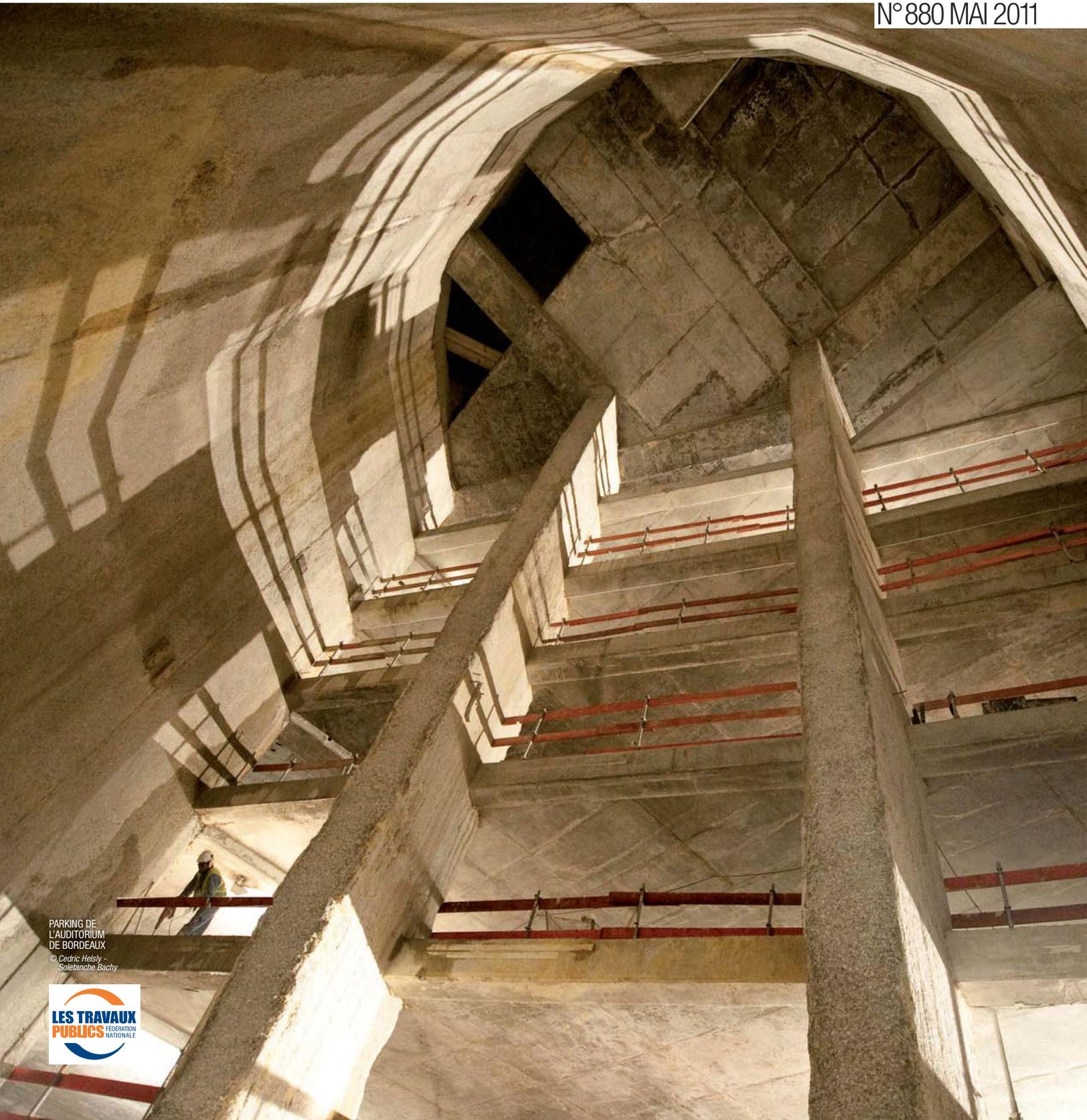


TRAVAUX

REVUE TECHNIQUE DES ENTREPRISES DE TRAVAUX PUBLICS

SOLS & FONDATIONS. FONDATIONS ANTI-LIQUEFACTION EN CAISSONS DE GEOMIX. TRAIN A CREMAILLIERE DU PUY DE DOME. AUTOROUTE A89 : RENFORCEMENT DE SOL PAR INCLUSIONS RIGIDES. REALISATION DE POTEAUX PROFONDES A LEVALLOIS-PERRET. FONDATIONS DES RESERVOIRS DU TERMINAL GNL DE FREEPORT (USA) : L'APPROCHE AMERICAINE. RENFORCEMENT DU SOL SOUS RESERVOIRS GNL EN ALGERIE

N° 880 MAI 2011



PARKING DE
L'AUDITORIUM
DE BORDEAUX

© Cedric Helsly
Soletanche Bachy



Directeur de la publication
Patrick Bernasconi**Directrice déléguée**
Rédactrice en chef
Mona Mottot3, rue de Berri - 75008 Paris
Tél. : +33 (0)1 44 13 31 03
Email : mottotm@fnptp.fr**Comité de pilotage**Laurent Boutillon (Vinci Construction
Grands Projets), Jean-Bernard Datry
(Setec TPI), Stéphane Monleau
(Solétanche Bachy), Louis Marracci
(Bouygues), Jacques Robert (Arcadis
ESG), Claude Servant (Eiffage TP),
Philippe Vion (Systra), Jean-Marc Tanis
(Egis), Michel Duviard (Egis), Florent
Imberly (Razel), Mona Mottot (FNTP)**Ont collaboré à ce numéro****Rédaction**Bernard Aldebert, Marc Montagnon,
Monique Trancart
Secrétariat de rédaction
Julia Deck**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@cometcom.frFrance (10 numéros) : 190 € TTC
International (10 numéros) : 240 €
Enseignants (10 numéros) : 75 €
Étudiants (10 numéros) : 50 €
Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)
Multi-abonnement : prix dégressifs
(nous consulter)**Publicité**Régie Publicité Industrielle
Christophe Bouthrin
9, bd Mendès France
77600 Bussy-Saint-Georges
Tél. : +33 (0)1 60 94 22 27
Email : bertrand@rpi.fr - bennai@rpi.fr**Site internet : www.revue-travaux.com****Réalisation et impression****Com'1 évidence**
8, rue Jean Goujon - 75008 Paris
Tél. : +33 (0)2 32 32 03 52
Email : contact@com1evidence.com**Maquette****Idé Edition**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).Editions Science et Industrie SAS
9, rue de Berri - 75008 Paris
Commission paritaire n°0111 T 80259
ISSN 0041-1906

INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE : RÉDUIRE LES ALÉAS, OPTIMISER LES PROJETS



© DR

Ce numéro est consacré aux sols et fondations et témoigne à la fois de la diversité et des difficultés que rencontre cette « science » dénommée Géotechnique. Elle rassemble des domaines aussi variés que la géologie, la mécanique des sols, la mécanique des roches, les techniques de travaux spéciaux, et s'applique à tous types d'ouvrages de génie civil et de bâtiments. La complexité du sol, qui est un matériau naturel vivant, obéit à des lois éminemment complexes tout autant sinon plus que le béton et l'acier, fruits d'une fabrication de l'homme. À un moment où l'ingénierie ne parle que de management de projet, de coûts, d'analyses des risques..., il convient de ne pas oublier que la technique dans son acception noble permet d'apprécier et de réduire les aléas, et aussi d'optimiser les projets. Ceci est particulièrement sensible dans le domaine de la géotechnique où certains, dans le noble souci de réduire les coûts, font peu ou prou l'impasse sur le recueil des éléments et données de base en effectuant des études géotechniques réduites ou au rabais, dans des délais de plus en plus courts. L'image est un peu triviale mais néanmoins symbolique : c'est un peu comme si on demandait à un médecin de faire un diagnostic sans ausculter le patient.

Le non respect des règles fondamentales, le non respect des démarches de base ne peuvent que conduire à des désillusions majeures en termes de qualité, de coûts, d'accroissement de délai et de procédures juridiques sans fin, au travers d'une multitude de difficultés : risque d'impasses techniques, interruption de travaux, nécessité de faire des reconnaissances en cours de travaux (l'économie initialement espérée se transforme alors en pertes substantielles bien réelles), changement de méthodes et de matériel en cours de chantier, sans considérer les coûts d'exploitation et de maintenance ultérieurs. Pour faire une « bonne ingénierie géotechnique », il faut un nombre suffisant de sondages et d'essais. Il faut aussi que ceux-ci soient bien réalisés et paramétrés, et il faut bien évidemment des ingénieurs compétents ainsi que des délais suffisants pour tirer des conclusions pertinentes. Lorsque les sondages commencent en même temps que les études d'ouvrages, voire après que celles-ci soient engagées, le Géotechnicien et le Projeteur ne peuvent aller que de désillusion en désillusion et sont conduits, comme nous l'entendons trop souvent, à réaliser un projet à dire d'Expert !

Les études géotechniques doivent être phasées comme l'est le projet dans son ensemble. L'instruction de ces phases doit être respectée. Chaque phase doit avoir un niveau de détail suffisant pour que les choix arrêtés ne soient pas remis en cause à la phase suivante. Le respect de quelques principes de base qui procèdent du simple bon sens, devrait permettre au Géotechnicien et au Projeteur de progresser ensemble dans l'art de construire, et surtout d'éviter de graves déconvenues au constructeur et au maître d'ouvrage.

Restons optimistes...**YVES GUERPILLON**
DIRECTEUR DE EGIS GÉOTECHNIQUE

LISTE DES ANNONCEURS : ARCELOR MITTAL, 2^e DE COUVERTURE - KELLER FONDATIONS SPECIALES, P.9 - MENARD, P.10 - BOTTE FONDATIONS, P.12 - IDETEC, P.13 - SOTRES, P.14 - CNETP, P.15 - MCCF, P.16 - IHC ÉQUIPEMENTS ET SERVICES, P.17 - SAINT-GOBAIN WEBER FRANCE, P.19 - SPIE FONDATIONS, P.20 - BALINEAU, P.22 - SMA BTP, P.23 - TERRE ARMÉE, P.24 - GEOEXPERTS, P.25 - URETEK FRANCE, P.31 - ARCADIS, P.35 - ROBIT ROCKTOOLS, P.39 - WIRTGEN FRANCE, P.43 - TENCATE GEOSYNTHETICS, P.49 - G-OCTOPUS, P.51 - PRO BTP, P.85 - GEO CONSULTING, 3^e DE COUVERTURE - SOLETANCHE BACHY, 4^e DE COUVERTURE

MODÉLISER

POUR CONCEVOIR ET DIMENSIONNER LES GRANDS OUVRAGES D'ART EN ZONE SISMIQUE

LES GRANDS OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL DANS LE MONDE SONT DE PLUS EN PLUS AUDACIEUX ET FONT APPEL À DES CONCEPTS NOVATEURS. CHACUN PRÉSENTE LA PARTICULARITÉ DE CONSTITUER UN PROTOTYPE, ET IL N'Y A PAS TOUJOURS D'ANTÉCÉDENT AUQUEL LES INGÉNIEURS PUISSENT SE RÉFÉRER POUR PRÉVOIR LEUR COMPORTEMENT UNE FOIS SOUMIS À DES SOLLICITATIONS SISMIQUES.



© DR

QUELS SONT LES MOYENS MODERNES POUR CONCEVOIR ET DIMENSIONNER LES GRANDS OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL, NOTAMMENT EN ZONE SISMIQUE ? COMMENT PRÉVOIR LEUR COMPORTEMENT DYNAMIQUE EN CAS DE SÉISME ? QUELLES SONT LES PRINCIPALES AVANCÉES EN MATIÈRE DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE ?

ENTRETIEN AVEC ALAIN PECKER, PRÉSIDENT-DIRECTEUR GÉNÉRAL DE GÉODYNAMIQUE ET STRUCTURE.

PROPOS RECUEILLIS PAR MONA MOTTOT

Pourriez-vous nous rappeler pourquoi il est important d'intégrer les interactions sol-structure dans le domaine du génie parasismique ?

Les interactions du sol avec la structure (ISS) sont des phénomènes importants à considérer dans l'objectif de prévoir le comportement dynamique de cette structure et donc

d'évaluer sa vulnérabilité lorsqu'elle est soumise à un séisme. Mais ce n'est pas un domaine nouveau puisque la prise de conscience de leur importance et les études qui ont suivi ont démarré il y a plus de 30 ans. Par la suite, le passage à la pratique s'est effectué d'abord sous forme de méthodes relativement simplifiées, pour aboutir aujourd'hui à des études

complexes plus poussées, grâce à la disponibilité des codes de calculs et l'augmentation de la puissance des ordinateurs. Dans la pratique courante, l'interaction sol-structure n'est pas systématiquement prise en compte, mais dès qu'il s'agit des grands ouvrages de génie civil et des installations importantes comme les centrales nucléaires, l'étude de

ces interactions devient incontournable. L'ISS a en effet beaucoup d'influence lors de l'étude du comportement d'un ouvrage. Le premier aspect est la sécurité, puisque la répartition des efforts dans la structure peut être différente suite à une analyse qui tient compte de l'interaction sol-structure. Finalement, les coûts de construction sont influencés par les sections et

© EDF / ALEXIS MORIN



1

© EDF / MARC DIDIER



2

les fondations choisies, qui elles-mêmes sont influencées par la répartition des efforts découlant de l'interaction sol-structure.

Quelles sont les principales évolutions dans la maîtrise des connaissances de ces interactions ?

Jusqu'à encore récemment, on prenait en compte l'interaction sol-structure en admettant que tout se passait selon un comportement linéaire, ce qui avait le mérite de simplifier les études. La principale évolution est la prise en compte des phénomènes non-linéaires dans l'interaction sol-structure, comme le glissement d'une fondation, le décollement, ou le tassement de la fondation du fait des non-linéarités du sol lui-même.

Ces phénomènes non-linéaires peuvent être étudiés de façon directe en créant des modèles par éléments finis. Aujourd'hui, les puissances de calculs permettent de faire ce type d'études, ce qui n'était pas le cas il y a 10 ou 15 ans. Une analyse statique correspond à 1 seul cas de charge, alors qu'une analyse sismique concerne n cas de charge, ce qui revient à répéter à n instants la même analyse qui devient par conséquent bien plus lourde. Depuis une dizaine d'années, nous travaillons au développement de méthodes qui permettent de simplifier ces études : au lieu de faire des modélisations numériques très complexes, on arrive à faire des modélisations numériques beaucoup plus simples et moins consommatrices de temps, ce qui permet d'effectuer plus facilement un grand nombre d'analyses. La difficulté dans l'étude de tout phénomène non-linéaire réside dans le fait que la réponse de l'ouvrage est extrêmement sensible à des petites variations de paramètres. On est donc obligé de faire un grand

nombre d'études paramétriques pour être sûr d'avoir cerné les incertitudes.

Pourriez-vous donner des exemples de paramètres non-linéaires ? Comment impactent-ils les interactions sol-structure ?

Le paramètre non-linéaire qui induit la plus grande variabilité de la réponse est certainement la donnée d'entrée qui décrit les caractéristiques du séisme (son amplitude, son contenu fréquentiel...). Ensuite, il y a les paramètres décrivant la variabilité des caractéristiques du sol. Il est en effet impossible de connaître parfaitement la structure du sol ponctuellement, à l'endroit de l'essai (prélèvement, carottage...), mais on ne peut ignorer que le sol à côté de cet emplacement se comporte différemment. On est obligé là aussi de paramétrer. Prenons par exemple le cas de l'étude d'une pile de pont. Supposons que l'on cherche à prendre en compte le comportement non-linéaire du sol et les tassements qui peuvent se produire en cas

de séisme. Si on fait la simulation avec 30 accélérogrammes⁽¹⁾, on va trouver 30 réponses différentes, en gardant les mêmes caractéristiques de la structure et du sol. Si on garde le même accélérogramme et que l'on change légèrement les caractéristiques du sol, on aura à nouveau 30 réponses différentes. Le choix de multiplier les simulations s'impose car on ne connaît pas parfaitement les données d'entrée, c'est-à-dire les caractéristiques du séisme, ni celles du sol, ni même celles de la structure, contrairement à ce que l'on pense. Par conséquent, toute variation autour d'une valeur plausible du paramètre va entraîner une modification de la réponse qui peut être plus ou moins importante. D'où l'utilité de réaliser des études pour lesquelles on ne se contentera pas de faire une seule analyse déterminée, mais d'établir une distribution statistique ou probabiliste de l'ensemble des réponses pour en déduire des résultats qui seront connus avec un certain degré de confiance. À la lumière de ces résultats, on fera ensuite un choix raisonné pour le dimensionnement de la structure.

Quels sont les outils dont dispose l'ingénieur aujourd'hui pour la conception et le dimensionnement d'un ouvrage exceptionnel ?

Il s'agit essentiellement de la modélisation numérique et de la modélisation physique. La modélisation numérique est une transcription en termes mathématiques de la perception par l'ingénieur du comportement de l'ouvrage, la modélisation physique consiste en des expériences sur modèle réduit de tout ou partie de l'ouvrage. Cette dernière permet non seulement de valider les modèles théoriques, mais aussi de visualiser

et de quantifier le comportement de l'ouvrage, tout particulièrement dans des situations extrêmes de comportement non-linéaire ou de chargement à la rupture (séisme, chocs, tempête exceptionnelle...). Ces modèles physiques nécessitent cependant des installations lourdes (centrifugeuses géotechniques, tables vibrantes, murs de réaction, souffleries...).

Quels sont aujourd'hui les « points durs » dans la compréhension de ces mécanismes complexes ?

Le principal « point dur » est la connaissance du comportement du sol. Nous avons les moyens de modéliser, mais encore faut-il savoir ce que l'on doit modéliser. Ces lois de comportement de sol qui sont de plus en plus élaborées et complexes nécessitent la connaissance d'un grand nombre de paramètres. Et la difficulté consiste à attribuer une valeur numérique à ces paramètres, c'est-à-dire à les mesurer sur les échantillons prélevés avec des essais élaborés en laboratoire et en place, ce qui représente un travail long et complexe. Dans le cas du pont de Rion-Antirion par exemple, l'équipe de Géodynamique et Structure a travaillé en amont des travaux quasiment à plein temps pendant trois ans ! Il s'agissait là d'un ouvrage exceptionnel. En moyenne, une étude sérieuse requiert plusieurs mois de travail, cela ne se fait pas en l'espace de quelques jours.

Constatez-vous un décalage entre les modèles que vous avez établis et le comportement réel de l'ouvrage concerné ?

Il y en a toujours. À partir du moment où on met au point un modèle, il a beau être élaboré et sophistiqué, il ne reste qu'un modèle. ▽

1- Vue générale Est/Ouest, chantier de l'EPR de Flamanville.

2- Vue aérienne du Centre nucléaire de production d'électricité de Golfech à Valence (Tarn-et-Garonne).

3- Centrale thermique à Vaires-Sur-Marne (Seine-et-Marne).

4- Installations pour GNL à Rotterdam (Pays-Bas).



© ALEX BÉRAUD

3



© VINCI

4

C'est une transcription de la réalité avec la vision du concepteur, donc nécessairement un décalage existe. Le seul objectif à avoir lors de la conception d'un modèle, est que le résultat se rapproche le plus possible de la réalité. Dans le domaine du génie parasismique, si ce décalage se limite à 20 ou 30 %, le résultat est considéré comme très satisfaisant. Ce décalage peut d'ailleurs ne pas être toujours dans le même sens : il arrive que l'on soit trop conservatif et parfois pas assez.

À quoi est dû ce décalage ?

Il est dû à une mauvaise connaissance des données d'entrée. Encore une fois, les données d'entrée concernant le sol ne sont connues que ponctuellement et approximativement. Ce décalage est également tributaire des moyens dont on dispose. Si ceux-ci sont limités en temps et en budget, les modèles qui seront développés seront nécessairement plus simplificateurs, donc plus éloignés de la réalité. En revanche, quand les moyens sont importants, on effectue des essais en modèles réduits que l'on recoupe avec les modélisations numériques effectuées par ailleurs, ce qui a pour conséquence de réduire l'écart entre ce qui est observé et ce qui avait été prévu. Dans le cas du pont de Rion-Antirion par exemple, Vinci avait pris conscience de la difficulté du projet et alloué un temps conséquent aux études avant même le démarrage des travaux, d'où la qualité des études réalisées.

Cela étant, les moyens expérimentaux ont également leurs limites. À IFSTTAR (ex-LCPC) à Nantes, on peut aujourd'hui faire des simulations de séisme en centrifugeuse géotechnique, alors que cela n'était pas possible au moment des études sur le pont de Rion-Antirion. Tous ces moyens progressent et les limites sont sans cesse repoussées.

Comment les codes numériques de calcul prennent-ils en compte les interactions sol-structure ?

Intégrer l'interaction sol-structure dans la conception revient à prendre conscience que l'ouvrage que l'on conçoit repose sur le sol. À partir du moment où on modélise conjointement le sol et la structure, on fait de l'interaction sol-structure. Après, tout dépend si on veut faire de l'interaction sol-structure en linéaire, c'est-à-dire

admettre que tout comportement du sol à cette interface est linéaire, ou bien rentrer dans la réalité. Ces études s'effectuent toujours par des modélisations numériques. Comme dans tout projet de génie civil, il y a d'abord des reconnaissances de sol, des prises d'échantillons, des essais en place, des essais en laboratoire... À partir de l'ensemble de ces données, on établit les paramètres qui seront nécessaires pour rentrer dans nos modèles numériques. Le nombre de ces paramètres varie en fonction du type d'analyse. Si on fait de l'interaction sol-structure linéaire, on peut se contenter de deux paramètres à la limite. Par contre, dans le cas de l'interaction sol-structure non-linéaire, ce nombre de paramètres varie de 10 jusqu'à 20 ou 30 paramètres en fonction du degré de complexité du modèle.

Il arrive un moment où les moyens expérimentaux ne permettent plus de tout mesurer ; il faut alors trouver un compromis entre la bonne représentativité de l'objectif à atteindre et les données d'entrée disponibles et mesurables. On peut bâtir des lois de comportement avec 50 paramètres, mais si on n'est pas capable de les mesurer, cela ne représenterait aucun intérêt. Dans le cas des modèles utilisés de façon courante, les bons compromis sont de l'ordre de la dizaine de paramètres.

5- Table vibrante du CEA - Essais sismiques sur une maquette échelle 1/4 d'un bâtiment type nucléaire.



LES ESSAIS SUR TABLE VIBRANTE : MODÉLISER AVANT DE TESTER

Avant de commencer les essais sur table vibrante, des études préalables sont indispensables. En particulier, les chercheurs se réfèrent aux résultats des tests précédents ainsi qu'aux observations effectuées par les équipes envoyées sur le terrain après un séisme. Des modèles numériques sont ainsi élaborés. Ils définissent la forme de l'ouvrage ou de l'équipement à tester, ses dimensions, sa structure, etc. Une fois ce modèle optimisé, la maquette est réalisée et instrumentée au moyen de capteurs, et les chercheurs ajustent le niveau du séisme à appliquer : des tremblements de terre simulés selon les situations des ouvrages et fonction des performances attendues. Ensuite, place aux essais, une phase nécessaire au contrôle et au réajustement des calculs de modélisation. Quelques dizaines de secondes de vibrations suffisent à recueillir les premiers résultats. Ceux-ci sont alors comparés au modèle. Dès lors, les chercheurs effectuent des « allers-retours » successifs entre les calculs et les essais et procèdent aux réajustements tenant compte de ces simulations. Pour enfin qualifier l'ouvrage ou l'équipement selon les règles parasismiques en vigueur.

Quels sont les programmes ou codes de calculs utilisés aujourd'hui pour les modélisations en génie parasismique ?

Il en existe plusieurs sur le marché. Une partie des ces programmes dénommée « Miss 3D » a été développée par l'École Centrale à Paris. Une autre famille appelée « Sassi » a été développée à Berkeley en Californie. Ces deux familles de programmes s'appliquent aux interactions sol-structure en linéaire et sont très performants. D'autres programmes traitent de l'interaction sol-structure en non-linéaire comme « Gefdyn » également développée par l'École Centrale, ou « Dynaflo » développée par l'Université de Princeton. Il en existe d'autres, comme « Flac » ou « Abaqus ». En général, ces codes sont délicats à maîtriser : quand on apprend à se servir d'un code, on utilise toujours le même. Au sein de Géodynamique et Structure, nous utilisons « Sassi » et « Dynaflo ».

Comment les Eurocodes influencent-ils la conception et le dimensionnement des ouvrages d'art en zone sismique ?

Il s'agit essentiellement de l'Eurocode 8 – Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes – dont les annexes nationales ont été publiées il y a près de deux ans. L'originalité à la base de cette démarche Eurocode est la mise en place d'une méthodologie commune au sein de l'Europe. On n'est pas arrivé à l'unification totale puisque chaque pays est libre de modifier certains paramètres (dits « paramètres nationaux »), mais la démarche générale est clairement homogène. Celle-ci s'est beaucoup appuyée sur le concept de « dimensionnement en capacité » développé par l'école néozélandaise au cours des 20 dernières années. La philosophie de l'Eurocode 8 est de rendre les structures sûres même pour des niveaux de sollicitation non anticipés. Comme on vient de le dire, le séisme est toujours mal connu ; on dimensionne pour un certain niveau car il faut bien se donner des valeurs pour dimensionner. Mais ce qu'il faut absolument éviter, c'est qu'en cas de dépassement de quelques pourcents des valeurs retenues pour le dimensionnement il y ait une rupture brutale de l'ouvrage.

Il s'agit de concevoir des structures qui soient capables de s'adapter, même si la sollicitation dépasse celle prise en compte pour le dimensionnement.

Pourquoi les travaux de l'école néozélandaise ont-ils servi de référence dans le cas de l'Eurocode 8 ?

Comme vous le savez, la Nouvelle Zélande est une zone sismique et il se trouve que plusieurs grands spécialistes de génie parasismique sont néozélandais, comme Tom Paulay, Bob Park (tous deux disparus aujourd'hui) et Nigel Priestley. Ce pays avait donc une longueur d'avance dans ce domaine et les connaissances de l'école néozélandaise ont servi de référence pour la mise au point de l'Eurocode 8.

Pouvez-vous expliquer le principe du « dimensionnement en capacité » développé par ces spécialistes néozélandais ?

Auparavant, les ouvrages étaient conçus pour être endommagés lors d'une sollicitation sismique mais sans que l'on sache très bien prévoir les zones qui seront endommagées. Le dimensionnement en capacité consiste au contraire à prédéfinir ces zones, appelées « rotules plastiques », à les concevoir de façon qu'elles puissent accepter de larges déformations ce qui a pour effet de protéger le reste de la structure en limitant les efforts qui y sont développés ; le principe est analogue à celui d'un fusible dans une installation électrique : lorsque le fusible est grillé par suite d'une surtension, le courant ne passe plus et le reste de l'installation est protégé. Suivant ce principe, il était exigé que les fondations ne subissent pas de déformations irréversibles. L'une des tendances actuelles qui semble se développer en génie parasismique est la mise en application, aussi bien au niveau des fondations qu'au niveau des structures, de ce principe de « dimensionnement en capacité » basé sur des critères de performances. La première application de cette méthode dans le domaine de la géotechnique concernait le dimensionnement des fondations du pont de Rion-Antirion (voir encadré). Le dimensionnement en capacité évite l'écueil du comportement sismique complexe des structures. Au lieu de se focaliser sur les sollicitations

sismiques dont la détermination reste très imprécise, il vise à conférer à la structure la capacité à supporter favorablement les sollicitations sismiques par la dissipation de l'énergie sous forme de déformations plastiques. La méthode vise en premier à garantir un comportement ductile adéquat de la structure qui sera conçue spécialement pour être déformable. Pour cette raison, elle est assortie de règles de construction qui permettent d'assurer effectivement la ductilité des différents éléments qui composent la structure. Dans le cas du pont de Rion-Antirion, nous avons ainsi construit un ouvrage dans lequel on admet que, pendant ou après un séisme, il y aura des déplacements permanents au niveau des fondations.

6- Pont de Rion-Antirion en Grèce.



LE DIMENSIONNEMENT EN CAPACITÉ : CAS DU PONT DE RION-ANTIRION

Géodynamique et Structure a participé à cet ouvrage depuis le début des études et était en charge de tout ce qui concernait plus particulièrement les fondations. Une méthode de renforcement de sol spécifique répondant à certains critères de performances a été mise au point. Cela a débuté par la caractérisation du sol par des essais en place, confirmation par des essais de laboratoire, puis développement des modèles de calculs. Ces modèles de calculs ont ensuite été validés par des essais sur modèle réduit en centrifugeuse géotechnique. Après validation, ces modèles théoriques ont servi à la conception et au dimensionnement final de l'ouvrage. Cette approche était complètement novatrice : c'était la première fois que l'on appliquait à des fondations ce que l'on connaissait par ailleurs dans le génie parasismique sous le nom de « dimensionnement en capacité », développé essentiellement par l'école néozélandaise pour les structures.

La nouvelle carte sismique de la France a-t-elle des conséquences sur les grands projets d'aménagement du territoire ?

Non, pour ce qui concerne les centrales nucléaires, car le secteur du nucléaire possède son propre corpus de réglementation.

