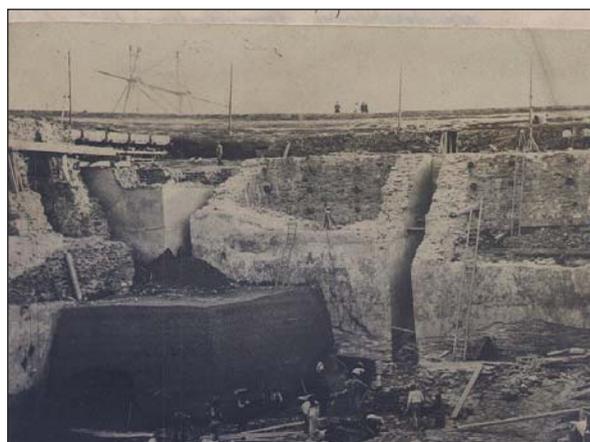


Photo 1  
Forme 1. Avancement des travaux le 30 janvier 1907  
Dock 1. Work progress on 30 January 1907



d'occupation de la forme par an. Ces travaux sont financés en partie par la Région Bretagne, la Communauté européenne et l'État, le Conseil général du Finistère et la CCI de Brest (cf. tableau I).

## ■ Historique de la forme

L'histoire de la forme est à l'origine de nombreuses particularités du site qui ont dû être prises en compte lors de la réalisation des travaux.

La forme de radoub n° 1 de Brest a été construite entre 1903 et 1908 (photo 1). La technique de construction d'origine est celle du havage de blocs maçonnés, comme en témoignent les photos d'archives.

À l'abri d'un batardeau, faisant barrage à la mer, et sur un terrain excavé à la cote + 3 CM, des caissons creux de maçonnerie sont descendus dans le terrain jusqu'au rocher à la cote - 9 CM en excavant manuellement par l'intérieur le terrain sous leur base. Ensuite, les caissons sont remplis de béton après mise en place. Le radier est constitué de maçonneries directement montées sur le rocher. Un parement de pierre de granit constitue la finition des murs, ou bajoyers.

Deux inondations entraînant des reprises en sous-cœuvre ont été répertoriées pendant cette phase (photos 2 et 3).



Sara Cascarino  
Ingénieur Travaux  
Solétanche Bachy



Yannick Fagon  
Ingénieur  
Études Maritimes -  
DDE du Finistère



Guy Berrou  
Responsable de l'antenne  
portuaire  
et aéroportuaire de Brest  
Région Bretagne

Photo 2  
Blocs repris en sous-cœuvre  
Underpinned blocks

Photo 3  
La forme 1 inondée  
Dock 1 flooded

Montant total de l'opération	13,67 ME
FEDER	2,85 ME
État	2,36 ME
Région	1,93 ME
CG 29	1,93 ME
CCI Brest	2,36 ME
TVA	2,24 ME

Tableau I  
Opération financée dans le cadre du contrat de plan État - Région 2000-2006

Project funded within the framework of the "contrat de plan" agreement between central government and the regional authority for 2000-2006

Élargissement et modernisation de la forme de radoub n° 1 du port de commerce de Brest

Photo 4  
Raccordement  
Connection

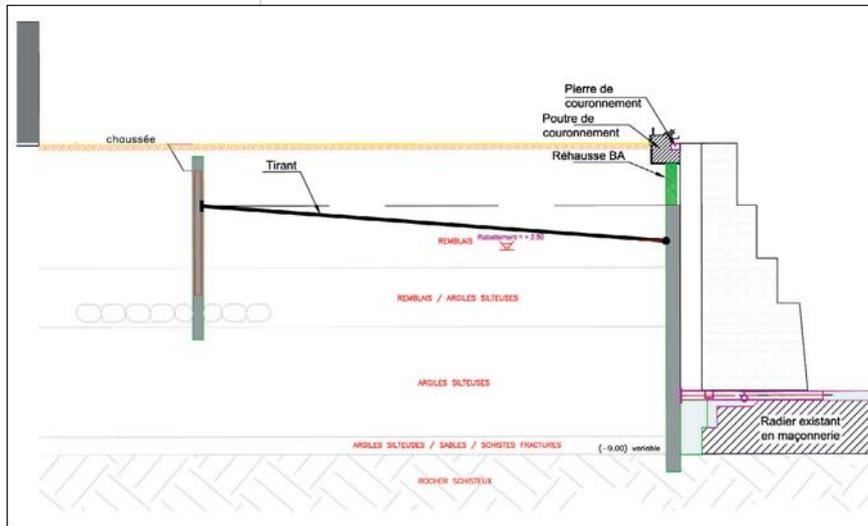
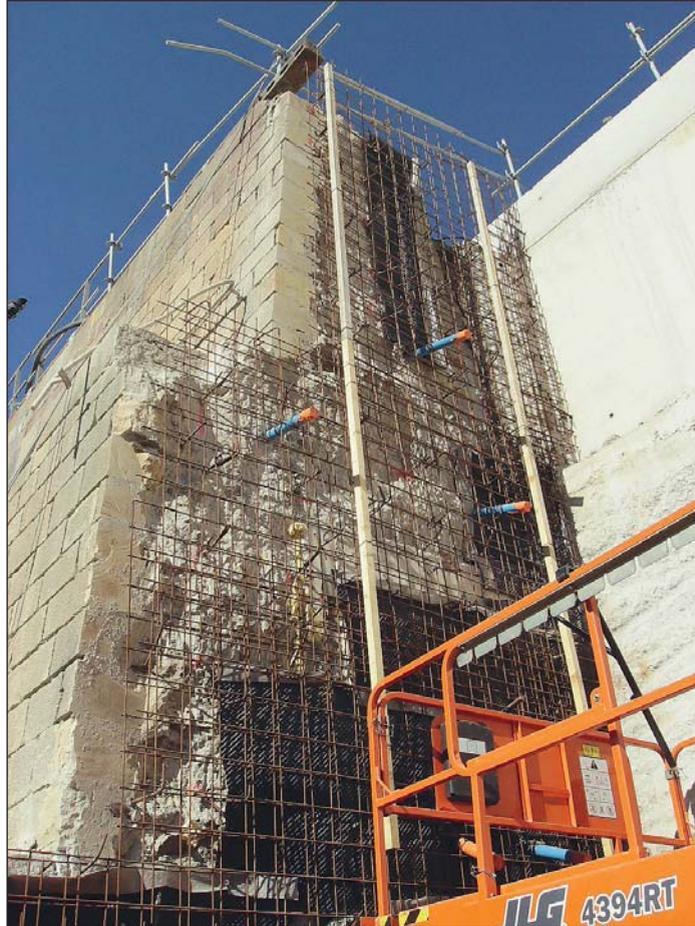


Figure 1  
Vue en coupe du système  
d'ancrage de la paroi moulée  
Cross-section view  
of the diaphragm wall  
anchoring system



En 1945, avant la libération de la ville de Brest par les alliés, les Allemands minent la totalité des ouvrages portuaires dont les bajoyers de la forme de radoub, créant ainsi des cratères de plusieurs mètres de diamètre en plusieurs endroits des bajoyers. La forme a dû être en partie reconstruite mais aucun document précis sur sa reconstruction n'a pu être retrouvé. Les cratères sont comblés par des remblais d'après-guerre hétérogènes.

■ Le projet de modernisation

Une fois l'opération inscrite au contrat de plan État-Région 2000-2006, le Service maritime de la direction départementale de l'Équipement du Finistère a lancé les études de reconnaissances géotechniques du site et des ouvrages et a réalisé les études de maîtrise d'œuvre avec l'assistance du bureau d'études Terrasol.

Le projet de modernisation, étudié entre janvier 2002 et mai 2006, prévoit un élargissement de 8 m environ de la forme, la création d'un nouveau radier plan par suppression des anciennes marches et la mise en œuvre d'un nouveau réseau de récupération des eaux séparant les eaux sales de carénage et les eaux propres. Les travaux se sont déroulés entre septembre 2006 et janvier 2008.

De plus, des poutres sont construites de chaque côté de la forme et sont équipées d'un système d'ancrage pour rail de halage. Par ailleurs, une voie de grue est également reconstruite sur la plate-forme en arrière de la paroi pour recevoir un nouvel équipement de manutention monté par la suite par la CCI de Brest qui exploite la forme.

L'élargissement intérieur de 8 m de la forme est obtenu de la façon suivante :

- une paroi moulée de 183 m de long sur une profondeur de 15,50 m est construite juste en arrière de l'un des bajoyers de la forme, le bajoyer bâbord (le système de pompage de la forme situé à tribord rend complexe et coûteuse toute solution d'élargissement symétrique);
- le bajoyer bâbord est alors démoli;
- la paroi moulée devient le nouveau mur de la forme. Aux extrémités de la paroi moulée, un raccordement doit être réalisé entre la paroi et l'ouvrage conservé, au droit des tranches de bajoyer découpées par la démolition. Ce raccordement est formé par deux murs de béton projeté, armé et ancré dans le bajoyer, de 30 cm d'épaisseur, exécuté au fur et à mesure que le bajoyer est démoli (photo 4).

Contrairement au bajoyer en place, la paroi moulée constitue un mur droit et ne présente plus de redans. L'espace gagné en pied de paroi est légèrement supérieur à la largeur du bajoyer démoli, soit 8,00 m. La suppression des marches périphérique apporte un gain de place supplémentaire et facilite la circulation des engins en fond de forme.

La paroi moulée est ancrée en pied par une fiche de 1,00 m dans le substratum rocheux, soit environ 5,00 m sous la surface du radier définitif. Elle est retenue par un lit d'ancrage de tirants passifs accroché en arrière à un rideau métallique de profilés (figure 1).

Les tirants seront mis en place après le terrassement de 25 800 m<sup>3</sup> de terrain.

La paroi moulée doit être ensuite rehaussée par un mur banché sur lequel est construite la poutre de couronnement et de halage.

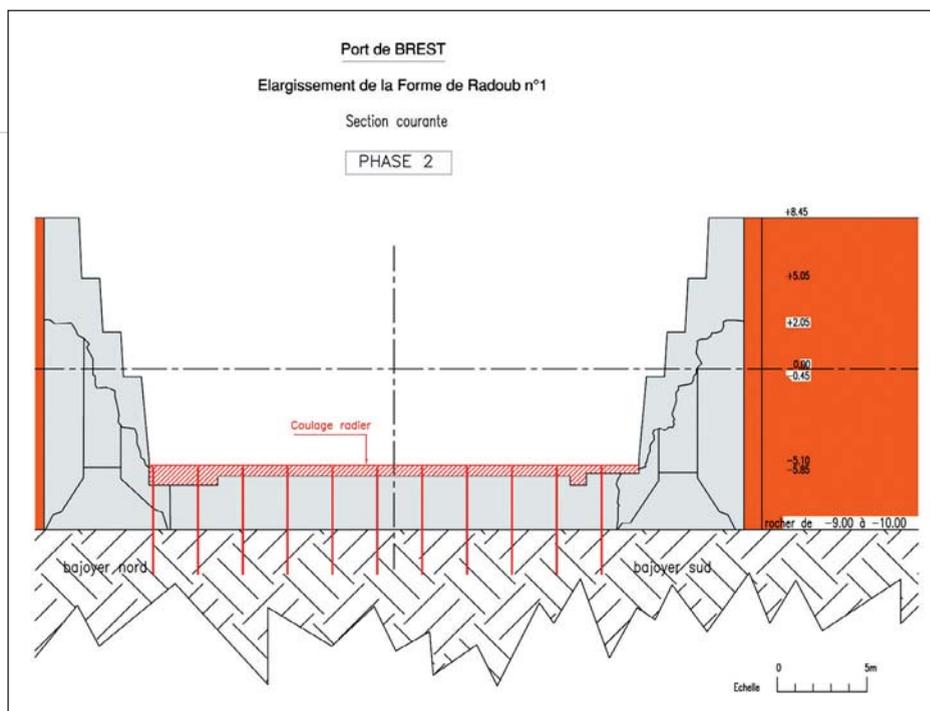
En parallèle, un radier en béton armé est construit par-dessus l'ancien radier et ancré par des micropieux dans le substratum rocheux (figure 2) pour garantir sa stabilité. Ce radier intègre le nouveau système de caniveaux. Ceux-ci, le long des murs, collectent en périphérie les eaux de ruissellement propres, qui sont pompées et rejetées en mer. Les caniveaux encerclant la zone intérieure de réparation des bateaux collectent les eaux souillées à retraiter.

### ■ Une variante décisive, l'enceinte étanche : plus de sécurité, moins d'aléas

Au cours de la consultation des entreprises, les techniques maîtrisées par Solétanche Bachy ont permis de proposer au maître d'ouvrage et à la maîtrise d'œuvre une variante d'exécution du chantier avantageuse. L'élément majeur de cette variante est la mise en œuvre préalable aux travaux, d'une enceinte étanche au moyen d'une paroi au coulis de ciment étanche descendant à 11,00 m de profondeur dans les argiles autour de la zone de travail. Cette paroi au coulis remplit plusieurs fonctions, décrites ci-après.

### Tirants actifs remplacés par des tirants passifs

L'avant-projet étudié par la maîtrise d'œuvre prévoyait l'ancrage de la paroi moulée par la réalisation d'une double nappe de tirants actifs. Or, pour la pérennité d'une structure, les services techniques centraux de l'État (CETMEF, LCPC) recommandent de privilégier les ancrages passifs dans le cas de travaux maritimes. L'enceinte étanche réalisée permet de rabattre la nappe en arrière de la paroi moulée et de terrasser. Ainsi, il est possible de poser sur une plate-forme basse des tirants d'ancrage passifs puis de remblayer à la cote finale. La pérennité de l'ouvrage, construit en milieu maritime et marnant, est ainsi largement améliorée par rapport à l'utilisation de tirants actifs. En outre, l'accroche arrière des tirants se fait sur des profilés métalliques qui sont directement introduits dans le coulis frais au moment de la perforation de l'écran étanche. Il n'y a pas d'opération de fonçage supplémentaire. La présence d'anciens cordons d'enro-



chements, ayant servi à l'assèchement des terrains portuaires gagnés sur la mer par poldérisation, rendait ces opérations de fonçage délicates.

### Sécurité d'exécution

La réalisation des tirants, suivant le projet d'origine, devait se dérouler par forage depuis les redans de bajoyer en phase de démolition, ce qui nécessitait de sécuriser au maximum les opérations, faute de place. Mais il aurait fallu travailler avec des machines de forage positionnées en hauteur, sur une plate-forme étroite provisoire, une opération délicate en soi. Et par ailleurs, la manutention des tirants actifs ainsi que leur mise en œuvre sont également, indépendamment de l'environnement de travail, des opérations délicates. En vue de garantir la sécurité des travaux, la méthode de pose des tirants passifs sur une plate-forme basse, grâce au rabattement du niveau de la nappe a donc été retenue.

#### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Paroi moulée de 800 mm : 2 800 m<sup>2</sup>
- Acier de paroi moulée : 239 t
- Paroi au coulis de 600 mm : 2 600 m<sup>2</sup>
- Profilés métalliques : 175 t
- Tirants passifs de 26 ml : 68 U
- Béton de génie civil : 1 615 m<sup>3</sup>
- Acier de génie civil : 173 t
- Démolition du bajoyer : 12 000 m<sup>3</sup>
- Ancrages de radier de 8,55 ml : 728 U
- Béton de radier : 5 900 m<sup>3</sup>
- Acier de radier : 502 t
- Déblais puis remblais : 25 800 m<sup>3</sup>
- Poutres de voie de grue (2 poutres) : 360 ml

#### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

**Maître d'ouvrage**  
Conseil régional de Bretagne

**Maître d'œuvre**  
Direction départementale de l'Équipement du Finistère

**Entreprise**  
Groupement Solétanche Bachy - Quille

Les travaux se sont déroulés entre décembre 2006 et janvier 2008

## Élargissement et modernisation de la forme de radoub n° 1 du port de commerce de Brest

Photo 5

Fin de réalisation des ancrages en avril 2007  
End of anchoring execution in April 2007



Photo 6

Réalisation de la paroi moulée  
Execution of the diaphragm wall



### Méthode adaptée au site

La réalisation du rideau arrière, combinée à celle de la paroi au coulis, permettait de s'affranchir d'obstacles potentiels types enrochements (cordons d'assèchement des polders) en garantissant leur franchissement avant l'équipement des profilés dans le coulis.

D'autre part, la pose de tirants passifs réserve généralement beaucoup moins d'aléas que le forage pour l'ancrage de tirants actifs.

Le terrassement a par exemple révélé la présence de nombreux blocs, poutres en bois, carcasses d'engins métalliques datant des travaux de réparation et des remblais d'après-guerre, qui ont pu alors être évacués.

Photo 7

Perforation de la paroi moulée et levage cage en avril 2007

Diaphragm wall drilling and cage lifting in April 2007



### Garantie de la stabilité de l'ouvrage existant

Les études d'avant-projet avaient mis en évidence que la phase de coulage de la paroi générerait des efforts de poussée (forte) du béton frais sur le bajoyer existant, qu'il convenait de réduire, en limitant la largeur des panneaux et en maintenant la forme de radoub en eau. Cette phase imposait de stopper en même temps tous les travaux en fond de forme, ce qui était très contraignant pour le respect des délais.

La création de l'écran étanche périphérique, en revanche, permet la réalisation d'une paroi moulée depuis un niveau de plate-forme abaissée de 2,00 m et maintenue à sec.

La poussée hydrostatique de la nappe phréatique est ainsi diminuée, ce qui réduit les efforts en arrière du bajoyer. D'autre part, la réalisation de la paroi moulée depuis un niveau inférieur, permet de limiter les phénomènes de poussée de béton frais lors du bétonnage des panneaux, puisque la hauteur de béton est moins grande. La largeur des panneaux a pu être optimisée et il n'a pas été nécessaire de mettre la forme de radoub en eau.

### Une paroi renforcée, un lit de butons supprimé

La nature des terrains en pied de bajoyer et de paroi au-dessus du substratum, et surtout son comportement dans le temps une fois le bajoyer démolì, étaient difficiles à apprécier. Pour garantir la pérennité de l'ouvrage, il fallait assurer la butée en pied de paroi moulée sur les 3,00 m au-dessus du substratum. Une purge était donc nécessaire.

Photo 8

Pose des tirants, fin avril 2007

*Placing of tie anchors  
at the end of April 2007*



La solution de base prévoyait deux lits de butons entre la paroi et le bajoyer, dont un lit à plusieurs mètres de hauteur, sur une largeur d'une trentaine de mètres en travers de la forme.

Solétanche Bachy a mis en œuvre en variante une solution impliquant un seul lit de butons de 6,50 m de long. Ce lit est posé à hauteur de plate-forme entre le radier coulé hors de l'emprise du bajoyer et la paroi.

Cette opération nécessite :

- de renforcer le radier, de façon à ce qu'il supporte de transmettre les efforts sur le bajoyer tribord;
- de renforcer la paroi qui doit admettre des contraintes supplémentaires provisoires;
- d'imposer le respect strict de l'ancrage de 1,00 m dans le substratum rocheux.

C'est une méthode plus rapide, plus sûre et globalement moins coûteuse que la mise en œuvre de deux lits de butons. La méthode adoptée permet d'aller purger le terrain à un mètre seulement du pied de la paroi.

## ■ Phasage et points particuliers de travaux

**Phase 1 :** depuis la plate-forme haute en arrière du bajoyer, construction de la paroi au coulis armée en deux postes de travail avec KS 2.

**Phase 2 :** vérification du niveau bas de la nappe phréatique (un rabattement aurait pu être mis en œuvre) et terrassement pour abaisser la plate-forme de travail de 2,00 m.

**Phase 3 :** démolition du redan supérieur du bajoyer à l'aide de trois BRH de forte puissance.

En fond de forme : réalisation des 550 premiers ancrages de radier. En raison des nombreuses circulations d'eau et des phénomènes artésiens en fond de forme, des injections d'un mélange de coulis de ciment silicate sont mises en œuvre pour sceller les ancrages (photo 5).

**Phase 4 :** réalisation de la paroi moulée à l'aide d'un KS 2 et d'un poste de perforation (photos 6 et 7).

**Phase 5 :** terrassement et réalisation de la plate-forme de pose de tirants, constituée d'une couche de sable entre deux nappes de géotextile (photo 8).

**Phase 6 :** pose des tirants et remblais jusqu'au niveau de la paroi moulée.

En fond de forme : ferrailage du radier, puis bétonnage en sept plots (photos 9 et 10).

**Phase 7 :** réalisation de la rehausse en béton banché (photo 11).



Photo 9

Construction du nouveau radier

*Construction of the new  
foundation raft*



Photo 10

Ferrailage radier et fosse à sonar, juin 2007

*Foundation raft reinforcing  
bars and sonar pit,  
June 2007*



Photo 11

Vue générale, fin juin 2007

*General view,  
end of June 2007*

# Élargissement et modernisation de la forme de radoub n° 1 du port de commerce de Brest

**Phase 8** : réalisation des poutres de halage nord et sud (photo 12).

**Phase 9** : démolition du bajoyer de 6,50 m d'épaisseur en pied. L'opération dure 4 mois (photo 13).

**Phase 10** : réalisation de la voie de grue arrière.  
En fond de forme : réalisation des ancrages dans la zone de pied du bajoyer démoli, ferrailage et bétonnage du radier.



Photo 12

Réalisation poutre nord, fin août 2007  
Execution of North beam, end of August 2007

Photo 13

Démolition du bajoyer et construction de la poutre de couronnement  
Demolition of the dock wall and construction of the coping wall beam



### ABSTRACT Enlargement and modernisation of dry dock No. 1 in the commercial port of Brest

S. Cascarino, Y. Fagon, G. Berrou

Naval repairs are a major industrial activity in the port of Brest. The interior geometric characteristics (presence of keyways and masonry foundation raft) of dry dock No. 1 prevented optimising its occupancy.

