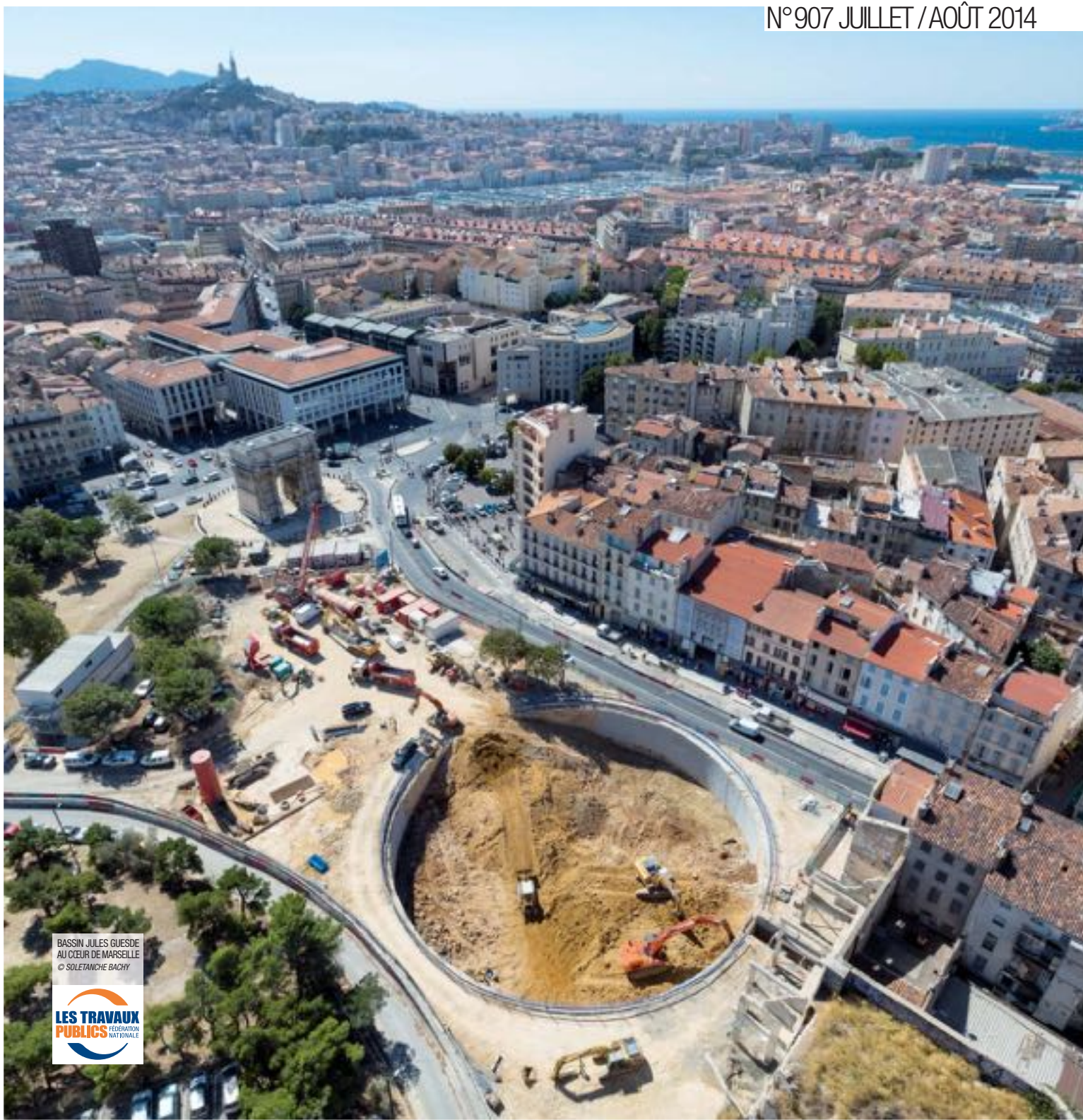


TRAVAUX

REVUE TECHNIQUE DES ENTREPRISES DE TRAVAUX PUBLICS

SOLS & FONDATIONS. TERMINAL CONTENEURS VALENCIENNES. ZAC DES DOCKS SAINT-OUEN. TOUR COURCELLOR 1 PARIS. REMBLAI DE LA VIRVEE. BASSIN JULES GUESDE MARSEILLE. CARRE ST-FRANCOIS ANNECY. TRAM T6 VIROFLAY. PIEUX 3^e PONT D'ABIDJAN. MEMORIAL ESCLAVAGE GUADELOUPE. TOUR BIODIVERSITE PARIS. CONTROLE MICROPIEUX. ZAC CHARLES-RENARD ST-CYR. 30 ANS STARSOL[®]. CŒUR-BOISE CHAVILLE. LIGNE B METRO RENNES. TRESORS DE NOS ARCHIVES : BENOTO

N°907 JUILLET / AOÛT 2014



BASSIN JULES GUESDE
AU CŒUR DE MARSEILLE
© SOLETANCHE BACHY



Directeur de la publication
Bruno Cavagné**Directeur délégué****Rédacteur en chef**