Par contre, pour ce qui concerne les autres infrastructures comme les ouvrages d'art, cette nouvelle carte sismique aura un impact certain. Si par exemple un nouveau pont doit être construit, il rentre d'office dans une catégorie sismique de la France ; un arrêté préfectoral va être publié qui précisera pour quel niveau de sollicitations il faudra le calculer. De même pour ce qui concerne les tunnels, les ouvrages de stockage, etc.

En zone sismique, quelles sont les différences entre les études de fondations réalisées pour une future centrale nucléaire et les fondations d'un grand ouvrage d'art ?

Fondamentalement, ce sont les mêmes types d'études. Selon l'importance de l'ouvrage, il y aura plus ou moins de sondages et de prises d'échantillons. Mais à la base, ce sont les mêmes données dont on a besoin.

Du point de vue exigence au niveau du comportement, c'est complètement différent. On retombe dans les exigences de performances évoquées plus haut. On peut par exemple exiger que la structure reste opérationnelle après le passage du séisme, ou bien qu'elle soit endommagée mais réparable. On peut aussi la dimensionner juste à la limite de l'effondrement. Il est ainsi possible d'établir une matrice fixant le niveau d'exigences pour un ouvrage donné en fonction de l'intensité du séisme. Par exemple, dans les règlements pour les bâtiments, on cherche à préserver les vies humaines ; l'ouvrage n'est pas forcément réutilisable ou réparable, en cas de séisme relativement important. Il est bien évident que pour un même séisme, dans le cas d'une centrale nucléaire, on exigera qu'elle reste opérationnelle. Les exigences n'étant pas les mêmes, cela veut dire que les méthodes de dimensionnement ne seront pas les mêmes non plus. Par contre, pour un séisme extrême, on pourrait éventuellement accepter qu'un ouvrage soit endommagé mais continue à remplir des fonctions de sûreté même s'il n'est pas forcément réutilisable.

Pour les ouvrages publics, le degré d'exigence est défini par la réglementation : la carte sismique précise le séisme à prendre en compte et l'Eurocode fournit les méthodes de dimensionnement.

Quels sont les programmes de recherche européens auquel vous participez ?

Géodynamique et Structure participe à certains programmes depuis 1993. Le premier était « PREC8 », un programme de recherche pré-normatif pour les Eurocodes.

Une grande partie des travaux réalisés dans le cadre de ce programme se retrouve aujourd'hui dans l'Eurocode 8.

Et tous les programmes de recherche qui ont suivi et auxquels nous avons participé avaient pour objectif de fournir des éléments afin d'améliorer la réglementation. Aujourd'hui, on considère qu'ils ont atteint largement leur objectif.

Les progrès réalisés sur le comportement non-linéaire évoqué ci-dessus ont été initiés par une thèse que nous avons réalisée avec une étudiante en 2000, dans le cadre du programme de recherche européen « ICONS ». Géodynamique et Structure contribue actuellement au programme « SERIES », lancé en mars 2009, qui concerne particulièrement l'utilisation des grands moyens expérimentaux comme les tables vibrantes, les centrifugeuses, les murs de réactions, pour la conception des infrastructures en zone sismique.

Ce programme triennal regroupe une quarantaine de partenaires. La revue de mi-projet se tiendra au mois de mai 2011.

D'autres programmes sont en cours concernant également les outils expérimentaux, la vulnérabilité des systèmes...

Il y a évidemment un décalage entre le moment où la recherche est amorcée et le moment où elle est appliquée.

On peut espérer que ces connaissances seront mises en pratique dans les années à venir.

Les entreprises seront bien sûr tenues à appliquer les Eurocodes et elles y trouveront des avantages certains : dans la mesure où il existe un corpus unifié à travers l'Europe, l'entreprise française qui ira travailler en Allemagne, en Italie ou en Angleterre n'aura pas à apprendre un nouveau règlement mais travaillera avec les outils qu'elle utilise en France, ce qui représente un avantage énorme. L'objectif est de faire en sorte que les pays qui n'ont pas encore leurs propres codes réglementaires adoptent les Eurocodes, ce qui représente un enjeu économique important.



LA CENTRIFUGEUSE GÉOTECHNIQUE D'IFSTTAR (EX-LCPC) À NANTES

En 1985, la mise en service d'une centrifugeuse au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) représentait une innovation majeure et remarquable dans le cas d'études et de recherches en macrogravité. Aujourd'hui, la modélisation physique d'ouvrages géotechniques en centrifugeuse est une approche expérimentale répandue. Elle permet d'étudier le comportement d'ouvrages géotechniques comme les fondations, les ancrages offshore, les tunnels, les remblais ou les soutènements, en modèles réduits. Elle est utilisée régulièrement pour obtenir des données expérimentales difficiles à recueillir in situ ou résultant d'études paramétriques principalement dans des problématiques d'interaction sol-structure.

La centrifugation des modèles réduits permet de reproduire des états de contrainte semblables à ceux régnant dans l'ouvrage prototype en vraie grandeur. Les conditions de similitude étant satisfaites, les résultats expérimentaux peuvent être extrapolés directement du modèle réduit vers l'ouvrage prototype, ou être comparés avec des modèles numériques.

Les efforts sont exercés en vol à l'aide de vérins ou du téléopérateur (TOP), ou du simulateur de séismes (SdS), pilotés à distance depuis la salle de commande.

Le facteur de réduction d'échelle est égal à l'accélération centrifuge qui lui est appliquée, au maximum 200 g.

Sur quels projets de génie civil travaillez-vous actuellement dans le cadre de Géodynamique et Structure ?

Nous sommes très actifs dans le domaine du nucléaire, notamment sur les projets des EPR. Nous venons de finaliser les études sismiques de la station de pompage de l'EPR de Flamanville, et nous réalisons actuellement le même type d'études

7- Vue générale de la centrifugeuse géotechnique.

8- Viaduc de Millau (Aveyron).

pour l'EPR de Penly en Seine-Maritime, et celui de Hinkley Point au Royaume-Uni. Nous sommes également très présents aux côtés des industriels (GDF Suez, Storengy, Total, Arcelor-Mittal...), en raison de la publication récente de la nouvelle réglementation concernant les ouvrages industriels. Nous travaillons avec eux pour faire des réévaluations de leurs sites actuels et voir quelles sont les implications de la nouvelle réglementation sur leurs installations. Nous travaillons aussi avec Areva et le CEA sur l'évaluation d'ouvrages existants ou en cours de construction. Nous avons également un rôle de conseil pour le compte d'Iter à Cadarache, où nous avons en charge la revue des études concernant le soutènement de la fouille du bâtiment principal (tokamak).

Dans le domaine du génie civil, nous réalisons pour le compte de Bouygues des études sur le terminal méthanier à Dunkerque ou pour Vinci sur des projets variés.

Quels sont les premiers enseignements que l'on peut tirer de la catastrophe nucléaire au Japon ?

Il semblerait, mais il faut rester très prudent car les événements sont récents et nécessiteront de nombreuses études approfondies, qu'en dépit d'un niveau de séisme très largement supérieur à celui qui était attendu et pour lequel les ouvrages ont été conçus, ceux-ci se sont plutôt bien comportés pendant le séisme. Ce qui a coûté un grand nombre de vies humaines et provoqué les ravages colossaux est lié au tsunami généré par ce séisme. Les études futures confirmeront sans doute que la conception parasismique mise en œuvre au Japon, qui n'est pas fondamentalement différente de celle suivie par les autres pays, est robuste et permet de préserver les vies humaines. □

(1) - **Accélérogrammes** : représentation temporelle des caractéristiques du séisme.



LES APPORTS DE L'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE DANS TOUT PROJET DE CONSTRUCTION

AUTEUR : JACQUES ROBERT, DIRECTEUR DU MANAGEMENT DES RISQUES CHEZ ARCADIS, PRÉSIDENT DU COMITÉ GÉOTECHNIQUE DE SYNTEC-INGENIERIE

DES OUVRAGES À CONSTRUIRE DE PLUS EN PLUS COMPLEXES, DANS UN ENVIRONNEMENT DE PLUS EN PLUS SENSIBLE ET DES EXIGENCES DE DURABILITÉ DE PLUS EN PLUS ÉLEVÉES, TELS SONT LES DÉFIS AUXQUELS DOIT RÉPONDRE L'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE, DANS L'OBJECTIF D'ASSISTER LE MAÎTRE D'OUVRAGE À FAIRE LES MEILLEURS CHOIX FACE AUX INCERTITUDES ET ALÉAS GÉOTECHNIQUES, ET DE RÉDUIRE AINSI LES RISQUES ASSOCIÉS.



1- Des ouvrages complexes dans un voisinage sensible.

L'ÉVOLUTION RÉCENTE DE L'INGÉNIERIE GÉOTECHNIQUE

Il est utile de rappeler que la Géotechnique est la science du non visible mise au service de la conception et de la réalisation des infrastructures non vues la plupart du temps et qui doivent surtout le rester : un contre-exemple chinois l'illustre parfaitement (photo 2) ! Ce n'est pas pour autant une science occulte, ni une science accessoire car vouloir l'ignorer conduit inévitablement à des mauvaises surprises. Comme le soulignait le célèbre « géotechnicien »

Francis Bacon au cours du millénaire précédent : « On ne commande à la nature qu'en lui obéissant ».

De très mauvaise réputation au cours du siècle dernier car considérée comme étant à l'origine de tous les sinistres d'interaction sols-structures, l'ingénierie géotechnique a dû se remettre en cause et faire preuve de beaucoup de pédagogie auprès des intervenants à l'acte de construire pour les sensibiliser à l'indispensable plus-value qu'elle apporte à tout projet.

Le point de départ de cette « longue

marche » a été la parution en juin 2000 de la norme NFP 94-500 sur la classification et les spécifications des missions géotechniques. Comme l'énonçait le chapitre 1, « Le présent document précise le contenu et les limites des six missions géotechniques types ainsi que leur enchaînement recommandé au cours de la conception, de la réalisation et de la vie d'un aménagement de terrain ou d'un ouvrage ».

La consécration de la reconnaissance de l'apport de cette discipline dans l'acte de construire s'est traduite dans

la révision en décembre 2006 de cette norme, dont l'avant-propos sensibilise le lecteur sur la « Problématique de la maîtrise des risques liés aux aléas géologiques ». Cette reconnaissance se traduit dès le nouveau chapitre 1 : « Le présent document précise le contenu et les limites des missions types d'ingénierie géotechnique ainsi que leur enchaînement au cours de la conception, de la réalisation et de la vie d'un aménagement de sites ou d'un ouvrage afin de contribuer à la maîtrise des risques liés aux aléas géologiques ».

Ainsi, cet enchaînement des missions, seulement « recommandé » en 2000, devient une des conditions de réalisation d'un projet de qualité dans un budget et un délai maîtrisés.

Depuis, les diverses instances en charge de rassembler les professionnels de la Géotechnique ont contribué à promouvoir de nombreuses actions pour accroître l'apport de l'ingénierie géotechnique dans tout projet d'aménagement de sites ou de construction, et le faire savoir : ainsi, des prises de risque inutiles pourront mieux être évitées que dans le passé (dessin 3).

LES PRINCIPALES ACTIONS RÉALISÉES

Sans vouloir être exhaustif, rappelons les principales actions de la profession qui se sont traduites la plupart du temps par des recommandations, disponibles sur les sites internet de SYNTEC-INGENIERIE ou de l'Union Syndicale Géotechnique.

→ Les recommandations sur la assistance des investigations géotechniques pour la construction de bâtiments (2005). Il était indispensable de rappeler l'importance des investigations géotechniques comme données d'entrée pour les missions d'ingénierie géotechnique, à une période où la recherche d'économie et de réduction des délais étaient devenues une priorité sinistrogène : l'expérience du passé n'a pas été retenue a priori, bien qu'elle soit célèbre (dessin 4).

→ Synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique et de maîtrise d'œuvre pour la construction de bâtiments (2009). Ces recommandations ont pour objet la bonne synchronisation de ces missions et proposent deux



2
© DR

2- Renversement d'un immeuble consécutif à une fouille adjacente.

séries de tableaux : la première série établit la correspondance entre les deux types de missions, la seconde définit les prestations dues par chacun, maîtrise d'œuvre et ingénierie géotechnique, dans le cadre d'une collaboration étroite. Cette synchronisation devrait éviter les sinistres liés directement à des problèmes d'interfaces (photo 5).

→ Synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique et de maîtrise d'œuvre pour la construction d'infrastructures (2010). Ces recommandations ont également pour objet la bonne synchronisation de ces missions, mais compte tenu du plus grand nombre d'intervenants, elles précisent les prestations dues par chacun, maîtrise d'œuvre, ingénierie géotechnique et entreprise, dans le cadre d'une collaboration étroite : elles ont pour ambition d'être un facteur déterminant dans la réussite des futures infrastructures, aussi bien sous l'angle qualité des ouvrages que respect des coûts et des délais.

→ L'enquête sur la sinistralité des géo-

techniciens sur la période 1998 – 2007 (2010). Cette enquête, qui faisait suite à celle réalisée sur la période 1988 – 1997, a permis de cerner les effets de la norme NFP 94-500 sur la sinistralité de cette profession. Les points positifs, liés à la meilleure mobilisation du géotechnicien sur les projets, sont nombreux : forte baisse des sinistres liés à des tassements, à des fissurations de dallages, à des infiltrations d'eau, à des défauts de conseil. Par contre, les sinistres liés au non enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique n'ont pas encore disparus : la sensibilisation des maîtres d'ouvrages et des maîtres d'œuvre est à poursuivre pour améliorer la prévention des risques.

→ Recommandations sur le choix des paramètres géotechniques pour les dallages (2011). Établies en colla-

boration avec le COPREC et l'UNESI, ces recommandations mettent l'accent sur la complexité de la conception des dallages liée à la nécessaire conformité des contraintes d'exploitation aux hypothèses du projet, à la qualité de sa réalisation et à la régularité des opérations de maintenance.

Ces actions conduites par la profession ont été complétées par sa participation active à d'autres actions plus transversales concrétisées également par des recommandations dont les plus importantes vis-à-vis des risques géotechniques sont les suivantes :

→ La méthode observationnelle pour le dimensionnement interactif des ouvrages, ou en abrégé la conception interactive (2005). Cet ouvrage, en conformité avec l'Eurocode 7 Calcul géotechnique, met l'accent sur l'intérêt de l'application d'une telle méthodologie pour les projets d'ouvrage complexes dans un contexte de voisinage sensible et des conditions géotechniques difficiles à bien appréhender au préalable : son application devrait permettre de minimiser les conséquences de problèmes qui surviennent en cours de chantier (photo 6).

→ Le guide pour la réalisation des terrassements des plates-formes de bâtiments et d'aires industrielles dans le cas de sols sensibles à l'eau (2009). Il a pour ambition de réduire voire supprimer les risques les plus fréquents, mais bien sûr, il ne se substitue pas aux missions d'ingénierie géotechnique qui seules permettent la mise en œuvre des solutions techniques les mieux adaptées à chaque projet et à chaque site.

→ Les recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement (2009). Comme pour le précédent guide, ces recommandations ont pour objectif de supprimer les risques les plus fréquents qui sont souvent liés à une mauvaise application de cette technique d'amélioration de sols (contexte géotechnique mal adapté ou structure de l'ouvrage trop sensible aux tassements).

→ Les normes européennes sur l'exécution des travaux géotechniques (2007-2011). Elles traitent en particulier du clouage, des pieux forés, des parois moulées, de l'amélioration des massifs de sol par vibration.

→ Les normes nationales complémentaires de la norme européenne EN 1997 1&2 : Eurocode 7, Calcul géotechnique.



3



4



À ce jour, seules les normes sur les remblais renforcés et massifs de sol cloué (NFP 94-270), sur les écrans de soutènement et ancrages (NFP 94-282) sont publiées.

→ Les décrets et arrêtés sur la prévention du risque sismique (2010), qui conduisent également à une prévention du risque sécheresse (renforcement des structures).

→ Les recommandations sur l'amélioration des sols par inclusions rigides (programme de recherche ASIRI) qui seront publiées en 2011.

LES PRINCIPALES ACTIONS EN COURS

Les axes de progrès dans la recherche de la maîtrise des risques géotechniques et du développement durable sont encore nombreux, et la profession veut rester l'élément moteur dans ces recherches. Ainsi, les principaux chantiers en cours, à l'initiative de la profession ou en accompagnement d'actions plus transversales, sont les suivants :

→ L'établissement de recommandations pour l'utilisation des géomembranes en tant que système réparatoire des ouvrages sinistrés par la sécheresse ;

→ Les géostructures énergétiques, sous les trois aspects de l'adéquation entre le dimensionnement des fondations et les besoins énergétiques, du comportement thermo-mécanique des fondations, du développement de normes de dimensionnement pour ce type d'infrastructure ;

→ Les futurs décrets et normes sur les Déclarations de Travaux (DT) et les Déclarations d'Intention de Commencer des Travaux (DICT), destinés à mieux responsabiliser les maîtres d'ouvrages, les concessionnaires et les entreprises pour éviter les sinistres souvent très graves liés à l'endommagement de réseaux en cours de travaux (photo 7) ;

→ Recommandations de l'AFTES « Incertitudes et risques géotechniques », qui devraient paraître en 2011 ;

→ Les normes nationales complémentaires de l'Eurocode 7, concernant les fondations profondes (actuellement à l'enquête publique), les fondations superficielles, les murs de soutènement et les ouvrages en terre ;

→ La réécriture des fascicules du CCTG concernant les tunnels (fascicule 69, qui devrait être publié en 2011) et l'exécution des travaux géotechniques (fascicule 68).

LES ACTIONS DE COMMUNICATION

La géotechnique étant la science du non visible, l'ingénierie géotechnique doit d'autant plus communiquer sur le rôle important qu'elle remplit dans la maîtrise de la sécurité, de la qualité, du coût et du délai de construction lors de la conception puis de la réalisation de tout ouvrage.

Pour illustrer ce souci constant, il suffit de mentionner les journées d'études ou d'échanges qui ont eu lieu à son initiative l'an passé et cette année :

→ Journée d'études le 14 décembre 2010 à Paris à la FFB : « Risques géotechniques et sinistres constatés, comment mieux gérer ces risques ? ». Les 200 participants ont montré tout l'intérêt que portent les différentes composantes de l'acte de construire à ce type de rencontres qui permet de présenter les avancées et d'échanger sur ce qu'il convient d'améliorer.

→ Le 10 février 2011 au CNAM, réunion d'information et d'échanges sur la Géotechnique : les actions réalisées et celles à entreprendre. Les 80 participants ont confronté leurs retours d'expérience et leurs attentes pour poursuivre l'amélioration des services rendus par l'ingénierie géotechnique. Cette réunion se tiendra maintenant selon un rythme annuel.

→ Les 22 & 23 juin 2011, Solscope 2011, congrès biennuel qui se tiendra cette année au palais des congrès de Beaune sur le thème « Pour une bonne réalisation des ouvrages géo-

5- Erreur de dimensionnement.

6- Arrivée d'eau en fond de fouille.

7- Explosion suite à l'endommagement de réseaux en cours de travaux.

techniques ». La participation attendue est supérieure à 200 acteurs de la construction. Tout projet comporte des ouvrages géotechniques qui, bien que la plupart du temps peu visibles, doivent être d'une qualité irréprochable pour servir de bonne assise à la superstructure.

CONCLUSION

Espérons que ce panorama sur les actions passées et à venir concernant directement la géotechnique aura convaincu le lecteur sur l'importance de la valeur ajoutée apportée par l'ingénierie géotechnique à tout projet d'aménagement de site ou de construction. En guise de conclusion, trois constats concernant l'acte de construire méritent d'être soulignés :

→ Les besoins du maître d'ouvrage sont bien identifiés : la bonne maîtrise de la sécurité des personnes (aussi bien en phase réalisation qu'exploitation), de la qualité de l'ouvrage, de son délai et de son coût de réalisation ;

→ La forte complexité de la majorité des projets qui sont tous des prototypes, complexité croissante par un contexte géotechnique du site de moins en moins favorable, par une structure de l'ouvrage de plus en plus exigeante vis-à-vis de son comportement acceptable, par un voisinage de plus en plus sensible ;

→ Les ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, fondations en particulier) sont toujours réalisés avant

les structures définitives de l'ouvrage projeté.

Face à ces constats, l'ingénierie géotechnique doit relever un défi permanent et toujours spécifique à chaque ouvrage. Pour cela, elle doit privilégier quatre axes d'amélioration pour atteindre les objectifs du maître d'ouvrage :

→ Le management des risques géotechniques doit être efficace, dynamique et traçable. Il faut entre tous les acteurs de la construction partager, transparence et réactivité sans oublier la gestion des interfaces entre les divers intervenants ;

→ Les missions d'ingénierie géotechnique doivent se dérouler au bon moment, donc en avance par rapport aux missions des autres ingénieries ;

→ La géotechnique est une science expérimentale du non visible : il faut donc développer la conception interactive (adaptation si nécessaire de la conception en fonction du comportement observé du terrain encaissant, des avoisinants et de l'ouvrage en cours de construction) qui ne doit pas être appelée méthode observationnelle, car elle suppose un investissement plus important en études (étude de plusieurs comportements prévisionnels et analyses en retour) pour pouvoir réaliser des ouvrages géotechniques plus économiques et en toute sécurité ;

→ Le géotechnicien, comme tout ingénieur dans sa spécialité, doit, pour être performant, avoir une bonne connaissance théorique de sa science, avoir un solide retour d'expérience, et être un bon pédagogue pour convaincre et maintenir un dialogue constructif entre les intervenants à l'acte de construire, dans un esprit de partenariat gagnant – gagnant.

Cette mobilisation de l'ingénierie géotechnique permet de relever le défi d'ouvrages à réaliser de plus en plus complexes dans un voisinage de plus en plus sensible, tout en ayant le souci de privilégier le développement durable (photo 1). □



© FRANCE MACCAFERRI

MACCAFERRI

LES SPÉCIALISTES DE LA STABILISATION

REPORTAGE DE BERNARD ALDEBERT

TERRAINS, ROCHES, COTEAUX, BERGES... BIEN CONNU EN FRANCE POUR SA PRODUCTION DE GABIONS, FRANCE MACCAFERRI EST EN FAIT ÉGALEMENT SPÉCIALISTE D'UNE LARGE GAMME DE TECHNIQUES DE STABILISATION UTILISÉES DANS DE NOMBREUX OUVRAGES OU CONFIGURATIONS. LE GROUPE INTÈGRE AINSI L'ENSEMBLE DE LA CHAÎNE DE LA RECHERCHE, LA PRODUCTION JUSQU'AU SUIVI DE MISE EN ŒUVRE, VOIRE PARFOIS LA MISE EN ŒUVRE ELLE-MÊME. C'EST À CE TITRE QU'IL TRAVAILLE ACTUELLEMENT SUR LE PONT DE BACALAN-BASTIDE À BORDEAUX.

Maccaferri est un groupe aux multiples composantes dont la plus forte se situe dans le domaine de l'ingénierie environnementale. Né en Italie, à Bologne, propriété de la même famille depuis sa fondation il y a plus de 130 ans, il est présent dans le monde entier avec ses 4 400 salariés. Dans ce domaine d'activité, il est particulièrement reconnu dans les produits issus du tréfilage,

et depuis peu dans les solutions de drainage. Aussi, son activité s'étend elle des ouvrages d'infrastructures aux ouvrages hydrauliques, en passant par l'aménagement paysager ou tout autre ouvrage lié à l'environnement (lutte contre l'érosion, bassins, centres d'enfouissement, ouvrages de dépollution...).

Sa volonté d'intervenir sur l'ensemble de la chaîne Recherche-développe-

ment, Études, Fabrication, Fourniture et Réalisation (pour certaines solutions) lui permet de disposer d'une parfaite maîtrise des besoins de chacune de ces étapes, et de faire bénéficier la R&D des conclusions pragmatiques de la mise en œuvre.

Bien connue en France depuis 1986, d'abord sous le nom de France Gabion jusqu'en 2004, de France Maccaferri depuis, la société emploie une qua-

rantaine de personnes dont une part importante dans son bureau d'études techniques. Son siège est situé à Valence (Rhône-Alpes).

UNE OFFRE DIVERSIFIÉE

Directement issue des activités de tréfilage, l'offre de Maccaferri s'illustre d'abord par la catégorie des produits en grillage acier à double torsion à mailles hexagonales : ce sont les



© FRANCE MACCAFERRI

2

gabions-boîtes, les matelas Reno, les grillages ou encore les Terramesh (destinés aux soutènements en remblai renforcé à parements minéral ou végétalisable). Sans doute connaît-on surtout la société pour ce type d'activité ; « pourtant, notre diversification a été considérable avec le temps, souligne Éric Roquel, directeur commercial de France Maccaferri. C'est ainsi que nous proposons des solutions étendues en géosynthétiques avec notamment les géodraines, les géomats (pour la végétalisation) et, bien sûr, les géogrilles de renfort. De même, pour la protection contre les chutes de roches, essentiellement pour les falaises, nous fabriquons des filets HEA, des barrières et panneaux, toujours en acier. Enfin, dans le domaine des remblais renforcés,

1- Immersion des gabions à cellules multiples lors des travaux de fondations du pont Bacalan-Bastide à Bordeaux.

2- Confortement des berges du Lez dans l'Hérault par matelas Reno.

3- Mur de soutènement sur la rocade Ouest de Perpignan.

nous proposons désormais en France le MacRes (solution à parement vertical en béton) ».

Spécialiste du renfort, Maccaferri est aussi actif dans le domaine routier avec des solutions innovantes pour couches de roulement (géogrilles en fibres de verre) et couches de forme. Enfin, la société a également dans sa gamme une offre de fibres de renfort pour béton, dallage, tunnel ou préfabrication.

DES SPÉCIALISTES DU GABION

Les gabions sont des structures destinées, en milieu fluvial, à empêcher l'érosion provoquée par les turbulences aux pieds des ouvrages ou à stabiliser les berges. Il s'agit en fait de constituer des matelas extrêmement drainants mais parfaitement stables, qui

retiennent les sols. Ils pourraient être comparés à des caisses aux parois en grillage acier double torsion remplies de pierres, dont la taille optimale assure stabilité et calage. Ces ouvrages, qui font généralement l'objet d'études et de dimensionnement, varient en dimensions en fonction de leur usage.

« Les gabions-boîtes sont plutôt utilisés pour les problématiques de soutènement (milieux terrestres comme fluviaux), tandis que les matelas Reno sont utilisés pour la protection de berges ou autres problématiques spécifiquement hydrauliques. Enfin, nous produisons également des gabions dits à cellules multiples ou encore des gabions sacs », précise Éric Roquel.

La durabilité du produit est assurée par une galvanisation qui peut être complétée par un revêtement plastifié. « Ainsi, nous estimons que nos ouvrages peuvent durer 120 ans avant que la protection et la galvanisation aient disparus, ce qui signifie une durée de vie de la protection ainsi mise en œuvre beaucoup plus longue ».

En association aux structures gabions, sont intégrées une (ou deux) nappe(s) en géotextile aux fonctions filtrantes et/ou anti-poinçonnantes. Dans le cas des gabions à cellules multiples, ces nappes ont des dimensions supérieures aux cages-gabions sur certains côtés afin d'assurer un recouvrement aux interfaces et donc la continuité de la protection filtrante. « Pour des ouvrages spécifiques ou difficiles, les gabions sont étudiés par nos soins pour répondre d'une part aux exigences de protection, d'autre part aux conditions de mise en œuvre », poursuit Éric Roquel.

Fort de cet ensemble de spécialités cohérentes, France Maccaferri est largement leader sur ses secteurs puisqu'il a conquis environ 80 % du marché du gabion boîte en double torsion, voire plus en ce qui concerne les matelas de gabions.

La société fournit également environ la moitié des équipements de confortement en montagne. Sa présence sur les marchés des gabions électrosoudés pèse de l'ordre de 40 % et environ 8 % du marché en ce qui concerne les géosynthétiques.

PROTECTION DES PILES DU PONT BACALAN-BASTIDE À BORDEAUX

Le nouveau pont levant de Bordeaux franchit la Garonne sur six appuis : deux culées, deux piles intermédiaires et deux embases au milieu du fleuve qui supporteront les quatre pylônes de la travée levante.



© FRANCE MACCAFERRI

3

**FRANCE MACCAFERRI :
CHIFFRES-CLÉS**
CA : 13 M€ en 2010
EFFECTIFS : 55
**ZONES D'ACTIVITÉ : France
Métropolitaine, DOM-TOM,
Afrique Francophone**

Ces embases, chacune en forme de radoub, sont préfabriquées puis transportées sur site à l'aide de remorqueurs de haute mer, avant d'être lestées en place puis ancrées sur le lit du fleuve à l'aide de pieux. Elles supporteront au final les superstructures. Mais les courants importants de la Garonne, dans les deux sens en raison de la marée, exposent les parties basses immergées des embases et des piles à de forts risques d'affouillements. Il était donc indispensable de les protéger.