The modernisation project involved interior enlargement of the dock over 180 linear metres (no change of door) combined with the construction of a new foundation raft and fitting out of the site for new equipment.

By proposing a variant based on the construction of a closed watertight barrier as an enclosure for work performance, Solétanche Bachy was able to reduce the risks related to any instability of the existing structure and uncertainties regarding its many reconstruction operations.

### RESUMEN ESPAÑOL Ampliación y modernización de la forma de la carena n° 1 del puerto de comercio de Brest

S. Cascarino, Y. Fagon y G. Berrou

La reparación naval constituye una actividad industrial de suma importancia para el puerto marítimo de Brest. Las características geométricas interiores (presencia de redientes y revestimiento con mampostería) de la forma de la carena n° 1 no permitían optimizar su aprovechamiento.

El proyecto de modernización consiste en una ampliación interior de la forma sobre 180 m (sin cambio de puerta) combinada con la construcción de un nuevo revestimiento y la ordenación del emplazamiento para diversos equipos nuevos. Al proponer una variante fundada en la construcción de una pantalla hermética cerrada como recinto de ejecución de los trabajos, Solétanche Bachy ha podido reducir los riesgos vinculados con la posible inestabilidad de la obra ya existente y a las incertidumbres relativa a sus múltiples reconstrucciones.

# Le contournement routier et le franchissement de la

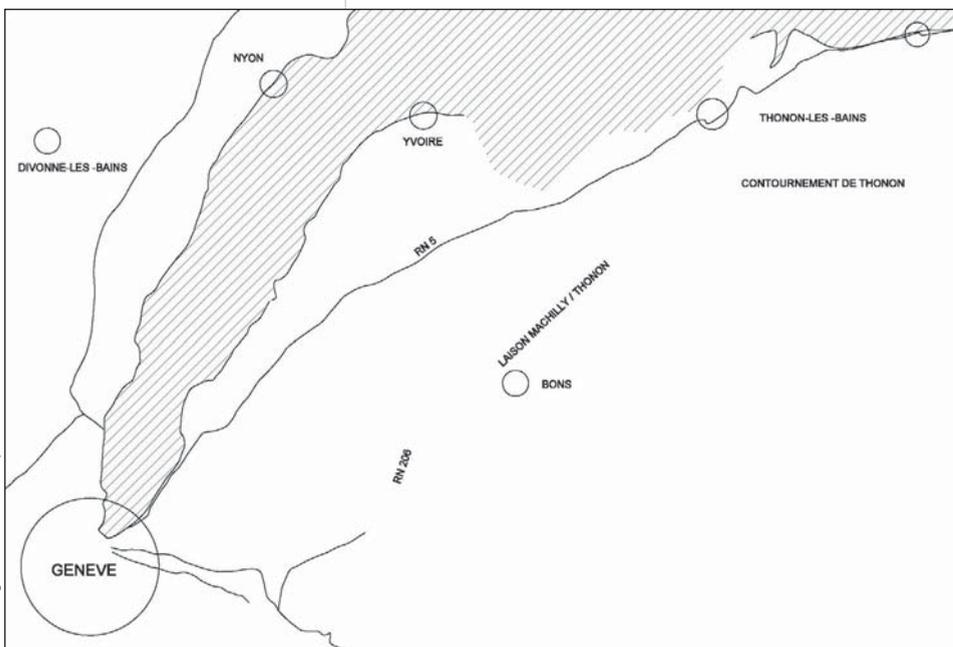


© Conseil Général de la Haute-Savoie / Laurent Guette

Photo 1

Vue depuis la rive droite de la Dranse  
View from the right bank of the Dranse

Figure 1  
Plan de situation  
Location drawing



Source Egis SE - Géotechnique

**Le projet de contournement routier de Thonon-les-Bains s'inscrit dans le projet de désenclavement du Chablais. Au niveau du passage de la Dranse, le tracé est situé à flanc de coteau. Cet article présente les contraintes de ce projet de franchissement et la solution qui a été retenue.**

## ■ Introduction

Le contournement routier de Thonon-les-Bains fait partie du plan de désenclavement du Chablais, approuvé le 7 juillet 1999 par le ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement. Déviant la RN5 pour contourner Thonon-les-Bains, ce projet fait suite au projet de l'autoroute A400 qui devait relier l'A40 à la Suisse et éventuellement l'autoroute N 9.

La DUP (déclaration d'utilité publique) de ce projet avait été prise en 1995 pour une première section Annemasse / Thonon. Elle a été cassée en 1998 après un recours.

L'alternative à l'autoroute a déjà eu un commencement de mise en œuvre. En effet, le Département avait déjà aménagé en partie à 2 x 2 voies la route départementale Bonne-sur-Ménoge (A40) / Annemasse (carrefour des Chasseurs) et l'État la RN206 entre Annemasse /

# de Thonon-les-Bains costière de la Dranse

Yves Guerpillon  
Egis Géotechnique  
Seyssins

Fabien Borsellino  
Egis Géotechnique  
Seyssins

Jean-Philippe  
Pinchart  
Egis Géotechnique  
Seyssins

Machilly, cet axe étant parallèle au début de projet A400.

La solution maintenant retenue est celle de poursuivre l'itinéraire par une voie en site propre (figure 1) :

- sous maîtrise d'ouvrage État pour le tronçon Machilly / Thonon-les-Bains;
- sous maîtrise d'ouvrage Département (Conseil général de la Haute-Savoie) pour le contournement de Thonon-les-Bains, dont la mise en service a eu lieu le 1<sup>er</sup> juillet 2008. Egis est intervenu sur le projet en tant que maître d'œuvre.

Depuis Anthy (sur la RN5 à l'est), le contournement rejoint la terrasse de Thonon-les-Bains, en passant par le viaduc du Pamphiot, puis redescend sur la RN5 en direction d'Évian par la costière de la Dranse.

Ce tracé permet de délester le trafic de transit tout en offrant une alternative au trafic interquartiers.

La prise en compte des contraintes environnementales conduit à un tracé qui limite la consommation d'espaces boisés au minimum. D'autre part, les principales zones humides : Pamphiot, Dranse, marais de la Versoie, sont évitées par le projet.

## ■ Contexte géologique, géotechnique et hydrogéologique du contournement de Thonon

Le projet de contournement de Thonon-les-Bains recoupe des formations glaciaires et fluvio-glaciaires reposant sur un substratum molassique en profondeur. Du point de vue géotechnique, le projet peut être scindé en trois parties :

- à l'est du viaduc du Pamphiot, sont principalement rencontrés les terrains morainiques; il s'agit des moraines lessivées, argiles à blocs et moraines caillouteuses). Les formations de surface sont aquifères (moraines lessivées);
- au sud de Thonon-les-Bains, les terrains fluvio-glaciaires, à tendance gravo-sableuse, sont aquifères mais le niveau de la nappe est généralement en dessous de la plate-forme d'après les relevés piézométriques disponibles;
- à l'ouest, la costière de la Dranse, d'une hauteur de 25 m environ, marque la limite des formations fluvio-glaciaires. Les moraines (argiles à blocs) affleurent sous les colluvions de pente en pied de versant. Après le passage de la costière de la Dranse, le projet se situe dans la vallée de la Dranse où se sont déposées des alluvions sablo-graveleuses.

Nous examinerons ci-après les dispositions retenues pour le passage à flanc de coteaux dans le versant Est de la costière de la Dranse.

## ■ Le franchissement de la costière de la Dranse

Entre les PK 7 et 7.5, le projet doit franchir la costière de la Dranse qui constitue un des obstacles géotechniques majeurs du tracé. Cette costière est située en bordure des terrasses de Thonon (dépôts fluvio-glaciaires) et des moraines. Ce ravin, creusé par le torrent, présente un versant emprunté par le contournement. Celui-ci est raide et est recouvert de colluvions de pente. Le talus des coteaux est localement subvertical en tête, puis la pente s'adoucit vers la base (de l'ordre de 35°). Les moraines würmiennes sont présentes en fond de vallon avec les alluvions de la Dranse et sous les dépôts fluvio-glaciaires (figure 2).

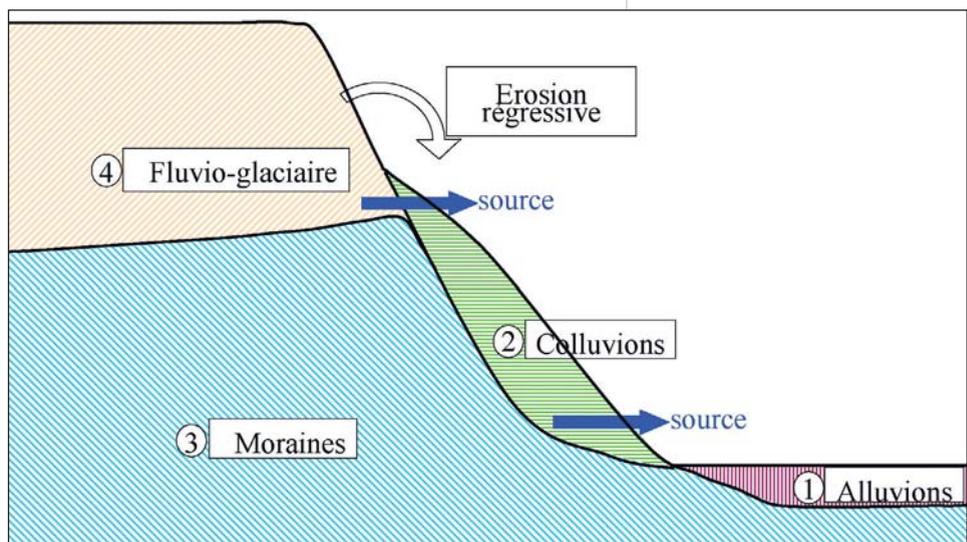


Figure 2  
Schéma géologique de la costière  
Geological diagram of the valley flank

La costière est le siège d'une érosion régressive dont le mécanisme est le suivant :

- l'horizon fluvio-glaciaire 4 est aquifère alors que les argiles à blocs (moraines 3) sont peu perméables. Dans ces conditions, des résurgences ont lieu soit au toit des moraines, soit au droit d'horizons de sables fins moins perméables;
- ces sources génèrent une érosion régressive de la partie inférieure de la costière, en particulier dans les horizons de sables fins;
- le pied de la costière est situé au bord du lit majeur de la Dranse et potentiellement exposé à la divagation de cette rivière lors de crues importantes;
- cette érosion régressive et les divagations anciennes de la Dranse sont à l'origine des falaises subverticales présentes dans la costière, falaises qui reculent en fonction de l'érosion en partie inférieure.

Le contournement routier de Thonon-les-Bains et le franchissement de la costière de la Dranse

Figure 3  
Avant le PK 7200  
Before PK 7200

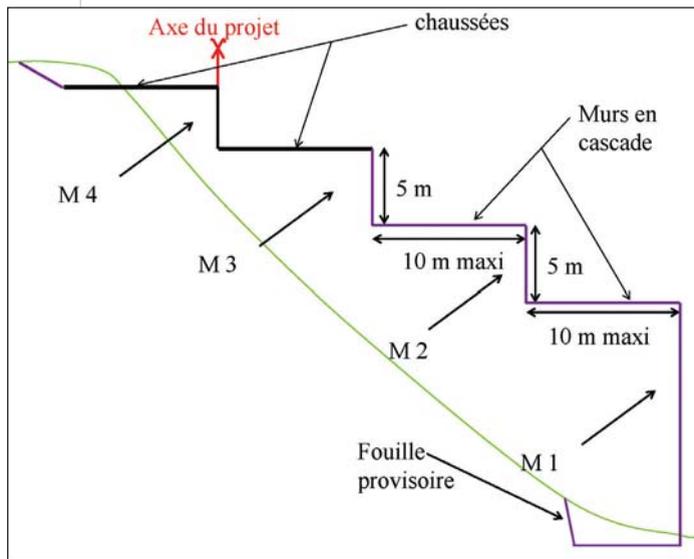


Figure 4  
Au-delà du PK 7200  
Beyond PK 7200

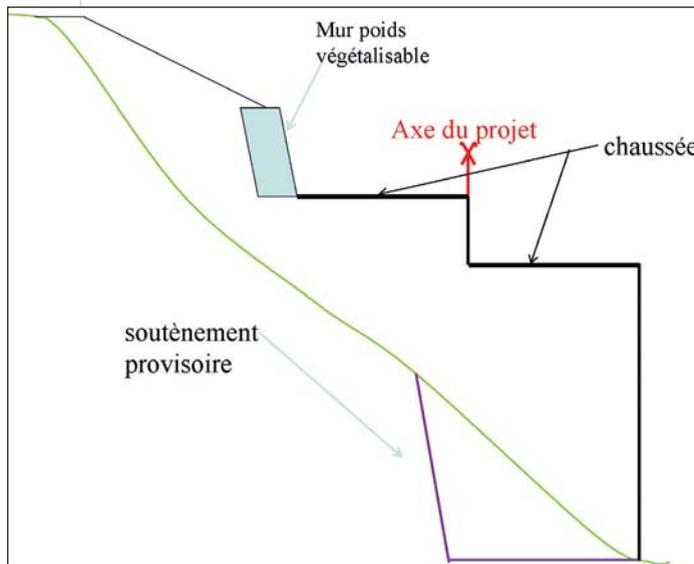


Photo 2

Les murs en cascade en phase chantier  
The cascade walls in the construction site phase



■ Hydrologie

La Dranse est, avec le Pamphiot, l'un des deux cours d'eau importants concernés par le contournement routier.

À la lecture du schéma directeur d'aménagement et de gestion des eaux du bassin Rhône-Méditerranée-Corse, il ressort que la partie aval de la Dranse est considérée comme une zone où vivent des espèces animales et végétales endémiques, rares, à forte valeur patrimoniale pour le bassin.

Le ruisseau du Berle est un petit affluent de la rive gauche de la Dranse, formé par de nombreuses sources de versant. Il s'écoule dans le lit majeur de la Dranse, avec une faible pente. Son cours divague au pied du versant, et donne ainsi naissance à une zone humide d'intérêt écologique.

Les sources sont présentes tout le long de la costière et une partie de leurs apports s'infiltré; l'autre partie alimente le ruisseau du Berle.

La vallée alluviale de la Dranse ainsi que le ruisseau du Berle et sa zone humide associée représentent un enjeu écologique fort. La vallée alluviale de la Dranse est en effet, du fait de sa divagation, un écosystème dynamique générateur d'une diversité importante d'habitats.

■ Ouvrage retenu pour le franchissement de la costière de la Dranse

Plusieurs solutions ont été analysées au stade de l'avant-projet et le choix s'est porté sur la réalisation d'une grande paroi de murs (environ 12000 m<sup>2</sup>) protégée en pied par des enrochements.

D'autres solutions techniques auraient permis le franchissement (viaduc par exemple), mais seule la solution retenue (la plus économique par ailleurs) apporte une réponse définitive au problème de l'instabilité du versant de la costière, en haut de laquelle plusieurs habitations étaient exposées au risque d'éboulement de la costière.

Compte tenu de la nécessité de réaliser des pistes de chantier, l'impact sur l'environnement était similaire pour toutes les solutions durant les phases de chantier (notamment la dérivation provisoire ou définitive du ruisseau du Berle situé en pied de costière).

En phase d'exploitation, l'impact environnemental des différentes variantes sur le fonctionnement écologique local est globalement équivalent. En effet, pour les solutions présentant un viaduc, les espaces situés sous le tablier auraient été également dénaturés.



**Photo 3**  
 Vue depuis l'aval du projet  
 View from downstream  
 of the project

© Conseil Général de la Haute-Savoie / Laurent Guette

### ■ Description des murs de la Dranse

Pour les remblais de grande hauteur, le contexte géotechnique précité a conduit à s'orienter vers des ouvrages en sol renforcé par armatures peu extensibles avec un parement vertical en béton.

Pour des raisons de stabilité générale, des murs en cascade sont localement disposés sous l'assiette des voies de circulation. L'ensemble des murs en remblai atteint une hauteur maximale de l'ordre de 25 m environ. La surface totale des murs en sol renforcé est d'environ 9500 m<sup>2</sup>. Le parement de ces murs a reçu un traitement architectural rendant à l'ensemble un aspect de falaise rocheuse. Dans cette zone de démarcation

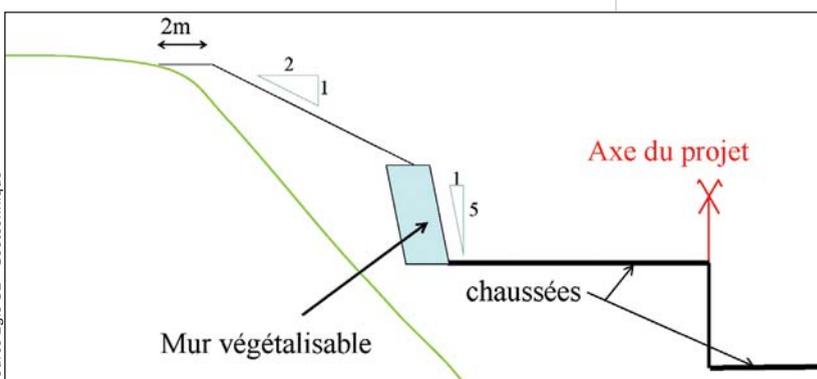
forte entre le plateau urbanisé de Thonon-les-Bains et la vallée boisée bordant la rivière, les murs de la Dranse trouvent naturellement leur place, formant comme un rempart contemporain.

En outre, les terrasses successives adoucissent visuellement l'effet de hauteur de cette costière tout en rappelant la géométrie des terrasses du vignoble de Marin situées sur l'autre rive de la Dranse.

Cette solution permet à la voie de s'inscrire dans le site tout en le révélant (figures 3, 4 et photo 2).

Pour le mur amont, situé au-dessus des voies de circulation, le choix s'est porté sur un mur poids végétalisable, soit un « mur vert » de plus de 2000 m<sup>2</sup> permettant une bonne intégration paysagère (figure 5).

Le groupement DTP Terrassements - Perrier TP - GFC - Screg a mis en œuvre les procédés VSOL pour les murs en sol renforcé, et Evergreen pour le mur végétalisable. Les matériaux de remblais utilisés pour



**Figure 5**  
 Mur poids amont végétalisable  
 Plantable upstream gravity wall



Source Egis SE - Géotechnique

## Le contournement routier de Thonon-les-Bains et le franchissement de la costière de la Dranse

Photo 4

Ouvrage hydraulique  
Ø 1500  
Culvert  
of dia. 1500 mm



Source Egis SE - Géotechnique

Photo 5

Ouvrage hydraulique  
2,50 x 3 m  
2.50 x 3 m culvert



Source Egis SE - Géotechnique

Afin de préserver les écoulements provenant de la costière, des ouvrages hydrauliques de différentes dimensions ont été réalisés : six buses de diamètre 1500 mm et deux ouvrages 2,50 x 3 m pour les deux sources les plus importantes, avec la mise en place de drains subhorizontaux pour le captage des sources. Une couche drainante de 1 m d'épaisseur a également été constituée sous la base des murs en sol renforcé afin de conforter le principe de transparence hydraulique des ouvrages réalisés (photos 4 et 5).

Des écrans acoustiques sont mis en place en crête de la costière pour protéger les habitations des nuisances sonores.

Le contournement de Thonon-les-Bains comprend d'autres murs de soutènement. Ceux-ci représentent une surface globale de plus de 10000 m<sup>2</sup> et ont permis au projet de s'inscrire dans des zones d'emprises réduites et de réaliser les culées des ouvrages d'art.

Il s'agit principalement de murs cloués à paroi en béton projeté et de murs en sol renforcé. Tous ces murs ont été habillés de pierres engrillagées, comme les 3000 m de soubassements des écrans acoustiques, afin de donner un aspect naturel et une unité visuelle à l'ensemble des ouvrages du tracé.

### ■ Conclusion

Le contournement routier de Thonon-les-Bains s'inscrit dans un cadre environnemental sensible d'un point de vue : géologique, hydrogéologique, foncier, et écologique.

Les études techniques et les travaux de construction ont été réalisés avec un souci constant de limiter les impacts du projet. Pour le franchissement de la costière de la Dranse les enjeux étaient forts : transparence



la construction des murs sont issus de déblais sélectionnés du projet. L'implantation du pied des murs en sol renforcé a dû prendre en compte ces contraintes. Le ruisseau du Berle a été dévié dans un marché de travaux préparatoires où les différentes techniques du génie végétal ont été employées et la zone humide a été préservée. Les eaux traversant le chantier ont été décantées préalablement à leur rejet dans le milieu naturel. Au final, l'intégralité du lit majeur est préservée car tous les flux et l'espace de divagation de la Dranse sont respectés.

### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

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

Conseil général de la Haute-Savoie

#### **Partenaires du maître d'ouvrage**

Région Rhône-Alpes, Syndicat intercommunal d'aménagement du Chablais (SIAC)

#### **Mandataire du maître d'ouvrage**

SED Haute-Savoie

#### **Maitre d'œuvre**

Groupement Egis Route - Scetauroute, Strates Architectes, JNC Agence Sud SA Paysagistes, Cabinet Uguet

#### **Entreprises**

Groupement DTP Terrassements - Perrier TP - GFC - Screg

hydraulique, réemploi des matériaux sensibles, stabilisation de la costière à proximité d'habitations, rétablissement du ruisseau du Berle et protection de la zone humide.