Michel Morgenthaler

3, rue de Berri - 75008 Paris

Tél. +33 (0)1 44 13 31 03

Email : morgenthalerm@fntp.fr

Comité de rédaction

Hélène Abel (Ingérop), David Berthier (Vinci Construction France), Jean-Bernard Datry (Setec), Philippe Gotteland (Fntp), Jean-Christophe Goux-Reverchon (Fntp), Laurent Guilbaud (Saipem), Ziad Hajar (Eiffage TP), Florent Imberty (Razel-Bec), Claude Le Quééré (Egis), Louis Marracci (Bouygues TP), Stéphane Monleau (Soletanche Bachy), Jacques Robert (Arcadis), Claude Servant (Eiffage TP), Philippe Vion (Systra), Michel Morgenthaler (Fntp)

Ont collaboré à ce numéro**Rédaction**

Monique Trancart, Marc Montagnon

Service Abonnement et Vente

Com et Com

Service Abonnement TRAVAUX

Bât. Copemic - 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.fr

France (9 numéros) : 190 € TTC

International (9 numéros) : 240 €

Enseignants (9 numéros) : 75 €

Étudiants (9 numéros) : 50 €

Prix du numéro : 25 € (+ frais de port)

Multi-abonnement : prix dégressifs
(nous consulter)**Publicité****Rive Média**

2, rue du Roule - 75001 Paris

Tél. 01 42 21 88 02 - Fax 01 42 21 88 44

contact@rive-media.fr

www.rive-media.fr

Directeurs de clientèle

Bertrand Cosson - LD 01 42 21 89 04

b.cosson@rive-media.fr

Carine Reininger - LD 01 42 21 89 05

c.reininger@rive-media.fr

Site internet : www.revue-travaux.com**Édition déléguée****Com'1 évidence**

Siège : Immeuble Louis Vuitton

101, avenue des Champs-Élysées

75008 PARIS

Tél. bureaux : +33 (0)2 32 32 03 52

revuetravaux@com1evidence.com

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°0116 T 80259
ISSN 0041-1906

LES NIVEAUX DE PRIX NE SONT PAS À LA HAUTEUR DES EFFORTS DE MODERNISATION FOURNIS PAR LA PROFESSION



© DR

Le Soffons, syndicat des entrepreneurs de Sondages, Forages et Fondations Spécialisées, regroupe les entreprises spécialisées qui exécutent des travaux de sondages, forages, injections, rabattements de nappe, fondations spéciales (pieux, parois moulées, améliorations de sols), tirants d'ancrage, tant pour les Travaux Publics que pour le Bâtiment, en France et à l'étranger.

Ce syndicat regroupe une quarantaine d'entreprises allant de la PME régionale à l'entreprise nationale, voire internationale. Certaines entreprises du Soffons s'illustrent d'ailleurs sur les plus grands marchés de travaux géotechniques à travers le monde : barrages, métros...

Depuis plusieurs mois, nos entreprises font face à une situation économique difficile. Comme l'a expliqué Bruno Cavagné, président de la Fntp, le 15 mai 2014 lors du Forum des Travaux Publics : 2014 sera la plus basse année pour les Travaux Publics depuis 1998.

Certes, quelques gros marchés ont été lancés ces derniers mois : tramway de Nice, métro de Rennes, RN19, prolongement des lignes 4, 12 et 14 du métro parisien. Ces marchés d'infras-

tructure font largement appel aux savoir-faire de certaines entreprises du Soffons et notamment à la paroi moulée, technique incontournable pour ces projets urbains.

Ces quelques affaires cachent cependant l'absence inquiétante d'appels d'offres petits et moyens, qui permettent aux entreprises du Soffons de mieux lisser leur activité et donc d'optimiser l'utilisation de leurs moyens.

Les raisons sont connues : une baisse du budget de l'agence de financement des infrastructures de transport et une diminution de l'investissement des collectivités locales, liée à une baisse des dotations de l'État.

Le projet du Grand Paris et ses nombreuses infrastructures souterraines devrait, je l'espère, apporter de l'activité dans les prochaines années aux entreprises du Soffons. Même si le développement des tunneliers a quelque peu réduit nos parts de travaux, il subsistera des puits profonds et d'immenses gares qui nécessiteront des parois moulées, de l'injection, du jet grouting, de la congélation...

Par ailleurs, il convient de souligner que depuis de nombreuses années, les membres du Soffons ont massivement investi pour améliorer tout à la fois la sécurité sur leurs chantiers et particulièrement celle liée aux machines, la qualité des réalisations et le développement des innovations. En témoignent les trois prix reçus par des entreprises du Soffons, sur les sept remis, lors du tout dernier Trophée des TP en 2013.

Il faut souhaiter que ces investissements importants seront accompagnés par une amélioration des niveaux de prix, permettant ainsi la poursuite des progrès.

DIDIER VERROUIL
PRÉSIDENT DU SOFFONS

DU PRESSIOMÈTRE AUX EUROCODES : DIMENSIONNER LES FONDATIONS EN TOUTE FIABILITÉ

DU PONT DE NORMANDIE AU VIADUC DE MILLAU EN PASSANT PAR LE DEUXIÈME PONT SUR LE TAGE À LISBONNE ET LE VIADUC DE LA GRANDE RAVINE À LA RÉUNION, TELS SONT, DANS UN RACCOURCI FORCÉMENT ARBITRAIRE, QUELQUES UNS DES GRANDS OUVRAGES D'ART POUR LESQUELS EST INTERVENU FRANÇOIS BAGUELIN EN TANT QUE CONSEIL.