La solution de gabions à cellules multiples de France Maccaferri a alors été préférée à l'enrochement, afin de constituer un gigantesque matelas protecteur en amont et en aval des piles. Les gabions préparés sur site par Maccaferri sont transportés par barge jusqu'à un ponton. Chaque gabion mesure 8 m de long sur 2 m de large pour une épaisseur de 50 cm, et compte vingt-sept points d'ancrage en surface. Ces ancrages servent à leur manutention par une grue depuis le ponton, en vue de leur immersion. Mais chaque gabion doit être posé perpendiculairement à la pile avec l'aide d'un scaphandrier. Ce dernier est obligé d'opérer « en aveugle » car les eaux du fleuve sont ici très opaques. De plus, le créneau de travail possible entre deux marées (là où la vitesse du courant est inférieure à 0,5 m/s) est limité à 1h30. Dans ces conditions de travail difficiles, il n'est possible de poser qu'un gabion par jour.

**DES RÉALISATIONS
DE RÉFÉRENCE**
→ Les rives du Lez (Hérault)

Le Lez est un fleuve côtier aux crues violentes qui menace régulièrement les communes qu'il traverse notamment celle de Lattes. Dans le cadre d'un large aménagement (renforcement des berges, création d'un chenal), le confortement des 6 km de digues est assuré par la mise en place d'un matelas Reno. Les travaux ont pris fin en juillet 2010, après la pose de 37 500 m² de matelas Reno.



© FRANCE MACCAFERRI

**→ Soutènement sur
la rocade Ouest
de Perpignan
(Pyrénées-Orientales)**

Pour le franchissement d'une voie ferrée sur l'OA1, un ouvrage de soutènement assure la stabilité des terrains en arrière de la culée.

Il est constitué de géogrilles de renfort MacGrid, complétées d'un parement en gabions en grillage métallique double torsion, solution qui permet d'atteindre la hauteur de 9 m sous de fortes contraintes. L'ensemble est aussi dimensionné pour reprendre les efforts induits lors du poussage du tablier du pont-rail.

Le parement est composé de pierres de deux teintes contrastées, beige et noir. Les travaux ont été réalisés en janvier et février 2010 et couvrent une surface de 500 m².

**4- Soutèment de la
plate-forme de la chambre
des vannes du barrage
de Rizzanese en Corse.**
**5- Ouvrage séparatif et
écran acoustique dans
le Haut-Rhin.**

→ **Le barrage de Rizzanese (Corse)**
400 m² de Terramesh System, 1 100 m³ de gabions double torsion Galfan plastifiés, 450 m² de matelas Reno en grillage double torsion Galfan plastifiés ont été posés entre mars et juin 2008 pour réaliser le mur de soutènement de la plate-forme de la chambre des vannes du barrage de Rizzanese en Corse. Les études ont été réalisées par Maccaferri.

**→ Écran acoustique
dans le Haut-Rhin**

Ouvrage de soutènement, habillage de façade, ouvrage séparatif et aussi barrière acoustique, ce sont 4 200 m³ de gabions en panneaux électrosoudés, dont 2 800 m³ en écran acoustique qui bordent la déviation de Wintzenheim dans le Haut-Rhin. Autant de solutions retenues en raison de leur bonne intégration dans le paysage viticole. □



© FRANCE MACCAFERRI

SÉMOFI

L'INGÉNIERIE DES FONDATIONS DE A À Z

REPORTAGE DE MARC MONTAGNON

DEPUIS 1997, SÉMOFI EFFECTUE DES PRESTATIONS D'INGÉNIERIE EN GÉOTECHNIQUE ET MAÎTRISE D'ŒUVRE SPÉCIALISÉES EN VUE DE RÉPONDRE À LA DEMANDE DES AMÉNAGEURS ET CONSTRUCTEURS TANT PUBLICS QUE PRIVÉS. MEMBRE DU GROUPE GSA (GÉOLOGIE SOLS ET APPLICATIONS), L'ENTREPRISE MAÎTRISE TOUTE LA FILIÈRE GÉOTECHNIQUE DE A JUSQU'À Z, DE LA RECONNAISSANCE IN SITU ET À L'ANALYSE EN LABORATOIRE JUSQU'AUX PRÉCONISATIONS AUX MAÎTRES D'OUVRAGE. C'EST CE QUE NOUS EXPLIQUE JEAN-MARC GALLET DE SAINT-AURIN, GÉRANT DE SÉMOFI DEPUIS 1997.

Initialement spécialisée dans la maîtrise d'œuvre de consolidation de carrières souterraines, Sémofo a étendu son activité, à partir des années 2000, à l'ingénierie géotechnique.

Sous la dynamique de Jean-Marc Gallet de Saint-Aurin, la société a développé en quelques années ses aptitudes dans le domaine de la géotechnique tout en restant attachée à sa première vocation.

Sémofo met à la disposition de ses clients ses compétences d'expert en géotechnique, en injection de sols, en comblement et en techniques de fondations spéciales.

Historiquement, la création de l'entreprise remonte à 1992, date à laquelle elle constituait, sous le nom de ESF (Etudes de Sols et Fondations), une émanation de SIF Bachy, jusqu'à ce qu'elle acquière son autonomie, en 1997, sous l'impulsion de Jean-Marc Gallet de Saint-Aurin et de Jean-Claude Camelan. Pour l'anecdote, tout a commencé avec deux personnes dans le garage de Jean-Claude Camelan à Melun !

Aujourd'hui, Sémofo est installée dans des locaux modernes et fonctionnels à Villeneuve-le-Roi, emploie 42 personnes et réalise un chiffre d'affaires supérieur à 55 millions d'euros.

TOUTE LA FILIÈRE GÉOTECHNIQUE

Le développement de l'entreprise tient à la volonté de ses créateurs d'initier une démarche qui lui permette de



Pierre et Jean-Marc Gallet de Saint-Aurin

« **NOUS PUBLIONS DES RÉSULTATS, NON SEULEMENT EXEMPTS DE TOUTE INTERROGATION, MAIS PRÉCISANT LES TRAVAUX À RÉALISER ET ENGAGEANT NOTRE RESPONSABILITÉ** »

couvrir l'ensemble des champs d'activités de la filière géotechnique : « Nous avons développé toutes les branches qui se situent autour de l'ingénierie géotechnique, indique Jean-Marc Gallet de Saint-Aurin qui précise : pour réussir son travail, un ingénieur géotechnique doit disposer d'essais de mécanique des sols, d'où le développement d'un laboratoire de mécanique des sols ; il lui faut également effectuer des prélèvements et des essais sur le site, d'où le développement de sociétés intégrées qui réalisent ces prélèvements et ces essais sur le site et en laboratoire : Geosond et GEO.S.LAB ».

Ainsi, le groupe « G2 », qui rassemble les trois entités Sémofo, Geosond et GEO.S.LAB, toutes détenues par Jean-Marc Gallet de Saint-Aurin et son frère Pierre, comprend aujourd'hui une centaine de personnes. Ce que met en évidence le gérant de ce groupe familial, c'est qu'au sein de G2, c'est l'ingénierie géotechnique toute entière qui est représentée.

UNE MAÎTRISE COMPLÈTE DES ÉTUDES GÉOTECHNIQUES

« Non seulement, le groupe G2 est un bureau d'études au travers de Sémofo, mais en plus, il maîtrise l'outil de reconnaissance, précise-t-il. Afin d'avoir une connaissance parfaite du sol ainsi qu'une maîtrise totale du résultat ».

« Si vous sous-traitez, par exemple, à une entreprise spécialisée la reconnaissance in situ, vous n'êtes pas toujours

sûr du résultat. Il en est de même pour les analyses en laboratoire, même si les normes en vigueur sont parfaitement appliquées. Il était donc très important pour nous, d'obtenir les résultats les plus fiables possible et de maîtriser ainsi l'ensemble de la ligne de la prestation géotechnique ».

En revanche, quels que soient les moyens dont dispose le groupe G2, son intervention se limite à la stricte étude et ne concerne en aucune façon les travaux à réaliser. Son rôle est de définir ce qu'il sera possible de poser sur le sol et de quelle façon. À partir du système de fondations qui aura été dimensionné par les sociétés du groupe G2, il appartient aux entreprises spécialisées d'effectuer les travaux.

C'est ainsi que la centaine d'ingénieurs et de techniciens appartenant au groupe est en mesure d'intervenir sur des projets de grande envergure au nombre desquels, pour citer deux opérations en cours, le Grand Stade de Lille et l'aménagement de la ZAC Batignolles à Paris, avec notamment, le parking souterrain (en partenariat avec Geotec).

UNE SPÉCIALITÉ : LES VIDES SOUTERRAINS

Au-delà de la pluralité de ses interventions dans le domaine général de la géotechnique, Sémofo dispose d'une spécialité historique, qu'elle a conservée et dans laquelle elle a bâti une solide réputation : celle de la stabilité des vides souterrains.



© SÉMOFI

« Nous sommes reconnus comme des spécialistes pour tout ce qui concerne le principe de consolidation et la maîtrise d'œuvre en suivi d'exécution pour la stabilisation de vides souterrains, indique Jean-Marc Gallet de Saint Aurin. Cela couvre les carrières souterraines de tous types mais aussi tous les réseaux de karsts et de vides présents dans le sous-sol, qu'ils soient d'origine naturelle ou anthropique.

Sémofi intervient, par exemple, dans des domaines aussi compliqués que la réfection des accès et des rues d'une ville pour lesquels le cadastre napoléonien ne correspond plus du tout au cadastre existant. Si le problème est relativement simple à maîtriser en surface, il est fréquemment d'une complexité extrême en sous-sol, en raison de la construction successive et non repérée de structures les plus diverses qui se sont juxtaposées au fil des années ».

Pour ce type d'interventions, Sémofi dispose de tous les outils qui lui permettent d'être un spécialiste du domaine, c'est-à-dire, maîtriser l'ensemble de la chaîne de reconnaissance tant par des méthodes géophysiques que des méthodes de forage, au travers du parc de matériels de forage de Geosond.

UNE RESPONSABILITÉ ENGAGÉE

C'est un thème sur lequel insiste Jean-Marc Gallet de Saint-Aurin car il considère qu'il est essentiel, plus que de donner à un bureau d'études un ensemble de résultats à interpréter, d'apporter une réponse pratique à tous les conditionnels qui peuvent figurer dans un rapport. « Nous supprimons les « si » et les « conditionnels », souligne-t-il, en publiant des résultats, non seulement exempts de toute interrogation, mais précisant les travaux à réaliser et engageant notre responsabilité ».

Ceci, conformément à la norme NF P 94-500, qui précise que la mission d'un bureau d'études géotechniques va de la reconnaissance initiale (G1) jusqu'à la maîtrise d'œuvre de suivi d'exécution (G4).

Cette prise de responsabilité d'un bout à l'autre de la chaîne constitue le cœur de la philosophie de G2 et de ses trois entités.

VERS LE JUSTE COÛT

Abordant le problème des prix, le dirigeant de G2 constate avec regret que les règles qui régissent aujourd'hui la plupart des marchés entraînent les entreprises dans une espèce de guerre au prix le plus bas possible. Il en résulte un problème : lorsqu'un projet est lancé sur la base d'une ingénierie exécutée à l'économie, il arrive qu'il ne puisse être mené à terme dans les conditions initiales du marché qui a découlé de ce type d'ingénierie.

« Quelques maîtres d'ouvrage comprennent cette philosophie et conçoivent que, pour réaliser des travaux au juste coût, il faut payer correctement l'ingénieur qui les conçoit.

Chez Sémofi, nous essayons de surfer sur cette vague de conscience et nous nous tournons, de préférence, vers les maîtres d'ouvrage qui mettent en avant la compétence. Notre but est d'insuffler à l'intérieur de l'entreprise une excellence qui soit rémunérée à sa juste valeur.

La philosophie que nous développons s'appuie sur la vraie recherche de qualité, conclut-il. Notre rôle ne se limite pas au seul respect d'une norme ».

QUATRE IMPLANTATIONS

Sémofi et ses partenaires du groupe G2 disposent, outre leur siège et leurs installations techniques de Villeneuve le-Roi, dans la banlieue sud de Paris, à proximité immédiate de l'aéroport d'Orly, d'agences à Caen, Lille et La Roche-sur-Foron.

UNE CENTAINE D'INGÉNIEURS ET TECHNICIENS

La société est constituée d'une équipe d'ingénieurs spécialisés en géotechnique, en géophysique et en environnement (sites et sols pollués). Son personnel compte des ingénieurs experts, des ingénieurs d'affaires, des ingénieurs géotechniciens et géophy-

2- Sémofi réalise des essais en laboratoire : essais routiers, essais de géotechnique.

3- Ouvrages de soutènement : tirants d'ancrage, cloutage, murs en maçonnerie traditionnelle...

4- Injections dans les sols de tous types : mousse, coulis de bentonite, ciment expansif...

5 & 6- Consolidation de carrières : piliers maçonnés, piliers, voûtes, arcs de décharge...

sondages pressiométriques, des sondages destructifs et des carottages.

Les domaines d'activité de l'entreprise recouvrent l'ingénierie et les reconnaissances géotechniques, la reconnaissance de structure, les essais en laboratoire, la maîtrise d'œuvre spécialisée (injections, consolidation de carrières, ouvrages de soutènement, fondations spéciales).

Sa clientèle très diversifiée comprend aussi bien les régions et les départements que les collectivités locales, les collectivités publiques ou semi-publiques et plusieurs inspections générales des carrières.

LES LOGICIELS

Les ingénieurs de Sémofi utilisent plusieurs logiciels de calculs et de dessins :

- **Autocad** 2011, pour la modélisation, plan d'implantation, réalisation de plan et étude carte,
- **Plaxis** en 2D et 3D pour le calcul de la stabilité des tranchées,
- **Krea** pour le calcul de stabilité des parois et des rideaux,
- **Foxta**, pour le calcul de terrassement destiné aux ouvrages complexes,
- **Talren** version 4, pour le calcul de la stabilité des talus,
- **Explodata**, pour le traitement des données acquises in situ,
- **Geolog**® pour le traitement de données acquises in situ. □

siciens, des ingénieurs diagnostic pollution, des techniciens et du personnel technique (dessinateurs, opérateurs de saisie) et du personnel administratif.

Le siège de Villeneuve-le-Roi abrite 19 ingénieurs et techniciens dont 14 géotechniciens, un spécialiste en structure, 4 spécialistes en travaux spéciaux et injections.

Les moyens en matériel sur le terrain comprennent 15 sondeuses pour des



© SÉMOFI

LES FONDATIONS DU FUTUR STADE JEAN-BOUIN À PARIS : 3 400 m² DE PAROI PARISIENNE ET 503 PIEUX

REPORTAGE DE MARC MONTAGNON

SUR UN TERRAIN DE 55 815 m², LA MAIRIE DE PARIS PROCÈDE ACTUELLEMENT À LA RECONSTRUCTION DU STADE JEAN-BOUIN, TEMPLE DU RUGBY, DONT LES STRUCTURES ET LA CAPACITÉ N'ÉTAIENT PLUS ADAPTÉES AU DÉVELOPPEMENT DE L'ÉQUIPE ET AU CONFORT DÉSORMAIS DEMANDÉ PAR LES SPECTATEURS. D'UNE SUPERFICIE CONSTRUITE DE 34 614 m², LE NOUVEAU STADE JEAN-BOUIN ACCUEILLERA 20 000 SPECTATEURS CONTRE 12 000 AUPARAVANT. UN PARKING DE 500 PLACES EST PRÉVU, AINSI QUE LA CRÉATION DE SURFACES COMMERCIALES. DÉMARRÉS À L'ÉTÉ 2010, LES TRAVAUX S'ACHÈVERONT POUR ACCUEILLIR EN 2013 LE « STADE FRANÇAIS PARIS », LE CLUB DE RUGBY À XV. L'ENTREPRISE SFI VIENT D'ACHEVER LES FONDATIONS SPÉCIALES DE L'ENSEMBLE.



© DR

Niché au pied du mythique Parc des Princes, longtemps symbole du football français, le nouveau stade Jean-Bouin et son architecture ne pouvaient s'imposer de manière arrogante.

Face à ce Parc à l'architecture marquée et massive, éloge du béton et de l'ingénierie structurelle d'une époque, l'architecte Rudy Ricciotti a pris le parti d'un contre-pied à la manière d'un cadrage-déborder rugbystique et a créé

1- Vue d'ensemble de la paroi parisienne.

pour le nouveau stade une identité propre. « Ici, la structure est suggérée, indique-t-il, et l'enveloppe de béton à fibres à ultra-hautes performances contient l'édifice telle une peau sur un corps qui devient voluptueux et gracieux ».



LES PRINCIPES STRUCTURELS GÉNÉRAUX

Les portiques formés par les poteaux de façade, les béquilles supports des gradins et les différents planchers forment les palées de stabilité.

Côté tribune présidentielle, où les largeurs sont les plus grandes, le fonctionnement de la structure est celui d'une grue. Sur les extrémités ainsi que sur les trois autres côtés, les gradins montent jusqu'à affleurer pratiquement la sous-face de la couverture.

LES FONDATIONS SPÉCIALES RÉALISÉES PAR SFI

Les portiques communs sont fondés sur des semelles continues, ancrées dans les sables et graviers rencontrés à partir d'une profondeur d'environ un mètre. Le long du boulevard périphérique, afin de ne pas créer de surcharge superficielle qui aurait pour effet d'augmenter les poussées du terrain aux piédroits du périphérique et d'y entraîner des désordres, les fondations dans cette zone sont constituées par des pieux ancrés dans le calcaire sain. Disposés au droit des portiques, ils sont reliés en tête par des longrines transversales prolongées en porte-à-faux jusqu'aux poteaux de façades et par des longrines longitudinales supportant les appuis

À PROPOS DE SFI

Implantée en Ile-de-France, SFI (société de fondations et d'infrastructures) est spécialisée dans les fondations spéciales en milieu urbain. Devenue filiale de GTS en 2006, SFI emploie 60 personnes qui conjuguent leur savoir-faire dans les domaines du confortement et du soutènement de grande hauteur.

SFI réalise des fondations spéciales, des soutènements de grande hauteur, des pieux de fondation et des consolidations.

Parmi ses réalisations les plus importantes : les fondations spéciales du stade Jean-Bouin, les pieux de fondation et parois berlinoises du stade Roland-Garros (Paris 16^e), la paroi clouée et pieux de fondation pour l'aquarium du Trocadéro (Paris 16^e), parois parisiennes auto-stables, les terrassements "en taupe" à Beausoleil sur le site du Monte-Christo (Alpes-Maritimes), les parois berlinoises et pieux de fondation, les terrassements et dépollution sur le site pour K&B, à Meudon (Hauts-de-Seine), les parois de soutènement de 4 niveaux de sous-sol du centre multifonctionnel de Cholet (Maine-et-Loire).

intérieurs. Les fondations par pieux ancrés dans le calcaire sain sont également mises en œuvre en présence de locaux en infrastructure.

UNE ENCEINTE PÉRIPHÉRIQUE

L'étude géologique du sous-sol a mis en évidence la structure suivante :

- Des remblais et alluvions anciennes du terrain naturel à la cote 31,00 NVP ;
- De la craie altérée de densité 2,0 t/m³ de la cote 31,00 NVP à la cote 26,00 NVP ;

→ De la craie fracturée de la cote 26,0 NVP à la cote 22,00 NVP, soit une épaisseur de 4 m ;

→ De la craie compacte de densité 1,85 t/m³ de la cote 22,00 NVP à la cote 19,00 NVP, soit une épaisseur de 3 m ;

→ De la craie compacte de densité 1,90 t/m³ au-delà de la cote 19,00 NVP, dont la pression limite moyenne est de 50 bar.

Sur la base de ces résultats, au niveau de la structure extérieure, l'ouvrage

2- Forage des pieux de fondations du stade proprement dit.

3- Réalisation de la paroi parisienne en béton projeté.

4- Pendant la phase de terrassement, la paroi parisienne est soutenue par deux lits de butons métalliques.

5- Les pieux tangents de soutènement du gymnase.

est construit à l'abri d'une enceinte périphérique en paroi parisienne, réalisée par l'entreprise SFI (groupe NGE), constituée de 247 pieux parisiens de diamètre 600 et de 16 à 20 m de profondeur, ancrés dans la craie compacte, à l'écartement de 2,50 m.

La paroi définitive est réalisée en béton projeté armé structural sur une épaisseur de 0,30 à 0,40 m, sur une profondeur de 12 m. Pour réaliser ces travaux, SFI a mis en œuvre deux ateliers constitués d'une foreuse Casagrande ▷




6

© DR


7

B 125 de 48 tonnes, et d'une foreuse Soilmec SF70 de 55 tonnes.

L'atelier de béton projeté comprenait un compresseur Ingersoll Rand 1235 d'une capacité de 21 000 l/min, une trémie d'attente Secatol d'une capacité de 8 m³ et une machine à projet Aliva 263.2 d'une capacité de 8 m³/h.

LE CAS PARTICULIER DU GYMNASE

Le projet inclut la construction d'un gymnase dont la reprise des charges de structure a nécessité des dispositions particulières au niveau de la stabilité définitive de l'ouvrage, en raison de la grande hauteur des parois de structure. Ainsi, sur une longueur de l'ordre de 50 m, la stabilité de la structure est assurée par 117 pieux tangeants de 0,50 m de diamètre et de 16 m de profondeur.

LES PIEUX DE STRUCTURE INTÉRIEURS

À l'achèvement de la paroi parisienne, les terrassements de l'enceinte intérieure sont exécutés à l'avancement, par passes successives de 2 m, ce qui représente un volume total de 80 000 m³, avec mise en place simultanée de deux lits de butons métalliques en HEB 240 : en tête de paroi, un premier lit à l'espacement de 7 m de butons de 8 m de longueur ; à 2,50 m plus bas, un second lit de butons à l'espacement identique, inclinés à 45°, de 8 m de longueur.

Dans l'enceinte intérieure de l'ouvrage, sous le futur stade, les charges sont reprises par 503 pieux de diamètre et de longueur variables en fonction de la zone d'implantation :

→ Dans la zone Nord (partie centrale du chantier), 374 pieux de diamètre variable de 500 à 1 000 mm, de 15 m de profondeur ;

→ Dans la zone Nord-Est, 29 pieux de diamètre variable de 500 à 1 000 m,

de 16 à 18 m de profondeur ;

→ Dans la zone Est (parallèle au boulevard périphérique), 100 pieux de diamètre variable de 600 à 1 000 m, de 14,50 à 18 m de profondeur.

Les forages des pieux ont été exécutés avec les mêmes ateliers que ceux de la paroi parisienne, le béton étant mis en place à l'aide d'une pompe Schwing d'une capacité de 80 m³/h.

Les travaux de paroi parisienne ont débuté en novembre 2010 et se sont achevés fin février 2011. Les travaux de forage et bétonnage des pieux ont commencé en janvier 2011 et se sont achevés fin mars 2011.

Il est à noter que, pendant l'hiver particulièrement rigoureux qu'a connu

6- Les terrassements représentent un volume excavé de 80 000 m³.

7- Les charges du stade proprement dit sont reprises par 503 pieux de 10 m, à 18 m de profondeur.

la région parisienne à cette période, notamment les fortes intempéries de pluie et de neige, les travaux ont été sérieusement perturbés et ralentis par rapport aux prévisions initiales. □

© AGENCE RUDY RICCIOTTI



LE PARTI ARCHITECTURAL

C'est le projet de l'architecte Rudy Ricciotti qui a été retenu par la Mairie de Paris (parmi 65 candidatures, réduites à 5 en mai 2007). Dans sa note de présentation, l'architecte explique avoir pris comme parti architectural « la poésie et le corps » plutôt que le « diktat du fonctionnalisme et de l'effort. L'asymétrie, l'ondulation et le fruit des façades sont synonymes de mouvements et d'effort qui ne sauraient prendre corps au sein d'une enveloppe figée... Afin de ne pas céder au consumérisme foncier, le bâtiment est sa propre clôture. L'absence de grille libère le stade d'une frontière physique et mentale en réconciliant complexe sportif de haut niveau et son espace public ».

CHIFFRES-CLÉS

SUPERFICIE DU TERRAIN :
55 815 m²

SUPERFICIE CONSTRUITE :
34 614 m²

PAROI PARISIENNE DE SOUTÈNEMENT : 3 400 m²
(1 250 m³ de béton)

BÉTON PROJETÉ : 1 200 m³

PIEUX DE FONDATIONS DU GYMNASE : 117 unités
de 16 m de profondeur

PIEUX DE FONDATIONS DE LA ZONE CENTRALE :
503 unités de 10 à 20 m
de profondeur

ARMATURES DES PIEUX :
200 tonnes

BUTONS : 27 tonnes

TERRASSEMENTS : 80 000 m³

TRAVAUX DE FONDATIONS :
Novembre 2010 à mars 2011

FIN DU PROJET : Automne 2013

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE :
Mairie de Paris

MAÎTRE D'ŒUVRE : Architecte mandataire Rudy Ricciotti, bureau d'études CTE BERIM, acousticien Thermi-Bel, scénographe SCENE

ASSISTANT AU MAÎTRE D'OUVRAGE : ALGOE

BUREAU DE CONTRÔLE TECHNIQUE : Qualiconsult

OPC : Planitec BTP

COORDINATEUR SPS : Presents

ENTREPRISE MANDATAIRE :
Léon Grosse (gros œuvre, charpente, couverture)

FONDATIONS SPÉCIALES :
SFI, filiale de GTS (groupe NGE)

TERRASSEMENTS : Groupe-ment Pelayo / Cosson / Setrap

LES « ENTRETIENS DU RGC&U 2011 » : DEUX PRIX DÉCERNÉS

LA FÉDÉRATION NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS (FNTP) ET L'ASSOCIATION UNIVERSITAIRE DE GÉNIE CIVIL (AUGC) SE SONT ASSOCIÉES AU RÉSEAU GÉNIE CIVIL ET URBAIN (RGC&U) POUR ORGANISER LES « ENTRETIENS DU RGC&U 2011 ». CE RENDEZ-VOUS ANNUEL DE LA RECHERCHE PROFESSIONNELLE ET UNIVERSITAIRE DANS LE DOMAINE DU GÉNIE CIVIL ET URBAIN A POUR OBJECTIF PREMIER DE FAVORISER LES CONTACTS RECHERCHE-ENTREPRISE. CECI SE TRADUIT PAR UNE LARGE PLAGE HORAIRE ACCORDÉE À « L'EXPOSITION POSTERS », PERMETTANT AUX PARTICIPANTS DE PRENDRE CONNAISSANCE DES RECHERCHES MENÉES PAR UN GRAND NOMBRE DE DOCTORANTS-EXPOSANTS. UN « PRIX DU JURY » ET UN « PRIX DU PUBLIC » ONT ÉTÉ DÉCERNÉS À AYMAN TRAD DU LABORATOIRE DE GÉNIE CIVIL ET INGÉNIERIE ENVIRONNEMENTALE (LGCIE) DE L'INSA DE LYON, ET À GAETAN BLANCK DU LABORATOIRE ENVIRONNEMENT, GÉOMÉCANIQUE ET OUVRAGES (LAEGO) DE NANCY, TOUS DEUX RÉCOMPENSÉS PAR LA FNTP.