L'ensemble des acteurs du projet (maître d'ouvrage, maître d'œuvre, entreprises et bureaux d'études) ont travaillé pour insérer le projet en réussissant le pari de préserver cette zone à fort potentiel environnemental. ■

**ABSTRACT**  
*The deviation  
of Thonon-les-Bains  
and the crossing of coastal  
of the Dranse*

---

*Y. Guerpillon, F. Borsellino,  
J.-Ph. Pinchart*

*The Thonon-les-Bains by-pass project falls under the project of improving the access to Chablais. In the vicinity of the river Dranse, the project is located in a hillside. We propose to present the constraints of this project and the solution which was adopted.*

**RESUMEN ESPAÑOL**  
*Variante vial  
de Thonon-les-Bains  
y franqueo del arriate  
del río Dranse*

---

*Y. Guerpillon, F. Borsellino  
y J.-Ph. Pinchart*

*El proyecto de variante vial de Thonon-les-Bains se inscribe en el proyecto de desarrollo de las comunicaciones de Le Chablais. A nivel de su paso por el río Dranse, el trazado va ubicado a media ladera. En este artículo se presenta los imperativos de este proyecto de franqueo y la solución que se ha adoptado.*

# Les travaux d'amélioration Lots B2 - B3 - B4

**Les difficultés liées à la présence d'alluvions compressibles de marnes et calcaires altérés et d'anomalies karstiques dans le sous-sol du tracé de la LGV Rhin-Rhône lots B2 - B3 - B4 ont conduit les acteurs de ce projet à réaliser deux techniques principales dans le sol : l'installation de drains verticaux préfabriqués et la réalisation d'inclusions rigides par jet grouting armé.**

**Ces travaux ont été précédés de la réalisation de planches d'essai spécifiques à chaque zone et de reconnaissances complémentaires afin de préciser les paramètres de traitement.**

La branche Est de la LGV Rhin-Rhône, reliant Dijon à Mulhouse a fait l'objet d'une division en tranches et lots. Les lots B2 - B3 - B4 entre Loulans Verchamp et Saulnot sont exécutés par un groupement mené par GTM Terrassement et comprenant l'entreprise Ménard, spécialiste de l'amélioration des sols.

Le sujet de la préparation du sol d'assise de la ligne à grande vitesse ne peut pas être abordé de manière exhaustive par le dossier de consultation des entreprises. Les travaux à réaliser comportent donc un certain nombre de moyens d'analyse à mettre en œuvre qui détermineront la nécessité, ou non, d'employer les techniques prévues et leurs dimensionnements précis.

Ces techniques sont au nombre de deux :

- la mise en place de drains verticaux préfabriqués plats dans le sol, associés à une couche drainante horizontale, afin d'obtenir les tassements du sous-sol en cours de chantier;

- la réalisation d'un renforcement du sol par inclusions rigides de jet grouting, armées d'un tube métallique afin de limiter les tassements du sous-sol malgré une possible évolution de sa compacité pendant la durée de vie de l'ouvrage.

## ■ Les drains verticaux pour terrains compressibles

Le référentiel technique du maître d'ouvrage RFF précise la limite de déformabilité des ouvrages compatibles avec l'exploitation ferroviaire : un tassement résiduel inférieur à 2 cm sous la surcharge ferroviaire de 30 kPa. Le sous-sol immédiat est le plus souvent constitué des franges d'altération des roches calcaires ou marneuses sous-jacentes. Ces bancs qui ont subi les infiltrations des précipitations et des ruissellements de l'eau sont fracturés, décomposés et devenus moyennement compressibles à compressibles. Ils sont surmontés, au voisinage des rivières et des ruisseaux, par des amas d'alluvions modernes très compressibles.

Dans les cas de remblais, selon leur hauteur définitive, il est légitime d'envisager un tassement résiduel de ceux-ci se prolongeant pendant la durée d'exploitation de la ligne et dépassant la limite de déformation fixée. Afin de traiter ce problème de manière pertinente, une série d'expérimentations était programmée sur trois des quatre zones compressibles identifiées : les remblais R375, R393, R463, R525.

## Le remblai R375

Cet ouvrage, long de 300 m et d'une hauteur maximale de 10 m, est situé sur la coupe lithologique suivante :

- 1 - Alluvions argileuses jusqu'à 5 - 6 m;
- 2 - Marnes altérées jusqu'à 8 - 9 m;
- 3 - Marnes irisées inférieures.

La nappe phréatique est relevée à 0,5 - 1,5 m de profondeur avec des variations saisonnières. Il est assez difficile de distribuer les formations 1 et 2 qui présentent des teneurs en eau similaires de 23 à 31 % et des perméabilités et compressibilités semblables.

Cette zone a fait l'objet d'un programme de remblais d'essai comprenant :

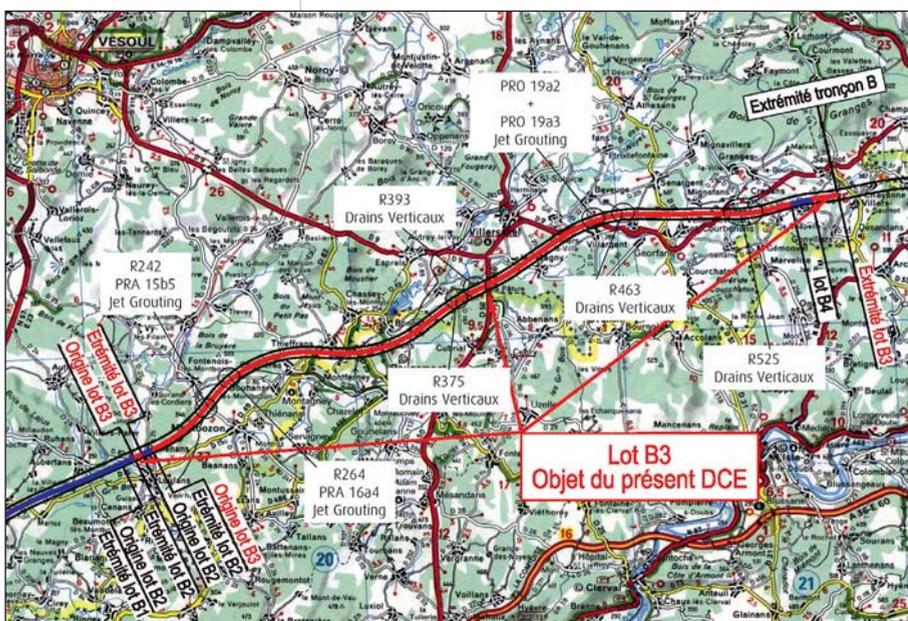
- une zone de terrain vierge chargée par un remblai de 10 m de hauteur;
- une zone de terrain comprenant des drains verticaux maille carrée 1,30 x 1,30 m chargée par un remblai identique.

L'objectif du programme de remblais d'essai étant :

- de recalculer les compressibilités et temps de consolidation du sous-sol. L'utilisation des mesures effectuées

Figure 1

Tracé de la LGV Rhin-Rhône. Lots B2 - B3 - B4  
Route of the Rhine-Rhone high-speed train line. Work sections B2 - B3 - B4



# de sol sur la LGV Rhin-Rhône



**Benoît Pezot**  
Ingénieur d'affaires  
Ménard



**Magali Boudot**  
Ingénieur travaux  
Ménard



Photos 1 et 2

Vue générale du chantier  
PRA 15b5-100 + R242

General view of site  
PRA 15b5-100 + R242

sur un chargement sur site en vraie grandeur s'avère généralement préférable à celles effectuées en laboratoire sur des échantillons de petites tailles;

- d'envisager sur des bases solides la suppression des drains verticaux dans la zone.

## Le remblai R393

R393 est un ouvrage en terre d'une longueur de 1340 m présentant une hauteur maximale de 15 m. La lithologie est la suivante :

- 1 - Alluvions argileuses jusqu'à 5-6 m de profondeur.  
Teneur en eau  $W = 20$  à  $31$  %;
- 2 - Argiles à lignite jusqu'à 8-9 m de profondeur.  
 $W = 20$  à  $38$  %;
- 3 - Calcaire coquiller.

La nappe phréatique est rencontrée à 0 - 1,50 m, avec des variations saisonnières.

Cette zone a fait l'objet d'un programme de remblais d'essai identique à R375.

Les travaux d'amélioration de sol sur la LGV Rhin-Rhône.  
Lots B2 - B3 - B4

Figure 2

Calcul des contraintes de renforcement par inclusions rigides dans une doline théorique  
*Calculation of rigid inclusion reinforcement stresses in a theoretical dolina*

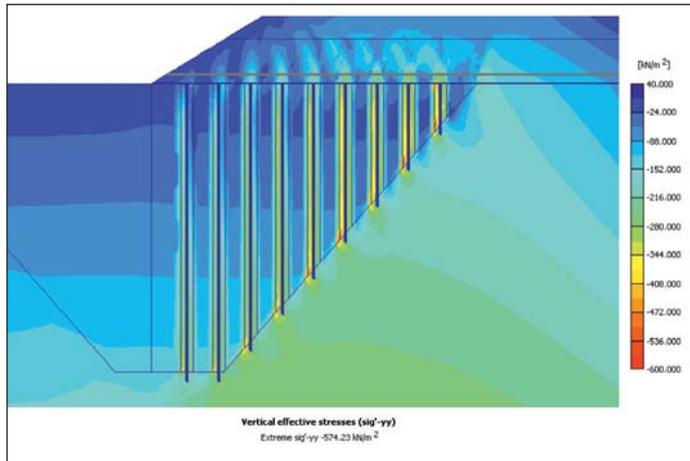
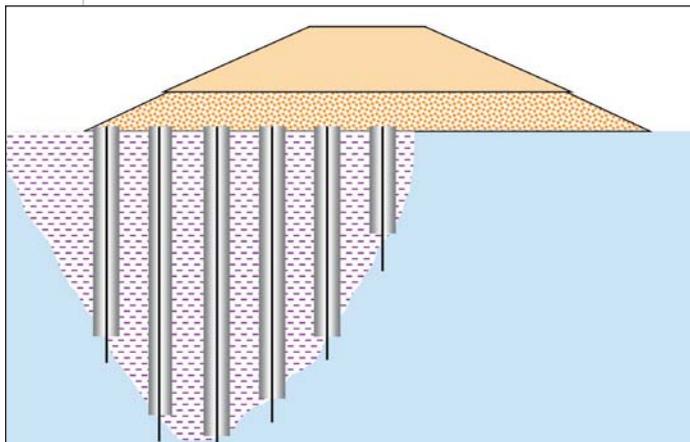


Figure 3

Principe de renforcement d'une doline théorique. Colonnes de jet grouting armées et ancrées en profondeur  
*Technique for reinforcement of a theoretical dolina. Deep-anchored reinforced jet grouting columns*



**Le remblai R463**

Cette zone d'alluvions compressibles est traitée pour la réalisation de drains verticaux sans remblai d'essai.

**Le remblai R525**

Il s'agit d'un long remblai de 1500 m dont la hauteur atteint 14,50 m. Il est situé sur la lithologie suivante :

- 1 - Alluvions argileuses compressibles du Scey. Profondeur 3-4 m (seulement sur une faible partie de l'ouvrage);
- 2 - Alluvions sablo-limoneuses et graveleuses (emprise partielle);
- 3 - Frange altérée sur 3-4 m des marnes irisées inférieures;
- 4 - Marnes irisées moyennement compressibles sur environ 25 m de profondeur puis plus compactes.

Cet horizon comprend des intercalations de gypse à partir de 20 m environ de profondeur. La dissolution partielle de ces gypses a donné naissance à des cavités dont le nombre et le volume peuvent s'accroître. La nappe phréatique est proche de la surface.

Cette zone a fait l'objet d'un programme de remblais d'essai identique à R375. Les analyses des données recueillies à cette occasion ont permis de différencier

clairement les problèmes géotechniques rencontrés et les méthodes constructives adoptées :

- le remblai R375 a pu être édifié sans drains verticaux avec la totale certitude d'une conception fiable au regard des tassements résiduels et de la stabilité de l'ouvrage.
- le remblai R393 a vu la majeure partie de son emprise traitée par drains verticaux selon un maillage carré de 1,30 m à 2,0 m de côté et pour un linéaire total de 74000 m (drain Solpac C433);
- le remblai R525 a été partiellement traité par la réalisation de 179000 m de drains Solpac C633R en maillage carré de 1,70 m de côté.

La profondeur d'installation des drains a été limitée à 15 m de façon à ne pas favoriser la circulation verticale ascendante de la nappe et activer ainsi la dissolution d'éventuels bancs gypseux.

Dans certains cas, en présence de bancs moins altérés intercalés dans le terrain il a fallu préforer des drains verticaux avant l'installation de la bande préfabriquée par fonçage statique.

**■ Renforcement du sol par inclusions rigides de jet grouting armées**

La situation du projet en zone de substratum karstique a conduit à intervenir sur le sous-sol lorsque des risques d'évolution de sa compacité étaient à prévoir.

En particulier, le risque était identifié par deux configurations possibles issues de l'altération de la roche calcaire pour les circulations d'eau dans le sol :

- en premier lieu, les dolines : la forme théorique de la doline est celle de l'entonnoir taillé dans le massif rocheux et rempli de sols issus d'altération de la roche, d'éboulis. La compacité de ce matériau est faible, sa compressibilité forte et son état est parfois métastable (figures 2 et 3);
- en second lieu, les karsts remplis d'argile : on peut les assimiler à une doline souterraine, l'altération n'étant pas parvenue en surface. Ce sont des poches de même matériau, situées en profondeur.

**LES PRINCIPAUX INTERVENANTS**

- Maître d'ouvrage : RFF
- Maître d'œuvre : Egis
- Entreprise : Ménard au sein du groupement GTM-Eurovia

Les dolines et les karsts remplis d'argile présentent deux autres caractéristiques qui doivent être prises en compte dans le choix d'une solution de remplacement de sol :

- ils peuvent contenir des vides francs;
- ils sont le plus souvent évolutifs, c'est-à-dire que l'action érosive de l'eau sur la roche est en cours, le volume de la poche compressible pouvant s'accroître;
- le chargement non uniforme de l'ouvrage en terre couplé à leur géométrie accidentée génère des efforts de cisaillement dans les inclusions rigides.

Ces configurations et leur évolution possible conduisent à imaginer un procédé de renforcement du sous-sol adapté. L'objectif du renforcement est de bloquer la déformation par compression du sous-sol sous le poids des ouvrages en terre et des ouvrages d'art. Ce blocage doit tenir compte d'une aggravation du volume des altérations.

Ce renforcement peut être obtenu par la réalisation d'éléments rigides verticaux en béton et en acier.

Les volumes de matériaux compressibles emplissant les karsts et les dolines comprennent des inclusions rocheuses dispersées de manière aléatoire et correspondant à des résidus de roches non altérées. Ainsi, la géométrie théorique en entonnoir d'une doline est-elle rarement observée en pratique sur le terrain.

Comme le montre l'image de l'anomalie karstique rencontrée sur l'ouvrage PRA 15b5-100 + R242 (figures 4 et 5), une doline peut avoir une forme complexe et la limite géométrique sol compressible/roche est difficile à définir et incertaine du fait de la présence de blocs détachés de la roche saine.

Ainsi faut-il s'assurer, à chaque inclusion dans le sol, que l'on n'a pas de faux refus sur un élément « flottant ». Pour cela, la technique des colonnes de jet grouting a été préférée à toute autre car elle présente les avantages suivants :

- le forage nécessaire pour l'inclusion est de faible diamètre (150 mm) ce qui facilite considérablement la traversée des bancs indurés et des roches flottantes;
- le forage en petit diamètre est utilisé en reconnaissance des volumes compressibles à la fois en emprise et en profondeur, indépendamment de l'injection d'une colonne de jet;
- comblement des anfractuosités rencontrées tout au long de l'inclusion par le matériau béton de sol au cours de la réalisation de la colonne. Obtention d'une nouvelle étanchéité relative du sol dans le volume traité par jet grouting.

Les colonnes sont obtenues en diamètre 800 mm par l'utilisation d'une technique mono-jet validée à l'issue



Photo 3

Les installations de chantier et la centrale de production et d'injection de coulis pour le jet grouting

*The construction plant and the grout production and injection plant for jet grouting*

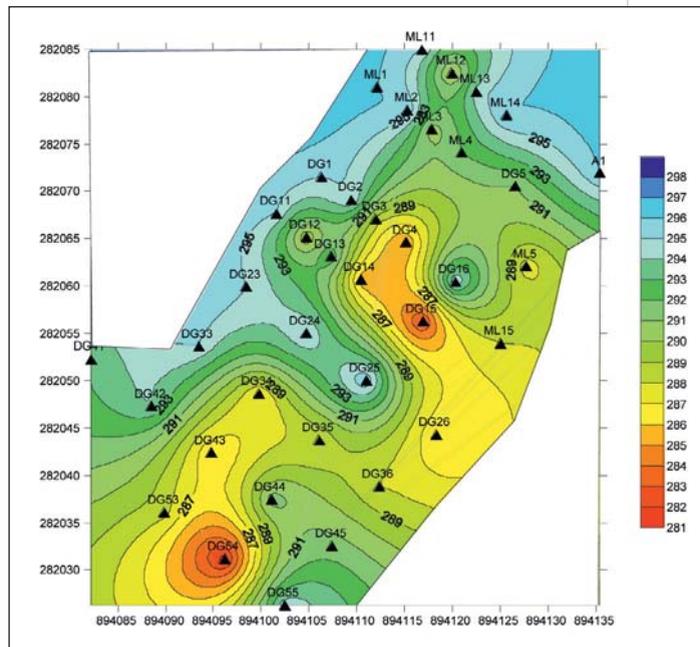


Figure 4

Anomalie karstique de l'ouvrage PRA 15b5-100. Courbes de niveau du substratum sain (document Sobesol)

*Karstic anomaly of structure PRA 15b5-100. Contour lines of the healthy substratum (Sobesol document)*

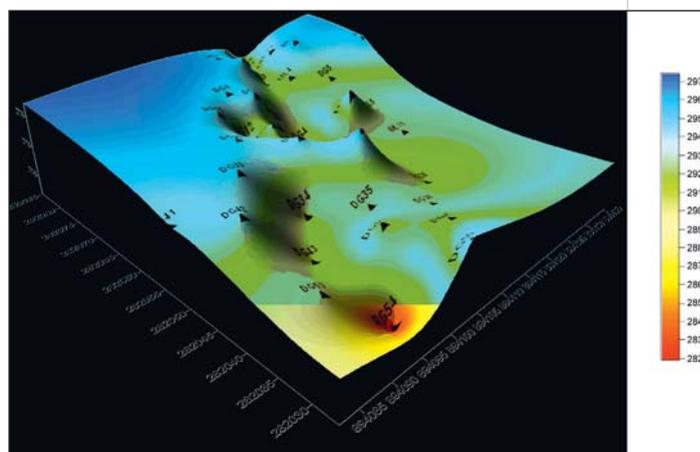


Figure 5

Anomalie karstique de l'ouvrage PRA 15b5-100. Axonométrie du substratum sain (document Sobesol)

*Karstic anomaly of structure PRA 15b5-100. Axonometry of the healthy substratum (Sobesol document)*

### Les travaux d'amélioration de sol sur la LGV Rhin-Rhône. Lots B2 - B3 - B4

▶ d'une planche d'essais. Elles sont disposées selon un maillage carré de 1,75 m de côté et sont renforcées par l'installation d'un tube d'acier de 100 mm de diamètre et de 200 kN.m<sup>2</sup> d'inertie.

Afin d'assurer l'ancrage de ce tube dans le substratum, la colonne est reforée dans son axe après sa prise et jusqu'à une profondeur supérieure à sa base.

Au total, 7500 ml de colonnes de jet grouting réparties sur quatre ouvrages d'art et deux ouvrages en terre ont été réalisées.

La principale difficulté rencontrée a porté sur la détermination des volumes de sol à traiter à la fois en emprise et en profondeur.

Certaines anomalies jugées insignifiantes en début d'exécution se sont avérées beaucoup plus volumineuses au fur et à mesure des reconnaissances par forages. Il a fallu notamment revoir à la hausse les capacités du matériel en termes de profondeur, de façon à ce qu'il atteigne 25 m.

A contrario, une doline relativement volumineuse mais peu profonde, située en R238, a été traitée en variante par des moyens de terrassement et de substitution des terrains compressibles. ■

#### **ABSTRACT** *Soil improvement work on the Rhine-Rhone high-speed train line* **Work sections B2 - B3 - B4**

*B. Pezot, M. Boudot*

*The difficulties due to the presence of compressible alluvia of marls and weathered limestones and karstic anomalies in the subsoil on the route of the Rhine-Rhone high-speed train line, work sections B2-B3-B4, led the players in this project to employ two main soil techniques : installation of prefabricated vertical drains and execution of rigid inclusions by reinforced jet grouting.*

*These works were preceded by the execution of specific testing boards for each zone and additional reconnaissance to determine the treatment parameters.*

#### **RESUMEN ESPAÑOL** *Trabajos de mejora de suelo en la LGV Rin Ródano* **Lotes B2 - B3 - B4**

*B. Pezot y M. Boudot*

*Las dificultades vinculadas con la presencia de aluviones compresibles de margas y calcáreas alteradas así como de anomalías kársticas en el subsuelo del trazado de la Línea de Alta Velocidad Rin-Ródano lotes B2-B3-B4 han conducido a los protagonistas de este proyecto en ejecutar dos técnicas principales en el suelo : instalación de drenes verticales prefabricados y realización de inclusiones rígidas mediante jet grouting armado.*

*Estos trabajos fueron precedidos de la realización de áreas de ensayos específicos para cada zona y de reconocimientos complementarios con objeto de precisar los parámetros de tratamiento.*

# ZAC Saint-Antoine

## Un projet phare

**GFC Construction réalise sur le site de la ZAC Saint-Antoine située à Cap d'Ail (06), un projet complexe de reconversion d'une friche industrielle au sein d'un tissu urbain dense. La nature des sols, à fort risque sismique, confère à ce projet des enjeux techniques importants pour la réalisation des soutènements de grande hauteur en termes de dimensionnement et de réalisation des travaux.**

CIRMAD Grand Sud assure sur ce projet la fonction d'aménageur pour le compte de la collectivité (mairie de Cap d'Ail) via sa société « Les Hauts de Saint-Antoine » ainsi que la fonction de maître d'ouvrage pour la réalisation des équipements privés.