ENTRETIEN AVEC FRANÇOIS BAGUELIN, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE AU BUREAU D'INGÉNIEURS-CONSEILS FONDASOL. PROPOS RECUEILLIS PAR MARC MONTAGNON



© MARC MONTAGNON

FRANÇOIS BAGUELIN EST INTERVENU SUR DE NOMBREUX AUTRES OUVRAGES : LES PREMIERS MURS EN TERRE ARMÉE, LA REPRISE DES FONDATIONS DU CNIT À LA DÉFENSE, CELLE DE LA CONDUITE FORCÉE DE LA CENTRALE HYDRAULIQUE DE PRAGNÈRES DANS LES PYRÉNÉES ET, TOUT RÉCEMMENT, LA PROPOSITION D'UNE VARIANTE AUDACIEUSE RETENUE POUR LA NOUVELLE STATION D'ÉPURATION DU HAVRE. NUL N'ÉTAIT DONC MIEUX PLACÉ QUE LUI POUR OUVRIR CE NUMÉRO SPÉCIAL « SOLS ET FONDATIONS » DE TRAVAUX CAR IL EST CERTAINEMENT L'UN DES INGÉNIEURS LES PLUS EXPÉRIMENTÉS DANS CE DOMAINE EN FRANCE, MAIS AUSSI BIEN AU-DELÀ, AINSI QU'EN TÉMOIGNENT LES TRÈS NOMBREUSES PUBLICATIONS AUXQUELLES IL A PARTICIPÉ ET LES NOMBREUSES INSTANCES TECHNIQUES INCONTOURNABLES DONT IL A ÉTÉ MEMBRE, VOIRE PRÉSIDENT.

Parmi les évolutions les plus significatives dans le domaine des fondations, quelle est celle qui pourrait être mise en évidence en priorité ?

L'invention du pressiomètre par Louis Ménard, en 1955, constitue sans aucun doute l'une de celles qui a fait progresser de façon déterminante

les techniques de fondations. De 1956 à 1963, Louis Ménard a établi avec Michel Gambin des règles de calcul semi-empiriques des fondations à partir des paramètres pressiométriques, notamment pour les pieux.

Ces règles reposent sur des considérations théoriques qui font une large place à l'étude des expansions de cavi-

tés, différentes de celles des méthodes traditionnelles, d'une part, et sur des expérimentations de fondations en vraie grandeur, d'autre part. Par la suite, ces règles, adoptées dans les règlements français, ont été ajustées d'après les résultats d'essais de fondations, principalement sous l'impulsion des laboratoires des Ponts-et-Chaussées.

Il faut se rappeler qu'à l'époque les approches utilisées pour les fondations étaient basées essentiellement sur des carottages, des prises d'échantillons et des essais en laboratoire.

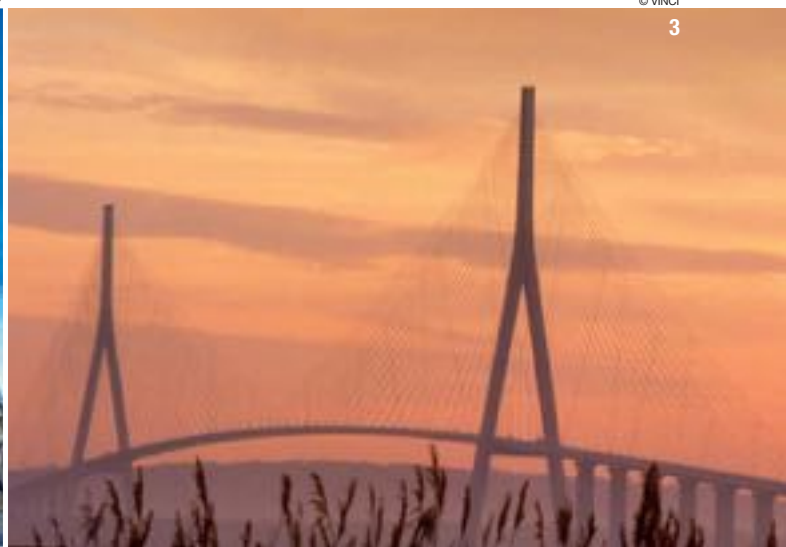
Parfois, le recours au pénétromètre était également utilisé ainsi que l'essai de pénétration dynamique SPT (Standard Penetration Test).

© SOLETANCHE BACHY



2

© VINCI



3

J'ai rejoint le LCPC en 1967 et, déjà les laboratoires des Ponts et Chaussées et le réseau des laboratoires régionaux utilisaient cet appareil, ainsi d'ailleurs que le bureau d'ingénieurs-conseils Fondasol qui fut un précurseur en la matière.

Le Laboratoire Central, avec le SETRA, s'est intéressé au pressiomètre dont il a repris et amélioré les méthodes de calcul proposées par Louis Ménard pour les fondations superficielles notamment dans un document de recommandations intitulé « FOND 72 » sorti en 1972 qui a constitué en quelque sorte la reconnaissance officielle de cette méthode, à côté d'autres, mais le pressiomètre y figurait en bonne place.