« PRIX DU JURY » DÉCERNÉ À AYMAN TRAD ÉCRANS DE PROTECTION ELITE® TESTÉS SUIVANT LE NOUVEL AGRÉMENT EUROPÉEN ETAG 27

AUTEURS : AYMAN TRAD, DOCTORANT INSA DE LYON-GTS - ALI LIMAM, PROFESSEUR INSA DE LYON - DAVID BERTRAND, MAÎTRE DE CONFÉRENCES INSA DE LYON - PHILIPPE ROBIT, INGÉNIEUR GTS

LA NÉCESSITÉ DES ÉCRANS SOUPLES DE PROTECTION

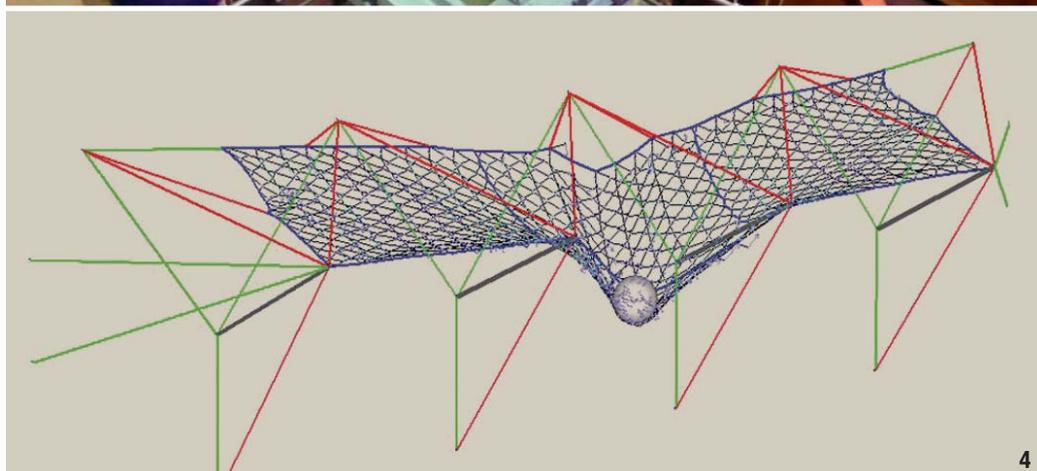
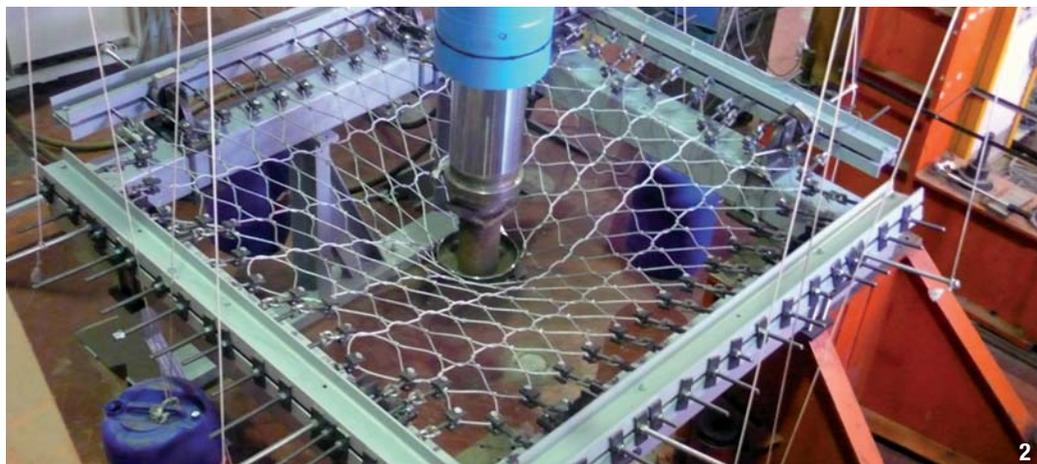
En région montagneuse, les infrastructures et les voies de communications sont soumises à de nombreux risques naturels dont les chutes de blocs rocheux. Au-delà du danger pour les usagers, les conséquences des interruptions de trafic sont d'un point de vue économique de plus en plus problématiques et il est indispensable de sécuriser ces itinéraires. Un des moyens de protection existant contre les éboulements rocheux est la mise en place d'écrans souples de protection. De par son expérience depuis plus de 20 ans, l'entreprise GTS développe sa gamme de produits Elite® (écrans pare-pierres, avaloirs/filets pendus, filets plaqués, paravalanches, claies/râteliers). Face au nouveau cahier des charges de l'agrément technique européen ETAG27, le service R&D de GTS a voulu s'associer au laboratoire de Génie Civil et Ingénierie Environnementale (LGCIE) de l'INSA de Lyon afin de compléter son expérience et sa compétence en développement technologique par la puissance des outils de simulation



numérique et l'expertise en matériaux et structures d'un laboratoire de renom. Le LGCIE vise à développer des recherches positionnées dans le cadre de l'ingénierie environnementale, qui se

construisent à partir de questions environnementales concrètes et qui visent à apporter des solutions rapidement opérationnelles. Les domaines couverts se concentrent sur la conception et la ges-

tion des ouvrages de génie civil d'une part, et sur la maîtrise des risques environnementaux aigus (séismes, avalanches, chute de blocs,...) ou chroniques (effets des polluants) liés en ▷



particulier aux milieux « eau » et « sols » d'autre part.

Au cours de la thèse d'Ayman Trad, qui a fait l'objet d'une bourse Cifre, et qui est conjointement encadrée par le LGCI et GTS, différentes échelles de travail ont été considérées pour analyser le comportement des écrans de protection et estimer la résistance de chaque élément constitutif de la structure, dans le cas de chargements quasi-statiques et dynamiques.

ÉTUDE À L'ÉCHELLE DU FILET

L'écran Elite® se caractérise par la présence d'un filet constitué d'un câble tressé en forme de gouttes d'eau. La géométrie asymétrique du filet lui confère une anisotropie de déformation qui permet d'orienter et de diffuser les efforts sur une plus grande largeur d'écran, donc sur plus d'ancrages, tout en réduisant la sollicitation des câbles de pourtour.

Un essai spécifique pour ce composant a été conçu (photo 2) : une portion de filet à échelle 1/2 de 2x2 m² est fixée à un cadre rigide par l'intermédiaire de cardans permettant de libérer les rotations du câble afin de représenter au mieux le fonctionnement réel.

2- Essai de poussée sur filet mené sur la dalle d'essais Eiffel – INSA Lyon.

3- Dissipateur GTS travaillant en flambement-frottement.

4- Modèle numérique développé.

Un vérin hydraulique permet l'application d'une charge orthogonale au plan du filet sur une surface représentative de la taille d'un bloc, simulant ainsi de manière quasi-statique l'impact d'un bloc sur le filet.

ÉTUDE À L'ÉCHELLE DES DISSIPATEURS D'ÉNERGIE

Le bon fonctionnement de la barrière de protection est tributaire du bon fonctionnement des dissipateurs d'énergie. La dissipation d'énergie peut se faire par le biais de divers phénomènes mécaniques non linéaires comme la combinaison du glissement-frottement, la rupture ou propagation de fissure, le flambement, ou par combinaison des

trois. Plusieurs dissipateurs ont été étudiés, ils ont été testés en quasi-statique ainsi qu'en dynamique. La sollicitation dynamique consiste au lâcher d'un bloc de masse connue d'une hauteur paramétrable. Le site d'essais et le protocole d'essais mis en place, permet d'appliquer une énergie jusqu'à 600 kJ à vitesse d'impact maximale de 18 m/s. La campagne d'essais effectués a permis d'aboutir à un dissipateur très performant qui travaille par combinaison entre flambement et frottement (photo 3). Ce dispositif a été breveté.

ÉTUDE À L'ÉCHELLE DE LA BARRIÈRE

Un modèle numérique (figure 4) a été développé dans le cadre de la méthode des éléments discrets. Il sert à mieux comprendre la réponse mécanique de la structure et à guider son dimensionnement par le biais des études paramétriques. Tous les éléments de la structure sont pris en considération : les poteaux, les câbles, les ancrages, les dissipateurs d'énergie, etc.

Une sphère infiniment rigide vient impacter la structure avec différents niveaux d'énergie, la réponse dynamique est ensuite analysée.

ESSAI EN GRANDEUR RÉELLE

Malgré l'intérêt et la puissance des nouveaux outils numériques et au vu de la complexité des phénomènes en jeu, il est important de noter que seuls des essais en grandeur réelle peuvent valider les capacités d'un écran de protection contre les chutes de pierres.

Le nouvel agrément technique européen ETAG27 a intégré ce principe en imposant plusieurs « crash tests » dans son protocole.

Des essais ont ainsi été réalisés à la station d'essais de l'Ifsttar située à Montagnole (73).

Ces essais ont permis de valider deux classes de barrières, la classe 3 000 kJ et 5 000 kJ. On présente ici quelques résultats de la classe 5 000 kJ testée à l'état limite maximale.

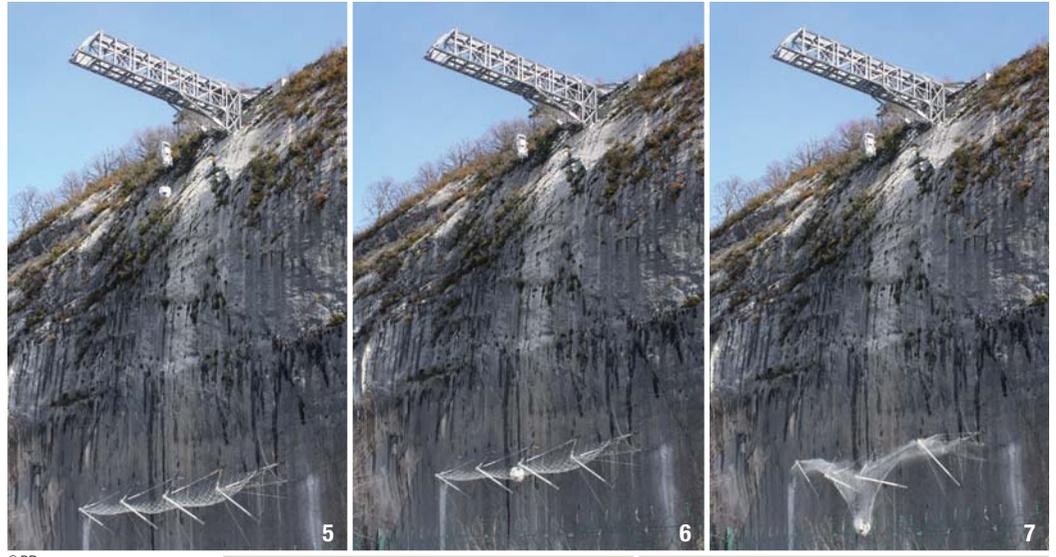
L'essai consiste au largage d'un bloc en béton armé de forme polyédrique de masse 12,3 tonnes d'une hauteur de 42 m. Une caméra rapide (1 000 im/s) a permis de suivre l'évolution de la géométrie et de tracer la courbe de décélération du bloc (photos 5 à 7 et figures 8-9).

Le bloc est stoppé au bout de 0,66 s avec une poche maximale de 11,40 m.

On observe deux phases de comportement.

L'étirement du filet puis le déclenchement des freins qui consomme 4,6 m de course, avec une décélération quasi-constante à 58 m/s^2 . La décélération moyenne permet le calcul de la force d'impact $F_{\text{max}} = 710 \text{ kN}$.

On peut comparer cet effort à celui d'un écran dit « idéal » qui procurerait un effort de décélération parfaitement constant sur la même course soit $F_{\text{idéal}} = 5\,000 \text{ kJ} / 11,40 \text{ m} = 440 \text{ kN}$. On en déduit un coefficient d'efficacité de l'écran égale à $F_{\text{max}} / F_{\text{idéal}}$ soit 1,6. Ce niveau d'efficacité n'avait jamais été encore atteint lors des tests effectués sur les quinze dernières années par la société GTS.

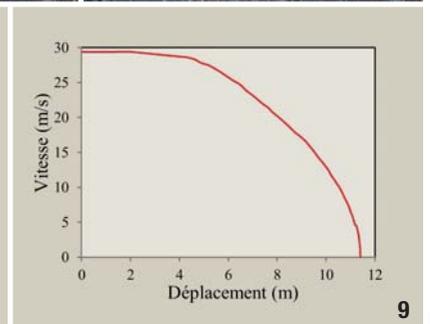
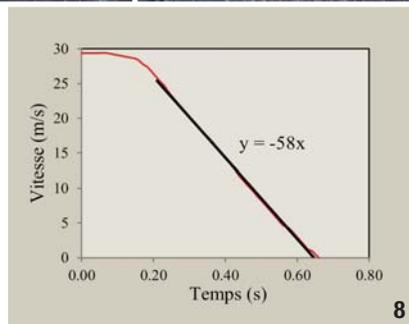


© DR

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Les écrans de filets de l'entreprise GTS de classe d'énergie 3 000 kJ et 5 000 kJ ont été validés selon les recommandations européennes de l'ETAG 27. Un nouveau dissipateur d'énergie destiné aux écrans de filets de hautes énergies a été breveté, de nouveaux concepts d'éléments fusibles pour de faible énergie restent à développer.

5 à 9- Évolution de la géométrie de la barrière et courbes de décélération.



GEOSYNTHETICS

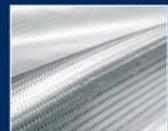
Les solutions TenCate pour les remblais renforcés sur inclusions rigides

TenCate Geosynthetics offre une solution économique parfaitement adaptée au renforcement des matelas de transfert de charge et des plateformes de travail.

TenCate Geosynthetics propose une solution complète comprenant :

- une réponse adaptée aux exigences de la maîtrise d'oeuvre
- une aide au dimensionnement avec des méthodes reconnues
- les conseils et le support technique pour la mise en oeuvre des produits

TENCATE
Geolon
TenCate Geolon® PET



Protective Fabrics
Space Composites
Aerospace Composites
Advanced Armour

Geosynthetics
Industrial Fabrics
Grass

TENCATE
materials that make a difference

« PRIX DU PUBLIC » DÉCERNÉ À GAËTAN BLANCK

ÉVALUATION DE L'INTÉRÊT TECHNIQUE ET ENVIRONNEMENTAL DE L'UTILISATION DE PRODUITS INNOVANTS DE TRAITEMENT DES MATÉRIAUX DE TERRASSEMENT

AUTEURS : GAËTAN BLANCK, DOCTORANT - OLIVIER CUISINIER, MAÎTRE DE CONFÉRENCES - FARIMAH MASROURI, PROFESSEUR.
LABORATOIRE ENVIRONNEMENT, GÉOMÉCANIQUE ET OUVRAGES - INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

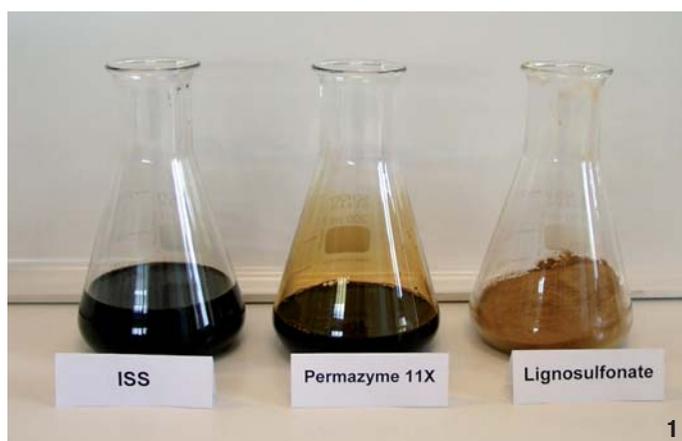
VALORISER LES MATÉRIAUX NATURELS EXCAVÉS

La prise en compte des problématiques de développement durable tend à se généraliser dans le monde de l'entreprise tous secteurs confondus.

Cette démarche conduit à proposer et à mettre en œuvre des solutions techniques toujours plus respectueuses de l'environnement et des populations sans mettre en péril l'économie des projets. Les entreprises du monde de la construction ont pleinement pris conscience de l'importance de bâtir en limitant au mieux l'impact des projets sur l'environnement. Ainsi, les principaux acteurs du secteur de la conception, réalisation et maintenance des infrastructures routières se sont engagés début 2009 auprès du ministère de l'Écologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement sur un ensemble de points à améliorer en vue d'atteindre les objectifs du développement durable dans ce secteur.

Parmi les défis à relever, l'un revêt une importance primordiale pour les entreprises de terrassement : il s'agit de la valorisation de l'ensemble des matériaux naturels excavés sur chantiers pour atteindre d'ici 2020 l'objectif « zéro apport extérieur » [1]. Répondre à cet objectif nécessite d'innover et de développer les techniques de traitement des sols existantes. Ces techniques consistent à apporter un ou plusieurs agents chimiques tels la chaux ou les ciments pour faciliter la mise en œuvre et améliorer les caractéristiques des sols excavés.

Cependant, un grand nombre de sols ne sont pas aptes à subir ce type de traitements. Une voie possible de leur valorisation consisterait à innover en les mélangeant avec des produits innovants encore appelés « non traditionnels », intégrant dans leur composition des sous-produits de diverses industries. Leur utilisation sur des sols inaptes aux traitements traditionnels a par ailleurs été proposée [2] et de façon



1- Produits de traitement : ISS, Permazyme 11X, lignosulfonate.
2- Mesure de la résistance en compression uniaxiale du limon traité à la Permazyme.

plus générale, un axe de recherche se développe autour de leur utilisation notamment aux États-Unis, où des succès ont été relevés [3, 4].

Parmi l'ensemble des produits non traditionnels, certains sont composés de résidus de la transformation de matières premières renouvelables telles le bois, les betteraves ou encore les agrumes et présentent *a priori* un impact environnemental limité.

Cependant, les connaissances scientifiques dans ce domaine restent limitées et les informations communiquées par les fournisseurs souvent biaisées et partielles conduisant à des applications non appropriées. Le manque de

connaissances objectives sur les effets de tels produits constitue un verrou scientifique majeur.

OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

Les travaux visent à évaluer de façon objective les effets de trois types de traitements innovants sur les propriétés géotechniques des sols, et d'en définir les champs d'application.

Les données acquises doivent permettre d'établir des recommandations quant à l'évaluation scientifique et technique des produits et de définir une méthodologie d'évaluation environnementale permettant de juger de la pertinence de leur emploi.

MÉTHODOLOGIE

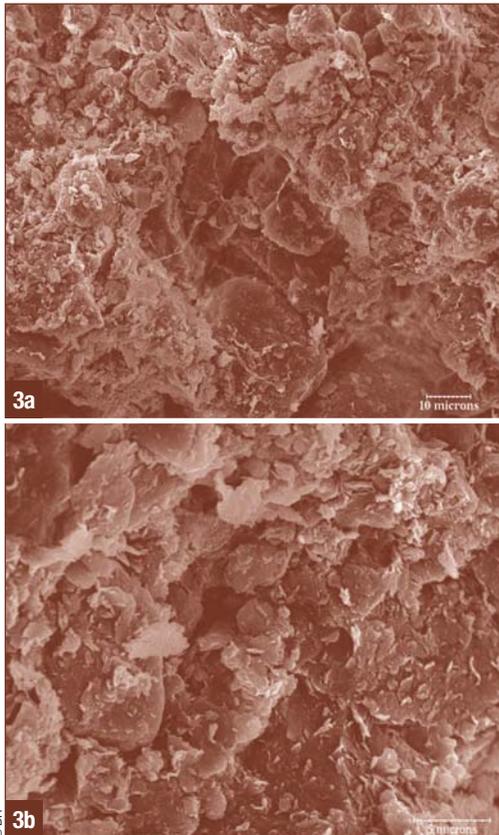
Une revue bibliographique détaillée a permis d'identifier différentes familles de produits, et de sélectionner celles qui pourraient présenter le meilleur compromis entre performances mécaniques et aspects environnementaux. Dans le cadre de cette étude, les produits commercialisés sous les noms d'ISS (Ionic Soil Stabilizer) et de Permazyme 11X ainsi qu'un lignosulfonate de calcium (photo 1) sont utilisés pour traiter trois sols : un limon, une argile et un sol sablo-limoneux. La conduite d'une série d'essais mécaniques (compactage, portance, résistance à la compression uniaxiale (photo 2), etc.) permet d'évaluer les effets des traitements et de définir leurs champs d'application respectifs. Par ailleurs, l'analyse des effets des traitements sur les caractéristiques d'identification (limites d'Atterberg, surface spécifique, etc.) et sur la microstructure des sols (Microscopie Électronique à Balayage (photos 3a et 3b), porosimétrie au mercure) révèlent des informations sur les mécanismes d'action mis en jeu. Leur compréhension est un élément-clé pour donner un cadre théorique clair à l'utilisation de ces produits innovants [5].

RÉSULTATS OBTENUS

Les premiers résultats mettent en évidence une amélioration de la compacité induite par le traitement à la Permazyme et au lignosulfonate.

Les modifications des caractéristiques de compactage sont comparables à celles observées lors d'une augmentation de l'énergie de compactage, et permettent d'atteindre des densités plus importantes pour des teneurs en eau moindres (figure 4).

Ainsi, les traitements non traditionnels peuvent se révéler intéressants pour la mise en œuvre des sols secs, en permettant de réduire l'apport d'eau nécessaire au compactage optimal du sol et d'atteindre une densité donnée, avec un investissement moindre en énergie



3- Structure du limon observée au microscope électronique :
 a- Avant traitement ;
 b- Après ajout de Permazyme.
 4- Effet des traitements à la Permazyme et au lignosulfonate sur la courbe de compactage du limon.

de compactage. Parmi les avantages mis en évidence, les volumes d'eau économisés peuvent se révéler déterminants dans le choix d'une variante, notamment dans des régions arides où la ressource en eau est peu disponible ou devant être transportée sur de grandes distances. Les méthodes non traditionnelles utilisées interviennent ainsi en complément des techniques plus classiques de traitement car leur utilisation se justifie principalement par les économies d'eau et d'énergie réalisées dans le cas de sols secs.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Certains produits de traitement étudiés ont montré une aptitude à faciliter la mise en œuvre de sols secs tout en réduisant les quantités d'eau et d'énergie nécessaires pour atteindre une performance mécanique donnée. Cette propriété spécifique permet d'envisager le traitement principalement dans l'optique de réaliser des économies environnementales lors de la construction d'un ouvrage en terre. L'utilisation de produits non traditionnels apparaît comme une solution inno-

vante pouvant participer à atteindre les objectifs de développement durable notamment par le biais de la réduction de l'impact environnemental global en particulier de la consommation d'eau et d'énergie sur chantiers de terrassement. En complément de l'étude géotechnique, une phase d'évaluation environnementale est nécessaire. En effet, les avantages environnementaux pressentis ne doivent pas être compensés par les émissions polluantes liées à l'élaboration, au transport ou à la mise en œuvre des produits de traitements.

Une démarche basée sur les techniques d'Analyse du Cycle de Vie permettra de répondre à cette problématique.

REMERCIEMENTS

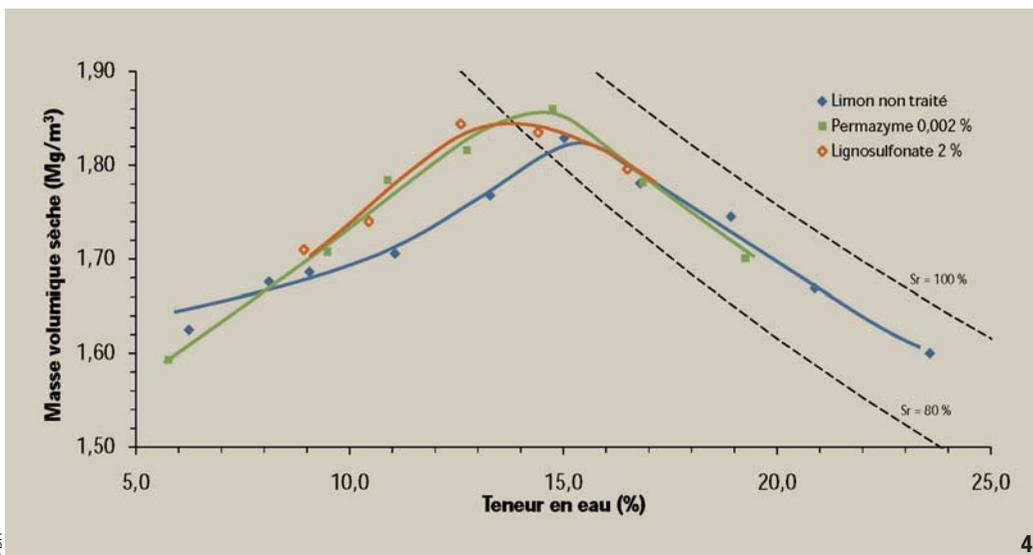
Cette étude est financée par l'Agence de l'Environnement et de la Maîtrise de l'Énergie (ADEME) sous forme d'une thèse en partenariat avec Égis Géotechnique et DTP Terrassement. Les auteurs tiennent à remercier l'ensemble des personnes impliquées dans le comité de pilotage de la thèse pour leur participation et leur soutien. □

G-OCTOPUS

ESSAIS DE CHARGEMENT DYNAMIQUE DE PIEUX

ÉQUIPEMENTS DE CONTRÔLE DE FONDATIONS

www.g-octopus.com - Tél. : +33 01 47 32 48 30



[Références]

[1] Convention d'engagement volontaire des acteurs de conception, réalisation et maintenance des infrastructures routières, voiries et espace public urbain, mars 2009.

[2] Harris P., J v. Holdt, S. Sebesta et T. Scullion, "Recommendations for Stabilization of High-Sulfate Soils in Texas" Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, No. 1952, Washington D.C., 2006, pp. 71-79.

[3] Scholen D.E., "Stabilizer Mechanisms in Nonstandard Stabilizers" Conference Proceedings 6 : Sixth International Conference on Low-Volume Roads, Vol.2, TRB National Research Council, Washington, D.C., pp. 252-260, 1995.

[4] Tingle J.S. et R.L. Santoni, "Stabilization of Clay Soils with Nontraditional Additives" Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, No. 1819, Vol.2, Washington D.C., 2003, pp. 72 - 84.

[5] Katz L.E., A.F. Rauch, H.M. Liljestrand, J.S. Harmon, K.S. Shaw et H. Albers, "Mechanisms of Soil Stabilization with Liquid Ionic Stabilizer" Transportation Research record : Journal of the Transportation Research Board, No. 1757, Washington D.C., 2001, pp. 50-57.

FONDATEMENTS ANTI-LIQUÉFACTION EN CAISSONS DE GEOMIX EN MARTINIQUE

AUTEURS : LUCIE BENHAMOU, INGÉNIEUR AU SERVICE PROJETS, SOLETANCHE BACHY FRANCE - EMMANUEL OLLIER, DIRECTEUR DE BACHY FONDACO - JEAN-MICHEL JEANTY, INGÉNIEUR PRINCIPAL AU SERVICE PROJETS, SOLETANCHE BACHY FRANCE

SUITE AUX NOMBREUX DÉGÂTS CAUSÉS PAR LE SÉISME DE NOVEMBRE 2007 EN MARTINIQUE, LA RECONSTRUCTION DE DEUX BÂTIMENTS ADMINISTRATIFS DE TYPE R+4 A ÉTÉ DÉCIDIÉE SUR LE SITE DE LA PRÉFECTURE DE FORT-DE-FRANCE. POUR RÉPONDRE AUX PROBLÉMATIQUES DE LIQUÉFACTION ET D'ÉCOULEMENT POST-LIQUÉFACTION, L'ENTREPRISE BACHY FONDACO, FILIALE DE SOLETANCHE BACHY AUX ANTILLES ET EN GUYANE, A PROPOSÉ UNE SOLUTION CONSISTANT À RÉALISER UN QUADRILLAGE EN SOIL MIXING SOUS L'EMPRISE TOTALE DES BÂTIMENTS (ENVIRON 36 X 40 M).



CONDITIONS GÉOLOGIQUES

La Martinique est classée en zone III, sismicité la plus élevée au niveau national. Elle se situe dans l'arc des Petites Antilles. La plaque caraïbe se déplace de manière relative par rapport aux plaques nord-américaine et sud-américaine. Ce mouvement se traduit,

dans la région des Petites Antilles, par une convergence entre la plaque caraïbe et le plancher océanique atlantique selon une direction approximativement est-ouest et à une vitesse d'environ 2 cm/an. Une grande partie de cette convergence est absorbée dans la zone de subduction (enfonce-

1- Outillage CSM (Cutter Soil Mixing) en activité.

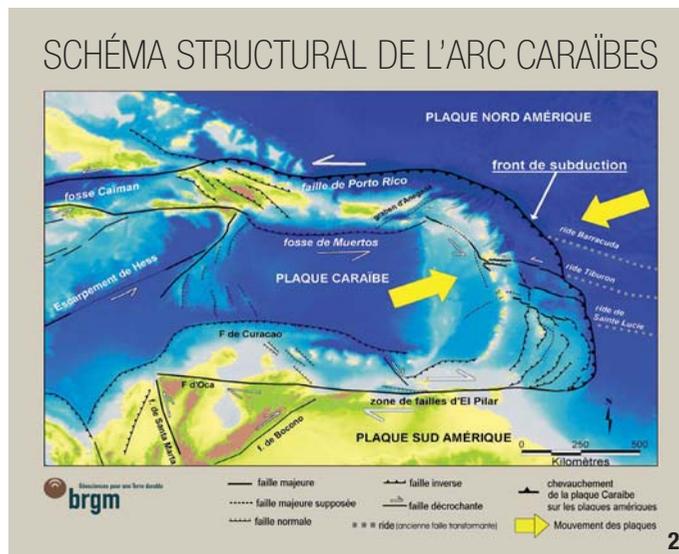
1- CSM (Cutter Soil Mixing) tool in activity.

ment de la lithosphère atlantique sous l'arc des Petites Antilles) qui marque la frontière entre la plaque caraïbe et les plaques américaines, mais une fraction résiduelle entraîne des déformations à l'intérieur des plaques, notamment au niveau de l'arc des Petites Antilles (figure 2).

La ville de Fort-de-France est en partie bâtie dans une cuvette sédimentaire au pied des collines qui la surplombent. Le « remplissage » de cette cuvette est constitué de terrains alluvionnaires fortement liquéfiables, dont l'épaisseur atteint 18 m en plusieurs secteurs, en particulier sur le site de la préfecture.

UNE SOLUTION INNOVANTE

Après le séisme de 2007, qui a provoqué la ruine partielle de certains bâtiments et la mise hors service de certaines autres, la préfecture de Fort-de-France a lancé en 2010 un projet de construction de deux nouveaux bâtiments. L'appel d'offres publié pour la réalisation des fondations sollicitait deux réponses techniques : l'une, très classique, par pieux et barrettes, et l'autre par colonnes ballastées et inclusions rigides. Dans les deux cas, l'objectif était de reporter la charge statique et les efforts sismiques des bâtiments sur un horizon de caractéristiques géotechniques convenables à travers la couche de terrains alluvionnaires de faible consistance ($PI \sim 0,3 \text{ MPa}$, $Em \sim 2,2 \text{ MPa}$) et profonds de 9 à 18 m sur le site.



La technique de pieux et de barrettes ne posait évidemment aucun problème de faisabilité.

En revanche, la solution envisagée en amélioration de sol ne répondait pas de façon satisfaisante à la problématique de l'écoulement post-liquéfaction car, en cas de séisme, en stade ultime de dégradation, le sol « coule » littéralement

2- Schéma structural de l'arc Caraïbes (d'après Stephan et al., 1985 ; Taboada et al., 1999 ; Feuillet, 2000).