La réalisation de l'ensemble de l'opération a été confiée à l'entreprise GFC Construction, filiale de Bouygues Construction qui a, elle-même, confié à la société Sols Essais une mission de maîtrise d'œuvre et de suivis géotechniques d'exécution pour les travaux de fondations spéciales.

L'objet du présent article est consacré exclusivement aux soutènements nécessaires à la réalisation des travaux de terrassements; le marché des fondations et soutènement a été confié à un groupement sous-traitant constitué des entreprises Solétanche et Sefi-Intrafor.

### Géologie

Le projet est situé pour sa partie sud sur des remblais gagnés sur la mer au XIX<sup>e</sup> siècle et pour sa partie nord sur des remblais nécessaires à l'établissement de la voie SNCF et à l'aménagement de l'avenue du 3 Septembre. Au-delà de ces remblais d'épaisseurs variables, apparaissent des éboulis « crus » sans matrice constitués ponctuellement de blocs de grande taille, certains plurimétriques datant du Jurassique formés de calcaire très compact et abrasif.

La perméabilité d'ensemble de ces éboulis est très forte mais néanmoins hétérogène.

Au sein de ces éboulis, il n'y a pas de nappe mais des circulations d'eau, en particulier à l'interface éboulis/substratum altéré.

Le contact éboulis/substratum présente une frange d'altération importante constituée d'éboulis très lâches ou d'argile limoneuse plus ou moins sableuse.

Sous ce contact, le substratum est constitué de marnes miocènes côté ouest, et de marnes ou marno-calcaires du Crétacé côté Est. La carte des niveaux du toit du substratum (figure 1), montre une variation importante de ce dernier sur l'emprise du site (50 m de dénivelé) et la présence d'un thalweg nord-sud à la limite de la frontière entre Monaco et Cap d'Ail.

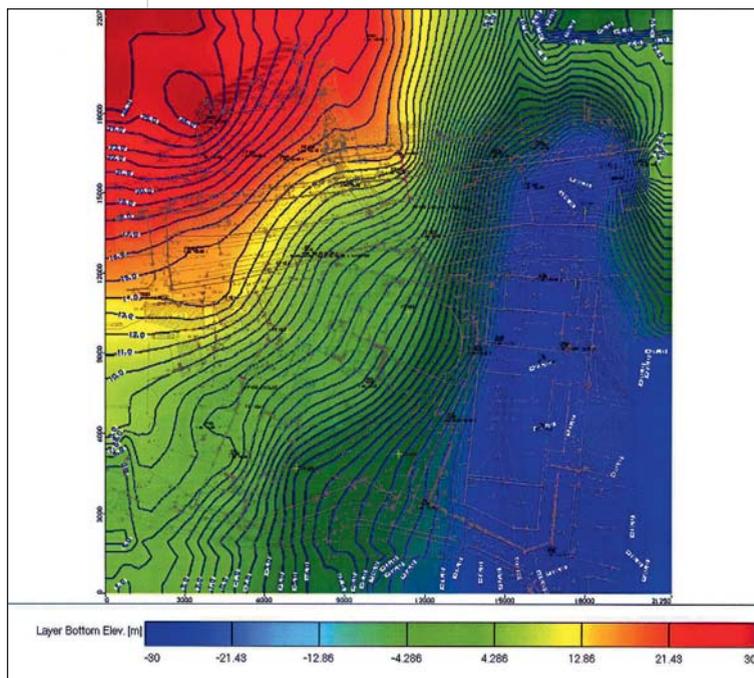
Les différents matériaux marneux, constituant le substratum présentent des horizons très hétérogènes constitués d'alternance d'argiles, sables non cohérents, faciès gréseux ou marnes localement graveleuses.

### Spécificités du projet

Le site se nichant au creux d'une topographie très contrastée et au cœur d'un site urbanisé, nécessite des terrassements de niveaux variables conduisant à des

Figure 1

Carte de niveau  
du substratum  
Map of substratum  
level



### ■ Présentation du projet

#### Généralités - Intervenants

Le projet de la ZAC Saint-Antoine au Cap d'Ail (06) est une opération d'aménagement et de promotion immobilière de grande envergure qui s'insère dans un tissu urbain dense, sur le site d'une ancienne friche industrielle composée d'une ancienne voie SNCF et du terrain désaffecté (utilisé pour le stationnement d'engins de chantier) d'une usine à gaz.

Ce projet, limitrophe du quartier de Fontvieille à Monaco, consiste à réaliser :

- une école;
- des équipements publics d'infrastructures (réseaux, espaces paysagers, voie de désenclavement);
- des logements pour actifs;
- une salle de sports couverte de 400 places et un stade bouliste extérieur;
- deux parkings (voitures et poids lourds);
- un établissement d'hébergement pour personnes âgées dépendantes.

soutènements dont le plus conséquent atteint 25 ml de hauteur. Ces soutènements sont constitués de pieux d'une longueur maximale de 31 m stabilisés par des tirants d'ancrage implantés sous les voiries et terrains environnants et par des butons.

Le site est situé dans une zone à fort risque sismique, élément qui n'a pas été sans conséquence dans le dimensionnement des ouvrages ainsi que dans le choix des techniques de réalisation.

Suite à des recherches menées sur l'ensemble du terrain de contaminations liées à l'activité de l'ancienne usine à gaz ainsi qu'à un stockage de carburants et de déchets industriels, une dépollution a été entreprise lors de la phase d'aménagement amenant des contraintes de phasage et de planification sur la réalisation des travaux.

Les fouilles concernées recoupant les éboulis de couverture et le substratum marneux ont nécessité des investigations préalables (essais de pompage) qui ont montré des circulations d'eau importante au toit du substratum et ont permis un meilleur dimensionnement du drainage.

Le retour d'expérience d'opérations voisines à Monaco a conduit le prescripteur à mettre en place un programme d'auscultation complet (déplacements, tassements, vibrations) dont les valeurs de seuils apparaissaient très strictes.

## Phase d'étude – Principes de dimensionnement

La complexité du projet (notamment l'interaction sol-structures) a nécessité des compléments d'investigations géotechniques et de nombreuses études d'avant-projet ainsi qu'une mise au point très longue des différentes pièces techniques.

Chaque partie de soutènement a fait l'objet d'une étude particulière en fonction de la hauteur à soutenir et du type de bâtiment à construire.

Sur chacune de ces zones d'étude, il a été nécessaire de procéder à des vérifications de stabilité générale en rupture circulaire à l'aide du logiciel TALREN sous sollicitations statiques et sismiques, ainsi qu'à des modélisations élasto-plastiques RIDO des soutènements. Ces calculs ont permis l'évaluation des transferts de poussée dans les planchers d'infrastructure en phase statique comme sous sollicitations sismiques.

Cependant pour certaines parois ancrées par des tirants permanents, les poussées sur le bâtiment sont nulles sauf en cas de séisme où certains planchers participent à la reprise des efforts.

À la suite de ces calculs, il a été retenu, pour l'ensemble du projet, la mise en œuvre de pieux en béton armé de 800 mm de diamètre, stabilisés par des tirants

d'ancrage actifs de 30 t à 145 t, provisoires ou définitifs suivant le type de soutènement.

Concernant les conditions hydrauliques, le principe a consisté à capter les écoulements d'eau sur la hauteur des éboulis et à maintenir, en phases provisoire et de service, la charge hydrostatique sur la hauteur du substratum marneux recoupé par les terrassements.

La phase étude d'APD s'est déroulée entre août 2006 et août 2007.

Après désignation du groupement de fondations en août 2007 et une phase d'études d'exécution basée sur les principes de dimensionnement évoqués ci-dessus, l'exécution des premiers pieux de soutènement a débuté en octobre 2007.

## ■ Réalisation des travaux

Les travaux toujours en cours à ce jour, consistent à réaliser un ensemble de neuf murs de soutènement (paroi P1 à P9, cf. figure 2) situés entre les cotes 30,00 NGF et 0,90 NGF.

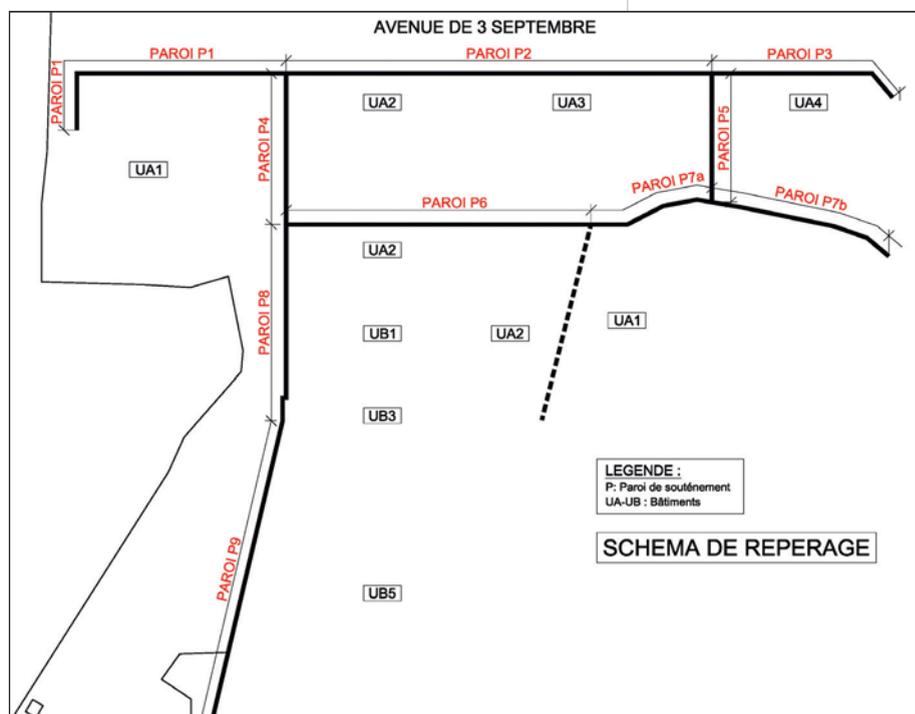


Figure 2  
Plan de repérage  
Location drawing

ZAC Saint-Antoine à Cap d'Ail. Un projet phare

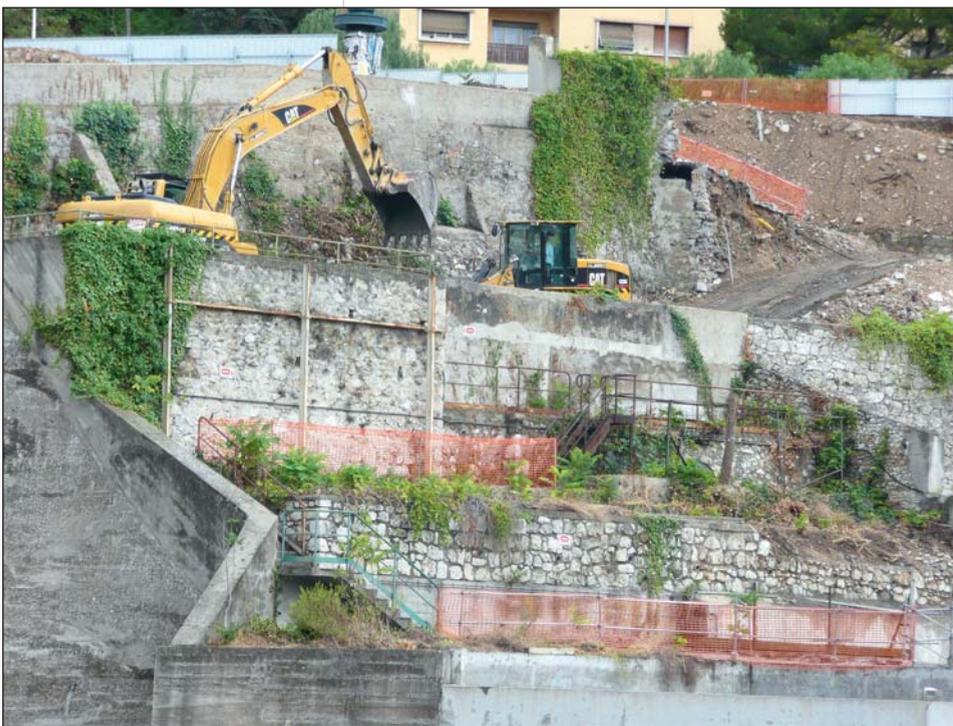


Photo 1  
État initial  
Initial state



Définitions des soutènements

De l'amont vers l'aval on rencontre les ouvrages décrits ci-après.

Paroi P1-P2-P3

La photo 1 montre le contexte de forte déclivité du terrain qui a obligé l'entreprise à effectuer des plateformes de travail en déblais-remblais d'une largeur de 10,00 ml afin de permettre d'une part, la circulation des grues de forage, et d'autre part la circulation des camions d'approvisionnement de béton.

En outre, la paroi P2, traversée par un important ouvrage enterré recevant des réseaux (passage Kleber), qui prend naissance sur la place de la Liberté et débouche sur le site, a nécessité un phasage complexe incluant la déviation de ces réseaux avant sa réalisation.

Le dévoiement des réseaux a été effectué après la réalisation de la paroi P3, à l'arrière de celle-ci sous l'avenue du 3 Septembre.

Les principales caractéristiques sont :

- hauteur des soutènements : de 4,00 à 16,00 m ;
- pieux béton armé : longueur de 7,00 à 30,00 m – Diamètre 800 mm – Espacement moyen 3,00 m ;
- tirants d'ancrage : réalisation au travers du pieu – Un à trois lits d'ancrages ;
  - > longueur moyenne : 20,00 m – Protection permanente,
  - > capacité des tirants d'ancrage : 45 t à 100 t.

Paroi P4-P5

Ces soutènements sont perpendiculaires à P1-P2-P3 :

- hauteur des soutènements : 8,00 m ;
- pieux béton armé : longueur de 12,00 à 28,00 m – Diamètre 800 mm – Espacement 2,25 m ;
- tirants d'ancrage : réalisation au travers du pieu – Un lit d'ancrage ;
  - > longueur moyenne : 12,00 m – Protection permanente,
  - > capacité des tirants d'ancrage : 50 t.

Paroi P6 + P7a (figure 3)

Ce soutènement est parallèle à P1-P2-P3 à 26,00 m en aval :

- hauteur moyenne des soutènements : 13,00 m ;
- pieux béton armé : longueur 19,00 m – Diamètre 800 mm – Espacement 2,50 m ;
- tirants d'ancrage : réalisation au travers du pieu – Cinq lits d'ancrage ;
  - > longueur moyenne : 22,00 m – Protection permanente ;
  - > capacité des tirants d'ancrage : 50 t à 120 t.

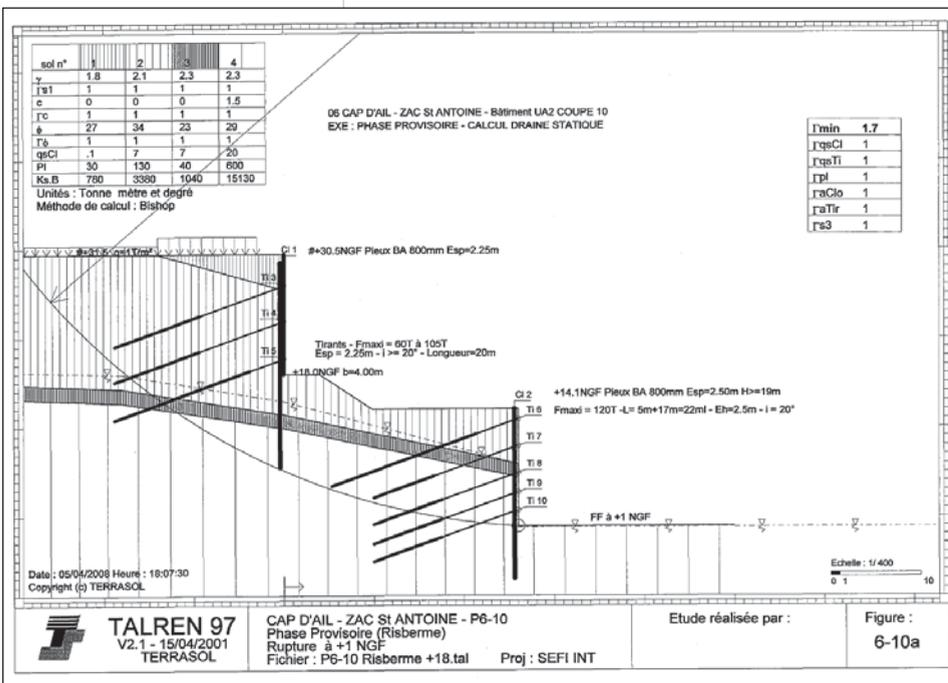


Figure 3  
Coupe 6. P2. Stabilité d'ensemble  
Cross section 6. P2. Overall stability

### Paroi P8 (figure 4)

Ce soutènement est dans le prolongement aval du soutènement P4;

- hauteur des soutènements : 20,00 m ;
- pieux béton armé : longueur 30,00 m – Diamètre 800 mm – Espacement 1,90 m ;
- tirants d'ancrage : réalisation au travers du pieu – Sept lits d'ancrage ;
  - > longueur moyenne : de 17,00 à 24,00 m – Protection permanente,
  - > capacité des tirants d'ancrage : 50 t à 145 t.

### Paroi P9

Ce soutènement en escalier est dans le prolongement aval du soutènement P8 :

- hauteur des soutènements : de 10,00 à 24,00 m ;
- pieux béton armé : longueur maxi : 29,00 m – Diamètre 800 mm – Espacement 1,80 à 2,35 m ;
- tirants d'ancrage : réalisation au travers du pieu – Trois à six lits d'ancrage ;
  - > longueur moyenne : de 15,00 à 25,00 m – Protection permanente,
  - > capacité des tirants d'ancrage : 30 t à 130 t.

### Paroi P7b

Soutènement situé en prolongement de P6-P7a :

- hauteur des soutènements : de 7,00 à 15,00 m ;
- micropieux de type II : longueur de 15,00 à 18,00 m – Diamètre 250 mm – Espacement 1,50 m ;
- armatures : tube 177,8 mm, épaisseur 12,50 mm ;
- tirants d'ancrage : réalisation au travers du pieu – Trois à cinq lits d'ancrage ;
  - > longueur moyenne : de 17,00 à 23,00 m – Protection permanente.

## Techniques mises en œuvre

### Pieux

Comme nous l'avons évoqué précédemment, les horizons très hétérogènes et disparates rencontrés sur ce site ont nécessité la mise en œuvre de techniques différentes de forages qui ont dû être adaptées en permanence au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

Le forage des pieux a débuté sur les parois P1-P2-P3 en octobre 2007 (photo 2). Deux ateliers de forage ont été mis en œuvre afin de respecter les contraintes de planning.

Les forages ont été effectués à l'aide de foreuse rotative, avec tubage à l'avancement, équipée de tarières et carottiers « longs » spécialement conçus pour ce chantier, ces derniers permettant de diminuer les risques de déviation du forage.