1- François Baguelin, directeur scientifique de Fondasol.

2- La future Philharmonie de Paris : un grand chantier de pieux forés à la tarière continue.

3- Pont de Normandie : des pylônes et des piles sur des pieux forés tubés de 35 à 60 m de profondeur.

4- Le CNIT à La Défense : une solution de préservation de la structure dans le temps proposée par Terrasol.

5- Viaduc de la Grande Ravine à La Réunion.

FRANÇOIS BAGUELIN : UNE CARRIÈRE CONSACRÉE AUX FONDATIONS

François Baguelin est ancien élève de l'École Polytechnique (1961), Ingénieur des Ponts et Chaussées (1966), Master of Science, M.I.T (1967). Il travaille au LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) de 1967 à 1990. Il est ensuite directeur scientifique du bureau d'ingénieurs-conseils en géotechnique Terrasol (1990-2000), puis de Fondasol (depuis 2000), tout en menant des activités de conception d'ouvrages géotechniques (fondations, stabilité de pentes, ...). Il est membre du groupe de rédaction de l'Eurocode 7 (1988-1994) et auteur de travaux sur les normes d'application de l'Eurocode 7 pour les fondations superficielles et profondes. François Baguelin est auteur de nombreuses publications, dont le livre bien connu des spécialistes des essais *in-situ* : "The Pressuremeter and Foundation Engineering" (1978), en collaboration avec J.F. Jézéquel et D.H. Shields.

Quelques dates-clés de « conseils » :

- 1970 : fondations des viaducs, dimensionnement des murs en Terre Armée de l'A8 (section Roquebrune à la frontière italienne) ;
- 1990 : étude du tassement des fondations des pylônes du Pont de Normandie ;
- 1993-2000 : expertise sur les fondations pour le projet du Viaduc de Millau ;
- 1994-1996 : conseil du groupement d'entreprises pour les fondations du 2^e pont sur le Tage ;
- 1996 : projet de fondations de reprise des efforts de poussées des arcs au CNIT (Paris-La Défense) ;
- 2003 : avant-projet des fondations du Pont de Térénez (Bretagne) ;
- 2006 : calcul de l'exécution des soutènements et des fondations du Viaduc de la Grande Ravine (La Réunion) ;
- 2006 : conseil sur la conception des fondations de la conduite forcée de Pragnères (65) ;
- 2007-2008 : variante de fondation de la STEP du Havre et suivi des tassements ;
- 2008-2009 : doublement des ponts de l'A63 et de RFF sur l'Adour à Bayonne.

D'autres évolutions sont-elles alors intervenues au fil des années ?

L'étape suivante a été la publication du fascicule 62 titre V du CCTG⁽¹⁾ paru en 1993 qui avait une force supérieure au FOND 72 puisqu'il s'agissait d'un document ministériel mais, pratiquement sous sa forme définitive, il avait été

diffusé et utilisé au moins 5 ans avant. Dans ce fascicule, les règles de calcul de Louis Ménard étaient reprises mais modifiées à la suite des recherches théoriques et pratiques effectuées dans les laboratoires des Ponts et Chaussées : théoriques notamment en ce qui concerne le comportement des pieux sous charge verticale et sous charge

horizontale, mais aussi expérimentales sur la base des études de calage relatives à l'observation du comportement d'ouvrages qui concernaient le tassement des semelles des fondations superficielles.

À cela se sont ajoutés dans les années 70 de nombreux essais de chargement de pieux avec une technique de mesure élaborée par le laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc et réalisée avec un « extensomètre amovible » qui permet de connaître de quelle manière les charges sont reprises sur toute la longueur du pieu, par mesure des frottements latéraux et du terme de pointe. Ces mesures étaient faites sur des pieux spécialement préparés pour l'opération et soumis à un essai de chargement.

À l'époque de la publication du fascicule 62, on a pu ainsi calibrer les méthodes sur une quarantaine d'essais.

Quelle est aujourd'hui la méthode la plus couramment utilisée dans le domaine des pieux ?

La dernière étape, la plus récente en ce qui concerne les pieux, est une nouvelle norme d'application de l'Eurocode 7 pour le calcul des fondations profondes établie à la suite de 200 essais de chargement de pieux.

À peu près à la même époque que la parution du fascicule 62, relatif aux ouvrages d'art en général, est également paru le DTU 13.2 (1992) qui s'applique aux bâtiments et pour lesquels les recommandations étaient différentes.

Cette différence n'était pas sans poser des problèmes à telle enseigne qu'a été créé un groupe dont j'ai été l'animateur pour tenter d'harmoniser les deux documents entre 1993 et 1997 : l'harmonisation n'a pas réussi, principalement en raison de l'opposition des responsables du secteur du bâtiment. ►

© MARC MONTAGNON

4



© THIERRY DUVIVIER - VINCI

5



Le travail a été repris depuis quatre ans sur la base des 200 essais que j'évoquais précédemment, afin d'établir de nouvelles règles destinées à se substituer à celles du fascicule 62 et à celles du DTU 13.2, car on a pu montrer qu'elles avaient une fiabilité supérieure. Il s'agit d'une norme d'application de l'Eurocode 7 qui concerne le calcul géotechnique sous toutes ses formes à laquelle s'ajoute, dans un domaine que l'on peut considérer comme associé, l'Eurocode 8 sur la conception et le dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes.