3- Vue en plan des caissons de Geomix.

4- Vue en 3D des caissons de Geomix.

2- Structural diagram of the Caribbean arch (according to Stephan et al., 1985; Taboada et al., 1999; Feuillet, 2000).

3- Plan view of the Geomix caissons.

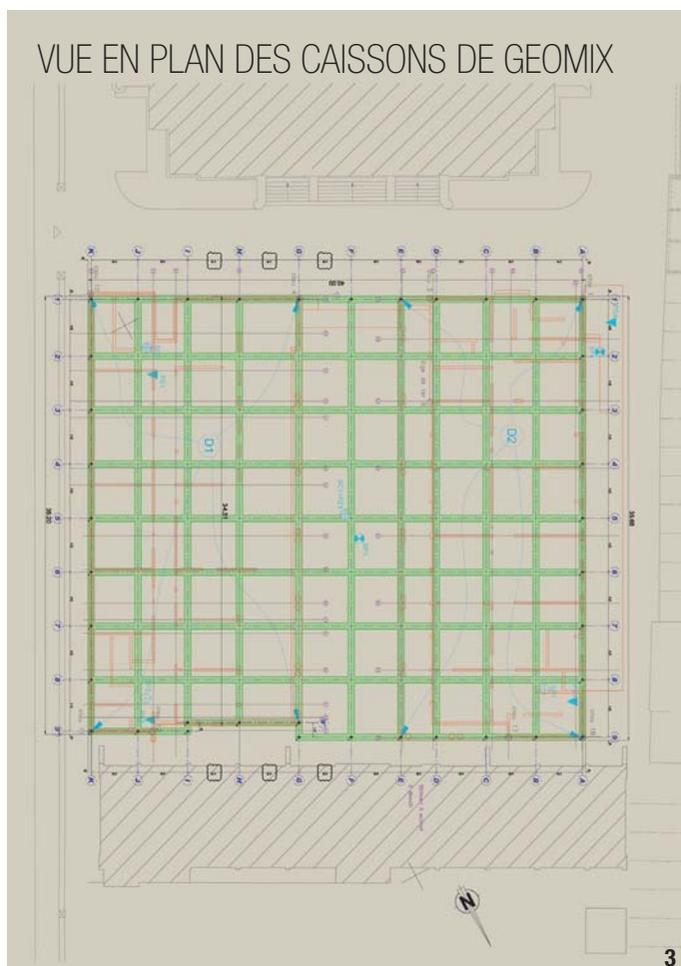
4- 3D view of the Geomix caissons.

selon le pendage du toit du substratum. Après des sollicitations alternées répétées et suffisantes, l'augmentation des pressions interstitielles conduit à une perte totale de résistance du sol : c'est le phénomène de liquéfaction. Pour un sol liquéfié disposé sur un substratum en pente (quelques degrés suffisent), un écoulement généralisé se produit alors. C'est le phénomène d'écoulement post-liquéfaction, processus à l'origine de nombreux dégâts lors du séisme de Kôbe, au Japon, en 1995. Dans le cas qui nous occupe, la ligne de plus grande pente correspond à un dénivelé de 9 m sur une longueur de seulement 40 m. L'écoulement post-liquéfaction est donc dimensionnant, et des inclusions rigides et/ou colonnes ballastées ne sont pas assez résistantes pour reprendre l'intensité des efforts entraînés par le séisme.

Bachy Fondaco Caraïbes, filiale de Soletanche Bachy, a donc proposé une solution innovante : un quadrillage en paroi Geomix de 0,5 m d'épaisseur sous l'ensemble du bâtiment, selon un maillage de 4,3 x 4 m à l'axe (figures 3 et 4). Cette variante, inédite sur l'île, mais d'usage répertorié et éprouvé au Japon, présente plusieurs avantages.

D'abord, elle bloque la liquéfaction du sol en cas de séisme. Ensuite, en phase travaux, elle engendre moins de nuisances (vibrations) pour les riverains et réduit au minimum les besoins de circulation sur site puisque le procédé Geomix génère peu de déblais, nécessite un apport limité en ciment et en eau, et n'utilise aucune armature.

Bien qu'elle ne fût pas la moins-disante, l'offre de Bachy Fondaco Caraïbes a été retenue pour la réalisation des fondations des deux bâtiments, compte tenu de sa supériorité technique. ▽



Mise en œuvre entre mi-octobre 2010 et mi-janvier 2011, cette solution Geomix représente un vrai progrès dans l'approche des fondations en zone sismique pour les Départements d'Outre-Mer (photos 1 et 5).

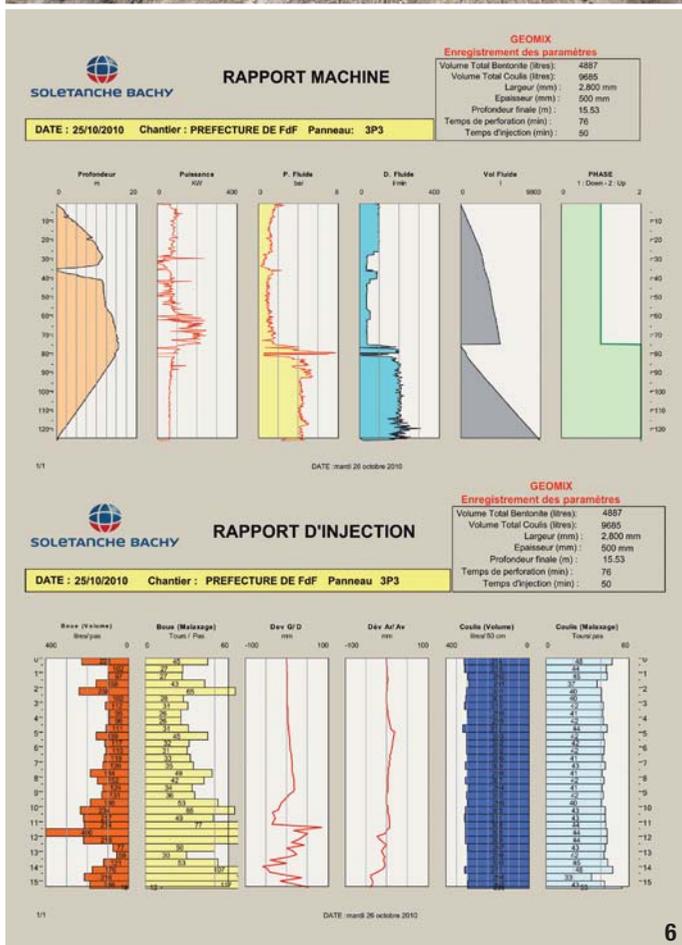
PRINCIPE GÉNÉRAL

Le quadrillage en caissons permet, en phase service, de vérifier la portance et de limiter les tassements par rapport au sol vierge. En phase accidentelle de séisme, ce procédé peut permettre d'augmenter le module de cisaillement équivalent du sol renforcé, de réduire les contraintes et les déformations transmises au sol. L'efficacité du procédé résulte de sa capacité à interagir avec le sol pour concentrer une part significative des contraintes de cisaillement induites par le séisme, limitant ainsi la part de cisaillement résiduelle appliquée au terrain et la génération de surpressions interstitielles associées. L'amélioration apportée permet de considérer le site comme stable sous le séisme de calcul, et de considérer pour le calcul de la structure le passage du site initial S3 en site S2. Le traitement ne nécessite pas de débord par rapport à l'emprise des constructions prévues. La résistance interne du matériau et la stabilité globale du massif de sol traité sont vérifiées pour les trois phases caractéristiques du séisme :

→ **Phase 1** : début de la sollicitation sismique. Le terrain n'a pas encore perdu de résistance ni de rigidité significatives, les vérifications sont donc faites avec les propriétés initiales du sol. Les fondations reprennent la totalité des efforts inertiels de la superstructure et les efforts cinématiques liés à la déformation du sol ;

→ **Phase 2** : après initiation de la liquéfaction. Le terrain périphérique non traité a perdu tout ou partie de sa résistance et les fondations ne bénéficient plus que d'une réaction réduite de celui-ci. La résistance résiduelle du terrain non traité est considérée égale à 10 % de la valeur initiale. Les efforts inertiels, bien que toujours présents, sont inférieurs à ceux calculés avec le terrain non liquéfié (typiquement - 25 %) ;

→ **Phase 3** : après la sollicitation sismique. Les efforts inertiels sont nuls mais les fondations sont soumises à l'écoulement du terrain dit « écoulement post-liquéfaction ». La poussée exercée par le sol liquéfié sur les caissons qui forment un écran continu est égale à une pression de type hydrostatique du sol liquéfié.



TECHNIQUE DE RÉALISATION ET MOYENS MIS EN ŒUVRE

Le forage des panneaux jusqu'à 19 m de profondeur s'effectue à la boue de bentonite, après avoir réalisé une pré-tranchée de 1,5 m de profondeur environ. Cela permet, d'une part, de purger les blocs rencontrés juste en dessous de la plate-forme et, d'autre part, de canaliser les déblais entraînés par le traitement de sol. L'incorporation du ciment est réalisée au moyen d'un coulis de ciment (ciment Lafarge local) fabriqué par une centrale de type Tecniwell TWM 30 (photo 1).

5- Nettoyage de la plate-forme. Vue de la trame du traitement.

6- Supervision machine. Rapport d'injection panneau 3P3.

5- Cleaning the platform. View of the treatment pattern.

6- Machine supervision. 3P3 panel injection report.

Les paramètres de traitement, et notamment le rapport quantité de ciment-quantité d'eau injectée, sont établis spécifiquement pour chaque site. Ils sont déterminés en fonction de la nature des terrains, des résistances à atteindre et des caractéristiques du ciment utilisé.

L'entreprise s'appuie sur son expérience des dosages en sol mixing pour déterminer les caractéristiques du coulis.

Les panneaux sont ancrés à 1 m dans le substratum représenté par la couche d'argiles d'altération (PI ~ 2 MPa, Em ~ 25 MPa) sous les matériaux alluvionnaires compressibles.

La différence assez franche de comportement de la machine au moment où l'on atteint la couche, couplée à la mise en place d'enregistrements de paramètres de forage très complets, permet de contrôler la bonne exécution de l'ancrage.

La continuité des panneaux de longueur 2,80 m est obtenue par la réalisation de panneaux primaires puis secondaires, selon la technique du remordu.

Les panneaux secondaires ont été réalisés quelques jours après les primaires pour que la prise de ces derniers ait commencé, et éviter ainsi tout risque d'altérer les panneaux primaires par l'injection de la boue de forage dans les panneaux secondaires.

Le système de supervision mis en place permet d'injecter localement un plus grand volume de coulis afin de traiter correctement les couches argilo-tourbeuses, et d'assurer ainsi l'homogénéité du matériau Geomix avec la nature et la profondeur des terrains rencontrés (figure 6).

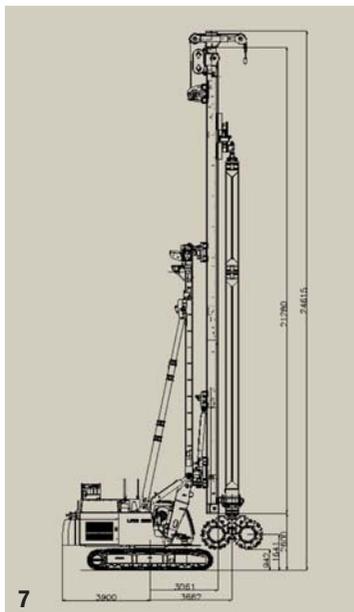
La technique du Geomix limite la quantité de déblais générés et ne produit aucun refoulement latéral ni vertical du sol, contrairement aux techniques d'incorporation dans les sols assez argileux comme ceux du site.

Les nuisances du chantier sur les environnements bâtis et humains sont donc limitées.

De plus, du fait de la compacité du matériel apporté sur le site, que ce soit la centrale de fabrication de fluide ou la foreuse, le procédé a pu être réalisé dans un espace restreint, par ailleurs ceinturé de bâtiments classés monuments historiques.

Les travaux ont duré un peu plus de trois mois, y compris les phases d'amenée et de repli des installations de chantier.

Ce dernier, organisé en deux postes, a accueilli une équipe d'une dizaine de



7- L'outil CSM sur LRB 155.

8- Vue de l'outil CSM sur LRB 155. Les travaux s'effectuent à une grande proximité des bâtiments mitoyens existants.

9- Vue d'un caisson excavé (H ~ 4 m).

7- The CSM tool on LRB 155.

8- View of the CSM tool on LRB 155. The works are performed very close to the existing adjoining buildings.

9- View of an excavated caisson (H approx. 4 m).

personnes venue spécialement de Métropole, permettant ainsi à Bachy Fondaco Caraïbes d'élargir le panel de ses techniques pour la réalisation de fondations anti-sismiques avec la volonté de le développer en vue des ouvrages à venir.

Compte tenu de la proximité des bâtiments existants et du contexte des travaux en milieu urbain, une attention toute particulière a été apportée au maintien d'un environnement propre et sécurisant au sein et aux alentours du chantier (figure 7 et photo 8).

Cette exigence a finalement porté ses fruits, car aucun accident ou dommage n'a été déploré tout au long des travaux.

CONTRÔLE QUALITÉ

Les matériaux mis en œuvre ont été vérifiés par un programme complet d'essais in situ et de mesures en laboratoire. Des prélèvements réguliers ont été effectués sur le coulis injecté ainsi que sur le matériau Geomix.

Les échantillons ont permis de réaliser des essais à la compression, des mesures des modules de déformation statique et dynamique. Enfin, un caisson de Geomix a été dégagé afin d'observer l'aspect du matériau en place sur les premiers mètres (photo 9).

La résistance à la compression visée était égale à 1 MPa ; elle a été systématiquement vérifiée à l'issue des essais. □

ABSTRACT

ANTI-LIQUEFACTION FOUNDATIONS IN GEOMIX CAISSONS IN MARTINIQUE

LUCIE BENHAMOU, SOLETANCHE BACHY - EMMANUEL OLLIER, BACHY FONDACO - JEAN-MICHEL JEANTY, SOLETANCHE BACHY

Following the extensive damage caused by the November 2007 earthquake in Martinique, it was decided to rebuild two five-storey administrative buildings on the site of the Fort-de-France prefecture. To cope with the problems of liquefaction and post-liquefaction flow, the company Bachy Fondaco, Soletanche Bachy's subsidiary in the French West Indies and Guiana, proposed a solution consisting of executing a grid by soil mixing under the whole area occupied by the buildings (about 36 x 40 m). □

CIMENTOS ANTI-LICUEFACCIÓN EN CAJONES DE GEOMIX, EN MARTINICA

LUCIE BENHAMOU, SOLETANCHE BACHY - EMMANUEL OLLIER, BACHY FONDACO - JEAN-MICHEL JEANTY, SOLETANCHE BACHY

Tras los numerosos daños causados por el seísmo registrado de noviembre de 2007 en Martinica, se decidió reconstruir dos edificios administrativos de tipo R+4 en el emplazamiento de la prefectura de Fort-de-France. Para responder a los problemas de licuefacción y encauzamiento post-licuefacción, la empresa Bachy Fondaco, filial de Soletanche Bachy en Antillas y Guayana, propuso una solución que consistía en realizar una malla en soil mixing bajo la zona de dominio total de los edificios (36 x 40 m, aproximadamente). □

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRISE D'OUVRAGE : Ministère de l'Intérieur, préfecture de la Martinique

CONDUCTEUR D'OPÉRATION : DDE

MAÎTRISE D'ŒUVRE (ARCHITECTE-OPC) : DHA et Arch'Illes Concept

BUREAU D'ÉTUDES TECHNIQUES : CIEC engineering

BUREAU DE CONTRÔLE : Antilles Contrôles

BUREAU D'ÉTUDES GÉOTECHNIQUES : Geode Solen

ENTREPRISE EN CHARGE DU LOT FONDATIONS : Bachy Fondaco Caraïbes

ENTREPRISE EN CHARGE DU LOT GÉNIE CIVIL : Bati groupe Caraïbes

CHIFFRES CLÉS

SURFACE TRAITÉE : 1 440 m²

PROFONDEUR DES CAISSONS DE GEOMIX : 9 à 18 m

LARGEUR DES TRANCHÉES : 0,50 m

NOMBRE DE PANNEAUX DE GEOMIX : 279 unités

LINÉAIRE/SURFACE TOTALE DES TRANCHÉES : 750 ml/11 000 m²

DURÉE DES TRAVAUX DE FONDATIONS : 3,5 mois

TRAIN À CRÉMAILLÈRE DU PUY DE DÔME : ADAPTATION DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES AUX CONTRAINTES DU SITE

AUTEURS : RÉMY MATTRAS, EGIS GÉOTECHNIQUE, DÉPARTEMENT SOUTÈNEMENT/FONDATION -
FRANÇOIS BAUDONNET, MALET GRAND CHANTIER - MARYAN PAITRY, SNC LAVALIN

SNC LAVALIN EST EN CHARGE DE LA CONCEPTION-CONSTRUCTION D'UN TRAIN À CRÉMAILLÈRE ÉLECTRIQUE POUR ACCÉDER AU SOMMET DU PUY DE DÔME EN 2012, DANS LE CADRE D'UN CONTRAT DE CONCESSION ATTRIBUÉ PAR LE CONSEIL GÉNÉRAL DU PUY-DE-DÔME. CE PROJET CONCERNE UN SITE CLASSÉ HAUTEMENT TOURISTIQUE, AVEC UNE CONNOTATION ARCHITECTURALE ET ENVIRONNEMENTALE TOUTE PARTICULIÈRE. DANS CE CADRE, EGIS GÉOTECHNIQUE A ADAPTÉ LA CONCEPTION DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES PROJETÉS POUR LE COMPTE DE LA SOCIÉTÉ MALET, SOUS-TRAITANT DE SNC LAVALIN, DANS UNE OPTIQUE D'OPTIMISATION ÉCONOMIQUE ET ENVIRONNEMENTALE DES TRAVAUX.





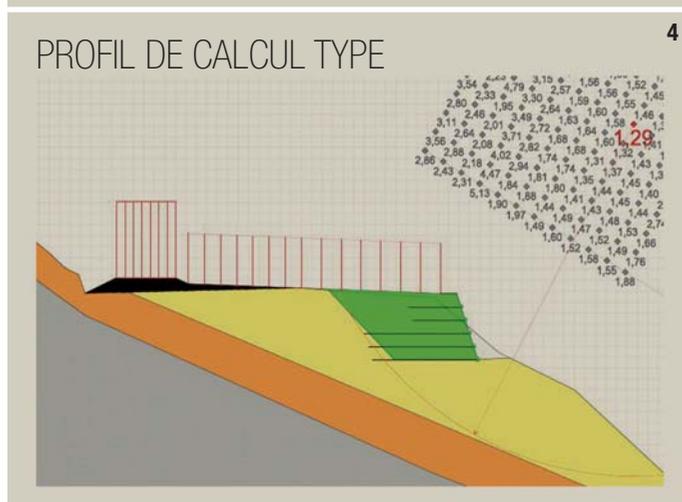
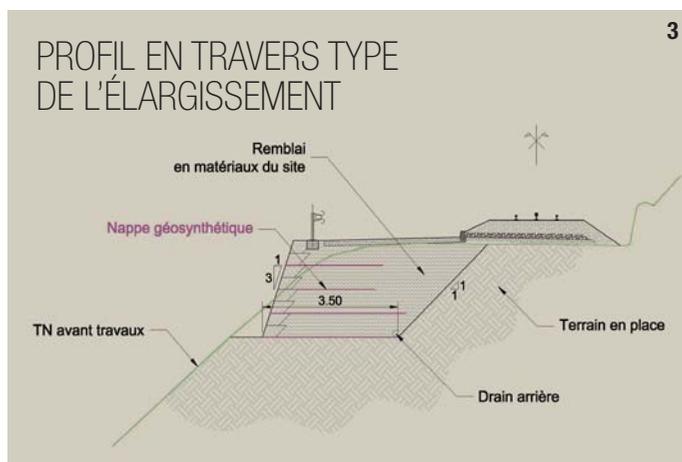
2

UN SITE SPECTACULAIRE

Le site du puy de Dôme est classé « grand site de France » depuis 2008, et attire 400 000 visiteurs par an. Parallèlement aux aménagements en cours, le conseil général du Puy-de-Dôme et le parc régional naturel des volcans d'Auvergne ont proposé l'inscription de la chaîne des Puy au patrimoine mondial de l'Unesco. La route d'accès au sommet du puy de Dôme, d'une longueur de 5 km et

- 1- Mise en œuvre des soutènements.
- 2- Vue générale du site.
- 3- Profil en travers type de l'élargissement.
- 4- Profil de calcul type.

- 1- Implementation of retaining structures.
- 2- General view of the site.
- 3- Typical cross section of the enlargement.
- 4- Typical design profile.



d'une pente allant de 10 à 16 %, était empruntée chaque année par quelque 50 000 véhicules, dont 7 000 cars. Le puy de Dôme est un milieu de moyenne montagne (altitude de 1 000 à 1 400 m), mais avec de très forts contrastes de températures (climat alpin d'environ 2 500 m) du fait de la situation du sommet qui domine le plateau d'Orcines.

DE MULTIPLES CONTRAINTES

Le réaménagement du site comprend la construction d'un train à crémaillère pour accéder au sommet et des aménagements annexes (gares, centre de maintenance, parking...). Le groupe SNC Lavalin réalise pour le compte de TC Dôme, concessionnaire, la conception et la construction de l'ensemble du projet. Il a confié en 2010 à la société Malet les lots 4.1 à 4.4 portant sur la réalisation des principales infrastructures du projet (hors bâtiment) : parking de pied de site, plate-forme devant accueillir la voie ferrée et la voie de secours. Les études menées par le département fondation/soutènement d'Egis Géotechnique portent sur la réalisation des différents ouvrages composant les lots de terrassement et infrastructure de la voie ferrée, à savoir de nombreux ▢

ouvrages de soutènement réalisés en aval de la route, 265 massifs de fondation des poteaux de ligne aérienne de contact (LAC), et une zone de soutènement mixte murs cloués-sol renforcé en partie haute de la route.

Les optimisations du projet initial proposées avec la société Malet portent sur les points suivants :

→ Les ouvrages de soutènement aval sont réalisés en sol renforcé par géosynthétique, avec parement végétalisé pour une meilleure intégration dans le site ;

→ Les massifs de fondation des poteaux de LAC sont optimisés afin de réduire la quantité de béton et les terrassements dans les talus amont en place. Les techniques retenues permettent de s'adapter au mieux aux contraintes du site, à savoir :

→ Contrainte climatique : travaux en hiver et en milieu montagneux, d'où la nécessité de limiter le recours aux ouvrages de sol renforcé par géosynthétique ;

→ Contrainte en termes d'emprise : la seule voie d'accès aux différents ouvrages en chantier est la route qui fait l'objet de travaux ;

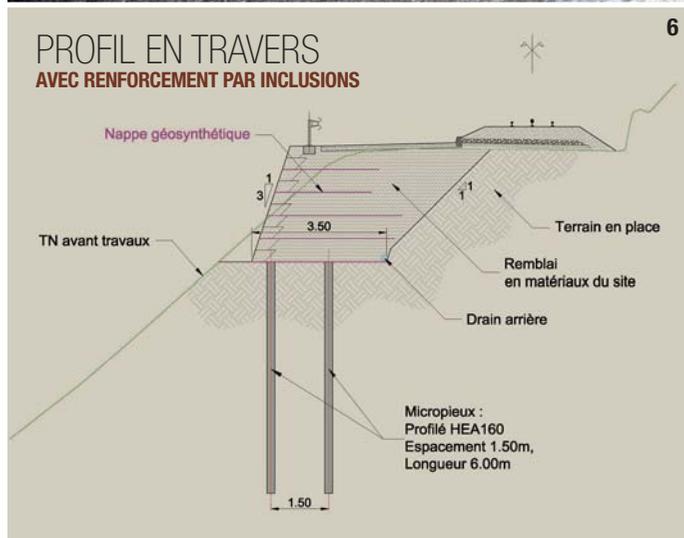
→ Contrainte environnementale : réutilisation maximale des matériaux extraits du site ;

→ Contrainte en termes de planning/délai : les solutions fiables et de mise en œuvre rapide sont favorisées.

Les travaux sont en cours de réalisation, avec un objectif d'ouverture au public en juin 2012.

CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET GÉOTECHNIQUE

Le puy de Dôme, à 1 465 m d'altitude, est le point culminant de la chaîne des Puys. Il s'est formé au cours d'épisodes volcaniques récents (entre 13 000 et



8 000 avant J.-C.). Les laves particulièrement visqueuses ont entraîné la création d'un dôme de trachyte (roche friable, beige) qui affleure et constitue le sommet du cratère. Après plusieurs épisodes de formation de dômes et d'explosions, l'ensemble a été recouvert par des nuées ardentes qui ont plaqué des projections pyroclastiques sur les pentes (scories et sables grossiers d'épaisseur variable).

OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT AVAL

Le cahier des charges imposé à la société Malet pour la réalisation des ouvrages de soutènement aval comporte de nombreuses contraintes :

→ Contraintes géométriques : le projet prévoit l'élargissement de la route par le talus aval, qui présente déjà une forte pente (30 à 45° par endroits). Du fait de la faible largeur d'élargissement, les

5- Mur terminé recouvert de terre végétale, avant végétalisation.

6- Profil en travers avec renforcement par inclusions.

7- Mise en œuvre des profilés métalliques.

8- Talus amont ; exigüité du site.

5- Completed wall covered with top soil, before revegetation.

6- Cross section with strengthening by inclusions.

7- Placing steel sections.

8- Upstream slope; cramped nature of the site.

hauteurs de soutènement à mettre en place restent toutefois modérées : 2 à 4 m en général (photo 1 et figure 3) ;

→ Contraintes environnementales : le puy de Dôme est un site classé, qui a vocation à être inscrit au patrimoine mondial de l'Unesco. L'intégration des ouvrages dans l'environnement est donc primordiale. Dans le projet initial du constructeur, ils devaient obligatoirement comprendre un parement minéral

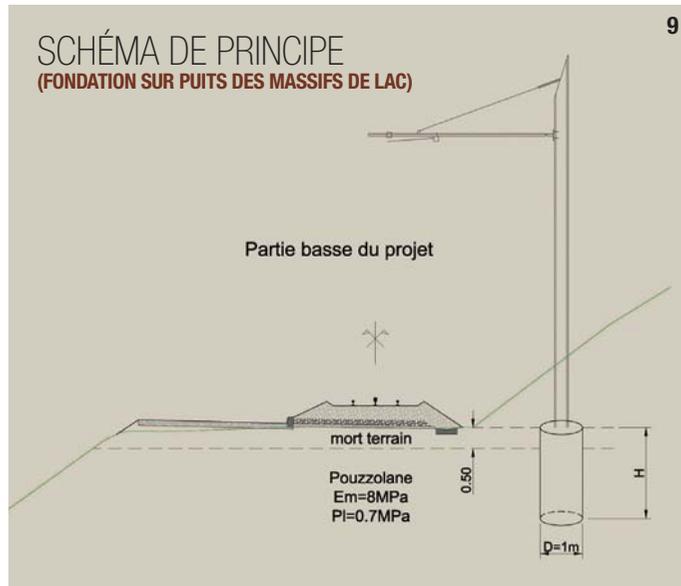


9- Schéma de principe - Fondation sur puits des massifs de LAC.

10- Forage des puits exécuté à la tarière.

9- Schematic diagram; shaft foundations of the overhead contact line blocks.

10- Drilling of shaft foundations with the auger.



pour s'intégrer au mieux dans le site. De plus, afin de minimiser l'impact sur l'environnement, les apports en matériaux extérieurs doivent être limités (béton, remblais d'apport) ;

→ Contraintes géotechniques : du fait du profil mixte déblai-remblai de la route actuelle, le talus aval est en grande partie constitué de matériaux de remblais poussés dans la pente par le passé, sans réel compactage. Il en résulte que les compacités mesurées sur les premiers mètres de sol sont très faibles, ce qui exclut la réalisation d'ouvrages de soutènement rigides fondés en surface : l'emploi de structures classiques en béton aurait nécessité le recours à des techniques de fondation profonde de type micropieux. De plus, du fait de la forte pente du terrain, une attention particulière doit être accordée à la stabilité générale des talus avant et après travaux ;

→ Contraintes de chantier : les travaux d'élargissement touchent la route actuelle, seule voie d'accès au sommet pour les véhicules. Une voie de circulation doit donc être conservée pour les utilisateurs professionnels du site (armée, observatoire, TDF), mais également pour les autres entreprises intervenant sur le chantier (Eiffage pour la gare sommitale). Par ailleurs, le recours aux ouvrages en béton coulé en place est limité en hiver du fait des contraintes climatiques (fort gel).