Les pieux forés, tubés sur la hauteur des éboulis, ont été exécutés avec une complexité maximum liée à la rencontre de blocs plurimétriques surmontant des zones

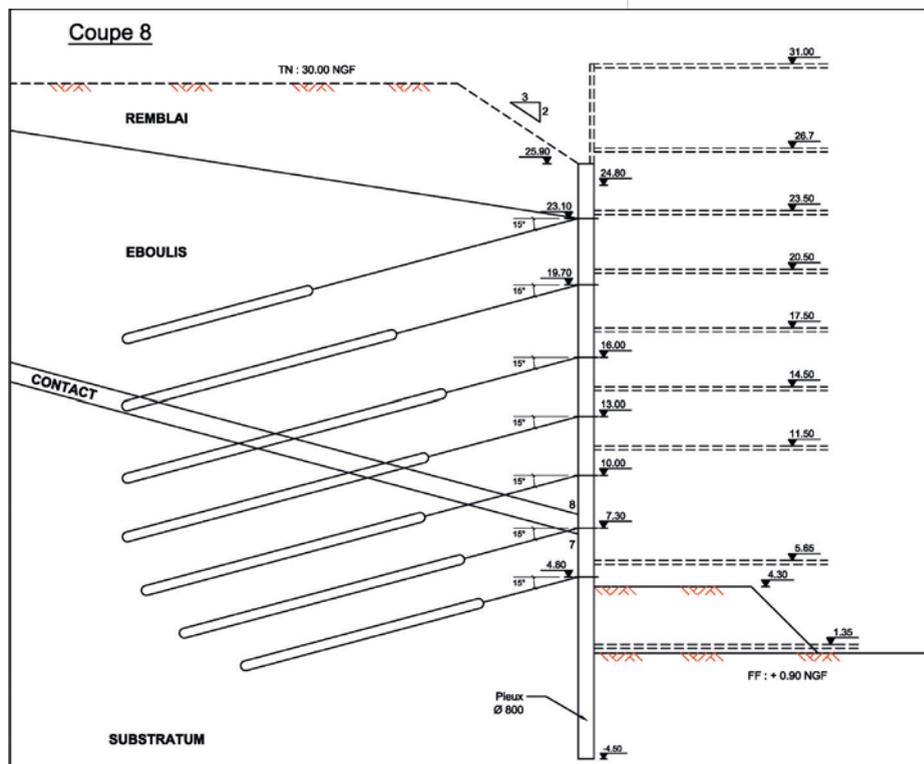


Figure 4

Coupe de principe sur P8

Schematic cross section on P8

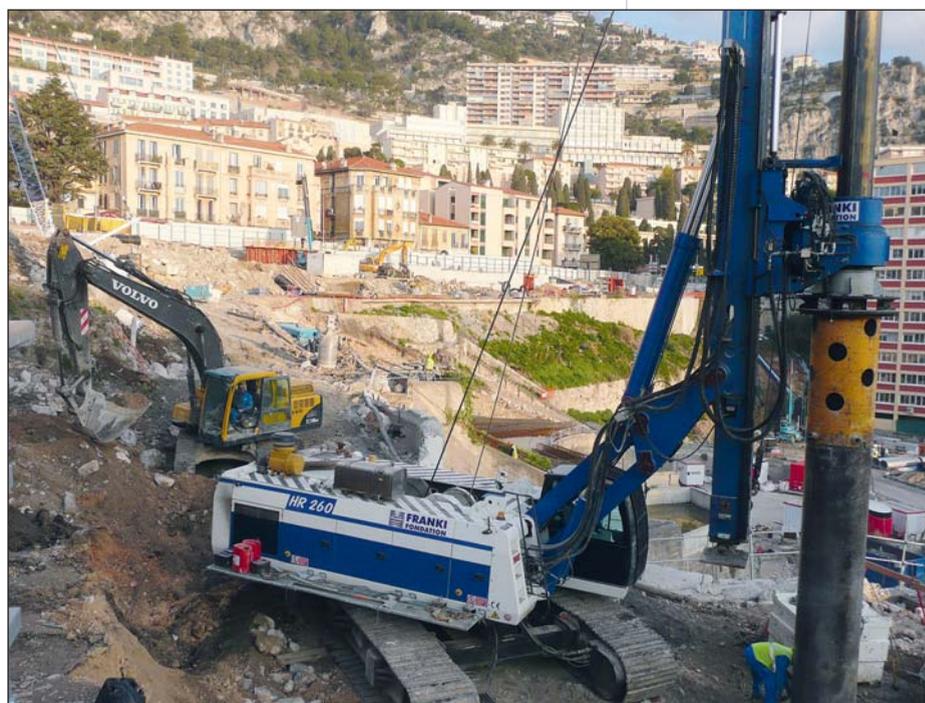


Photo 2

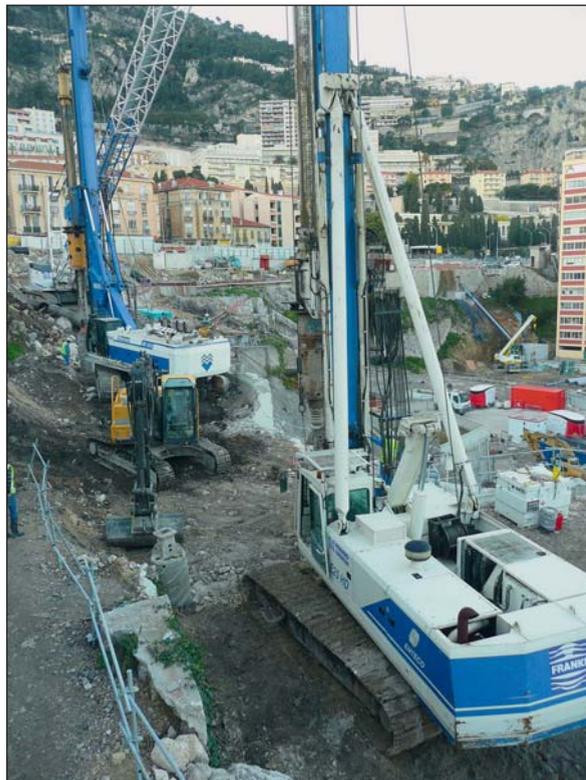
Réalisation des pieux

Execution of piles

ZAC Saint-Antoine à Cap d'Ail. Un projet phare



Photos 3 et 4  
Forages des pieux  
Piles drillings



d'éboulis crus nécessitant impérativement une protection par tubage (photos 3 et 4). Ces éboulis crus ont engendré, lors du bétonnage des pieux de fortes consommations de béton et plus particulièrement sur la zone Est (paroi P3). Chaque forage a fait l'objet d'un test de verticalité. Un laser a été introduit à l'intérieur du forage et centré dans ce dernier par l'intermédiaire d'une cage d'armature spécialement conçue pour ce contrôle; la mesure de déviation a été effectuée en tête de forage grâce à une cible graduée.

Les résultats obtenus ont été conformes aux prescriptions puisque les mesures de déviation ont été de l'ordre de 0,5 %.

**Tirants**

Les forages des tirants de type IRS (diamètre 150 mm) ont été effectués suivant la technique du marteau fond de trou avec tubage à l'avancement (photo 5).

Les principales difficultés ont été rencontrées lors de la mise en œuvre du coulis de scellement. En effet, d'importantes surconsommations de coulis ont été observées dans les éboulis et les pressions d'injection (15 à 20 bars) n'ont pu être obtenues qu'après plusieurs phases d'injection.

Afin de limiter d'une part, les quantités de coulis de scellement et d'autre part le nombre de phases d'injection, plusieurs réflexions ont été menées :

- un essai de « tirant chaussette » a été effectué à l'air libre, mais en l'absence de retour d'expérience pour des ouvrages définitifs de grande hauteur, cette technique n'a pu être retenue;
- des injections à l'aide de coulis additionné de charges ont donné entière satisfaction;
- un phasage spatio-temporel des tirants a également été mis en œuvre avec succès (réalisation des injections en plusieurs phases primaire - secondaire et en fonction des temps de séchage du coulis d'injection).

**Voile béton**

Un voile en béton projeté d'épaisseur moyenne 30 cm a été réalisé entre et devant les pieux.

À l'arrière du voile, un film type Enkadrain et des barbacanes ont été mis en œuvre sur 30 % de la surface totale des voiles afin de drainer les circulations d'eaux dans le massif et éviter la mise en charge des voiles.

**Principales quantités mises en œuvre**

- Linéaire de pieux : 3 500 ml.
- Linéaire de micropieux : 450 ml.
- Tirants d'ancrage : 11 000 ml.
- Surface de béton projeté : 5 200 m<sup>2</sup>.
- Épaisseur moyenne du voile en béton projeté : 30 cm.

**Tolérances - Instrumentation des murs de soutènement**

L'instrumentation et le suivi du comportement des ouvrages, conduits suivant la démarche de l'Eurocode 7 définissant des seuils d'alerte et des seuils d'intervention ont été mis en place dès le début des travaux.

Cette instrumentation fait l'objet d'un relevé hebdomadaire. L'exploitation des résultats est effectuée par les différents bureaux d'études afin de détecter, en

temps réel, les éventuels écarts entre le comportement attendu des ouvrages (notifié dans les notes de calcul) et le comportement réel mesuré sur le site.

Elle comprend notamment :

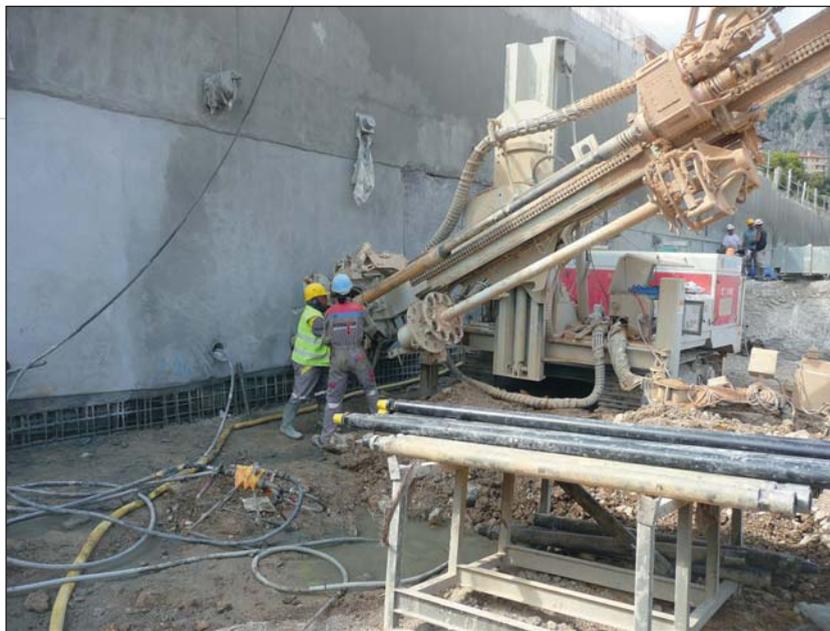
- le suivi des déformations du massif et des soutènements par des inclinomètres;
- le suivi des déformations de l'ouvrage par cibles topographiques faisant l'objet de relevés quotidiens;
- le suivi des tensions dans les tirants d'ancrage par cellules dynamométriques;
- la pose de tassomètres;
- la pose de capteurs de vibration géophones;
- la pose d'extensomètres.

### Valeurs des différents seuils, fixées par la maîtrise d'œuvre

#### Nuisances vibratoires

L'expérience acquise sur des chantiers similaires à Monaco a permis de définir des valeurs de seuils qui pourront paraître contraignantes, mais qui sont sécuritaires au regard du risque encouru d'éventuels mouvements des avoisinants.

Les capteurs de vibrations installés sur les bâtiments sont munis d'enregistreurs qui mémorisent en continu, 24 heures sur 24 toute vibration dépendante ou indé-



pendante du chantier. Cela permet de déceler les mouvements en temps réel et ainsi d'analyser l'influence des travaux sur les avoisinants.

- Seuil d'alerte :
  - > 3 mm/s pour les fréquences comprises entre 2 et 8 Hz,
  - > 5 mm/s pour les fréquences comprises entre 8 et 30 Hz,
  - > 6 mm/s pour les fréquences supérieures à 30 Hz.

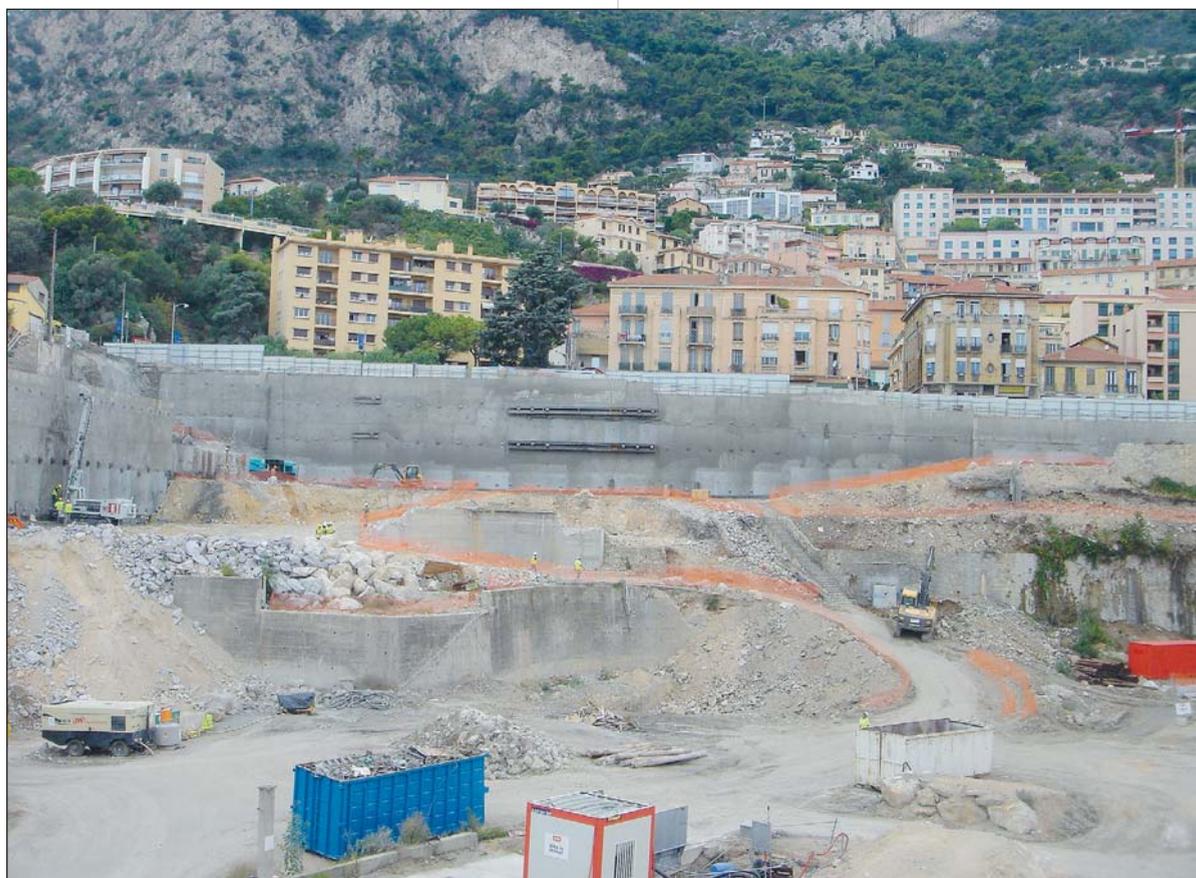
Photo 5

Le forage des tirants  
*Tie anchor drilling*



Photo 6

Vue générale des parois  
*General view of walls*



### ZAC Saint-Antoine à Cap d'Ail. Un projet phare

- Seuil d'arrêt :
  - > 5 mm/s pour les fréquences comprises entre 2 et 8 Hz,
  - > 6 mm/s pour les fréquences comprises entre 8 et 30 Hz,
  - > 8 mm/s pour les fréquences supérieures à 30 Hz.

#### Limites de déplacement

En fonction de l'environnement immédiat des soutènements (immeubles, caves, fondations, distances des soutènements par rapport aux immeubles, état des immeubles) deux zones types ont été définies :

- zones dites de faible sensibilité : déformations inférieures à 10 mm sur la hauteur de soutènement ;
- zones dites sensibles : déformations inférieures à 5 mm sur les cinq premiers mètres du soutènement puis 10 mm au-delà.

#### Tassements différentiels

Pour les constructions situées dans la zone d'influence du projet : 1/1 500.

Pour les réseaux situés dans la zone d'influence du projet : 1/1 000.

#### Tassements absolus

- Seuil d'alerte : 3 mm
- Seuil d'intervention : 5 mm

#### Tolérance de verticalité des soutènements

- Valeur maximale : 1 %.

#### ■ Conclusion

Ces travaux de soutènement de grande hauteur très complexes sur le plan technique, actuellement en cours, se déroulent de manière satisfaisante. Ceci est le fruit, d'une part, des investigations géotechniques et études menées en phase d'avant-projet et d'autre part du strict respect des différentes procédures d'exécution mises en place par les entreprises et de l'application de la méthode observationnelle. ■

#### ABSTRACT ZAC of Saint-Antoine at Cap d'Ail. A flagship project

P. Farrando

*GFC Construction is carrying out, on the site of the Saint-Antoine ZAC (mixed development zone) located at Cap d'Ail (French Riviera), a complex project for conversion of industrial waste land in the heart of a dense urban fabric. The nature of the soil, with a high seismic risk, means this project faces major technical challenges in terms of sizing and work performance for the execution of very high supporting structures.*

#### RESUMEN ESPAÑOL Zona de Acción Concertada Saint-Antoine en Cap d'Ail. Un proyecto de primera magnitud

P. Farrando

*GFC Construction está ejecutando en el emplazamiento de la ZAC Saint-Antoine ubicada en el municipio de Cap d'Ail (06), un proyecto complejo de reconversión de un solar industrial en pleno centro de un denso entramado urbano. El género de los suelos, con elevados riesgos sísmicos, proporciona a este proyecto diversos retos técnicos importantes para la realización de los muros de contención de gran altura.*

# Géologie délicate pour la déviation de Tarnos

**Gilles Goutte**  
Responsable du secteur  
amélioration des sols  
GTS

**Le tracé franchit deux zones marécageuses qui doivent être préalablement assainies et stabilisées au moyen d'inclusions rigides et de drains. Principales difficultés : un environnement exigu et un planning tendu, le tout dans un environnement météorologique exécrable.**

Ces travaux, qui s'inscrivent dans le cadre du programme de requalification de l'autoroute A63 au niveau de Bayonne, consistent à réaliser la déviation de la ville de Tarnos (Landes) en créant une liaison de raccordement entre l'autoroute, via la construction d'un échangeur (cet ouvrage s'inscrit dans un autre lot sous maîtrise d'ouvrage d'ASF), et la RD 817. Les travaux ont été confiés au groupement d'entreprises piloté par Guintoli qui a confié à GTS la réalisation des travaux de consolidation des sols.

## ■ Un réseau d'inclusions rigides

Le tracé de la future voie de circulation emprunte un itinéraire traversant deux zones marécageuses constituées principalement d'argiles.

La première se situe au niveau d'une section en remblais, qui permettra d'accéder au futur viaduc assurant le franchissement de l'autoroute. D'où la nécessité d'assainir et de stabiliser le sol avant d'apporter les matériaux de fondation.

La solution préconisée par les géotechniciens consiste à mettre en œuvre un réseau d'inclusions rigides, les colonnes de béton de 60 cm de diamètre devant être descendues à une dizaine de mètres de profondeur sous la plate-forme. Particularité de l'intervention : l'utilisation, eu égard à l'importance du diamètre à réaliser, d'une tarière creuse en lieu et place de la traditionnelle tarière à refoulement.

Cette spécificité mécanique a un impact direct sur la logistique du chantier, les matériaux issus des 5 km de forage qui seront réalisés devant être évacués alors même que l'ensemble des travaux se déroule dans un environnement particulièrement exigu.

Photo 3

Amorce de forage d'une inclusion rigide. Le conducteur d'engin doit déplacer la foreuse de façon à positionner l'outil de forage au-dessus de chacun des 520 points d'implantation des inclusions rigides à confectionner

*Start of drilling on a rigid inclusion. The machine operator must move the drilling machine so as to position the drilling tool above each of the 520 locations of the rigid inclusions to be prepared*



Photos 1 et 2

Vue d'ensemble du chantier d'inclusions rigides avec l'autoroute A63 longeant la zone de travaux en arrière-plan. À gauche : le chargement et l'évacuation des déblais. Au centre : la confection des inclusions rigides. À droite : l'approvisionnement et le pompage du béton constituant les inclusions rigides. Et toujours sous la pluie...

*General view of the rigid inclusions site with the A63 motorway running alongside the work area in the background. On the left : Loading and removal of earth cuts.*

*In the centre : making rigid inclusions. On the right : supply and pumping of concrete forming the rigid inclusions. And always under the rain...*

Géologie délicate pour la déviation de Tarnos



Photo 4

L'atelier d'inclusions rigides en cours de forage

*Rigid inclusions equipment during drilling*



Photo 5

La tarière de diamètre 600 mm est descendue à 10 m de profondeur et remonte à la surface les terres issues des forages. Les matériaux extraits des forages sont impropres à toute réutilisation, ils doivent être chargés et évacués du chantier. À raison de presque 3 m<sup>3</sup> par inclusion, ce sont environ 1500 m<sup>3</sup> qui seront extraits et transportés hors de l'emprise de la zone de travaux

*The 600 mm diameter auger is lowered to a depth of 10 m and raises to the surface the earth coming from the drill hole. The materials extracted from the drill holes are unsuitable for any recycling, and they must be loaded and removed from the site. At a rate of almost 3 cu. m per inclusion, about 1500 cu. m will be removed and transported outside the work area*



Photo 6

Préparation des coffrages pour la fabrication des dalles

*Preparation of formwork for manufacture of the small slabs*

Photo 7

Champ de dalles en béton armé mises en œuvre en tête des inclusions rigides

*Field of small reinforced concrete slabs placed at the top of the rigid inclusions*



Autre contrainte : les délais. La prestation qui incombe à GTS doit en effet être menée à bien en six semaines, le démarrage des travaux, qui avait initialement été programmé à la mi-août, ayant été repoussé à la fin septembre en raison de conditions météorologiques exécrables qui ont régné sur la région durant tout l'été. En dépit de ce timing serré, un seul atelier de forage sera mis en place eu égard, encore une fois, au déficit d'espace disponible sur la plate-forme de travail. Des barres d'acier de 25 mm de diamètre seront positionnées en tête des inclusions sitôt après la fin de mise en place du béton et sur les deux premiers mètres de hauteur. Ces armatures assureront la pérennité des fondations en accroissant leur résistance au cisaillement, caractéristique qui permettra de reprendre les contraintes horizontales générées par le tassement des remblais.

En dernière phase des dalles en béton armé d'un mètre carré de surface (épaisseur 20 cm), seront coulées en tête des inclusions. Ces coiffes de béton favoriseront un transfert maximum des efforts de pression en tête des inclusions rigides afin d'éviter que le terrain n'encaisse trop de charge, ces dalles auront donc pour effet de minimiser les tassements résiduels.

■ Un réseau de drains au maillage serré

La seconde zone de sols argileux compressibles se situe, elle aussi, sous les emprises de remblais futurs ainsi qu'aux abords du futur ouvrage hydraulique qui permettra le passage de la rivière Northon. Cet ouvrage en béton peut reprendre des efforts correspondant à des tassements de 5 cm, alors que la hauteur attendue est de l'ordre de 30 à 35 cm. D'où, là encore, l'obligation de consolider le terrain.

C'est la technique de préchargement qui a en l'occurrence été retenue. Les délais impartis à la réalisation de l'ensemble des travaux ne permettant pas d'attendre que les tassements attendus soient stabilisés, l'intervention nécessite la réalisation d'un réseau de drains au maillage serré (1,30 x 1,30 m) foncés à 8 m de profondeur, l'ensemble de l'opération représentant un linéaire de 110 km de drains à mettre en œuvre par les équipes de GTS.

Ce linéaire important, sur lequel sera mis en place un remblai atteignant 7 m de hauteur permettra de démarrer rapidement l'ouvrage, puisque 90 % des tassements seront atteints au bout de deux mois.