Les Eurocodes sont appelés à devenir le principal moyen de conception des structures de bâtiments et ouvrages de Génie Civil. Ils ont donc une importance essentielle à la fois pour le secteur de la conception des ouvrages et pour l'industrie du bâtiment et des Travaux Publics car ils aboutissent à une procédure de dimensionnement fiable.

À l'occasion de l'élaboration des normes d'application de l'Eurocode 7, les règles de calcul de la portance des pieux ont été mises à jour, principalement en raison de nombreux essais de chargement de pieux accumulés au cours de la période 1979 à 2010.

Une première synthèse avait été faite en 2006 par Michel Bustamante et Luigi Gianeselli. La norme française des pieux est parue en 2012.

Des évolutions sont-elles intervenues dans la réalisation proprement dite de pieux ?

Plusieurs évolutions peuvent être mises en évidence mais la plus significative d'entre elles est celle des pieux à la tarière continue. Cette technique avait été un peu mise de côté car on ne disposait pas de moyen technique vraiment élaboré pour mesurer la fiabilité de sa mise en œuvre lors de l'extraction du forage de la tarière.

EUROCODES : CODES DE CONSTRUCTION POUR L'EUROPE

En 1990, le Comité européen de normalisation (CEN) a entrepris la rédaction des Eurocodes, normes européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil, établissant un ensemble de règles techniques, dans le but de leur donner par la suite un statut de normes européennes et pallier l'absence d'harmonisation entre ces règles à travers l'Europe.

EUROCODE 0 : Bases de calcul.

EUROCODE 1 : Actions sur les structures.

EUROCODE 2 : Calcul des structures en béton.

EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier.

EUROCODE 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.

EUROCODE 5 : Calcul des structures en bois.

EUROCODE 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie.

EUROCODE 7 : Calcul géotechnique.

EUROCODE 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes.

EUROCODE 9 : Calcul des structures en alliages d'aluminium.

Solétanche a largement contribué à son retour avec un procédé amélioré qui a apporté de la sécurité : il s'agit de la technique Starsol® apparue en 1984. Précédemment, et de façon très schématique, un pieu à la tarière était réalisé avec une vis continue qui se remplissait de matériau au cours du forage et que l'on extrayait avant de remplir le forage de béton. Cette extraction qui pouvait « aspirer » les parois du sol était effectuée sans qu'il soit possible de contrôler la continuité du flux de bétonnage.

L'amélioration apportée par Solétanche a consisté à introduire dans la tarière un tube plongeur qui reste en place dans le béton au fur et à mesure de la remontée de la vis sans fin.

L'ensemble tarière-tête de rotation-tube extérieur est relevé et, en remontant, le tube extérieur dégage l'orifice de deux lumières percées à la base du tube intérieur à travers lesquelles le béton est envoyé sous pression.

En remontant, le tube extérieur dégage

le tube plongeur qui a une longueur de 1,5 m sous la base de la tarière.

Au cours du bétonnage, le tube de bétonnage reste dans le béton et la pression et le volume du béton sont contrôlés et enregistrés en continu.

Au fur et à mesure que la tarière remonte, elle entraîne des déblais correspondant au volume du pieu foré. Ces déblais sont rejetés sur les côtés par un dispositif breveté de nettoyage. Le béton pollué est sorti du pieu.

Aujourd'hui, depuis l'invention de ce procédé qui a été largement copié, on peut considérer que 80 % des pieux en France sont réalisés à la tarière continue.

À côté des pieux réalisées à la tarière, d'autres techniques ont bénéficié d'améliorations sensibles mais moins déterminantes et continuent à être mises en œuvre pour répondre à des conditions spécifiques liées à la nature du sous-sol ou à la structure des ouvrages à construire : pieux forés à

la boue, pieux forés simples dans les terrains de bonne qualité, pieux forés tubés pour les terrains hétérogènes, pieux battus pour les ouvrages en site fluvial ou maritime...

Parmi les très nombreux ouvrages à la conception desquels vous avez participé, quels sont ceux qui ont marqué le secteur des fondations ?

Le deuxième pont sur le Tage, construit à Lisbonne dans le cadre de l'exposition universelle de 1994 par Campenon Bernard/SGE, a constitué un chantier exceptionnel. Il s'agit d'un ouvrage long de 12 km, en site aquatique, dont les pieux métalliques de fondation, qui ont été mis en place par battage par l'entreprise néerlandaise Ballast-Nedam, ont une longueur comprise entre 50 m et 90 m.

Préalablement à leur réalisation, j'ai fait procéder, en tant que conseil du groupement d'entreprises, à deux essais de chargement horizontal et sept essais de chargement vertical, ce qui n'est pas très courant mais montre bien l'importance des investissements en études engagés pour ce chantier.

Par la suite, le battage a été suivi et contrôlé à l'aide d'un logiciel de type « équations d'onde » permettant d'interpréter les caractéristiques des ondes incidentes et des ondes réfléchies. Il s'agit là d'un ouvrage exceptionnel à la fois par les moyens mis en œuvre, tant au niveau des études qu'à celui de la réalisation des fondations.