REMBLAI RENFORCÉ PAR NAPPES GÉOSYNTHÉTIQUES

La solution proposée par les sociétés Malet et Egis Géotechnique et retenue par SNC Lavalin pour la réalisation des ouvrages en aval est une technique de remblai renforcé par nappes géosynthétiques, avec parement végétal. Développée par la société Maccaferri, elle permet de répondre au mieux aux différentes contraintes citées plus haut, et plus particulièrement :

→ En termes d'environnement : réalisation d'un soutènement à parement végétal qui assure l'intégration paysagère des ouvrages. Par ailleurs, les essais de laboratoire effectués sur les matériaux du site ont conclu à une très forte proportion de réemploi des matériaux du site après tri en place : très peu de transport de matériaux extérieurs (classe GTR des matériaux du site : A1 / C1B5 / R63) ;

→ En termes de géotechnique : les remblais renforcés par nappes géosynthétiques permettent la réalisation d'ouvrages de soutènement assez souples pour accepter de légères déformations ▷

du terrain naturel, et sollicitent très peu le sol de fondation (pas de phénomène de concentration des contraintes sous le parement). Les longueurs et résistances des nappes de renfort sont ajustées pour chaque ouvrage afin d'assurer le coefficient de sécurité suffisant pour les ouvrages en termes de stabilité interne et générale (grand glissement).

Les longueurs des nappes de renfort sont de l'ordre de 3 à 4 m, pour des hauteurs de soutènement comprises entre 2 et 4 m ;

→ Chantier : ce type de structure ne comporte pas de béton et permet donc une plus grande souplesse vis-à-vis des conditions climatiques qui règnent au sommet du puy de Dôme (en particulier le gel). Par ailleurs, le fort taux de réemploi des matériaux du site permet de limiter les transports par camion.

La conception des ouvrages de soutènement, assurée par Egis Géotechnique, a respecté les étapes suivantes :
→ Recalage de la géométrie des ouvrages avec les concepteurs de SNC Lavalin et Malet ;

→ Synthèse des données géotechniques disponibles et programmation de reconnaissances complémentaires ciblées. Une campagne comprenant 30 puits à la pelle et 13 sondages pressiométriques a ainsi été réalisée à l'automne 2010. Les couples de valeurs pressiométriques moyennes définies sont, pour les terrains de couverture (sables grossiers et pouzzolanes), PI # 0,6 à 1 MPa, Em # 5 à 10 MPa, et, pour le substratum trachytique, PI # 1 à 4 MPa et Em # 15 à 100 MPa en fonction de l'altération des trachytes ;

→ Les nappes de renfort géosynthétiques ont été dimensionnées en longueur et en résistance pour atteindre

les objectifs de sécurité fixés avec le concepteur, à savoir une amélioration de 30 % environ de la stabilité actuelle de la pente aval, avec prise en compte des surcharges d'exploitation et de chantier. Il s'agit d'un calcul à la rupture de type stabilité des pentes (figure 4).

Les géosynthétiques utilisés sont des géogrilles polyester de résistance de calcul 20 à 30 kN/m pour des longueurs de 3 à 4 m. L'espacement vertical entre nappes de renfort est de 0,60 m (photos 1 et 5). Certaines zones de murs fondées sur des pentes particulièrement fortes (plus de 40°), en l'absence de substratum rocheux, font l'objet de renforcements complémentaires par inclusions rigides mises en place sous la fondation des massifs afin d'obtenir cet objectif de stabilité.

Il s'agit de deux lignes de profilés métalliques type HEA 160 battus, avec une longueur de 5 à 7 m et un espacement de 2 m environ (figure 6 et photo 7).

MASSIFS DE FONDATION DES POTEAUX DE LAC

Les contraintes à prendre en compte pour la conception des 265 massifs de fondation des caténaires sont également imposées par les particularités du site :

→ Contraintes géométriques : les massifs de caténaires sont à réaliser en pied de talus amont, qui présente actuellement une pente souvent supérieure à 45° (talus de déblai dans un sol sablo-limoneux). Les terrassements dans ce talus doivent donc être limités au maximum pour ne pas créer d'instabilité (photo 8) ;

→ Contraintes environnementales : afin de minimiser l'impact des travaux sur l'environnement, les apports en matériaux extérieurs doivent être limités (béton, terrassement) ;

→ Contraintes géotechniques : les massifs de fondation sont réalisés en partie basse du tracé dans les sols de couverture (scories et sables grossiers), et en partie haute du tracé dans le substratum trachytique altéré ;

→ Contraintes de chantier : les travaux d'élargissement touchent la route actuelle, seule voie d'accès au sommet ; il faut donc conserver une voie de circulation pour les usagers. Par ailleurs, le recours aux ouvrages en béton est entravé par les contraintes climatiques (gel).

La solution retenue pour les massifs de fondation des poteaux de LAC consiste à réaliser des puits circulaires de 1 m de diamètre et de faible profondeur.

Les forages sont exécutés à la tarière, avec une foreuse à pieux classique (figure 9 et photo 10).

La conception des massifs de fondation a été assurée par Egis Géotechnique. Les puits fonctionnent comme des pieux courts, soumis essentiellement à un effort horizontal et un moment de basculement (efforts de vent).

En fonction des descentes de charges et des conditions géotechniques, chaque massif est dimensionné pour respecter les critères définis (méthode du centre élastique) :

→ Vérification de la rotation maximale élastique sous charge de service ;

→ Vérification de la résistance de butée du sol sous charge ultime.

Les longueurs de puits ainsi déterminées sont comprises entre 2,25 et 4,25 m pour un diamètre de 1 m. □

LE CHANTIER EN CHIFFRES

COÛT GLOBAL DU PROJET : 86,6 M€ HT

LOT TERRASSEMENT-INFRASTRUCTURE : 15 M€ HT

OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT AVAL : 1 500 ml de mur, 3 500 m² de parement, 15 000 m³ de déblais-remblais

MASSIFS DE FONDATION LAC : env. 350 massifs, 800 m³ de béton

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRISE D'OUVRAGE CONCÉDÉE : TC Dôme

CONCEPTEUR-CONSTRUCTEUR : SNC Lavalin

ENTREPRISE TERRASSEMENT-INFRASTRUCTURE : Malet

BUREAU D'ÉTUDE EXÉCUTION TERRASSEMENT-INFRASTRUCTURE : Egis Géotechnique

SOUS-TRAITANT TRAVAUX SPÉCIAUX : SATS

SOUS-TRAITANT FONDATIONS LAC : Société Sanchez

ABSTRACT

PUY DE DÔME RACK-AND-PINION TRAIN: ADAPTATION OF GEOTECHNICAL WORKS TO THE SITE CONSTRAINTS

RÉMY MATTRAS, EGIS GÉOTECHNIQUE - FRANÇOIS BAUDONNET, MALET GRAND CHANTIER - MARYAN PAITRY, SNC LAVALIN

SNC Lavalin is responsible for the design and construction of an electric rack-and-pinion train to go to the top of Puy de Dôme in 2012, under a concession agreement awarded by the "Conseil général" (County Council) of Puy-de-Dôme. This project concerns a site classified as highly touristic, with very special architectural and environmental connotations. Within this framework, Egis Géotechnique adapted the design of the planned geotechnical works on behalf of Malet company, a subcontractor of SNC Lavalin, with a view to economic and environmental optimisation of the works. □

TREN DE CREMALLERA DEL PUY DE DÔME: ADAPTACIÓN DE LAS OBRAS GEOTÉCNICAS A LAS RESTRICCIONES DEL LUGAR

RÉMY MATTRAS, EGIS GÉOTECHNIQUE - FRANÇOIS BAUDONNET, MALET GRAND CHANTIER - MARYAN PAITRY, SNC LAVALIN

SNC Lavalin se encarga del diseño y la construcción de un tren de cremallera eléctrico para acceder a la cima del Puy de Dôme, cuya finalización está prevista para 2012, en el marco de un contrato de concesión otorgado por el Consejo General del departamento francés de Puy-de-Dôme. Este proyecto está implantado en un lugar considerado de gran interés turístico, con una connotación arquitectónica y medioambiental. En este marco, Egis Géotechnique ha adaptado el diseño de las obras geotécnicas, proyectadas por cuenta de la empresa Malet, subcontratista de SNC Lavalin, en una óptica de optimización económica y medioambiental de las obras. □

AUTOROUTE A89 : RENFORCEMENT DE SOL PAR INCLUSIONS RIGIDES TYPE CMC™ POUR SOLS SUPERFICIELS COMPRESSIBLES ET SUBSTRATUM SUSPECT DE KARST AU PI 405

AUTEURS : STÉPHANE BRULE, DIRECTEUR RÉGIONAL DE L'AGENCE RHÔNE-ALPES / AUVERGNE, MÉNARD - GILLIAN ERBEJA, RESPONSABLE DE PROJET DE L'AGENCE RHÔNE-ALPES / AUVERGNE, MÉNARD - ÉDOUARD GAUDEMET, DIRECTEUR DE PROJET AUTOROUTE A89 / TOARC EST, VINCI CONSTRUCTION TERRASSEMENT - NICOLAS BAUDARD, DIRECTEUR TRAVAUX OUVRAGES D'ART DE L'AUTOROUTE A89 / TOARC EST, DODIN CAMPENON BERNARD



SUR LA COMMUNE DE SAINT-GERMAIN-SUR-L'ARBRESLE (RHÔNE), EN PARTIE ORIENTALE DE LA SECTION 9.2 DU CHANTIER DE L'AUTOROUTE A89, LE TRACÉ RECOUPE LES MATÉRIEAUX SÉDIMENTAIRE D'ÂGE SECONDAIRE DU NORD-OUEST LYONNAIS. LES ALLUVIONS DE COUVERTURE ÉTANT CARACTÉRISÉES COMME COMPRESSIBLES, UN RENFORCEMENT DE SOL PAR INCLUSIONS RIGIDES DE TYPE CMC™ SELON LE PROCÉDÉ MÉNARD A ÉTÉ RETENU, AVANT LA POSE DU PONT-CADRE PRÉFABRIQUÉ EN BÉTON ARMÉ POUR LE FRANCHISSEMENT DU PASSAGE INFÉRIEUR 405. UNE PROCÉDURE ADAPTÉE A ÉTÉ ENVISAGÉE POUR ASSURER L'ANCRAGE DES INCLUSIONS DANS DES FORMATIONS CALCAIRES POUR LESQUELLES LA SUSPICION DE DISSOLUTION KARSTIQUE [1] DEVAIT ÊTRE PRÉALABLEMENT LEVÉE.



© MÉNARD

1

1- Vue d'ensemble du chantier du PI405 sur le tracé de l'A89, côté Balbigny. Au premier plan l'atelier Ménard d'inclusions rigides type CMC™.

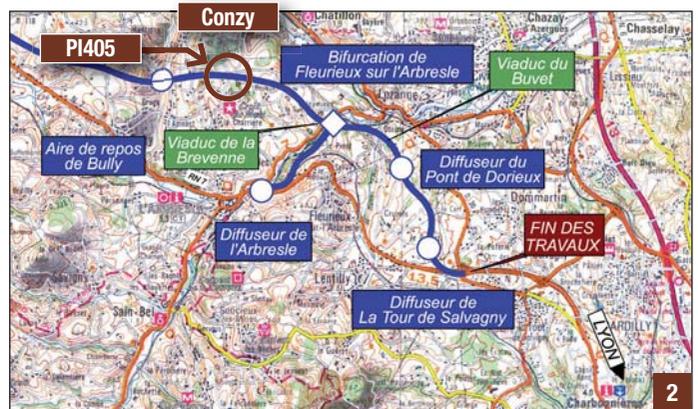
2- Plan de situation du chantier (extrait du plan ASF pour la section 9.2).

3- Profil en long (extrait du plan ASF pour la section 9.2).

1- General view of the project from underpass 405 on the alignment of the A89, on the Balbigny side. In the foreground the Ménard equipment for CMC™ type rigid inclusions.

2- Location drawing of the project (excerpt of ASF drawing for section 9.2).

3- Longitudinal profile (excerpt of ASF drawing for section 9.2).

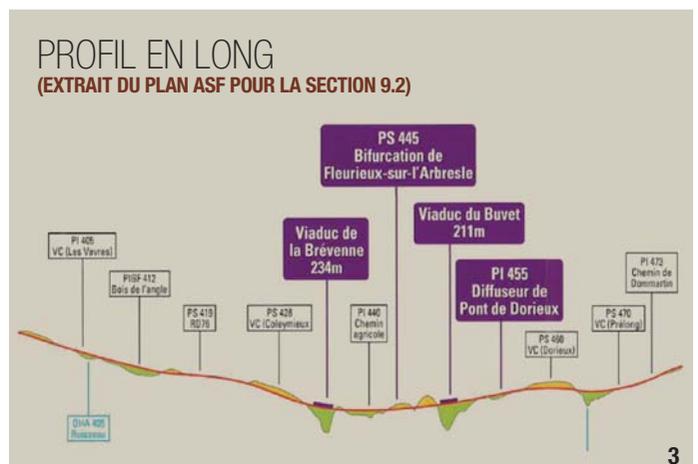


2

CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE

Le passage inférieur 405 de l'autoroute A89 section 9.2 (Balbigny / Tour-de-Salvagny) se localise au nord de l'Arbresle, au lieu dit « Les Vavres » sur le hameau de Conzy (figures 2 et 3). Il concerne le rétablissement du Chemin de Conzy reliant Saint-Germain-sur-l'Arbresle et Chessy-les-Mines. L'ouvrage est un pont-cadre préfabriqué en béton armé dont les principales caractéristiques géométriques sont détaillées en figures 5 à 7.

Le radier couvre une emprise de 280 m² environ, hors murs de soutènement. L'assise de radier de l'ouvrage d'art est fixée à 311.50 m NGF avec un niveau fini de 319.0 NGF. Le niveau moyen du terrain naturel (TN) est pris à 313.1 NGF. Les contraintes verticales appliquées au niveau de l'assise sont de l'ordre de 150 kPa sous le radier principal, de 225 kPa sous les semelles des murs de soutènement, et de 120 kPa sous les remblais techniques au droit des dalles de transition. ▶



3

À ce point kilométrique, le profil de l'A89 est rasant (figures 3 et 7), ce qui induit des contraintes sévères en termes de dimensionnement.

De plus, cela a nécessité un travail préalable de terrassement en déblais entrepris par Vinci Construction Terrassement (VCT) (photos 4a et 4b) avant de constituer la plate-forme de travail pour l'atelier de forage de Ménard (photo 1).

CONTEXTE GÉOTECHNIQUE DU SITE ET ENJEUX

Selon la carte géologique de Tarare établie par le Bureau de Recherche Géologique et Minière [2], le projet se localise au droit de formations alluvionnaires anciennes recouvrant des formations secondaires du Lias (Jurassique Inférieur) : calcaires et marnes Pliensbachien et/ou les calcaires à grains de quartz du Sinémurien.

D'un point de vue géotechnique [3], les matériaux alluvionnaires sablo-argileux de 3.5 à 9.5 m d'épaisseur ont été caractérisés comme compressibles au regard des charges apportées par les aménagements.

Les formations sous-jacentes sont constituées d'une alternance de calcaires plus ou moins fracturés et de marnes voire d'argiles. Cette hétérogénéité latérale et en profondeur a conduit le Maître d'œuvre à ne pas écarter l'aléa karstique pouvant se traduire par des poches de matériaux décomprimés voire des vides. Le traitement initial prévu pour cette singularité consistait en un maillage de colonnes de jet-grouting traversant les argiles et les calcaires.



4a



4b

VUE EN TROIS DIMENSIONS DU PONT CADRE PRÉFABRIQUÉ POUR LE PI 405



5

4a & 4b- Terrassement en déblais au PI 405 par Vinci Construction Terrassement et mise en œuvre de la plate-forme de travail en matériau de granulométrie 0/200.

5- Vue en trois dimensions du pont cadre préfabriqué pour le PI 405.

6- Vue en plan de l'ouvrage avec calepinage du renforcement de sol par CMC™.

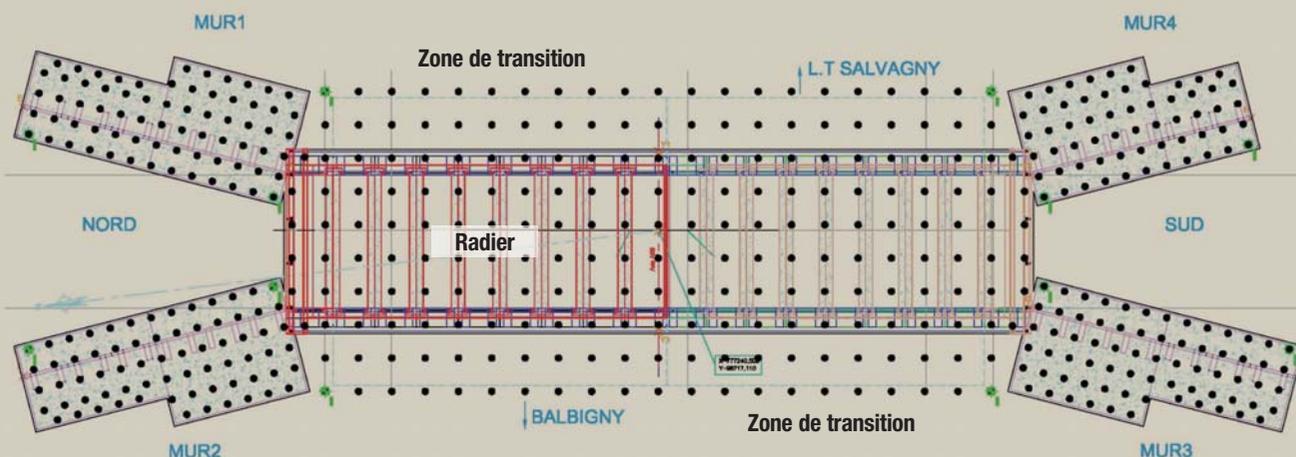
4a & 4b- Grading earth cuts at underpass 405 by Vinci Construction Terrassement and installation of the work platform in material of particle size 0/200.

5- Three-dimensional view of the prefabricated frame bridge for underpass 405.

6- Plan view of the works with assembly sketch drawing of soil reinforcement by CMC™.

© VINCI CONSTRUCTION TERRASSEMENT

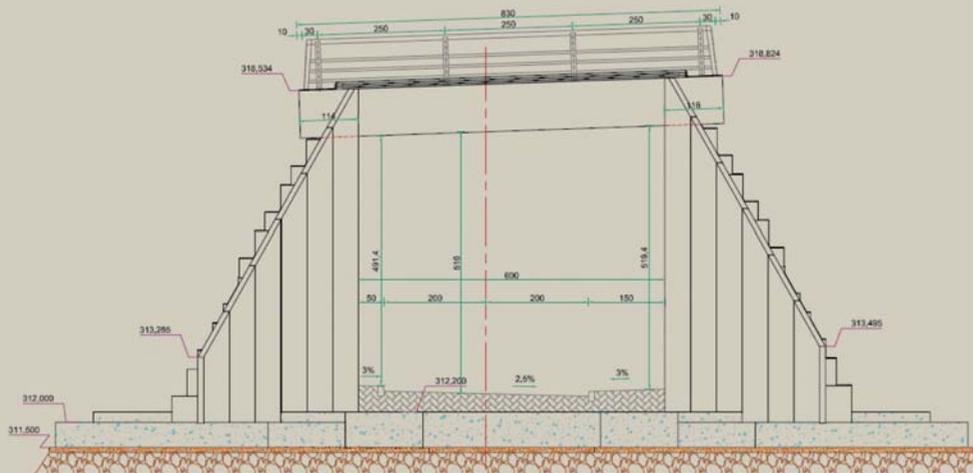
VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE AVEC CALEPINAGE DU RENFORCEMENT DE SOL PAR CMC™



6

© VINCI CONSTRUCTION TERRASSEMENT - MÉNARD

COUPE TRANSVERSALE DE L'OUVRAGE



7

UN NOMBRE IMPORTANT D'INCLUSIONS

Pour cette application particulière des inclusions rigides dans un contexte de sol superficiel compressible et de substratum d'ancrage à contrôler, il a été réalisé près de 500 CMC™ de 8 m de longueur en moyenne. La durée totale du chantier, planche d'essai comprise, a été de 4 semaines pour une surface de traitement d'environ 700 m², débords compris.

En zone suspecte de dissolution des calcaires (karstification) et sous réserve de reconnaissances (forages, méthodes géophysiques) permettant une investigation suffisamment profonde pour s'assurer de l'absence de vides majeurs en profondeur, cette technique de renforcement par forage offre l'avantage d'une reconnaissance en tout point de la qualité d'ancrage. Hormis la densité d'information recueillie, la répartition des charges du radier sur un nombre important d'inclusions, permet de limiter les conséquences d'un éventuel affaiblissement localisé du sol d'ancrage, par report des charges sur les éléments voisins.

La bonne conduite de cette opération de renforcement, avec la vérification à l'avancement des paramètres de sol pour une adaptation des ancrages voire du dimensionnement des ouvrages, a été rendue possible grâce à la synergie et la réactivité des différents acteurs du projet : Vinci Construction Terrassement (l'entreprise mandataire), les géotechniciens de Dodin, le maître d'œuvre Egis, le bureau géotechnique ainsi que les concepteurs de l'ouvrage d'art.

7- Coupe transversale de l'ouvrage.

7- Cross section of the structure.

En complément des sondages préliminaires réalisés pour l'élaboration du dossier de consultation des entreprises et afin de lever l'indétermination sur l'éventuelle présence de karst, des investigations ont été menées par le bureau d'études Hydrogéotechnique à la demande de Vinci Construction Terrassement. Ces reconnaissances mécaniques, descendues jusqu'à 16 m de profondeur pour les plus importantes d'entre elles, consistaient en des sondages carotés avec prélèvement d'échantillons intacts pour essais de compressibilité en laboratoire, des

sondages destructifs avec essais pressiométriques Ménard et enregistrement de paramètres de forage. Le nombre total d'investigations à base de sondages verticaux s'élève à 14 pour une emprise au sol du radier de l'ouvrage de 280 m².

Ces sondages ont révélé une hétérogénéité globale, tant en termes d'épaisseur, de lithologie, que de degrés d'altération du calcaire, mais n'ont révélé aucun indice franc de karstification de ce dernier.

Le niveau d'une nappe a été identifié vers 13 m de profondeur par rapport au terrain naturel. Signalons que le projet a été dimensionné en considérant une zone de sismicité 0, soit une sismicité négligeable mais non nulle selon le Décret N°91-461 du 14 mai 1991.

RENFORCEMENT DE SOL PAR INCLUSIONS RIGIDES CMC™

En raison des tassements absolus admissibles pour le pont-cadre, à savoir moins de 15 mm sous radier et murs de soutènement, une solution de renforcement des sols alluvionnaires sablo-argileux par inclusions rigides de type Colonne à Module Contrôlé (CMC™) de 300 mm de diamètre a été retenue [4]. Le niveau d'aléa au regard de la karstification ayant été revu à la baisse suite aux sondages complémentaires, cette solution de renforcement a pu être envisagée en variante des colonnes en mortier de sol par technique de jet grouting.

Un atelier spécifique capable de développer un couple élevé a été mobilisé par Ménard pour minimiser les éventuels aléas de forage pouvant être induits par la présence de blocs rocheux au sein du matériau recouvrant les calcaires (photos 8a et 8b).

Bien que les sondages complémentaires n'aient pas mis en évidence d'indices francs de karst dans les sols calcaires sous-jacents, la décision a été prise avec le Maître d'œuvre, de procéder à une vérification systématique sur un mètre de profondeur de la qualité du sol d'ancrage au droit de chaque inclusion. Cette approche avait pour objectif de confirmer l'absence de poche de sol décomprimé au sein de la frange superficielle du substratum calcaire.

En concertation avec le bureau d'étude Hydrogéotechnique, la maîtrise d'œuvre Egis et Ménard, le modèle de sol, dont les paramètres sont résumés dans le Tableau 1, a été défini ainsi que les caractéristiques mécaniques associées pour le dimensionnement des inclusions CMC™.

TABLEAU 1 : COUPE DE SOL RETENUE POUR LE DIMENSIONNEMENT DES CMC™

	Épaisseur (m)	Module pressiométrique E_m (MPa)	Pression limite nette P_1^* (MPa)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)
Sables argileux	7	10	1	5	15
Calcaire		100	> 3	-	-

TABLEAU 2 : PRINCIPAUX RÉSULTATS DU DIMENSIONNEMENT

Avec, $\sigma_{col,max}$ la contrainte verticale maximale dans la colonne et σ_{adm} la contrainte verticale admissible pour le matériau constitutif de la colonne

Zone	Surcharge de calcul (kPa)	Maillage (m x m)	Tassement (mm)	$\sigma_{col,max}$ (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Moment induit dans le radier (kNm/m)
Radier principal	152	1,5 x 1,5	13,3	3,2	6	3,4
Sous murs de soutènement	226	1,0 x 1,0	12,5	2,7	6	1,5
Remblai sous zone de transition	120	1,5 x 1,5	13,5	3,2	6	-



8a

© MÈNARD



8b



9

© MÈNARD

8a- Aperçu du maillage de CMC™ sur la plate-forme de travail.

8b- Mât de forage de l'atelier Enteco 600 avec Kelly et tarière pour CMC™ de 300 mm de diamètre.

9- Tarière de CMC™.

8a- Glimpse of the CMC™ grid on the work platform.

8b- Drilling mast of the Enteco 600 equipment with Kelly and auger for CMC™ of diameter 300 mm.

9- CMC™ auger.

DIMENSIONNEMENT DES INCLUSIONS

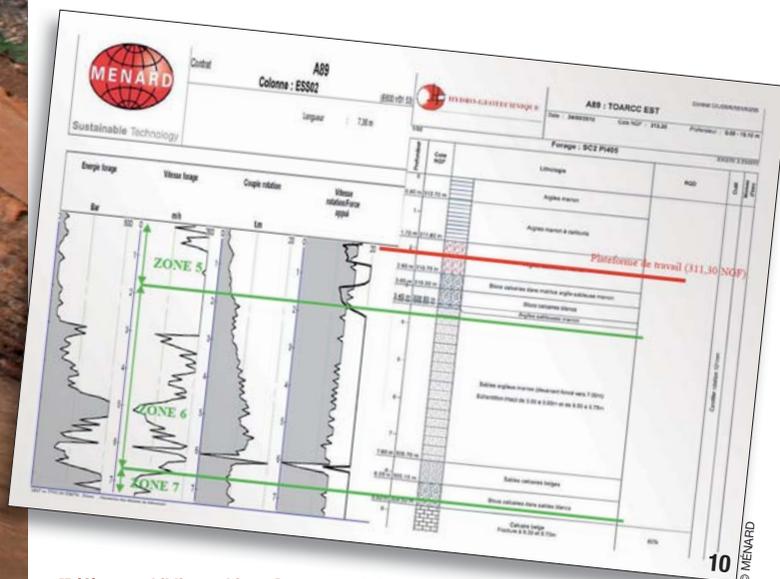
Des calculs aux éléments finis ont été réalisés avec le logiciel Plaxis pour justifier le dimensionnement du renforcement de sol proposé. Les inclusions

ont été ancrées de 1 m dans la formation calcaire. Une loi de comportement élasto-plastique, sans écrouissage, a été retenue pour les sables argileux et le matelas de répartition, et un comportement élastique pour le substratum

calcaire ainsi que pour les inclusions. Les résultats des calculs et les maillages de renforcement sont présentés en Tableau 2. Le tassement différentiel maximum en inter-maille reste inférieur à 1/1000°.

INTERACTION SOL-STRUCTURE

L'interaction du sol renforcé avec l'ouvrage se traduit par la définition d'un coefficient de réaction vertical à prendre en compte pour le dimensionnement structurel du radier de l'ouvrage.



[Références bibliographiques]

- [1] Salomon J.N. (2006) Précis de Karstologie, 2^e édition. Presses Universitaires de Bordeaux. 288 p.
- [2] Delfour J., Dufour E., Feybesse J.L., Johan V., Kerrien Y., Lardeaux J.M., Lemièrre B., Mouterde R., Teghey M. Carte géologique au 1/50 000^e - feuille de Tarare (697). Édition du BRGM.
- [3] EGIS (2009) A89 – Section 9.2 : Violay / La Tour de Salvagny – Pièce B1.2.2 – Section courante : mémoire géologique et géotechnique joint au dossier de consultation des entreprises du TOARCC EST.
- [4] Brûlé S., Javelaud E.H., Pal O., Rizzo A.V., Brunet-Manquat E. (2009), Le nouveau centre hospitalier d'Annessasse et Bonneville (CHIA) en Haute-Savoie : un projet de renforcement de sol hors norme. Revue Travaux, Ed. FNTP, n°866, pp 73-81.

10- Enregistrement des paramètres de forage lors de la planche d'essai.

10- Logging of boring parameters during drilling on the test section.

Les coefficients de réaction déterminés pour le renforcement de sol par CMC™ n'ont pas impacté le dimensionnement initial prévu par le BET structure.

PRÉVENTION DE L'ALÉA KARSTIQUE À L'AVANCEMENT

L'approfondissement ponctuel du substratum calcaire a été étudié en prévention de la découverte de sol décomprimé en pied d'inclusion.

La démarche proposée a consisté en la détermination de la longueur supplémentaire de CMC™ à réaliser dans le cas où le substratum calcaire ne serait

pas atteint lors de la phase d'ancrage. Avant le démarrage du chantier, en concertation avec Vinci Construction Terrassement et Egis, une planche d'essai a été réalisée pour corréler les vitesses d'avancement dans les couches de sol à traverser aux résultats des sondages carottés et destructifs (figure 10).