L'intervention de GTS, qui débutera à la mi-octobre, est elle aussi soumise à un délai partiel, les travaux devant être effectués en 7 semaines.



Photo 8

Inclusions rigides terminées avec les aciers en attente de liaison avec les dallettes de couverture

Completed rigid inclusions with reinforcing bars waiting for connection with the small cover slabs

À noter que le contexte particulier du chantier, lié à l'environnement marécageux, impose la réalisation préalable de pistes d'accès et de plates-formes de travail pour chacune des deux opérations de consolidation de sol, ces travaux préparatoires sont réalisés par les équipes de l'entreprise Guintoli avec des moyens matériels adaptés au site. ■

#### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

##### **Maître d'ouvrage**

Conseil général des Landes

##### **Maître d'œuvre**

Ingérop

##### **Coordonnateur SPS**

Ouest Coordination

##### **Entreprises**

- Guintoli (mandataire)
- GTS (sous-traitant)

## ABSTRACT

### Difficult geology for the Tarnos bypass

G. Goutte

The Tarnos bypass work involved building a road through waste lands, often compressible. Two especially difficult marshy areas were passed through by placing a network of rigid inclusions of large diameter in one case, and using the preloading technique in the other case.

This solution requires preliminary digging of 110 km of drains on which will be set up an embankment 7 m high.

All the works, to be performed to tight deadlines, are located in a cramped environment.

## RESUMEN ESPAÑOL

### Geología delicada para la variante viaria de Tarnos

G. Goutte

Los trabajos de la variante viaria de Tarnos consisten en la construcción de un carril de tráfico a través de terrenos en solares, frecuentemente compresibles.

El franqueo de dos zonas pantanosas particularmente delicadas se efectúa mediante la implementación de una red de inclusiones rígidas de diámetro importante para una y, para otra, gracias a la técnica de cargamento previo.

Esta solución precisa la excavación horizontal previa de 110 km de drenes en los cuales se realizará un terraplenado de 7 m de altura.

Todos los trabajos, sometidos a plazos muy restringidos, se encuentran en un entorno exiguo.

# Les fondations du viaduc

**Le viaduc de Vila Pouca de Aguiar est un ouvrage de l'autoroute A24 Scut interior Norte de la concession Norscut située dans le nord du Portugal, ouverte à la circulation depuis juin 2007. L'ensemble des travaux a été réalisé sous la responsabilité de Norinter filiale à 100 % du groupe Eiffage.**

**Ce viaduc a fait l'objet d'une présentation détaillée de sa construction dans Travaux n° 853 de juin 2008. Ce nouvel article montre les moyens qui ont été mis en œuvre pour édifier les superstructures en respectant des sujétions très lourdes en termes de délais.**

**Retenons ici que les travées construites par encorbellement sont de 130 mètres et que les piles les plus hautes atteignent près de 90 mètres (photo 1).**

## ■ Le contexte géotechnique

La reconnaissance géotechnique préalable à la définition de l'ouvrage a été confiée à un bureau de géologie et géotechnique portugais, CEGE; elle a été conçue et conduite par Monsieur A. S. Costa Pereira.

Le contexte géologique est typique d'un socle granitique arénisé en surface, ce qui était prévisible au vu des nombreuses boules de granite présentes dans la région.

Le programme de reconnaissance a comporté :

- l'établissement de profils sismiques longitudinaux et transversaux sur la zone de chaque appui (paires de

semelles de 10 m x 12 m ou de 16 m x 14 m en plan, les plus grandes supportant les piles à partir desquelles le tablier a été construit par encorbellements successifs);

- des sondages carottés;
- quelques essais pressiométriques;
- des essais SPT.

Des études antérieures conduites sur d'autres ouvrages, on avait tiré une corrélation, pour le socle granitique caractéristique de la région, entre les résultats des essais SPT et ceux des essais pressiométriques :

$p_t(MPa) \geq \sqrt{N_{SPT}/7}$  était une interprétation très prudente des constats.

Cette corrélation n'a pas été mise en défaut sur le site de Vila Pouca de Aguiar.

Il est apparu qu'on rencontrait, d'un flanc à l'autre de la vallée, deux types différents de granite, séparés par une faille dont la présence était attendue près du lit du Corgo (photo 2).

Sous la plupart des appuis, au-dessous de la terre végétale et de couches minces éventuelles de matériaux remaniés (activités agricoles, alluvions en fond de vallée, colluvions sur les flancs), on avait affaire à un socle altéré à partir de fissures, donc à des boules « emballées » dans un sable argileux (photo 3).

En fond de vallée, on rencontrait une épaisseur plus importante de matériaux de couverture de compacité modeste (alluvions, colluvions...). Mais dans tous les cas, la géométrie des massifs de fondation et le positionnement de leur face supérieure au-dessous de la surface du terrain conduisaient à un repos des massifs sur les arènes en place.

Photo 1

Vue d'ensemble de l'ouvrage  
Overall view of the structure



# de Vila Pouca de Aguiar

**Paul Delplace**  
Directeur des Travaux  
Norinter

**Jean-Marc Saccone**  
Directeur de Projet  
Norinter

**Pierre Vezole**  
Directeur scientifique  
Eiffage Construction



Photo 2  
Piles à proximité de la rivière Corgo  
*Piers near the river Corgo*

L'hydrogéologie pouvait être décrite assez simplement : la faible perméabilité générale des formations présentes au-dessous des sols remaniés de couverture conditionnait l'existence d'une nappe superficielle, la topographie conditionnant l'orientation globale des écoulements, avec localisation des débits dans les sols de couverture ou des circulations privilégiées au gré des discontinuités. Mais cette description générale peut évoluer d'un appui à l'autre le long des versants;

pour les appuis les plus proches de la rivière Corgo en particulier, où les fouilles pouvaient être alimentées par la nappe.

## ■ Arènes, granite en boule, fondations ?

L'altération « en boule » d'un massif de granite résulte de la progression des agents agressifs le long des discontinuités et conduit à laisser subsister des blocs parallélépipédiques de roche très dure, aux arêtes plus ou moins émoussées, séparés par un matériau meuble constitué d'arènes granitiques.

Le constructeur cherche évidemment un appui aussi homogène que possible pour ses massifs de fondation, et s'il a été amené à « déraser » au brise-roche des volumes de roche dure et à terrasser directement à la pelle des volumes meubles sous la même emprise, il tend à considérer qu'il est dans des conditions inacceptables de fondation, et cherche à substituer un volume important de sol meuble par du gros béton.

Mais deux observations sont à prendre en compte :

- la roche dure dérasée n'est vraisemblablement pas l'émergence d'un massif compact, mais plutôt une boule sous laquelle l'altération a progressé au voisinage d'une fissure subhorizontale;
- le matériau meuble présente la structure d'une roche fracturée (ce n'est qu'une question d'échelle) et ne doit pas être assimilée à un sol; une boîte de morceaux de sucres bien rangés illustre l'organisation spatiale d'une roche, tandis que les mêmes morceaux en vrac représenteraient un sol, les deux organisations présentant de toute évidence des propriétés très différentes.

Ainsi, deux facteurs contribuent à réduire considérablement l'écart de rigidité par rapport à la perception qu'on en a, et il n'est pas nécessaire d'éliminer sous une fondation les volumes meubles s'ils sont compacts, même cohabitant avec des parties rocheuses.



Photo 3  
Terrassement de la pile P13  
*Earthworks for pier P13*

Les fondations du viaduc de Vila Pouca de Aguiar

Photo 4

Ouverture de la fouille de la pile P10

Opening of the excavation for pier P10

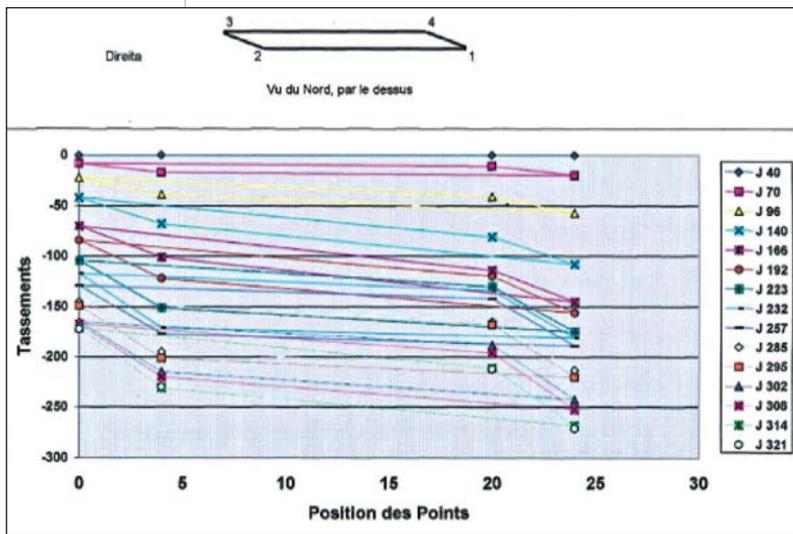


Figure 1

Courbes de suivi des tassements de la pile P11 gauche

Subsidence monitoring curves for left-hand pier P11



Il a donc été décidé de ne procéder à des substitutions que pour les volumes présentant une résistance  $q_d$  inférieure à 20 MPa (la portance mobilisée en service était de 0,5 MPa et le seuil choisi de  $q_d$  garantissait d'abord un module élevé); des essais de pénétration dynamique sont de réalisation aisée et rapide, et ils ont fourni à Belen De Ana, géotechnicienne du chantier chargée de la validation des dispositions et de leurs éventuels aménagements, des éléments de décision précieux. Les terrassements effectués à l'aide de pelles hydrauliques dont les godets étaient équipés de dents ont nécessité une intervention manuelle systématique pour éliminer complètement environ 0,2 m d'arènes foisonnées par les cisaillements imposés par la machine.

Les terrassements ont été conduits en organisant au-delà des bords de semelle ou de gros béton un fossé de collecte des eaux d'exhaure, de manière à prévenir d'éventuels délavages de béton frais. L'une des fouilles

a nécessité l'aménagement d'un drain sous l'emprise de la semelle, du fait d'écoulements ascendants locaux : le volume de cailloux recouvert par une nappe de géotextile a fait l'objet d'une injection de mortier et de coulis de ciment destinée à rétablir un module d'Young suffisant après le début de la construction de la pile (charge de confinement).

■ Fondations des piles P10 et P11

Ces appuis, qui supportent les piles les plus hautes, sont implantés de part et d'autre du Corgo et les terrassements devaient inévitablement descendre plusieurs mètres au-dessous du niveau de la nappe.

Celle-ci constituait, de par la proximité de la rivière et l'absence de colmatage des berges, une sujétion d'autant plus importante qu'on souhaitait approfondir le niveau d'assise. Mais les difficultés les plus contraignantes ont résulté de l'état d'altération du granite. Le lit du Corgo correspond bien à l'emplacement de la faille séparant les deux types de granite, et à une faille principale sont associées des fractures secondaires conférant à l'anomalie une épaisseur qui n'est pas celle d'un trait sur une carte.

L'étude des piles, notamment la prise en compte des effets du second ordre, avait été conduite sur la base d'une rigidité en rotation tirée des plus faibles valeurs de module pressiométrique (corrigée arbitrairement pour tenir compte du pessimisme des mesures résultant des remaniements des parois des forages).

L'examen des fonds de fouilles destinés à recevoir les semelles des deux appuis P10 en rive droite (photo 4), dans une zone de topographie subhorizontale, a mis en évidence une altération plus avancée que celle rencontrée jusque-là : une partie importante du feldspath avait évolué jusqu'à la forme de kaolinite. On n'avait donc plus affaire à une structure comparable à celle

d'une roche, mais bien à un sol de nature argileuse... (même si la kaolinite n'est pas une argile trop redoutée par les constructeurs).

Face à cette situation un suivi topographique renforcé du comportement des semelles a donc été décidé, au fur et à mesure de la construction des piles et des fléaux, doté d'un critère d'alerte prudent : rotation inférieure 1/1000. Les rotations sont concrètement restées dans le domaine des incertitudes de mesure, tandis que le tassement a été notablement supérieur à ceux constatés sur les appuis courants (environ 3 cm au lieu de quelques millimètres) (figure 1).

Les piles P11 sont implantées sur la rive gauche, assez escarpée (photo 5); la profondeur de la fouille pour installation des semelles évolue donc de manière importante; là aussi, la kaolinite est présente dans des proportions supérieures aux attentes. Comme l'altération diminue globalement avec l'augmentation de la profondeur sous la surface du terrain naturel, les semelles dont la sous-face est horizontale bénéficient d'un appui dont la rigidité augmente avec l'éloignement de la rivière, soit des conditions susceptibles de générer une rotation au fur et à mesure du chargement. Il était très tentant, sur le papier, de procéder à une substitution en gros béton dont la géométrie de sous-face en escalier aurait corrigé les écarts de rigidité d'appui, mais la proximité immédiate de la rivière et les objectifs de délai ne permettaient pas d'appliquer cette solution simple.

Les réflexions menées pour remédier à ce problème ont mobilisé, entre autres, les compétences de Dominique Allagnat (Egis). Divers scénarios, comme la mise en place de tirants verticaux précontraints par exemple, ont été envisagés pour s'affranchir des rotations pendant la construction des piles. La solution retenue a été une compensation par injections répétitives et sélectives, si nécessaire (démarche de type « Méthode observationnelle »).

Les mouvements ont fait l'objet de mesures fréquentes et précises, avec en référence le seuil d'alerte de rotation de 1/1000.

La pile Est, après construction des fléaux, présentait un tassement moyen de 16 mm et une rotation de 0,6/1000, valeurs tout à fait acceptables, tandis que la pile ouest présentait des déplacements comparables peu après coulage du VSP. Le bétonnage des fléaux a donc été ordonnancé de manière à ce que la fondation subisse en moyenne un moment de renversement opposé à la rotation constatée, et pour préparer une éventuelle injection de compensation, un écran vertical de colonnes de jet grouting a été réalisé le long de deux côtés de la semelle (photo 6).

Le renforcement apporté par le jet grouting fut-il plus efficace que prévu? Quoi qu'il en soit, au final, la rotation



n'a que faiblement augmenté pendant la construction des fléaux, et il n'a pas été nécessaire de procéder à une injection de compensation.

## ■ Compléments et conclusions

Le pressiomètre n'est utilisé couramment qu'en France, où il fait presque figure de monoculture. Toutefois il s'est avéré précieux sur beaucoup d'ouvrages au Portugal où il a permis de réaliser des fondations superficielles là où les investigations conformes aux usages régionaux conduisaient à préconiser des fondations



Photo 5

Confortement de la fouille de la pile P11

*Consolidation of the excavation for pier P11*

Photo 6

Colonne de jet grouting  
*Jet grouting column*

## Les fondations du viaduc de Vila Pouca de Aguiar

profondes. Nos partenaires portugais l'ont mis en œuvre avec un soin extrême et ont réalisé des essais de grande qualité. Une difficulté demeure toutefois, dans le contexte des arènes en place, à savoir l'appréciation de la correction à apporter au module pressiométrique pour tenir compte des conséquences du forage sur son voisinage immédiat.

Le constat de l'existence d'une corrélation entre les résultats d'essais pressiométriques et ceux d'essais SPT ou de pénétration dynamique n'est pas une surprise dans la mesure où on a affaire à une seule nature de sol, qui plus est saturé. Mais la pratique courante n'exploite guère en France ce type de corrélation, pourtant susceptible de rendre de réels services dans divers contextes géotechniques.

Il est vraisemblable sur chantier que, si le délai disponible pour établir la reconnaissance et les études avait été confortable, des dispositions constructives différentes auraient été retenues pour prévenir les rotations des appuis des deux piles P11.

On aurait pu par exemple réaliser des gros pieux ou des barrettes de profondeur variable, dimensionnés de manière à compenser la dissymétrie de la rigidité d'appui... Avec un peu de recul, il n'est pas certain qu'on aurait obtenu un résultat plus favorable (risque notamment de constater une rotation inverse...).

Il faut noter par ailleurs que, si les contraintes de délais ont souvent orienté les décisions, ces dernières ont toujours été prises après consultation des compétences nombreuses et complémentaires disponibles sur ce projet (cf. *Travaux* n° 853, juin 2008). ■

## ABSTRACT

**Foundations of Vila Pouca de Aguiar viaduct**

*P. Delplace, J.-M. Saccone, P. Vezole*

*The Vila Pouca De Aguiar viaduct is a structure on the A24 Scut interior Norte motorway of the Norscut concession located in northern Portugal, that has been open to traffic since June 2007. All the work was performed under the responsibility of Norinter, a fully-owned subsidiary of Eiffage group. A detailed description of the construction of this viaduct was given in Travaux No. 853 of June 2008. This new article shows the means that were employed to build the superstructure while complying with very demanding deadline requirements.*

*We may note here that the spans built by cantilevering are 130 m long and that the highest piers reach nearly 90 m.*

## RESUMEN ESPAÑOL

**Cimentaciones del viaducto de Vila Pouca de Aguiar**

*P. Delplace, J.-M. Saccone y P. Vezole*

*El viaducto de Vila Pouca de Aguiar corresponde a una estructura de la autopista A24 Scut interior Norte de la concesión Norscut ubicada al Norte de Portugal, abierta al tráfico desde junio de 2007. La totalidad de los trabajos fueron ejecutados bajo la responsabilidad de Norinter filial a 100 % del grupo Eiffage. Este viaducto ha sido objeto de una presentación detallada de su construcción en Travaux n° 853 de junio de 2008. Este nuevo artículo permite ilustrar los medios que fueron implementados para edificar las superestructuras respetando siempre las sujeciones sumamente restringentes en término de plazos.*

*Cabe señalar que los vanos se construyen por voladizo y alcanzan 130 metros, las pilas más altas alcanzan por su parte uno 90 metros.*

# Les travaux de fondations du Marina Bay Sands à Singapour



**Alistair Sim**  
Directeur  
Bachy Soletanche  
Singapore PTE LTD

La construction du Marina Bay Sands marque un tournant pour Singapour, qui se dote de son premier casino et d'un audacieux complexe touristique. Ce projet intègre un centre commercial, un musée, un centre d'affaire et un hôtel composé de trois tours coiffées d'un parc les reliant entre elles. Solétanche Bachy s'est vu confié les travaux de démantèlement d'un môle à la base de l'hôtel puis les travaux de fondations des trois tours de l'hôtel.

Las Vegas Sands, one of the world's biggest gaming companies, recently gave birth to the Marina Bay Sands project. This integrated resort will include a casino, a three tower hotel with a total of 2,600 rooms, a 200,000 square feet (19,000 m<sup>2</sup>) arts and sciences museum, a convention centre with 1,200,000 square feet (111,000 m<sup>2</sup>) of floor space, a shopping centre and one million square feet (93,000 m<sup>2</sup>) of waterside promenade.



© Marina Bay Sands

The overall project has been designed by Moshe Safdie and its hotel structures, over 50 storeys high, will dominate the Marina Bay skyline and are quite unique: each structure is different with sloping sides displayed in two directions. The three are linked at roof level by a 'sky garden' over 300 m long that will offer spectacular views of the vibrant downtown of the city (figures 1 – 2).

**Figure 1**

Le projet  
*The project*



© Marina Bay Sands

**Figure 2**

Vue aérienne du site en cours de travaux  
*Aerial view of the site during the works*

Les travaux de fondations du Marina Bay Sands à Singapour

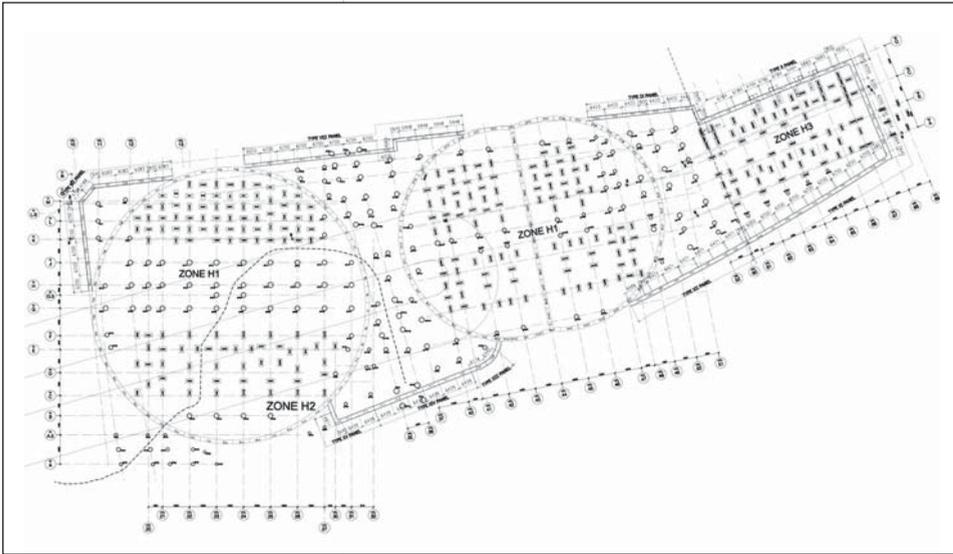


Figure 3  
Plan du projet  
Drawing of the project

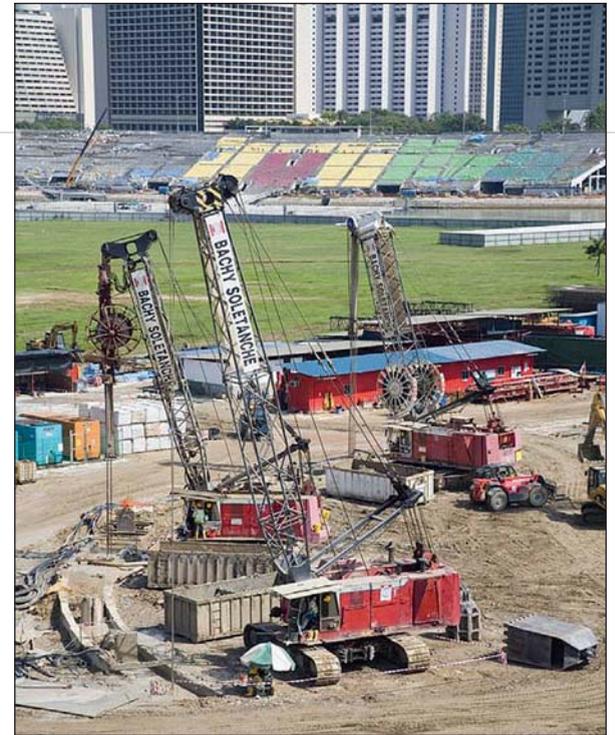


Figure 4  
Bennes KL et KS  
KL and KS tippers



Bachy Soletanche Singapore, a Solétanche Bachy subsidiary, was awarded a first contract to remove a buried mole discovered under the future hotel footprint. Subsequently, the company undertook construction of the hotel foundations and the retaining walls for the basements

■ The mole removal

A mole situated directly beneath the area where the three towers were to be built was discovered after the Las Vegas Sands Corporation had won the development rights for the first integrated resort to be built in Singapore. The mole was in fact an old breakwater for the Port of Singapore dating back to the early 1900s. It was buried in the reclamation works carried out in the 1980s to form the Marina Bay area in front of the Central Business District and forgotten. With an opening date at the end of 2009, the 14 m deep mole containing granite blocks up to 3 m diameter was clearly a major obstruction to the construction of the foundations and needed to be removed in advance if the completion date was to be met.