Un autre pont célèbre auquel j'ai participé est le pont de Normandie, en 1990, pour lequel j'ai été sollicité pour vérifier les fondations des deux grands pylônes par une expertise sur leur tassement⁽²⁾. Ces pylônes, distants de 856 m, un record mondial, et d'une hauteur de 55 à 60 m, s'appuient sur des pieux forés tubés de 1,50 m et 2 m de diamètre,

© TERRE ARMÉE[®]

6



© VINCI

7



mis en place à une profondeur de 35 à 60 m par l'entreprise Bilfinger + Berger. Plus récemment, à La Réunion, le viaduc de la Grande Ravine, réalisé par Vinci, est ancré sur des fondations massives constituées de puits de 10 m de diamètre et de 20 m de profondeur. Il s'agit d'une conception Terrasol dont la maîtrise d'œuvre était confiée à Setec.

Vous êtes également intervenu en tant que conseil sur un grand nombre de constructions en dehors des ouvrages d'art. Dans la très longue liste de vos références, quelles sont celles qui vous paraissent les plus significatives ?

En 2007/2008, notre intervention pour le chantier de la station d'épuration du Havre (STEP), construite par l'entreprise Razel, est intéressante car nous avons proposé une variante qui a été retenue. Alors que la solution de base était une fondation sur pieux de 40 à 50 m de profondeur dans les alluvions de l'estuaire de la Seine, nous avons conçu et défini leur remplacement par un radier général avec préchargement par un remblai d'une hauteur de 8 m à 12,50 m selon les zones (4 zones définies), sur une superficie de 100 m x 100 m. À l'issue du préchargement, effectué pendant une durée de 4 mois, les mesures effectuées à l'aide d'inclinomètres, de tassomètres multipoints et de capteurs de pression ont confirmé l'absence totale d'instabilité ainsi que la consolidation des quatre zones concernées.

Dans un autre domaine, j'ai également participé avec Fondasol Géotechnique en 2008 et 2009 à la réalisation de deux ponts à Bayonne : le doublement du pont sur l'Adour de l'autoroute A63 et celui du remplacement du pont RFF, également sur l'Adour, pour lesquels

LA TERRE ARMÉE EN BREF

Henri Vidal a déposé son brevet de Terre Armée® en 1963 et réalisé un an après un premier ouvrage pour EDF à Pragnères, dans les Pyrénées. La Terre Armée® consiste à « armer » un remblai avec des armatures métalliques ou synthétiques qui interagissent avec le remblai simplement par frottement. Ainsi renforcé, celui-ci devient son propre soutènement et, en face extérieure, est habillé d'un parement fait d'éléments préfabriqués, communément appelés « écailles ».

Le groupe Terre Armée est intégré au groupe Soletanche Freyssinet (suite à l'acquisition du groupe par Freyssinet en 1998).

À ce jour, 50 millions de m² de murs en Terre Armée® ont été construits dans le monde depuis l'origine de cette innovation française.

6- Chantier de l'aéroport de Fort Lauderdale en Floride : 27 870 m² de murs en Terre Armée® assurant l'élévation du sol de 18 m à l'une des extrémités du site, et permettant à la structure de supporter la charge d'un Airbus A380.

7- Deuxième pont sur le Tage, à Lisbonne : un ouvrage de 12 km en site maritime.

8- Réalisation par Franki Fondations de 375 colonnes ballastées avec un porteur PTC SC13 équipé d'une Vibrolance® VL18 BFS.

9- À côté des pieux réalisées à la tarière, d'autres techniques ont bénéficié d'améliorations sensibles mais moins déterminantes, notamment pour les travaux en site maritime.

j'ai produit les calculs d'exécution des fondations des piles à terre et en rivière, par pieux et massifs en béton.

Vous avez participé en 1979 aux groupes de rédaction des recommandations SETRA-LCPC sur les ouvrages en Terre Armée. Quel a été l'apport de cette technique dans le domaine des soutènements ?

Les premiers murs opérationnels en Terre Armée ont été réalisés sur l'autoroute A8 (ex A53) à Roquebrune, près de Menton, au début des années 70. J'ai étudié en tant que jeune ingénieur au LCPC ce que l'on appelle la « stabilité externe » de ces ouvrages, implantés sur versants, et vérifié la première note de calcul de Henri Vidal, pour la « stabilité interne ». Ces ouvrages atteignaient au niveau du parement en écailles une hauteur de 25 m à laquelle s'ajoutait, pour l'un d'entre eux, 35 m de remblai.

La Terre Armée a l'avantage d'être flexible par sa souplesse d'implantation ; elle est capable de supporter des tassements différentiels et elle est bien adaptée aux zones urbaines, partout où l'espace disponible est restreint.

L'une des constructions emblématiques de La Défense est le CNIT sur lequel des travaux de modernisation très importants ont été effectués voici quelques années, notamment au niveau des fondations. Quelle a été la nature de votre intervention au sein de Terrasol ?

Dans la conception d'origine du CNIT - une voûte triangulaire équilatérale s'appuyant sur trois pieds - la poussée des arcs était reprise par des tirants noyés dans des poutres de béton de forte section, régnant d'un pied à l'autre au droit des façades.