Ainsi, en cas de vitesse d'avancement anormalement élevée trahissant une zone décomprimée voire un vide, l'opérateur de forage était en mesure d'adapter instantanément sa profondeur d'ancrage. □

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRISE D'OUVRAGE : AUTOROUTE DU SUD DE LA FRANCE, Direction opérationnelle de la construction de Lyon

MAÎTRISE D'ŒUVRE : EGIS ROUTE

BUREAU D'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE INTERNE : DODIN CAMPENON BERNARD

BUREAU D'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE EXTERNE : HYDROGÉOTECHNIQUE

ENTREPRISES : VINCI CONSTRUCTION TERRASSEMENT (mandataire et gérant du groupement d'entreprises), MENARD.

Le groupement d'entreprises est constitué de VINCI CONSTRUCTION TERRASSEMENT, DODIN CAMPENON BERNARD, GTM TP LYON, EUROVIA GPI et EUROVIA LYON

ABSTRACT

A89 MOTORWAY: SOIL REINFORCEMENT BY CMC™ TYPE RIGID INCLUSIONS FOR COMPRESSIBLE SURFACE SOILS AND DUBIOUS KARST SUBSTRATUM AT UNDERPASS 405

STÉPHANE BRULÉ, MÉNARD - GILLIAN ERBEJA, MÉNARD - ÉDOUARD GAUDEMÉT, VINCI - NICOLAS BAUDARD, DODIN CAMPENON BERNARD

In the district of Saint-Germain-sur-l'Arbresle (Rhône region), in the eastern part of section 9.2 of the A89 motorway project, the alignment crosses sedimentary materials of the Secondary Era in the northwest Lyons region. Since the covering alluvia are characterised as compressible, soil reinforcement with rigid inclusions of the CMC™ type in accordance with the Ménard process was selected before placing the prefabricated frame bridge in reinforced concrete to pass through underpass 405. An appropriate procedure was planned to ensure anchoring of the inclusions in calcareous formations for which the suspicion of karstic dissolution had to be resolved beforehand. □

AUTOPISTA A89: REFUERZO DEL SUELO POR INCLUSIONES RÍGIDAS DE TIPO CMC™ PARA SUELOS SUPERFICIALES COMPRESIBLES Y SUSTRATO SOSPECHOSO DE KARST EN EL PI 405

STÉPHANE BRULÉ, MÉNARD - GILLIAN ERBEJA, MÉNARD - ÉDOUARD GAUDEMÉT, VINCI - NICOLAS BAUDARD, DODIN CAMPENON BERNARD

En el municipio de Saint-Germain-sur-l'Arbresle (Rhône), en la parte oriental del tramo 9.2 de la obra de la Autopista A89, el trazado coincide con los materiales sedimentarios de la era secundaria del noroeste de Lyon. Dado que los aluviones de cobertura se consideran compresibles, se ha decidido realizar un refuerzo del suelo por inclusiones rígidas de tipo CMC™ según el procedimiento Ménard, previamente a la colocación del puente pórico prefabricado de hormigón armado para cruzar el paso inferior (PI) 405. Se ha ideado un procedimiento adaptado para garantizar el anclaje de las inclusiones en formaciones calizas, la sospecha de cuya disolución kárstica debería despejarse previamente. □



© SAIPEM

FONDATEMENTS DES RÉSERVOIRS DU TERMINAL GNL DE FREEPORT (USA) : L'APPROCHE AMÉRICAINE DES FONDATEMENTS PROFONDES

AUTEUR : BRUNO DEMAY, CHEF DU SERVICE GÉOTECHNIQUE, SAIPEM-SA

LE TERMINAL D'IMPORTATION DE GAZ NATUREL LIQUÉFIÉ DE FREEPORT (TEXAS, USA) FAIT PARTIE DES INFRASTRUCTURES ACTUELLEMENT MISES EN ŒUVRE AUX ÉTATS-UNIS POUR DIVERSIFIER L'APPROVISIONNEMENT ÉNERGÉTIQUE DU PAYS. LES TRAVAUX DE CONSTRUCTION DU TERMINAL COMPRENAIENT LA RÉALISATION DE DEUX RÉSERVOIRS CRYOGÉNIQUES D'ENVIRON 160 000 m³, APPORTANT AU SOL UNE CHARGE RÉPARTIE DE PLUS DE 250 kPa SUR UN DIAMÈTRE SUPÉRIEUR À 80 m. LA MÉDIOCRE QUALITÉ DES TERRAINS A NÉCESSITÉ LA MISE EN ŒUVRE DE FONDATEMENTS PROFONDES CONSTITUÉES DE 580 PIEUX PAR RÉSERVOIR. CES PIEUX, BATTUS EN BÉTON PRÉCONTRAINTE, DÉPASSAIENT LOCALEMENT 40 m DE LONGUEUR. AVEC LE REÇUL, CETTE SOLUTION DE FONDATEMENTS PROFONDES, A PRIORI ÉLOIGNÉE DES STANDARDS EUROPÉENS, S'EST RÉVÉLÉE TOUT À FAIT COMPÉTITIVE DANS LE CONTEXTE LOCAL ET A PERMIS DE MAÎTRISER LES COÛTS ET DÉLAIS DE RÉALISATION.



1

DEUX RÉSERVOIRS CRYOGÉNIQUES DE 160 000 m³

Pour satisfaire la demande croissante en gaz naturel au Texas et dans le sud des États-Unis, Freeport LNG Development LP, consortium regroupant notamment Conoco Phillips et Dow Chemical, a décidé de construire un terminal capable de recevoir, stocker et vaporiser le gaz naturel liquéfié importé, à hauteur d'une capacité de stockage en gaz de 190 millions de m³ et d'une capacité journalière de vaporisation de 40 millions de m³.

Ce terminal est situé sur le rivage du golfe du Mexique, près de la ville de Freeport, à une centaine de kilomètres au sud de Houston.

La Federal Energy Regulatory Commission (FERC), instance supérieure en charge aux USA du contrôle des projets de terminaux LNG onshore, a approuvé le projet en juin 2004, et celui-ci a vu sa réalisation débuter fin 2004.

Le projet comprenait la réalisation de deux réservoirs cryogéniques de 160 000 m³ chacun, les installations nécessaires à l'accostage et au déchargement des méthaniers, et toutes celles requises pour la vaporisation du GNL

1- Arrivée du premier méthanier (avril 2008).

2- Géologie du Texas.

1- Arrival of the first LNG carrier (April 2008).

2- Geology of Texas.

et la mise sur le réseau du gaz naturel ainsi produit. Freeport LNG Development LP a confié la construction du terminal à une joint-venture composée de Saipem, Technip et Zachry Construction Corporation, une des principales entreprises de construction au Texas. Les pieux ont été mis en œuvre par la société Bomac contractors Ltd.

GÉOLOGIE DU SITE

Le chantier se situe au lieu dit Quintana island, en bord de mer, à environ 100 km au sud de Houston.

Dans cette zone, on observe sur plusieurs centaines de mètres d'épaisseur des dépôts quaternaires qui forment une couronne de 120 à 150 km de large s'étendant depuis la Nouvelle-Orléans jusqu'à la frontière mexicaine. Ces dépôts reposent sur une surface d'érosion tertiaire altérée qui plonge avec un faible pendage vers le golfe du Mexique. Parmi eux, on distingue des dépôts récents surmontant des formations du pléistocène. Les dépôts récents sont d'origine variée (alluviale, deltaïque, lagunaire...) et consistent majoritairement en des argiles molles gris sombre entrecoupées de passées limono-sableuses. La formation pléistocène sous-jacente, dite de Beaumont, a une épaisseur de 200 m et a été déposée au début de la première période glaciaire du Wisconsin.

Les sédiments de Beaumont sont des dépôts deltaïques et alluviaux, et consistent en des alternances de sables moyennement denses à denses et d'argiles raides à dures (figure 2).

UNE PROBLÉMATIQUE DE FONDATIONS SPÉCIFIQUE

Les réservoirs GNL sont des ouvrages spécifiques à la fois par leur taille, leur

masse et leur fonction. De grand diamètre (en l'occurrence plus de 80 m), ils entraînent des charges statiques très importantes sur le sol (plus de 250 kPa lors d'un hydrotest).

Ces structures, très souvent composées d'un réservoir acier 9 % nickel doublé d'une enceinte en béton précontraint, sont sensibles aux tassements différentiels (courbure de la dalle) et absolus (connexion des tuyauteries sur la structure). En cas de sinistre après la mise en exploitation, leur masse et leur emprise rendent toute intervention sur le sol sous-jacent extrêmement difficile, voire impossible.

Par ailleurs, le comportement de ces structures sous séisme influe directement sur le choix du système de fondations. Il faut donc procéder à des reconnaissances géotechniques approfondies et connaître le sol sur une profondeur au moins égale au diamètre du réservoir.

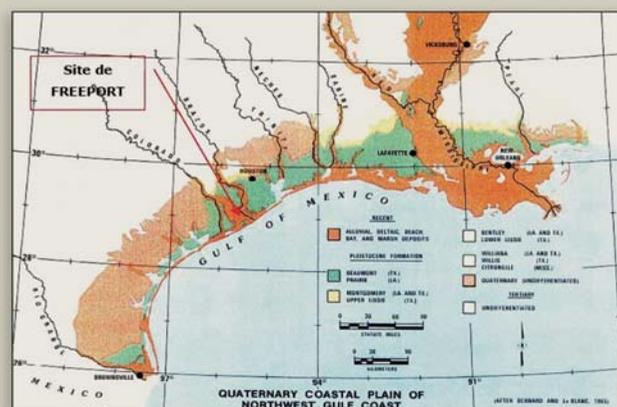
CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE

Les reconnaissances géotechniques ont été effectuées par Fugro-McLelland, basé à Houston, à partir d'août 2003. Il y a eu plusieurs phases successives au fur et à mesure de l'avancement de la conception des fondations.

La zone des réservoirs a d'abord été reconnue par sondages carottés de 30 et 90 m de profondeur (100 à 300 pieds) et par essais CPT au piézocône lors de l'avant-projet, pour le compte du client. Les CPT ont été poussés jusqu'à la profondeur de 40 m. Les échantillons ont été prélevés au tube Shelby pour les sols fins cohésifs et au SPT pour les sols granulaires. Les reconnaissances dans la zone des réservoirs ont mis en évidence des terrains de faibles caractéristiques mécaniques sur 25 à 30 m d'épaisseur (argile et argile limoneuse $C_u = 0$ à 100 kPa, avec sable limoneux lâche intercalé). Une couche de sable dense ($q_c > 20$ MPa) est ensuite rencontrée sur plus d'une dizaine de mètres d'épaisseur (figure 3).

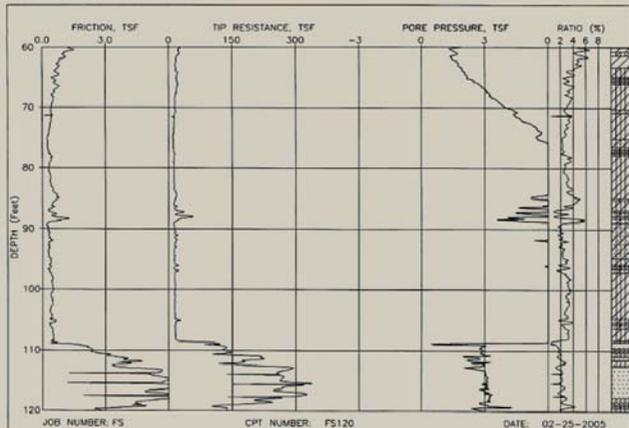
Les reconnaissances successives ont mis en évidence une variation en forme de marche d'escalier du toit de la couche de sable dense, et il a fallu deux campagnes de reconnaissances complémentaires à base de CPT pour en préciser l'extension, celle-ci affectant la longueur prévisionnelle des pieux à battre. C'est ainsi que l'on a pu disposer, au final, de près d'une vingtaine de CPT, poussés à plus de 30 m, dans la zone d'incertitudes (figure 4).

GÉOLOGIE DU TEXAS



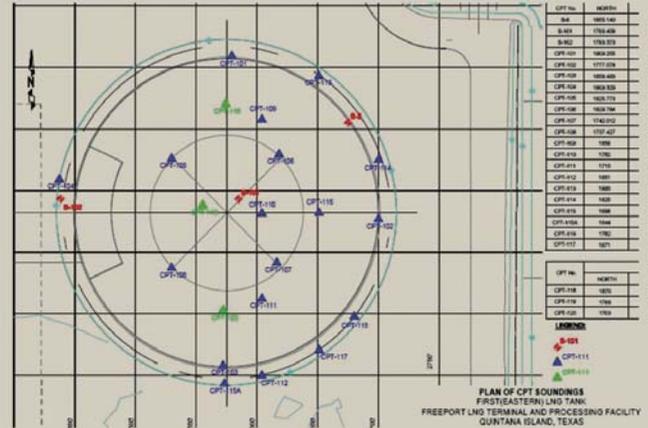
2

ESSAI CPT TYPIQUE DU SITE



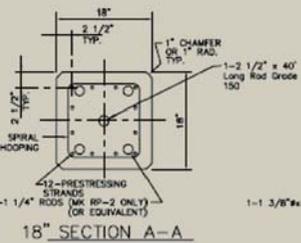
3

RECONNAISSANCES SOUS UN RÉSERVOIR



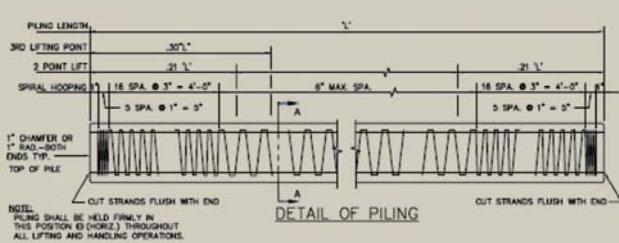
4

SECTION DES PIEUX



5

FERRAILLAGE DES PIEUX



6

© SAIFEM

QUATRE OPTIONS DE FONDATIONS

La médiocre qualité des terrains rencontrés a rapidement convaincu les concepteurs de la nécessité de bâtir les réservoirs GNL sur des fondations profondes ancrées dans la couche de sable dense à plus de 30 m de profondeur. Les concepteurs ont envisagé quatre types de pieux :

- Des pieux battus tubulaires acier ;
 - Des pieux battus en béton précontraint ;
 - Des pieux forés à la tarière creuse (augered cast-in-place ou Acip) ;
 - Des pieux forés boue (drilled shafts).
- Les pieux à tarière creuse ont été très vite écartés pour des questions de

taille du pieu (longueur et diamètre), a priori hors de portée des équipements conventionnels en usage aux USA. Quant aux pieux forés, ils ont été écartés pour des questions de coût, ainsi que pour des questions relatives à l'utilisation de la boue de forage. Si les pieux battus tubulaires acier ont eu initialement la préférence, dans cette région très familiarisée avec la conception et l'utilisation de ce type de fondations pour les structures offshore, il s'est avéré par la suite que l'option pieux battus en béton précontraint, même sur des longueurs importantes, était économiquement plus intéressante et emportait l'adhésion sans réserve des intervenants.

CONCEPTION ET MISE EN ŒUVRE

Les pieux battus en béton précontraint sont d'un usage très courant aux États-Unis. Leur conception comme leur réalisation relèvent de procédures rodées par l'expérience et ne laissant rien au hasard. Les méthodes de dimensionnement et de mise en œuvre sont par exemple très détaillées dans les documents FHWA (Federal Highway Administration), ainsi que dans les publications du PCI (Prestressed-Precast Concrete Institute). Ces documents, très pratiques d'utilisation, offrent des solutions à tous les problèmes rencontrés, comme la proposition de sections types lors de la conception ou

3- Essai CPT typique du site.

4- Reconnaissances sous un réservoir.

5- Section des pieux.

6- Ferrailage des pieux.

7- Rabotage d'un pieu avec le système Kie-Lock/Sure-Lock développé par la firme Pile Splices Inc.

8- Transport des pieux.

9- Manutention d'un pieu.

3- Typical CPT test on the site.

4- Reconnaissance work under a tank.

5- Cross section of piles.

6- Pile reinforcing bars.

7- End-to-end joining of a pile with the Kie-Lock/Sure-Lock system developed by the firm Pile Splices Inc.

8- Transporting the piles.

9- Handling a pile.



7



8



9

© SAIFEM



le raboutage des pieux pour atteindre la profondeur requise lors du battage. Pour les réservoirs de Freeport, le choix s'est porté sur des pieux de section carrée de 18 pouces (45 cm) de côté, d'une longueur de 120 pieds (36 m) en un seul tenant (figures 5 et 6). Des pieux de longueur 132 pieds (39,60 m) étaient nécessaires dans la partie est de l'un des réservoirs à cause de l'approfondissement du toit de la couche portante. Ces pieux ont fait l'objet d'une mise en place en deux segments (photo 7).

La capacité ultime des pieux, évaluée selon les méthodes américaines, atteignait 5 400 kN pour des pieux de 35 m. À titre comparatif, l'évaluation selon le Fascicule 62 sur la base des données pénétrométriques conduisait à environ 25 % de moins. Compte tenu des charges du réservoir et des

10- Fixation des jauges PDA sur le pieu.

11- Enregistrement type des données PDA.

12- Dispositif de chargement.

10- Mounting PDA gauges on the pile.

11- Typical recording of PDA data.

12- Loading system.

facteurs de sécurité acceptés par les intervenants, le nombre de pieux par réservoir s'établissait à environ 580, ce qui correspondait à un maillage moyen de 3,40 x 3,40 m en partie centrale et de 2,60 x 3,60 m en partie annulaire. Le transport des pieux depuis l'usine de préfabrication à 80 km de distance se faisait avec des remorques spéciales, alternativement extensibles et rétractables afin d'accélérer les rotations (photo 8). Il est vrai qu'au Texas, les routes ne sont généralement pas sinueuses...

La manutention des pieux se faisait à l'aide de la grue principale Linkbelt 718, équipée d'un mât de 54 m et d'un treuil de levage, et d'une grue auxiliaire American Hoist 7260 afin de respecter en permanence les trois points d'appui requis par la résistance structurelle du pieu (photo 9).

Comme souvent dans ce type de pieu de grand élancement (> 70), la structure interne était dimensionnée en fonction des cas de charge liés à la maintenance et non en fonction des cas de charge en service. La région de Freeport est de sismicité nulle à très faible, et les pieux une fois en place ne sont quasiment pas sollicités horizontalement. Une fois le pieu positionné dans son logement le long du mât, la mise en œuvre se faisait par battage à l'aide d'un marteau diesel APE D62 (version américanisée du marteau Delmag).

Un préforage sur une quinzaine de mètres avait été initialement envisagé, mais il ne s'est pas révélé nécessaire lors des tests, le marteau D62 ayant la capacité suffisante pour battre intégralement les pieux à la cote souhaitée.

TESTS PRÉALABLES

Il a fallu tout d'abord procéder aux études de battage afin de sélectionner le matériel et de définir au préalable les critères de validation au battage, en relation avec la capacité ultime attendue :

→ Critère de pénétration (profondeur minimale à atteindre) avec un critère de refus associé (140 coups par intervalle d'un pied, ou 30 cm) si cette profondeur n'était pas atteinte ;

→ Une fois cette procédure atteinte, critère d'acceptation (nombre minimal de coups par pieds sur plusieurs intervalles consécutifs d'un pied, en l'occurrence un minimum de 40 coups par pied sur les deux derniers pieds).

Le programme de tests se composait de deux phases :

→ Battage d'un nombre significatif (18) de pieux témoins (indicateur piles) instrumentés par le système PDA afin de valider définitivement le choix du marteau et d'évaluer le comportement du pieu lors du battage ;

→ Deux essais de chargement vertical à deux fois la charge de service (environ 600 t), selon la norme ASTM D-1143 (option quick load).

Le comportement des pieux lors du battage a pu être analysé de façon détaillée grâce aux signaux recueillis et analysés par le système PDA :

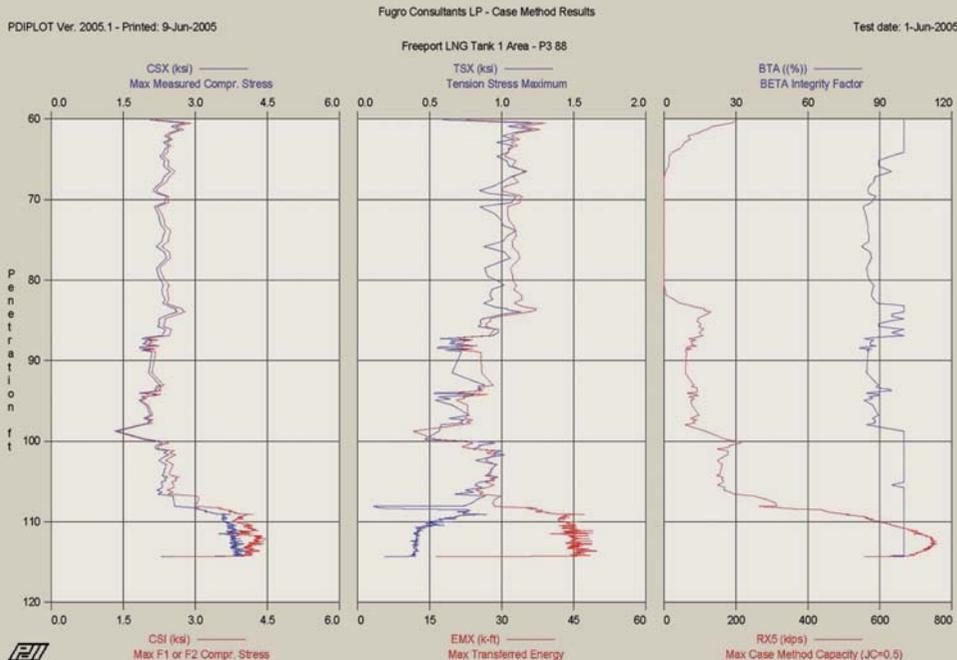
→ Contrainte de compression dans le pieu (en moyenne de 15 MPa, atteignant 30 MPa au maximum lors de la pénétration dans les sables) ;

→ Contrainte de traction dans le pieu (variant entre 3 et 8 MPa) ;

→ Énergie transférée au corps du pieu (variant de 40 à 60 kJ) ;

→ Estimation de la résistance instantanée au battage = de 0 à 800 kips soit environ 3 500 kN ;

ENREGISTREMENT TYPE DES DONNÉES PDA



11

→ Évaluation de l'intégrité du fût du pieu (photo 10 et figure 11).

Le dispositif de test de chargement utilisait comme ancrages les pieux témoins battus à proximité (photo 12).

INTERPRÉTATION DES ESSAIS

Pour chacun des tests de charge, les courbes charge-déplacement en tête ont pu être interprétées par l'établissement d'une courbe théorique basée sur la loi de Frank et Zhao se corrélant de façon tout à fait satisfaisante avec les courbes expérimentales enregistrées. La charge ultime atteignait environ 6 000 kN. Nous avons ainsi pu recalculer les données suivantes :

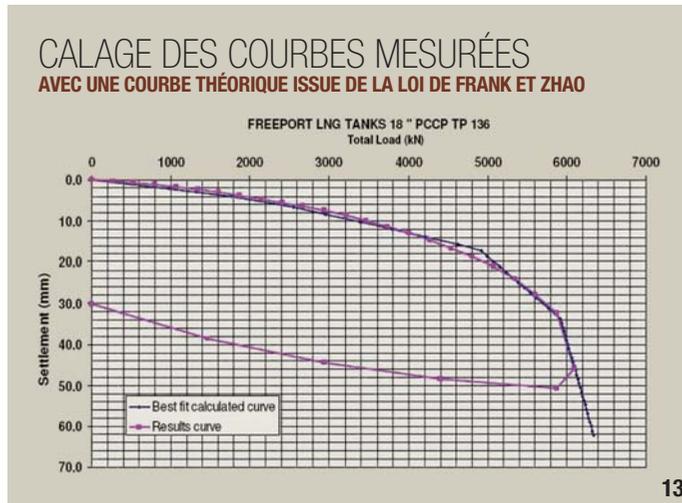
- Module moyen du béton = 50 000 MPa ;
- Frottement latéral limite moyen = 60 à 70 kPa ;
- Résistance limite en pointe = 8,5 à 15,5 MPa ;
- Raideur de pointe = de 280 à 370 MPa/m correspondant à un module pressiométrique moyen équivalent de 30 à 40 MPa ;
- Raideur moyenne de fût = de 25 à 35 MPa/m (photo 13).

PHASE DE PRODUCTION

Après validation des études et des résultats des tests, le battage des pieux a débuté le 31 mai 2005 et s'est poursuivi avec un rythme moyen de huit à dix pieux par jour jusqu'au 18 septembre, date à laquelle le passage de l'ouragan Rita a nécessité l'évacuation complète du chantier. Le battage des pieux a repris le 30 septembre pour se terminer le 18 novembre 2005 (photo 14). Le recépage des pieux s'effectuait à la cisaille hydraulique (photo 15). Dans le cas de pieux battus plus bas que la cote finale souhaitée, un raboutage était effectué après avoir dégagé la tête du pieu, scellé quatre attentes dans des trous forés dans la section du pieu, placé un coffrage circulaire et relié les armatures de liaison avec le radier au moyen de coupleurs Zap Screwlok. Après mise à la cote finale de toutes les têtes de pieu, un béton de propreté était coulé entre les emplacements des pieux (photo 16).

UN TEST DE CHARGE GRANDEUR NATURE

L'hydrotest des réservoirs a eu lieu en octobre-novembre 2007. Il a permis de vérifier l'efficacité du système de fondations mis en place en effectuant des mesures topographiques et inclinométriques sur la dalle pendant le remplissage du réservoir.



13



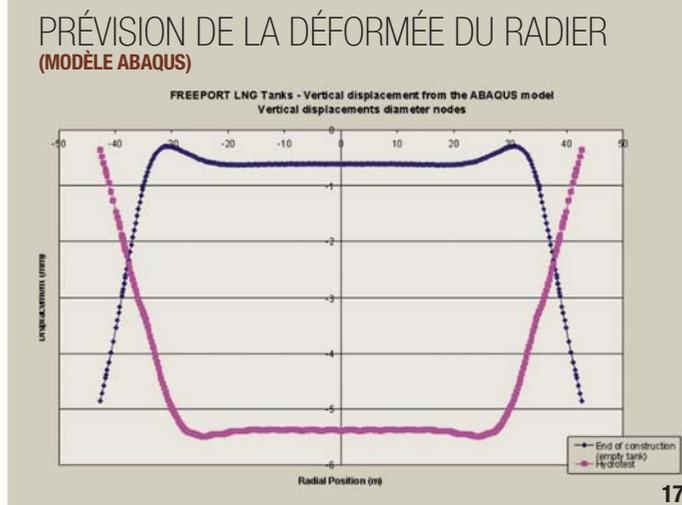
14



15



16



17

Le tassement différentiel maximal attendu était de l'ordre de 6 mm entre le centre et le bord du réservoir (figure 17). Les mesures inclinométriques ont été faites à l'aide d'une sonde horizontale Rocrest Telemac RT-20HE passée alternativement dans deux tubes de 85 mm, perpendiculaires, noyés dans la dalle lors du coulage du radier. La mesure était faite à intervalles réguliers de dix pieds (photo 18). Les mesures inclinométriques ont confirmé les valeurs attendues pour la déformée de la dalle (de l'ordre de 6 mm de déplacement vertical en partie centrale par rapport à la périphérie). On a également observé un déplacement irréversible après la vidange de l'ordre de 1 mm en périphérie et de 2 mm en partie centrale. Les mesures topographiques faites sur le pourtour de la dalle ont donné en moyenne un déplacement maximal de 6 mm au pic de la charge hydrostatique, globalement uniforme sur le pourtour. Au final, le tassement absolu des réservoirs pendant l'hydrotest est resté inférieur à 15 mm et le tassement différentiel centre-bord

13- Calage des courbes mesurées avec une courbe théorique issue de la loi de Frank et Zhao.

14- Battage des pieux en production.

15- Recépage des pieux.

16- Plate-forme avant réalisation du radier.

17- Prévion de la déformée du radier (modèle Abaqus).

13- Cross-checking of the measured curves with a theoretical curve based on the Frank and Zhao law.

14- Pile driving in production.

15- Pile cutting-off.

16- Platform before execution of the foundation raft.

17- Projection of foundation raft deformation (Abaqus model).



© SAIPEM

18

18- Sonde inclinométrique.
19- Mesures inclinométriques, réservoir n°1.
20- Les réservoirs lors de l'hydrotest (octobre 2007).