Figure 5  
Hydrofraise Évolution 3  
Évolution 3 hydro-cutter

After looking at a number of novel ways to rid themselves of the Mole, the client eventually awarded Bachy Soletanche Singapore a contract to construct two diaphragm wall cofferdams covering the footprint

of the Towers 1 and 2 affected by the Mole. It was decided to build around Tower 1 a 100 m diameter shaft (baptised the 'doughnut') and for Tower 2 a 2 x 75 m twin cell (called, of course, 'the peanut'). The bulk excavation of the circular shaft along with the removal of the rock and the subsequent backfilling with sand to allow the subsequent foundation works to continue unhindered was to be part of the job. The layout of the diaphragm walls for the Mole removal was adapted such that much of it could double up as the permanent retaining walls for the hotel basements. They were also load bearing in certain sections allowing the part of the superstructure loads to be supported hence creating efficiencies for the balance of the foundations (figure 3).

The 1500 mm thick diaphragm walls forming the cofferdam cut through the Mole in three areas. This required the removal of these massive blocks over a length of approximately 160 m of the wall alignment. This was the critical element of the work and the most difficult. However, Bachy Soletanche were able to call on the experience of similar works in Hong Kong giving them the confidence to attack this section using traditional grab and chisel in advance of the diaphragm wall excavation proper. As an insurance policy a large diameter rotary percussive drilling hammer was mobilized to pre-drill if necessary, but in the end was not required as the trusty KL cable grabs managed to remove the Mole along the alignment of the diaphragm (figure 4).

The robust nature of the KL grabs along with skills and experience of the operators allowed the seawall granite blocks of up to 2 m diameter to be removed directly from the trench. The initial works to remove the Mole started in November 2007 and a very dense excavation slurry was necessary to reduce the loss of drilling mud within the open matrix of blocks. When the block size was too great, chiselling was used to break the blocks in to more manageable sizes. The Mole was up to 18 m deep below platform level with tapering edges and once the blocks were removed over its height the trench was backfilled with a 'liquid soil' (a mix of soft clay and cement) to fill all the voids and stabilize the trench prior to attacking the adjacent panel and ultimately before excavating for the diaphragm wall proper.

With the Mole removed along the alignment, the installation of the actual diaphragm wall could start and was essentially complete by mid April. It was initially planned to construct the wall entirely with hydraulic KS and conventional KL grabs however ongoing design development work substantially deepened sections of the wall leading to the mobilization of



© Marina Bay Sands

a new Hydrofraise Evolution 3, with 750 kW of power and variable torque motors capable of excavation to 110 m. This was the first time this type of equipment has been used in Singapore and similarly the project was a first for the hydraulic grabs working to excavate 1500 mm wide trenches at 70 m depth (figure 5).

The nature of the underlying founding material of Old Alluvium, consisting mainly of medium dense to very dense, semi indurated, clayey quartzo feldspathic coarse sand and fine gravel with cross bedding, scour marks, coarser gravel stringers and lenses of silt and clay. The sediments can be predominately clayey or sandy, and this led to the development of a new type of cutter drum for the hydrofraise which offered a continual optimal performance irrespective of the strata being excavated. This development work and the adoption of specific site excavation procedures gave the site team confidence for the more intensive foundation challenges to be encountered with the deeper hotel foundations.

During the Mole Removal works a total of 7 excavating rigs worked round the clock to complete the advance works contract on schedule.

### ■ The hotel package

The hotel foundation works were awarded as a separate contract which overlapped with and continued from the Mole removal works. It involved the construction of an additional 485 m of diaphragm wall closing the gap between Towers 1 and 2 and also around the future Tower 3, 305 barrettes mainly 1,5 m thickness, 164 nos bored piles of diameters between 1 m and 2 m and nearly 15000 m<sup>3</sup> of jet grouting to enhance the passive restraint of the diaphragm walls (figure 6). The diaphragm wall and barrette and bored pile foun-

**Figure 6**  
Travaux de fondations  
de la tour 1  
*Foundation works  
for tower 1*

## Les travaux de fondations du Marina Bay Sands à Singapour



© R. Seco/Imag'in

Figure 7

Un site où l'espace est compté!  
 A site on which space is scarce!

► dations were constructed up to 75 m. Technical restrictions on the sequence in which the works could be carried out, along with the shortage of space on site, on-going design development, an extremely tight construction programme, led to complex and detailed advance planning. The unexpected existence of the buried Mole had placed tremendous pressure on the overall construction programme. The original intent of the advance works contract had been to construct the Tower One and Two retaining walls and to excavate inside the 'doughnut' and 'peanut' respectively to remove the mole structure and subsequently to backfill with sand prior to main Hotel foundation works. However, the confidence gained in excavating the Mole using the traditional diaphragm wall techniques allowed this time consuming process to be re-evaluated in terms of the Hotel foundation works. Bachy Soletanche were therefore able to propose an alternative construction programme removing the need for the excavation-backfilling-foundations-bulk excavation to a simple foundation - bulk excavation scheme by constructing all affected barrettes and bored piles through the existing Mole. As well as saving time considerably less lorry movements were required and the reduction of sand fill for backfilling was welcomed just at the time of a sand ban from neighbouring Indonesia with a resulting increase in costs and shortage of supply (figure 7).

The proposed alternative construction sequence, albeit more costly, was adopted by the Client and Bachy Soletanche added additional equipment to penetrate the granite boulders without affecting the production of the structural works. At the height of the activities on site Bachy Soletanche were operating up to 15 excavating rigs; 3 hydrofraises, 6 KS hydraulic grabs and 6 KL cable grabs all working 24 hrs/day. The logistics to keep this amount of equipment working efficiently meant a strong international site management team, assembled from the Asia Pacific region with additional management staff from Europe. With up to 1,200 m<sup>3</sup> of concrete being poured per day, at a time when concrete supply across Singapore was extremely stretched, this management of the site logistics was a critical element to ensure the success of the site (figure 8).

In addition to logistics, a strong technical team assisted the major subcontractors, particularly the jet grouting, as this project was the first major project following the Nicoll Highway collapse which has left an indelible mark on the Singapore construction industry. New specifications required the introduction of real time monitoring to the jet grouting process and Bachy Soletanche supplied Jean Lutz recorders to the subcontractor and the necessary technical assistance at the outset to ensure the appropriate controls were in



Figure 8

Une équipe fait un point sécurité. L'encadrement efficace a été un élément déterminant dans la réussite du chantier

*A team performs a safety review. Effective supervision was a decisive factor in the success of the project*

place. The critical nature of the jet grouting works in relation to the overall performance of the future excavation was well recognised by all parties.

For the bored piling, the requirement for robust equipment capable of installing large diameter casings through the Mole was a priority. Good planning and coordination ensured the different specialist activities all worked efficiently together and allowed the phased handover of the site to the Client on time giving the overall project a sound footing to take off. ■

#### MAIN PARTICIPANTS

##### **Client and Project Manager**

Marina Bay Sands Pte Ltd

##### **Engineers**

Arup Singapore Pte Ltd

##### **Main contractor**

Bachy Soletanche Singapore Pte Ltd

##### **Specialist contactors**

- Bored Piling : Bauer Malaysia Sdn Bhd
- Jet Grouting : Zhao Yang Geotechnic Pte Ltd

### ABSTRACT *Marina Bay Sands foundation works in Singapore*

A. Sim

*The construction of Marina Bay Sands marks a turning point for Singapore, which is acquiring its first casino and a bold tourist complex. This project includes a shopping centre, a museum, a business centre and a hotel consisting of three towers linked together by a park on top. Solétanche Bachy was entrusted the work of dismantling a mole at the base of the hotel and then the foundation works for the three hotel towers.*

### RESUMEN ESPAÑOL *Las obras de cimentaciones de la Marina Bay Sands en Singapur*

A. Sim

*La construcción de la Marina Bay Sands corresponde a una etapa decisiva para Singapur, que se dota de su primer casino y de un complejo turístico fuera de lo normal. Este proyecto integra un centro comercial, un museo, un centro de negocio y un hotel formado por tres torres interconectadas por un parque situado en sus tejados. Se adjudicaron a Solétanche Bachy los trabajos de desmantelamiento de un rompeolas en la parte baja del hotel y después las obras de cimentaciones de las tres torres del hotel.*

# Modélisation de la remontée d'un fontis à travers un remblai

**Le projet ferroviaire Gautrain en Afrique du Sud traverse une zone karstifiée où de nombreux fontis se produisent régulièrement. Le dimensionnement des ouvrages en terre doit résister à un cas de charge accidentel « fontis », pour lequel des études de risque ont défini un diamètre de dimensionnement de 15 m à la surface du sol. Les techniques usuelles de renforcement de remblai au-dessus de cavités ne fonctionnant guère pour de telles dimensions, la voie est protégée par une poutre en béton précontraint posée sur le remblai, capable de franchir une brèche de plus de 15 m. Des calculs FLAC3D ont été nécessaires pour modéliser les mécanismes de remontée, jusqu'au niveau de la plate-forme ferroviaire, d'un fontis de 15 m se produisant à la base d'un remblai. Bien que délicates dès qu'il s'agit de modélisations à la rupture avec disparition de matériau, ces approches ont permis de quantifier les phénomènes, et notamment de montrer qu'avec un traitement du remblai aux liants hydrauliques, apportant une cohésion suffisante au matériau, les effets du fontis restent admissibles même avec une forte hauteur de remblai.**

## ■ Un projet aux enjeux exceptionnels

Cet article présente une application assez inhabituelle de modélisations numériques à un problème de propagation de fontis, et ce pour un projet lui-même exceptionnel : Gautrain. Il s'agit de la construction d'environ 80 km de ligne nouvelle ferroviaire avec des trains circulant à 160 km/h, dont une part importante s'inscrit dans un secteur « dolomitique » à l'activité karstique particulièrement intense (photo 1).

Le projet et la gestion de cet aléa karstique feront l'objet d'un article complet dans le prochain numéro spécial de la revue *Travaux* en décembre 2008 [2].

Terrasol a été missionné par Bouygues pour traiter l'ensemble des aspects géotechniques sur une partie du projet, mais nous nous limiterons ici à un sujet très spécifique, l'impact sur les infrastructures ferroviaires d'un fontis débouchant sous un remblai.

La problématique est la suivante :

- les études géotechniques et d'analyse de risque ont conclu que le diamètre de dimensionnement d'un fontis débouchant à la surface du sol était de 15 m ;
- les voies ferrées elles-mêmes seront placées à l'intérieur d'une structure en « U » en béton précontraint,

dimensionnée pour franchir une brèche de 15 à 20 m ;

- le projet est souvent en profil rasant, mais parfois en remblai sur des hauteurs dépassant 10 m : que risque-t-il de se passer lorsqu'un fontis de 15 m de diamètre arrive sous un remblai de grande hauteur ? Est-ce que sa remontée est stoppée, ou bien remonte-t-elle jusqu'à la plate-forme supérieure, dégageant ainsi la structure en U ? Et dans ce cas, sur quelle longueur y a-t-il décollement et quelles sont les déformations de la plate-forme de part et d'autre ?



En pratique, et dans la mesure où il apparaissait difficilement envisageable de dimensionner les poutres en U pour des brèches de plus de 15 m, il s'agissait donc de voir comment on pouvait garantir que le diamètre du fontis n'augmenterait pas lors de sa remontée à travers le remblai (effet « entonnoir »).

Les réponses à cette question sont évidemment très fortement dépendantes des propriétés géomécaniques du matériau de remblai, dépendance qu'il convenait de quantifier pour pouvoir fournir des critères de dimensionnement de la structure en U et/ou définir des caractéristiques minimales à obtenir dans les remblais pour éviter l'effet « entonnoir ».

La conception des ouvrages consiste ensuite à voir comment on peut obtenir sur le terrain ces caractéristiques minimales. Une des premières propositions, étudiée et présentée dans cet article, consiste à traiter le matériau aux liants hydrauliques pour lui assurer une cohésion suffisante et limiter l'expansion du fontis sur la hauteur du remblai et ainsi les tassements au niveau de la voie.



**Anne Bergère**  
Chef de projet  
Terrasol



**Alain Guilloux**  
Président -  
Directeur général  
Terrasol



**Gilles Chapron**  
Ingénieur attaché  
d'affaires  
Terrasol

### Photo 1

Un fontis récent (juin 2007) de 15 m de diamètre environ à 500 m du projet

*A recent subsidence cavity (June 2007) about 15 m in diameter located 500 m from the project*

Modélisation de la remontée d'un fontis à travers un remblai

Figure 1  
Profil transversal  
du modèle  
Model cross section

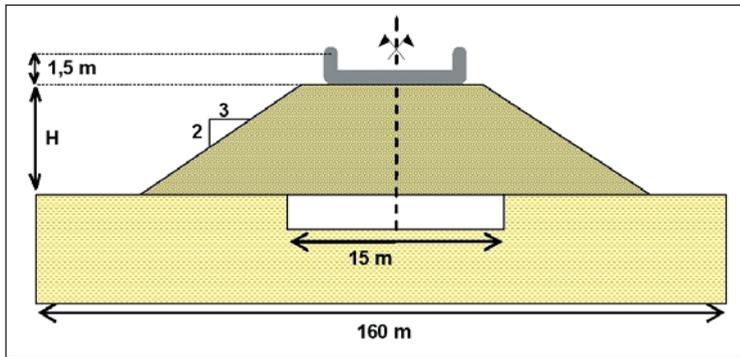
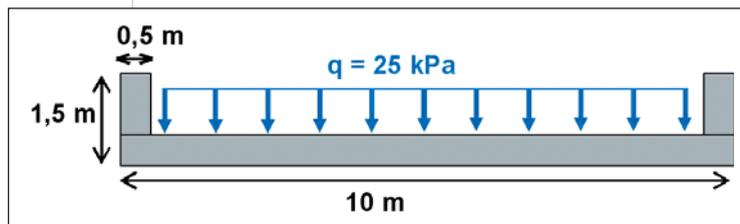


Figure 2  
Section transversale  
de la structure  
Structure cross  
section



Nous avons donc choisi de développer des modèles numériques permettant de simuler l'apparition d'un fontis sous un remblai, et d'établir comment ce fontis « remontait » dans le remblai, voire jusqu'à la structure, et ce pour différentes hauteurs de remblais et différents jeux de paramètres géomécaniques. La géométrie du système nécessite de travailler en 3D pour prendre en compte le caractère linéaire des ouvrages par rapport à un phénomène ponctuel (fontis circulaire), l'effet de la pente du remblai, et la position du fontis, centrée ou excentrée à la base du remblai.

C'est avec le code FLAC3D que les calculs sont menés. C'est un code numérique adapté aux interactions sol-structure selon la méthode des différences finies. Il présente l'avantage de modéliser des comportements complexes tels que les grandes déformations et les systèmes proches de la rupture, dont l'intérêt est évident pour notre problème.

La spécificité de l'étude porte sur la modélisation de la propagation du fontis, pour laquelle une progression pas à pas a permis de caler certains critères et d'assurer la convergence des résultats.

Cet article présente l'approche adoptée, encore peu courante, et quelques résultats obtenus.

■ Le modèle et ses hypothèses

Le modèle numérique en 3D s'étend sur une longueur de 160 m et une largeur identique de 160 m. La profondeur du sol en place n'est pas importante dans notre modèle, elle n'excède pas 10 m. Les points de calcul sont positionnés essentiellement en tête du remblai et sur la structure en béton précontraint (appelée poutre en U dans la suite), d'une part pour « surveiller » l'évolution du calcul et d'autre part, pour analyser les contraintes et déformations dans la poutre en U.

Le remblai et le sol d'assise

Le remblai et le sol d'assise sont des « éléments volumiques ». Le remblai est posé sur une surface horizontale. Les pentes latérales du remblai sont de 3H/2V et la hauteur est variable selon les configurations : 4, 8 et 12 m (figure 1).

Le remblai est modélisé avec un comportement élastique-plastique et un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Le poids volumique est de 20 kN/m<sup>3</sup>, le module d'Young de 45 MPa et le coefficient de Poisson de  $\nu = 0,3$ . L'angle de frottement interne  $\phi$  est constant et égal à 35° et l'angle de dilataance = 5°. La cohésion varie de 5 à 50 kPa, en fonction du traitement potentiel du remblai. Une simulation paramétrique a été faite avec un module d'Young plus élevé, jusqu'à 500 MPa, pour le matériau traité : les mécanismes de base restent inchangés, mais les déformations sont bien sûr réduites.

Le sol d'assise est purement élastique afin d'éviter l'apparition de zones plastiques à la base du remblai. Le poids volumique est de 22 kN/m<sup>3</sup>, le module d'Young de 40 MPa et le coefficient de poisson de  $\nu = 0,3$ .

La poutre en U (en béton précontraint)

La poutre en U se compose d'une dalle horizontale de 10 m de large et 0,5 m d'épaisseur, avec des voiles verticaux de 1,5 m de haut en béton armé servant à rigidifier le système (figure 2).

Les poutres ont une longueur unitaire de 180 m et la liaison entre les poutres est rotulée. Cette liaison servant aussi de joint de dilatation, un déplacement horizontal limité est admissible et autorisé dans le modèle.

Cette poutre est modélisée avec des « éléments coques » et un comportement purement élastique. Le poids volumique du béton est de 25 kN/m<sup>3</sup>, le module d'Young court terme est de 33345 MPa et le coefficient de Poisson de  $\nu = 0,2$ .

La poutre en U est posée sur le remblai : le contact entre la dalle et le remblai est modélisé par des éléments d'interface transmettant les efforts de compression et de cisaillement (frottement entre la structure et le remblai, cohésion nulle), et autorisant un décollement.

Pour ce projet, le cas du fontis est considéré comme une combinaison accidentelle, pour laquelle la surcharge ferroviaire  $q = 25$  kPa est prise en compte sans pondération. La poutre est alors dimensionnée en « service » avec le critère de non-déraillement suivant : la déflexion différentielle ne doit pas dépasser 30 mm sur 3 m (gauchissement de la voie). La poutre est vérifiée à l'état limite ultime : les contraintes dans la poutre en U sont extraites du calcul et pondérées

conformément à la combinaison accidentelle pour dimensionner la précontrainte.

La majorité des calculs paramétrés menés avec FLAC3D concerne le cas d'un fontis arrivant sous une section courante (hors d'influence des joints entre poutres) : la poutre est donc considérée continue d'un bord à l'autre du modèle (~ 160 m). Un cas défavorable place le fontis au droit du joint entre deux poutres de 180 m, ce qui correspond au cas où une moitié de la poutre est en console au-dessus du fontis. La rotule associée au joint ne transmet aucun effort d'une poutre à l'autre, dans la mesure où l'on reste dans les limites du déplacement admissible.

### Le fontis

Le fontis est modélisé comme une cavité circulaire de 15 m de diamètre à la base du remblai, centrée ou excentrée, à travers laquelle le matériau du remblai peut s'écouler. Il n'est pas nécessaire d'évaluer une profondeur de dimensionnement de la cavité; en effet, les volumes de remblai sont équivalents, et peut-être même insignifiants par rapport aux dimensions de la cavité; on peut donc considérer que le matériau de remblai « disparaît » dans le fontis. Le matériau instable au-dessus de la cavité s'écoule donc sans limite.

La méthode des différences finies, qui nécessite un maillage et une discrétisation des éléments, n'est pas la plus adaptée pour modéliser les phénomènes d'effondrement, même en grandes déformations, par rapport à d'autres modèles de type « écoulement de particules ». En fait, l'écoulement se traduit d'abord par une forte distorsion des premiers éléments instables, qui présente une limite et empêche ainsi d'atteindre la stabilité du système : les calculs s'arrêtent alors que le fontis commence à peine à remonter dans le remblai.

Il existe différents procédés pour surmonter cette difficulté. Nous avons choisi de travailler en grandes déformations et de supprimer les éléments instables. Cette approche n'est pas réalisable avec les codes aux éléments finis souvent utilisés, de type PLAXIS ou CÉSAR, sauf à supprimer manuellement un par un les éléments instables, et à remailler le modèle à chaque étape.