La force horizontale exercée par la voûte est reprise par ces tirants tandis que la force verticale est reprise par les blocs de fondations.

En 1996, des débuts de corrosion ayant été constatés sur les tirants horizontaux, les responsables du CNIT ont alors envisagé le pire en cas de rupture des tirants : l'effondrement de la voûte.

Terrasol a donc été missionné par Freyssinet pour étudier une solution de préservation de la structure de l'ouvrage contre l'usure du temps.

Devant la quasi-impossibilité de réaliser des tirants supplémentaires ancrés dans le sol, nous avons étudié une solution qui a consisté à adjoindre à la base de chacun des trois appuis deux puits fondés dans le calcaire grossier, assurant l'épaulement de la fondation existante en cas de rupture des tirants. C'est le projet de fondations de reprise des efforts de poussée des arcs en cas de défaillance des tirants qui a été réalisé, garantissant la longévité du CNIT pour les années à venir. □

1- Les CCTG (Cahiers des Clauses Techniques Générales), fixent les dispositions techniques applicables à toutes les prestations d'une même nature.

2- Le pont de Normandie a été construit par un GIE constitué de Bouygues, Campeon Bernard, Dumez, GTM-BTP, Quillery, Sogea et Spie Batignolles.

© PTC

8



© COFFRA

9



LaSalle
Beauvais - Institut Polytechnique

© MARC MONTAGNON

INSTITUT POLYTECHNIQUE LASALLE BEAUVAIS APPRENDRE LA TERRE SANS OUBLIER L'HOMME

REPORTAGE DE MARC MONTAGNON

LES 8, 9 ET 10 JUILLET 2014, LES 7^e JNGG (JOURNÉES NATIONALES DE GÉOTECHNIQUE ET DE GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR) ONT ACCUEILLI PLUS DE 250 PARTICIPANTS DANS LES LOCAUX DE L'INSTITUT POLYTECHNIQUE LASALLE BEAUVAIS. UN ÉVÉNEMENT QUI A MIS SOUS LES PROJECTEURS CETTE ÉCOLE D'INGÉNIEURS, IMPORTANTE STRUCTURE DANS LE RÉSEAU ÉDUCATIF FRANÇAIS AVEC PLUS DE 750 ÉLÈVES-INGÉNIEURS ET, DANS LE MONDE, 1 500 ÉTABLISSEMENTS RÉPARTIS DANS 82 PAYS DONT 72 UNIVERSITÉS REGROUPANT 450 000 ÉTUDIANTS.

Les JNGG sont organisées sous l'égide des Comités Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement (CFGIE), de Mécanique des Roches (CFMR) et de Mécanique des Sols et de Géotechnique (CFMS) ; Tatiana Maison, responsable de la plateforme « géosciences » de LaSalle Beauvais et le Dr Bassam Barakat, enseignant-chercheur responsable « géotechnique et risques naturels », en sont respectivement la présidente et le vice-président.

LaSalle Beauvais forme des ingénieurs généralistes, futurs cadres dirigeants du monde économique, notamment pour les filières géologie et environnement, mais aussi agricoles, agroalimentaires et alimentation-santé.

Les trois formations d'ingénieurs délivrées sont reconnues par la CTI (Commission des titres d'ingénieurs) :

→ Ingénieur LaSalle Beauvais pour les métiers de l'Agriculture, de l'Agroalimentaire, des Bioressources (formation initiale et par la voie de l'apprentissage) ;

→ Ingénieur LaSalle Beauvais pour les métiers de l'Alimentation et de la Santé ;

→ Ingénieur LaSalle Beauvais pour les métiers de la Géologie et de l'Environnement⁽¹⁾.

Après un recrutement sélectif, la formation couvre toutes les disciplines scientifiques nécessaires à l'ingénieur, en s'appuyant sur une recherche de haut niveau. L'établissement de Beauvais est mû par l'ensemble des valeurs communes aux universités lasalliennes :

le sens des responsabilités et celui du service envers la collectivité, le respect de l'Autre et de la différence, l'esprit de justice et d'équité, en réponse aux différents types de pauvreté de notre société.

UN DOUBLE HÉRITAGE

L'Institut Polytechnique LaSalle Beauvais est né de la fusion de l'IGAL (Institut Géologique Albert-de-Lapparent) et de l'ISAB (Institut Supérieur d'Agriculture de Beauvais), le 1^{er} septembre 2006.



2

© MARC MONTAGNON



3



4

Deux entités au riche passé. La création de l'ISAB remonte à 1854, sous la forme d'un Institut Normal Agricole approuvé par le Ministère de l'Agriculture tandis que celle de l'IGAL, au sein de la Faculté Libre des Sciences de l'Institut Catholique de Paris, date de 1959. Mais, c'est la création des Laboratoires de Géologie et de Minéralogie de l'Institut Catholique de Paris, par Albert Auguste de Lapparent, qui donnera son nom à l'institut et qui date de 1875.

LaSalle Beauvais est la plus ancienne école d'ingénieurs privée de France. Édifiée à l'initiative des Frères des Écoles Chrétiennes et du président de la société d'Agriculture de Compiègne,

elle a ouvert ses portes à ses cinq premiers élèves le 8 décembre 1855. L'objectif était alors de former des professeurs d'agriculture et des agriculteurs « éclairés ».