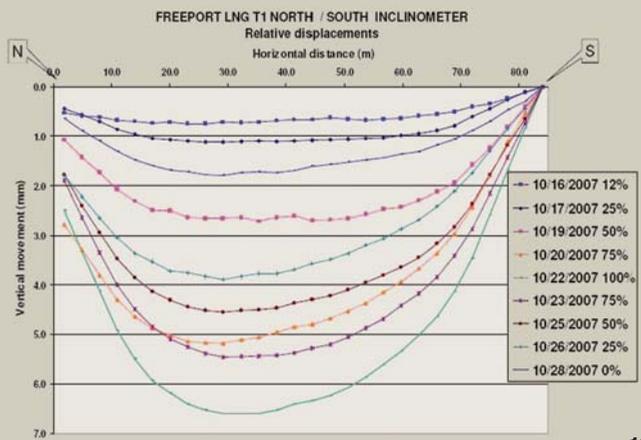
18- Clinometric probe.
19- Clinometric measurements, tank No. 1.
20- The tanks during the hydrotest (October 2007).

de l'ordre de 6 mm, valeurs plus qu'acceptables au regard des critères de tassement absolu et différentiels imposés à ce type de structure (figure 19 et photo 20).

UN ENVIRONNEMENT TRÈS SPÉCIFIQUE

Les fondations des réservoirs LNG de Freeport ont été conçues et réalisées dans un environnement particulier, propre aux États-Unis, qui peut surprendre à plus d'un titre les spécialistes de fondations européens, tant au niveau

MESURES INCLINOMÉTRIQUES (RÉSERVOIR N° 1)



19



20

des pratiques que des ressources ou de la réglementation. Soulignons l'importance accordée aux reconnaissances et essais géotechniques permettant de bâtir une solution de fondations dont la mise en œuvre est sans surprise une fois les acteurs en place et les rôles définis de façon explicite, ce qui est d'ailleurs naturel dans la culture américaine. Il faut également mettre au crédit de cette culture la capacité d'intégration des compétences dont ont fait preuve tous les acteurs du projet, en montrant un professionnalisme et une capacité d'écoute remarquables. Le terminal a reçu son premier méthanier en avril 2008 (photo 1). □

ABSTRACT

FOUNDATIONS FOR TANKS AT THE FREEPORT LNG TERMINAL (USA): THE AMERICAN APPROACH TO DEEP FOUNDATIONS

BRUNO DEMAY, SAIPEM-SA

The liquefied natural gas import terminal in Freeport (Texas, USA) is part of the infrastructure work currently being carried out in the United States to diversify the country's energy supplies. The terminal construction works included the construction of two cryogenic tanks of about 160,000 m³ capacity, transferring to the ground a distributed load of more than 250 kPa over a diameter of more than 80 m. Due to the mediocre quality of the ground, deep foundations had to be executed, consisting of 580 piles for each tank. These driven prestressed concrete piles exceeded a length of 40 m in places. With hindsight, this deep foundation solution, at first sight far from European standards, proved thoroughly competitive in the context and made it possible to control construction costs and deadlines. □

CIMENTOS DE LOS DEPÓSITOS DE LA TERMINAL GNL DE FREEPORT (EE.UU.): EL ENFOQUE ESTADOUNIDENSE DE LOS CIMENTOS PROFUNDOS

BRUNO DEMAY, SAIPEM-SA

La terminal de importación de gas natural licuado de Freeport (Texas, EE.UU.) forma parte de las infraestructuras actualmente en construcción en Estados Unidos para diversificar el abastecimiento energético del país. Las obras de construcción de la terminal incluyen la realización de dos depósitos criogénicos de unos 160.000 m³, que aportan al suelo una carga repartida de más de 250 kPa sobre un diámetro superior a 80 m. La mediocre calidad de los terrenos exigió la realización de unos cimientos profundos, formados por 580 pilotes por depósito. Estos pilotes, construidos en hormigón pretensado, superaban localmente los 40 m de longitud. Desde la perspectiva temporal, esta solución de cimientos profundos, a priori alejada de los estándares europeos, resultó ser totalmente competitiva en el contexto y permitió controlar los costes y los plazos de realización. □

RENFORCEMENT DU SOL SOUS RÉSERVOIRS GNL À ARZEW, EN ALGÉRIE

AUTEURS : BERTRAND HANAUER, DIRECTEUR EXPORT, KELLER - THIERRY HERMGES, RESPONSABLE TECHNICO-COMMERCIAL EXPORT, KELLER - GUILLAUME TENDERO, INGÉNIEUR TRAVAUX PRINCIPAL, KELLER - GÉRAUD D'AVEZAC, INGÉNIEUR TRAVAUX SUR SITE, KELLER

LA RÉALISATION DU RENFORCEMENT DE SOL SOUS QUATRE RÉSERVOIRS DE LA NOUVELLE LIGNE DU TERMINAL GAZIER GNL 3Z À ARZEW, EN ALGÉRIE, S'EST APPUYÉE SUR UNE CONCEPTION INNOVANTE DANS LE PAYS. EN EFFET, UN RENFORCEMENT PAR COLONNES DE JET GROUTING SOILCRETE ASSOCIÉ À UN MATELAS DE RÉPARTITION A ÉTÉ PRÉFÉRÉ À UN DISPOSITIF DE FONDATIONS TRADITIONNEL PAR PIEUX, QUI AURAIT FORTEMENT PÉNALISÉ LA STRUCTURE DES RÉSERVOIRS EN PHASE SISMIQUE. S'AGISSANT D'UNE PREMIÈRE EN ALGÉRIE, CETTE OPÉRATION À FORTE CONNOTATION TECHNIQUE A DEMANDÉ D'IMPORTANTES MOYENS DE CONTRÔLE ET DE JUSTIFICATION. LA GAGEURE FUT ÉGALEMENT DE MENER À BIEN L'OPÉRATION DANS UN ENVIRONNEMENT LOGISTIQUE RENDU EXTRÊMEMENT COMPLEXE DU FAIT DES MODIFICATIONS PROFONDES DES RÈGLES D'IMPORTATION ET DES PROBLÈMES DE PÉNURIE DE CIMENT QUI ONT TOUCHÉ LE PAYS DURANT LA PHASE D'EXÉCUTION.



1- Vue des travaux
sur le réservoir GNL 2.

1- View of works
on LNG tank 2.

© KELLER

- 2- Localisation de l'opération.
- 3- Coupe géologique au droit du réservoir GNL 1.
- 4- Coupe type des inclusions Soilcrete-D.
- 5- Principe du Soilcrete-D.
- 6- Phasage type du procédé Soilcrete.

- 2- Project location.
- 3- Geological cross section at the level of LNG tank 1.
- 4- Typical cross section of Soilcrete-D inclusions.
- 5- Schematic of Soilcrete-D.
- 6- Typical scheduling of the Soilcrete process.

CONSTRUCTION DE QUATRE RÉSERVOIRS

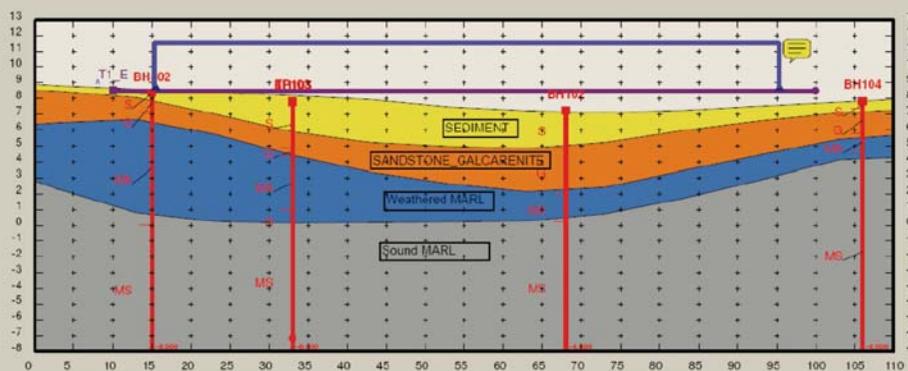
Dans le cadre de la construction du nouveau terminal de liquéfaction de gaz GNL 3Z à Arzew (figure 2), la Sonatrach, première entreprise d'hydrocarbures d'Afrique, a confié à la joint-venture Saipem-Snamprogetti-Chiyoda

la réalisation des infrastructures et du process de l'opération. Celle-ci représente un investissement d'environ trois milliards de dollars. La construction des réservoirs de stockage de gaz (deux réservoirs GNL et deux réservoirs GPL) constitue l'une des gageures techniques de l'opération.

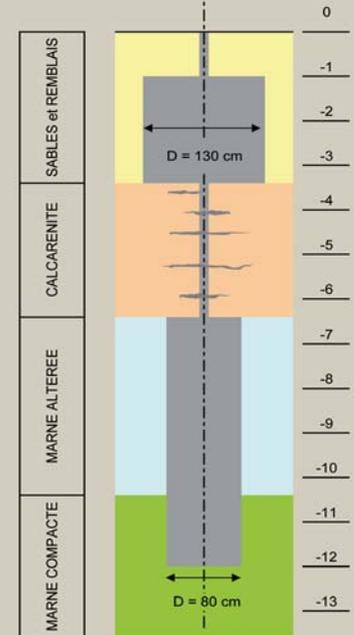
Ces ouvrages de grandes dimensions (82 m de diamètre et 35 m de haut pour les réservoirs GNL) sont positionnés sur une couche de remblais et sable sédimentaire de 0 à 4,5 m d'épaisseur, reposant sur un horizon de calcaire fracturé (1 à 6,5 m d'épaisseur) pouvant présenter des vides karstiques, sous lequel nous trouvons 2 à 7 m de marnes altérées avant de rencontrer le toit de marnes compactes (figure 3). La zone est classée en zone sismique II-a, et les ouvrages intégrés à un centre de production et de distribution d'énergie d'importance nationale sont de classe I-A. Cela conduit à considérer des accélérations nominales maximales de 2,49 m/s² et une magnitude de 7. Les contraintes apportées par les réservoirs sont importantes, notamment en phase d'hydrotest, où elles varient entre 200 et 300 kPa.



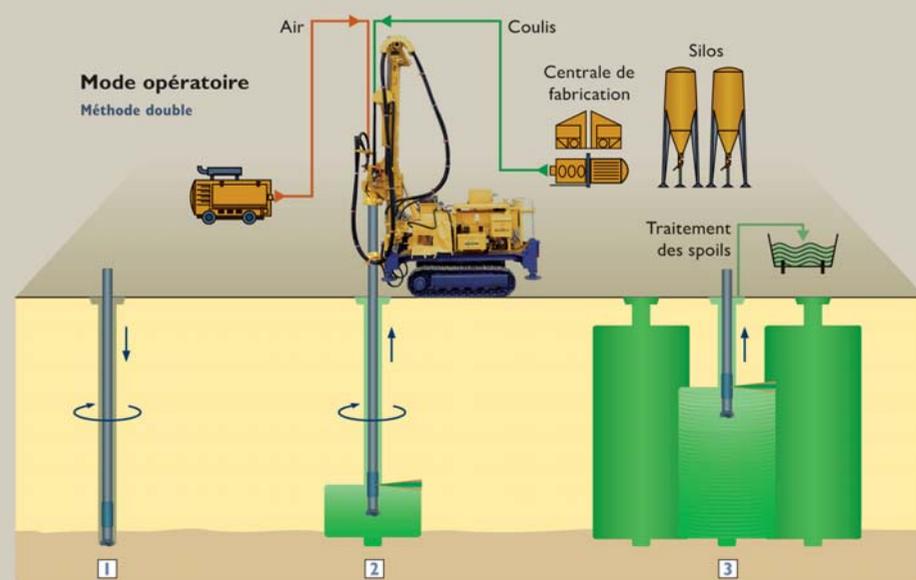
COUPE GÉOLOGIQUE AU DROIT DU RÉSERVOIR GNL 1



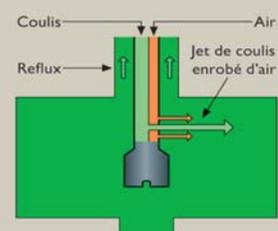
COUPE TYPE DES INCLUSIONS SOILCRETE-D



PHASAGE TYPE DU PROCÉDÉ SOILCRETE



PRINCIPE DU SOILCRETE-D



C'est le «jet double haute énergie» ou Soilcrete® D



7 © KELLER



8



9

De plus, les conditions d'utilisation des réservoirs imposent une stricte maîtrise des tassements (tassements absolus inférieurs à 100 mm et tassements différentiels inférieurs à 1/500).

Le dispositif d'assise des réservoirs devait donc permettre de répondre aux spécifications techniques de tassement et de portance tout en intégrant un risque sismique important, en traitant le risque de vide karstique et en tenant compte de la spécificité d'un horizon dur (grès) au-dessus de terrains associés à de très médiocres caractéristiques géotechniques (marnes altérées). Ces contraintes techniques ne constituaient toutefois qu'une facette de la

problématique du lot fondations, puisque les travaux devaient être réalisés dans des délais extrêmement tendus afin de ne pas engager le chemin critique de l'opération.

UNE SOLUTION TECHNIQUE PERTINENTE

Les travaux de fondation des réservoirs ont été réalisés par l'entreprise Keller Fondations Spéciales, représentée en Algérie par son établissement stable et sa filiale de droit algérien.

L'entreprise a proposé une solution de renforcement de sol permettant de garantir les performances recherchées tout en résolvant le risque de vide kars-

tique, en s'affranchissant de la difficulté de forage induite par la couche de grès et en répondant de façon économique au risque de sollicitation sismique.

La solution géotechnique retenue consistait à exécuter, selon un maillage de 3,5 x 3,5 m, des inclusions de 12 m de profondeur et de diamètre minimal variant entre 0,8 et 1,3 m suivant la nature des terrains rencontrés (figure 4). Ce dispositif est ensuite recouvert d'un matelas de répartition qui assure un rôle amortisseur en cas de séisme.

Les inclusions étaient réalisées selon le procédé Soilcrete-D, développé par Keller dans le cadre de l'optimisa-

7- Arrivée du matériel sur site.

8- Centrale de fabrication de coulis et stockage d'eau.

9- Un personnel algérien à l'écoute des nouvelles technologies du sol.

7- Arrival of equipment on site.

8- Grout mixing plant and water storage.

9- Algerian personnel attentive to the new soil technologies.

10- Mise en place du poste de nuit.

11- Planche d'essai et dispositif de collecte des spoils permettant de garantir la propreté de la plate-forme de travail.

12- Bac de gestion des spoils et vue des pompes d'injection HP.

10- Setting up the night shift.

11- Test section and spoil collection system capable of ensuring the cleanliness of the work platform.

12- Spoil management container and view of the HP injection pumps.

tion des techniques de jet grouting. Cette technologie combine injection de coulis de ciment (C/E compris entre 0,2 et 1) à très haute pression (350 à 500 bars) et fort débit (250 à 350 l/min) à un flux d'air permettant une meilleure conservation de l'énergie de lancement (figure 5). La mise en œuvre de ce concept de renforcement de sol en Algérie constituait une première.

PHASAGE D'EXÉCUTION EN TROIS TEMPS

Le dispositif de renforcement de sol se décline en trois temps, dont les deux premiers sont représentés sur la figure 6.

La phase 1 consiste à forer jusqu'à une profondeur de 12 m, à l'aide d'outils permettant de traverser l'horizon raide de calcarénite. Un coulis de ciment léger a été utilisé comme fluide de perforation.

Afin de bénéficier de bon rendements de perforation, les foreuses étaient équipées de tables de rotation traversantes et de fléchettes de prolongation de mât permettant de réaliser la descente en s'affranchissant de toute opération de raboutage de tige.

Une fois arrivé au niveau de la base des inclusions, la phase 2 est entamée en déstructurant le sol à l'aide d'un puissant jet de coulis enrobé par un flux d'air.

La remontée de l'outil est gérée par ordinateur en fonction des paramètres de travail qui sont déterminés lors de la planche d'essai (vitesse de remontée, vitesse de rotation, débit et pression de coulis, débit et pression d'air).

Les paramètres de production sont enregistrés en continu. L'excédent de mélange coulis de ciment et sol est évacué à la surface par le vide annulaire existant entre la tige de forage et la paroi perforée. La colonne de Soilcrete est réalisée au-dessus de la cote finale de l'inclusion.

La phase 3 consiste à recéper les inclusions et à mettre en œuvre le matelas de répartition. ▷



© KELLER



UNE PRÉPARATION MÉTICULEUSE POUR UN CONTEXTE D'EXÉCUTION DIFFICILE

Keller travaille depuis onze ans en Algérie et commence à avoir une très bonne expérience du pays. C'est bien le moins pour préparer une opération d'une telle envergure. Le matériel nécessaire à l'opération n'existant pas dans le pays, il a dû être importé en quasi-totalité. Ainsi, quatre foreuses EGT de 18 t accompagnées de trois lignes complètes de fabrication de coulis et de pompes HP Techniwell, le tout représentant plus de 20 containers, ont été importées temporairement à Arzew (photos 7 et 8). Un lot de pièces détachées permettant de répondre aux opérations de maintenance et de réparations courantes a également été envoyé pour mise à la consommation sur le marché local. Cette préparation a requis une étroite collaboration entre personnel administratif, ingénieurs, mécaniciens et logisticiens.

DES RESSOURCES HUMAINES SPÉCIALISÉES

L'identification des compétences nécessaires pour cette opération à forte spécialisation technique a aussi requis une planification précise.

Les 22 expatriés spécialisés en Soilcrete ont été identifiés au sein des filiales du groupe Keller en Europe. Ainsi, ce sont des Français, des Allemands, des Anglais et des Écossais (attention à ne pas faire un amalgame entre les différentes identités de nos amis du Royaume-Uni, faute de quoi nous nous exposons à une explosion de susceptibilités culturelles fort préjudiciable à la cohésion du groupe !) qui ont travaillé aux côtés de la quarantaine de salariés de Keller Algérie.

La collaboration entre ces différentes nationalités a, au cours des travaux, donné lieu à de véritables échanges technologiques, et le transfert de savoir-faire a bénéficié à tous, notamment aux salariés algériens qui découvraient le jet grouting et se sont fortement investis

pour en maîtriser le process (photo 9). Notons que l'échange entre les différentes nationalités a été renforcé du fait des conditions de sécurité communes imposées par l'entreprise (transport sous escorte, logement encadré...).

Au vu de l'importance des travaux à réaliser (près de 3 000 inclusions de jet grouting Soilcrete-D), l'entreprise a mis en place une organisation permettant de produire 24 h/24 et 6 j/7 (photo 10).

LES ALÉAS DES TRAVAUX

La planche d'essai a démarré début août 2009 (photos 11 et 12). Elle a permis de déterminer les paramètres d'exécution (méthode de perforation, nature et composition du fluide de perforation, pression et débit du jet, vitesse de remontée, vitesse de rotation, nombre et dimensions des buses de jet) permettant de garantir le respect des diamètres minimaux imposés.

Le second objectif de la planche d'essai consistait à démontrer que les inclusions réalisées présentaient bien une

13- Des cocottes de ciment parcourent plus de 450 km pour faire face à la pénurie frappant l'Ouest algérien.

14- Préparation de l'essai de chargement sur maille carrée 3,5 x 3,5 m.

15- Essais de chargement à 500 t sur 48 h.

16- Modélisation Plaxis 3D.

17- Modélisation sol-structure 3D (logiciel Flac 3D).

13- Cement tanks travel more than 450 km to cope with the shortage in western Algeria.

14- Preparation of the loading test on a 3.5 x 3.5 m square mesh.

15- 500-tonne loading tests over 48 h.

16- Plaxis 3D modelling.

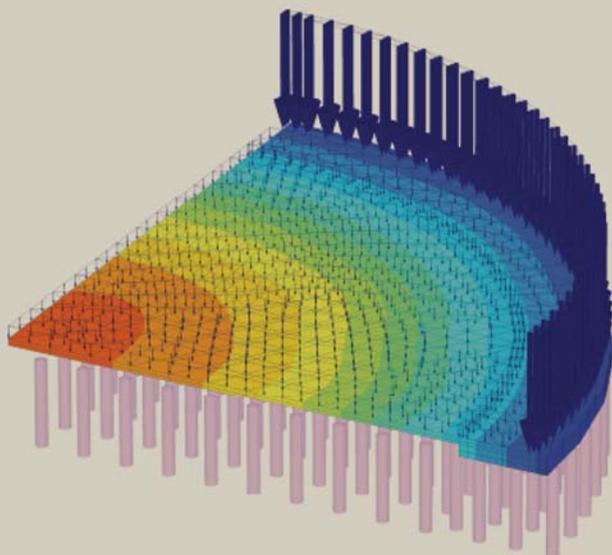
17- 3D soil-structure modelling (Flac 3D software).

© KELLER

15

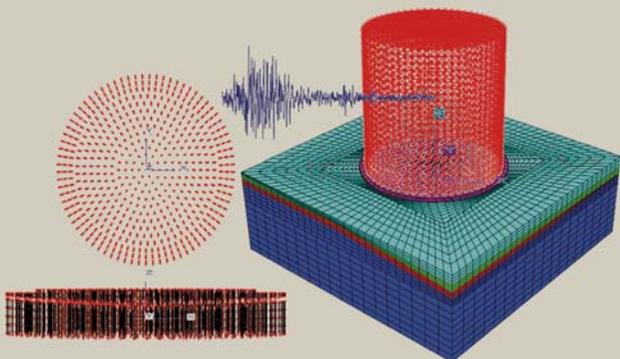


MODÉLISATION PLAXIS 3D



16

MODÉLISATION SOL-STRUCTURE 3D (LOGICIEL FLAC 3D)



17

valeur de résistance à la compression supérieure à 5 MPa.

L'opération de renforcement de sol nécessitait une importante quantité de ciment CRS (25 000 t) se traduisant par des cadences quotidiennes de livraison de l'ordre de 250 t. Or la pression de l'industrie du BTP dans l'ouest de l'Algérie était telle que les usines de ciment d'Oran se trouvaient largement sous-dimensionnées pour pourvoir à la totalité de la demande.

Ce déséquilibre entre offre et demande a été encore accentué du fait des pannes et entretiens annuels inopinés mettant hors-service les cimenteries locales. Afin de limiter le risque de rupture d'approvisionnement, l'entreprise a multiplié le nombre de fournisseurs jusqu'à 450 km d'Arzew (photo 13) et a augmenté la capacité de stockage en pulvérulent. Ces efforts n'auront pas toujours permis d'éviter les interruptions de chantier.

QUAND LE MIEUX EST L'ENNEMI DU BIEN

Les carottes prélevées au sein de colonnes de Soilcrete permettant de démontrer que les inclusions présentaient bien une résistance intrinsèque supérieure à 5 MPa ont été exportées à destination d'un laboratoire français agréé et expérimenté dans l'écrasement de ce type de matériaux (résistance intrinsèque sensiblement plus basse que celle du béton, prélèvements carottés sensibles, présence d'hétérogénéités). Toutefois, afin de s'affranchir des délais d'exportation et de transport

et pour disposer au plus tôt d'informations sur les résistances colonnes, Keller a confié à un laboratoire algérien un lot de carottes. Les résultats obtenus montraient certaines insuffisances de résistance qui, après audit du laboratoire par un expert français, ont été expliquées par le fait que la procédure d'écrasement dérogeait aux spécifications de la norme européenne relative aux travaux de jet grouting et que le matériel employé n'était pas adapté à ce type de contrôle.

En dépit de cette explication et du fait que la totalité des résultats obtenus en France se soient révélés conformes aux spécifications requises, le contrôleur technique a exigé que soient réalisés de très nombreux essais, calculs et rapports complémentaires, qui ont tous confirmé que le dispositif de fondation était conforme aux compétences requises. Ainsi, le nombre de carottages et d'essais d'écrasement a été multiplié par plus de dix, un essai de chargement sur maille à 500 t a été réalisé (opération sensible confiée à Michel Bustamante, expert géotechnicien, voir photos 14 et 15), des calculs inverses aux éléments finis (Plaxis 3D et Flac 3D, voir figures 16 et 17) ont été menés à bien, et une mission d'expertise et de validation a été confiée à Jean-Pierre Magnan, directeur technique géotechnique du LCPC et référence mondiale en géotechnique.

ACCROISSEMENT DES CONTRAINTES D'IMPORTATION

La loi de finances complémentaire du 26 juillet 2009 est tombée comme un couperet sur l'organisation du support logistique et mécanique de l'opération. Ce document modifiait brutalement les conditions d'importation définitives, imposant, pour l'achat de biens en provenance de l'étranger, la mise en place d'un crédit documentaire. Les banques, jusque-là peu habituées à ce mode de garantie, se sont du jour au lendemain retrouvées submergées de demandes de crédits documentaires émanant de l'ensemble des acteurs économiques du pays, dont l'activité dépend des importations.

Pour le chantier, cela signifiait qu'il était désormais impossible de se procurer rapidement les pièces de rechange nécessaires à la réparation des pannes. Sur une opération mécaniquement aussi sensible, cela représentait un véritable risque d'immobilisation, que le matériel et les pièces de secours approvisionnés en début de chantier ne permettaient pas de couvrir. ▸





Aussi, Keller a très vite décidé de mobiliser cinq containers de matériel de secours complémentaire et de pièces détachées, qui permettaient de faire face de manière autonome à toutes les situations de pannes alors envisageables.

La mise en place du dossier de crédit documentaire a été une épreuve, mais le matériel a été livré sur le chantier en un peu moins de huit semaines, ce qui représente un petit tour de force au vu des difficultés bancaires et douanières exposées, mais constitue un véritable retard au regard des quatre mois de production initialement planifiés.

**HYGIÈNE ET SÉCURITÉ :
LE NIVEAU D'EXCELLENCE
DU DOMAINE « OIL AND GAS »**

Les pétroliers possèdent un niveau d'exigence en termes d'organisation des procédures d'hygiène et de sécurité sensiblement supérieur à celui des travaux publics. Ainsi, le niveau de formation commun à l'ensemble des intervenants sur site est largement plus complet, et de nombreuses formations renforcées conditionnent l'exécution de tâches à risques.

**18- Opération
de dégarnissage
des colonnes
de Soilcrete-D.**

**18- Soilcrete-D
column stripping
operation.**

De plus, chaque prise de poste est précédée d'une réunion sécurité. Par ailleurs, la totalité du matériel entrant sur le site fait l'objet d'un examen de conformité qui interdit l'accès à toute machine obsolète au regard de la réglementation HSE.

Enfin, Keller devait assurer la présence continue sur site d'une ambulance accompagnée d'infirmiers d'astreinte prêts à prodiguer les soins de premier secours et à assurer l'évacuation d'éventuels blessés vers les hôpitaux à proximité.

Fort heureusement, l'opération s'est déroulée sans qu'aucune blessure n'ait été à déplorer, et l'objectif « zéro accident » a été atteint !

En conclusion, la forte collaboration entre les intervenants a permis de mener à bien le projet (photo 18) tout en surmontant au mieux les difficultés rencontrées. L'opération, qui constituait une première en Algérie, a ouvert de nou-

velles perspectives au développement du Soilcrete dans le pays, et le transfert de technologie qui s'est opéré a permis au personnel local de réaliser avec une forte autonomie un soutènement en jet grouting sur un autre site algérien. □

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : Sonatrach

CONTRÔLE TECHNIQUE : CTC Est

ENTREPRISE : Joint-venture Saipem-Snamprogetti-Chiyoda

SOUS-TRAITANT RENFORCEMENT DE SOL : Keller Fondations Spéciales

GÉOTECHNICIENS EXPERTS : MB Fondations et LCPC

PRINCIPALES QUANTITÉS

- 2 910 inclusions de Soilcrete-D
- 19 200 ml de colonnes de jet grouting Soilcrete-D
- 25 000 t de ciment
- 380 ml de carottage
- 154 essais d'écrasement dont 24 pour mesure de module de Young
- 450 mesures de densité et d'écrasement sur prélèvements de spoil
- 3 000 fiches d'enregistrement de paramètres
- 1 essai de chargement à 500 t

ABSTRACT

**SOIL REINFORCEMENT UNDER LNG TANKS
AT ARZEW, IN ALGERIA**

KELLER: BERTRAND HANAUER - THIERRY HERMGES - GUILLAUME TENDERO - GÉRAUD D'AVEZAC

The execution of soil reinforcement under four tanks of the new LNG 3Z gas terminal line at Arzew, Algeria, was based on a concept that is innovative in this country. Reinforcement by Soilcrete jet grouting columns combined with a load distributing mattress was preferred to a conventional pile foundation system, which would have very adversely affected the tanks' structure in seismic periods. Since this was a first in Algeria, this highly technical project required major inspection and substantiation resources. The challenge was also to carry out the project in a logistic environment made extremely complex as a result of the profound changes in import rules and the cement shortage problems that affected the country during the execution phase. □

**REFUERZO DEL SUELO BAJO LOS DEPÓSITOS
DE GNL EN ARZEW, ARGELIA**

KELLER: BERTRAND HANAUER - THIERRY HERMGES - GUILLAUME TENDERO - GÉRAUD D'AVEZAC

La realización del refuerzo de suelo debajo de cuatro depósitos de la nueva línea de la terminal gasística GNL 3Z en Arzew (Argelia) se basó en un diseño innovador en el país: se decidió aplicar un refuerzo por columnas de jet grouting Soilcrete asociado a una capa de distribución en lugar de un dispositivo de cimientos tradicional por pilotes, que habría penalizado notablemente la estructura de los depósitos en fase sísmica. Al tratarse de una primicia en Argelia, esta operación de alto componente técnico exigió importantes medios de control y justificación. Asimismo, el proyecto planteaba el reto de llevar a cabo la operación en un contexto logístico extremadamente complejo debido a las profundas modificaciones en la normativa sobre importaciones y los problemas de escasez de cemento que afectaron al país durante la fase de ejecución. □