Dans FLAC3D, un critère de suppression automatique des éléments de sol au-dessus de la cavité a été programmé à partir de l'interface. Il a nécessité de nombreux ajustements : le critère doit supprimer suffisamment d'éléments pour permettre une convergence des résultats jusqu'à propagation totale du fontis; en revanche, il ne doit pas être trop sévère et supprimer plus d'éléments qu'il ne faut pour ne pas amplifier numériquement le phénomène de propagation.

Ce critère est initialement « lâche », c'est-à-dire qu'il ne supprime les éléments que très distordus. Il est ensuite ajusté pas à pas afin d'obtenir, d'une part la

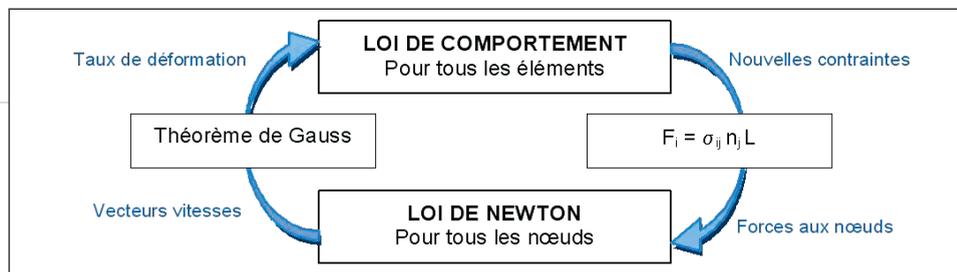


Figure 3

Cycle de calcul adopté par le code FLAC

Calculation cycle adopted by the Flac code

convergence des résultats, et d'autre part l'optimisation du maillage des zones susceptibles de s'effondrer, zones cibles du critère de suppression des éléments.

Le critère se décompose selon deux conditions :

1. Recherche de tous les éléments au droit de la cavité, dont une face est libre et orientée vers le bas (normale à cette face dirigée vers le bas); l'angle critique entre la normale à la face et la verticale est initialement pris à 45°.
2. Suppression des éléments précédemment sélectionnés dont la déformation volumique  $\epsilon_v$  devient trop importante. Cette condition est réalisée toutes les dix étapes de calcul, lorsque le maillage est mis à jour avec le processus des grandes déformations selon la méthode FLAC. Un étage d'éléments respectant les deux critères est alors supprimé. Le calcul se poursuivant, d'autres étages d'éléments instables sont enlevés jusqu'à obtenir la stabilité du système.

Notons que les critères relatifs aux contraintes dans les éléments instables n'ont pas donné satisfaction : la propagation du fontis ne semblait pas cohérente avec la réalité physique et certains éléments posaient manifestement des problèmes numériques que nous n'arrivions pas à résoudre. À ce stade des calculs, il est nécessaire de faire preuve d'un sens critique sur les résultats pour ajuster au mieux ces critères en fonction de l'évolution des résultats.

### Phases de calculs

Les calculs sont menés par phases, dans le but d'enregistrer le chemin des contraintes pour chaque élément, à savoir :

- 1 - Initialisation des contraintes dans le sol d'assise (remise à zéro des déplacements).
- 2 - Construction du remblai (remise à zéro des déplacements).
- 3 - Mise en place de la poutre en U.
- 4 - Application de la surcharge du train  $q = 25$  kPa (remise à zéro des déplacements).
- 5 - Ouverture de la cavité à la base du remblai.

Les calculs s'arrêtent lorsque les vecteurs vitesses des nœuds du maillage deviennent négligeables, selon le principe de convergence adopté par le code FLAC3D (figure 3).

La convergence des résultats est vérifiée sur les courbes d'évolution des points de calcul, et notamment le tassement en fonction des étapes de calcul. Nous avons

Modélisation de la remontée d'un fontis à travers un remblai

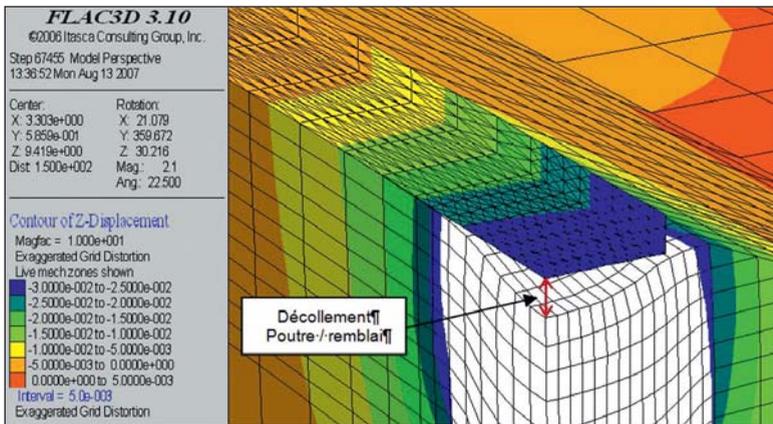


Figure 4  
Modèle A -  
Déplacement vertical  
(en mètres)  
à la phase de fontis  
Model A – Vertical  
displacement  
(in metres)  
in the subsidence  
cavity phase

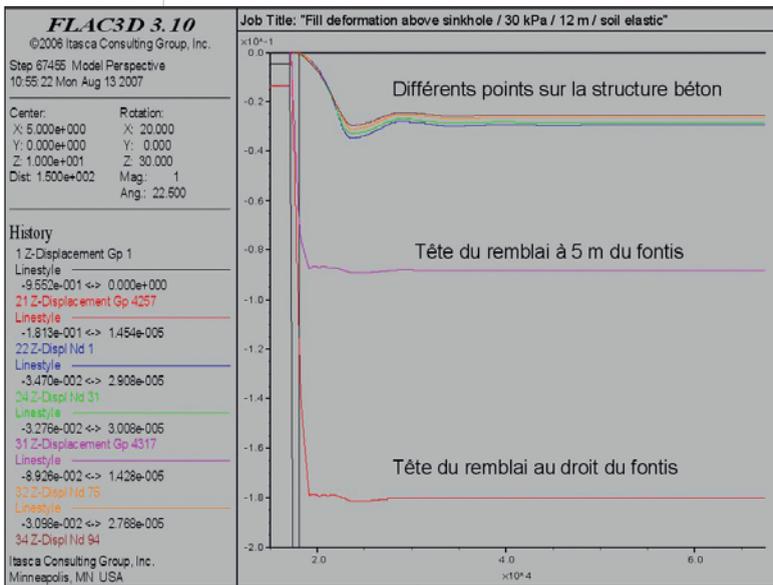


Figure 5  
Modèle A -  
Déplacement  
vertical (en mètres)  
de quelques points  
représentatifs  
en fonction des étapes  
de calcul à la phase  
de fontis  
Model A – Vertical  
displacement  
(in metres) of some  
representative points  
according to  
the calculation stages  
in the subsidence  
cavity phase

choisi d'assurer aux mieux ces convergences par un maillage relativement fin de la zone critique, et aussi par des étapes de calcul prolongées permettant d'apprécier les asymptotes de convergence, traduisant une stabilité physique du système.

■ Quelques résultats

Les cas étudiés

Une fois les modèles construits, finement maillés au niveau des zones critiques et les paramètres calés, la convergence des calculs est appréciée à travers des courbes qui se stabilisent sur les dernières étapes de calculs. Des vérifications du type  $[p^2/8; p^2/12]$  pour la poutre en U, ou les pentes stables des talus obtenues dans le cas d'une propagation du fontis jusqu'en haut du remblai, confirment la fiabilité des résultats.

Nous commentons ci-après quelques résultats issus de ce travail, sans chercher une présentation exhaustive et fastidieuse de l'ensemble, mais en cherchant à illus-

trer par quelques cas l'apport de la modélisation dans le déroulement du projet.

Le tableau I présente les données retenues pour une partie des modèles paramétrés qui ont été mis en œuvre, et montre les principes qui ont guidé nos études paramétriques.

Le modèle de référence, nommé « modèle A », est un remblai de 12 m de haut. La cohésion du matériau est de 30 kPa, ce qui représente une valeur significative, certainement supérieure à celle d'un remblai courant, même bien compacté, mais correspondant plutôt à ce qu'on peut espérer d'un remblai traité aux liants hydrauliques.

Le fontis est centré sous le remblai. Cette hypothèse représente en fait le cas le plus défavorable pour la poutre en U. En effet, le fontis centré génère une flexion longitudinale de la poutre en U, sur une grande portée, tandis que le fontis excentré génère essentiellement une déflexion transversale de la dalle, laquelle est suffisamment rigide pour que ce cas ne soit pas dimensionnant. Les modèles G et M ont permis de le vérifier.

Les autres paramètres variables sont la hauteur de remblai et la cohésion du matériau.

Un cas de « non remontée » de fontis jusqu'à la poutre

Pour le modèle A, le fontis n'atteint pas la surface du remblai : il se forme une voûte dans le remblai, qui permet d'éviter la remontée du fontis jusqu'en sous-face de la poutre en U. Mais on observe un tassement de la surface du remblai, qui atteint au maximum 18 cm au droit du fontis et diminue à 9 cm dès que l'on s'éloigne de quelques mètres du centre du fontis. En outre, on note que le remblai se « décolle » de la poutre en U au droit du fontis, les tassements maximaux de la poutre atteignant 3 cm (figure 4).

La figure 5 présente les courbes des tassements de certains points de calcul en fonction des étapes de calcul; la stabilisation de ces courbes permet de valider la convergence numérique du modèle, et donc la stabilité du système.

Les déformations volumiques sont représentées sur la figure 6, sur laquelle les éléments sont supprimés sur quatre niveaux de maillage au-dessus de la cavité. Dans ce cas où le fontis ne remonte pas jusqu'en haut du remblai, une arche de compression apparaît au-dessus du vide grâce à laquelle le fontis se stabilise.

Un cas d'effet « entonnoir »

La convergence la plus difficile à obtenir est celle où la cohésion est réduite à 5 kPa (modèle M), ce qui représente un matériau non traité. Dans ce cas, le fontis

atteint le haut du remblai et son expansion prend la forme d'un cône, portant à 25 m environ la largeur de la brèche à franchir par la poutre U (figure 7).

Ce modèle est celui où les déformations de la poutre en U sont maximales, d'autant plus que le joint est positionné au droit du fontis. Le tassement de la poutre est de 15 cm au centre du fontis, c'est-à-dire au droit du joint, et de 7 cm à quelques mètres du joint.

Ce modèle M est étudié pour évaluer la hauteur du remblai à partir de laquelle une amélioration ou un renforcement du remblai est nécessaire pour limiter l'effet « entonnoir » et donc les contraintes et les déformations dans la poutre en U. En pratique, il s'avère que tous les remblais dont la hauteur est supérieure à 4 m nécessiteront un tel traitement.

### Influence de la hauteur du remblai

L'effet de la hauteur du remblai est représenté sur la figure 8. Les courbes du tassement de la poutre et de la tête du remblai sont tracées le long de l'axe longitudinal de l'ouvrage. Plus la hauteur du remblai est petite et plus les tassements de la poutre sont faibles.

Pour  $h = 12$  m (modèle A), le fontis ne remonte pas jusqu'en tête de remblai, et le tassement maximal au sommet du remblai atteint 18 cm. En revanche, pour les hauteurs de remblai de 8 m et 4 m, le fontis remonte jusqu'à la surface et la poutre en U se retrouve sans support (condition de brèche) sur une largeur supérieure à celle du fontis, atteignant 20 à 25 m.

Les tassements maximaux de la poutre elle-même, qui sont de 3 cm pour une hauteur de remblai  $h = 12$  m (modèle A), diminuent à 1,6 cm pour  $h = 8$  m et 0,9 cm pour  $h = 4$  m, soit des diminutions respectives de 46 % et 70 % des tassements, bien que le fontis remonte jusqu'à la poutre dans ces deux derniers cas.

Les moments, ainsi que les efforts de compression et traction dans la poutre, sont également plus faibles lorsque la hauteur du remblai diminue : on observe des moments transversaux de l'ordre de 140 kN/ml pour  $h = 12$  m, qui diminuent à 102 kN/ml pour  $h = 4$  m, soit une réduction de 26 % des moments transversaux.

### Conclusion

Ces modélisations ont permis, en poussant les outils au-delà de l'usage que l'on en fait habituellement, de quantifier un phénomène de remontée d'un fontis à travers un remblai, et donc ses conséquences en surface pour la voie ferrée portée par une structure béton précontraint en U.

On a pu ainsi établir que pour de faibles hauteurs de remblai, ( $h < 4$  m environ), il n'y avait pas d'épanouissement significatif du fontis sur la hauteur du

Nom calcul	Fontis		Hauteur remblai	Cohésion remblai	Module remblai	Joint entre poutre en U
Modèle A	$\phi = 15$ m	Centré	12 m	30 kPa	45 MPa	Non
Modèle G	"	Centré	12 m	30 kPa	45 MPa	Oui
Modèle H	"	Centré	8 m	30 kPa	45 MPa	Non
Modèle I	"	Centré	4 m	30 kPa	45 MPa	Non
Modèle M	"	Centré	4 m	5 kPa	45 MPa	Oui

Tableau I

Liste des quelques calculs paramétrés menés avec FLAC3D  
List of some parameterised calculations carried out with Flac3D

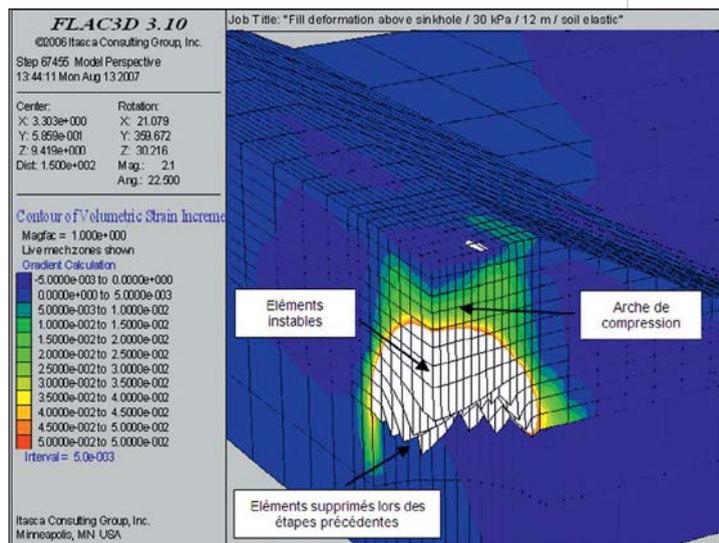


Figure 6

Modèle A - Déformation volumique (en %) à la phase de fontis  
Model A - Volume deformation (as %) in the subsidence cavity phase

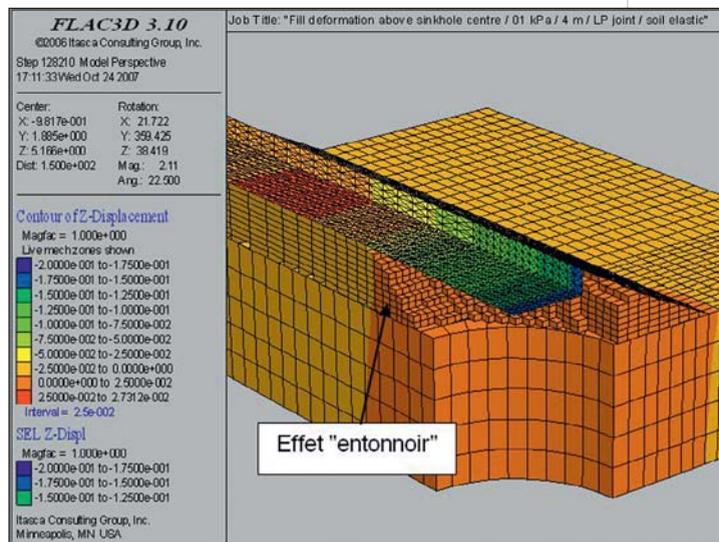


Figure 7

Modèle M - Déplacement vertical (en mètres) à la phase de fontis  
Model M - Vertical displacement (in metres) in the subsidence cavity phase

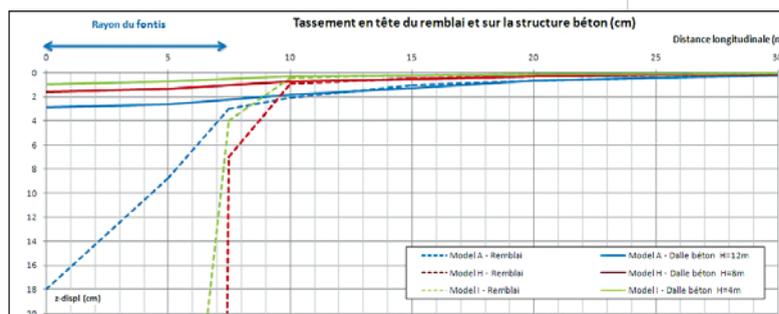


Figure 8

Modèles A, H et I - Tassements calculés à la phase de fontis  
Model A, H and I - Subsidence calculated in the subsidence cavity phase

## Modélisation de la remontée d'un fontis à travers un remblai

remblai, et que la condition de fontis de 15 m de diamètre au droit du terrain naturel pouvait être reportée au toit du remblai.

En revanche, la qualité du matériau de remblai joue un rôle déterminant pour les hauteurs supérieures : selon sa cohésion, on peut soit obtenir un arrêt de la remontée (formation d'une voûte stable au sein du remblai), soit au contraire observer un épanouissement du fontis sur la hauteur du remblai, conduisant à une condition de brèche d'une largeur nettement supérieure à 15 m sur la plate-forme ferroviaire.

Les calculs ont ainsi permis de déterminer la cohésion minimale nécessaire pour éviter ce second effet, qui dépend bien sûr de la hauteur de remblai ; pour un remblai de 8 m, elle est de l'ordre de 30 kPa.

En pratique ces cohésions minimales ont été comparées aux performances que l'on pouvait obtenir d'un matériau traité aux liants hydrauliques : la solution était techniquement viable, mais écartée pour des raisons de coût au profit d'une solution de renforcement par géotextiles, conçue non pas pour éviter la remontée du fontis, mais pour « canaliser » son développement à parois verticales et donc conserver le diamètre de dimensionnement de 15 m au niveau de la plate-forme ferroviaire. ■

Les auteurs remercient D. Billaux et E. Dzik, de la société Itasca, pour les précieux conseils qu'ils leur ont dispensés pour la mise au point des méthodes d'élimination des éléments.

### Références

- [1] Fayad AA., Al Heib M. 2005 : Une nouvelle méthode de prédiction de fontis grâce à une modélisation par poutres plastiques. *Revue européenne de génie civil*. Volume 9 - N° 9 10/2005 p 1067 à 1093.
- [2] Guilloux A., Bergère A., Viallon J.-P., Storry R. 2008 : Gestion de l'aléa karstique pour un projet ferroviaire en Afrique du Sud. À paraître, décembre 2008. *Revue Travaux*.
- [3] British Standard BS 8006. 1995 : Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.
- [4] Blivet J.-C., Gourc J.-P., Villard P., Giraud H., Khay M., Morbois A. 2002 : Design method for geosynthetic as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence. *Geosynthetics – 7th ICG*.

### ABSTRACT

#### *Numerical modelling of sinkhole development through an embankment*

A. Bergère, A. Guilloux, G. Chapron

*The rapid rail link Gauthrain crosses a karstic zone where several sinkholes occur regularly. The earthwork design has to resist to this sinkhole accidental case for which the risk assessment defined a « design sinkhole event » of 15 m of diameter at the ground level. As the common reinforcement techniques are not efficient for such sizes, the railway is protected by a prestressed concrete U structure, able to cross over a 15 m void. FLAC3D software was used to modelize the sinkhole upwards progression inside the embankment. Although difficult to develop when involving failure mechanism where material disappears, these approaches were much useful to quantify the phenomena, and to show that a binder treatment of the material brings a sufficient cohesion, such as the sinkhole effects remain acceptable including with a high embankment height.*

### RESUMEN ESPAÑOL

#### *Modelización de la elevación de un socavón mediante un terraplén*

A. Bergère, A. Guilloux y G. Chapron

*El proyecto ferroviario Gauthrain atraviesa una zona karstificada donde se producen numerosos hundimientos de terreno de forma regular. El dimensionamiento de estructuras en tierra debe resistir a un caso de carga accidental « socavón », para el cual diversos estudios de riesgo han definido un diámetro de dimensionamiento de 15 m desde la superficie del suelo. Dado que las técnicas convencionales de refuerzo de terraplenado por encima de cavidades no funciona correctamente con semejantes dimensiones, la vía va protegida por una viga de hormigón pretensado instalada sobre el terraplén, capaz de franquear una brecha de más de 15 m. Fueron necesarios varios cálculos Flac3D para modelizar los mecanismos de elevación, hasta la altura de la plataforma ferroviaria, de un socavón de 15 m que se produce en la base de un terraplenado. Pese a que son delicados cuando se trata de modelizaciones a la ruptura con pérdida de material, estos modelos han permitido cuantificar los fenómenos, y fundamentalmente, demostrar que mediante un tratamiento del terraplén con ligantes hidráulicos, que aportan una cohesión suficiente al material, los efectos del socavón permanecen admisibles incluso con una elevada altura de terraplenado.*

La revue technique des Travaux Publics

# Travaux

n°856  
Octobre 2008

## SOLS ET FONDATIONS

- Travaux préparatoires de la tranche 3 de l'EPR de Flamanville
- Élargissement de la forme de radoub n° 1 du port de Brest
- Contournement routier de Thonon-les-Bains et franchissement de la costière de la Dranse
- LGV Rhin-Rhône : travaux d'amélioration de sol
- ZAC Saint-Antoine à Cap d'All
- Géologie délicate pour la déviation de Tarnos
- Les fondations du viaduc de Vila Pouca de Agular
- Les fondations du Marina Bay Sands à Singapour
- Modélisation de la remontée d'un fontis à travers un remblai



# Sols et fondations