L'IGAL qui était précédemment installé à Cergy-Pontoise, a apporté à LaSalle Beauvais son expertise dans les domaines de l'enseignement de la géologie minière, la géologie pétrolière, la géotechnique, l'hydrogéologie, la géophysique et la géologie marine.

À ce jour, la formation en géologie de LaSalle Beauvais demeure la seule formation privée de Géologie nationale au niveau « master » avec l'école de Nancy (ENSG).

DES INGÉNIEURS EN SCIENCES DE LA TERRE

La fusion de l'IGAL et de l'ISAB a permis au nouvel Institut Polytechnique LaSalle Beauvais ainsi créé d'avoir une offre de formations complémentaires dans les domaines des Sciences de la Vie, de la Terre et de l'Environnement et, ainsi, d'accroître notablement son attractivité. Le campus qui comptait 350 étudiants avant la fusion a progressivement vu croître ses effectifs jusqu'à 1 750 étudiants aujourd'hui. Cette attractivité à l'échelle de l'enseignement trouve son pendant dans la recherche, avec le développement d'outils et d'études, non seulement dans le domaine des géosciences,

mais plus largement dans le domaine de l'environnement.

La complémentarité des équipes de recherche en la matière a permis de développer des partenariats à l'échelle régionale, nationale et au-delà.

Le chiffre d'affaires des activités de recherche, études et conseil a été multiplié par 5 en 5 ans.

UN CAMPUS PARFAITEMENT ÉQUIPÉ

Grâce au soutien financier de la Communauté d'agglomération du Beauvaisis, du Conseil général de l'Oise, du Conseil régional de Picardie, et du FEDER (Fonds Européen de Développement Régional), LaSalle Beauvais a pu entamer, en 2007, un programme important d'investissements pour donner un nouveau visage à son campus. Après 18 mois de travaux de construction et de réhabilitation, 8 300 m² sont venus s'ajouter aux 18 500 m² de bâtiments existant avant l'extension. Amphithéâtres et ailes académiques se rejoignent désormais sur une belle Agora vitrée, aérienne, avec ses 12,60 m de hauteur, lieu de rencontres de 1 350 m² au cœur des constructions.

Élèves-ingénieurs et enseignants-chercheurs disposent d'une plateforme de recherche de 600 m² dédiée aux Géosciences, avec quatre laboratoires de Reconnaissance des roches et des matériaux, Géotechnique, Géophysique et Hydrogéologie.

Ce dispositif scientifique constitue un espace de recherche et d'enseignement de premier plan, unique en région. Il est largement ouvert au partenariat régional, en complémentarité des ressources existantes : BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières), INERIS (Institut National de l'Environnement industriel et des RISques), UPJV (Université de Picardie Jules Verne) et UTC (Université de Technologie de Compiègne).

1- L'Institut Polytechnique LaSalle Beauvais : un campus de 10 hectares.

2- La belle agora vitrée de 1 350 m².

3- La plateforme de recherche de 600 m² dédiée aux géosciences.

4- LaSalle Beauvais dispose de 4 laboratoires de Reconnaissance des roches et des matériaux, Géotechnique, Géophysique et Hydrogéologie.

5- Tatiana Maison, responsable de la plateforme « géosciences » de LaSalle Beauvais et le Dr Bassam Barakat, enseignant-chercheur responsable « géotechnique et risques naturels ».



© MARC MONTAGNON

5

LES JNGG 2014 SUR LE THÈME : OBSERVER, MODÉLISER, DÉCIDER

L'exercice des métiers de la géologie de l'ingénieur et de la géotechnique évolue sans cesse, pour des raisons variées et bien distinctes : progrès de la connaissance scientifique, innovations technologiques dont celles liées au développement de l'informatique...

Le thème « Observer, modéliser, décider », suggère une mise en évidence de l'évolution des pratiques vers la modélisation, sans délaisser pour autant l'observation, la base du travail de géologue. Ces pratiques tendent vers un but unique : apporter les éléments nécessaires à une décision.



6

© LASALLE BEAUVAIS

Il héberge une unité de recherche « Bassins Réservoirs Ressources » qui regroupe 15 enseignants-chercheurs de LaSalle Beauvais et de l'Université de Picardie Jules Verne. Un autre projet a vu sa réalisation sur le campus depuis 2013-2014 : celui d'une plateforme d'Hydrogéologie.

UNE VIE DE CAMPUS ANIMÉE

Installé sur 10 hectares, LaSalle Beauvais présente la particularité d'un campus intégrant locaux d'enseignement, infrastructures de recherche, activités

sportives, hébergement et restauration. L'Institut bénéficie de 21 bâtiments d'hébergement offrant une capacité d'accueil de 1 100 chambres. Cette forme de campus intégré présente plusieurs atouts :
 → Une proximité avec les enseignants-chercheurs qui consacrent un tiers de leur temps à l'encadrement ;
 → La possibilité de développer de nombreux travaux de groupe et un esprit d'entraide entre élèves-ingénieurs ;
 → Un accès aisé aux infrastructures de

6- Les objectifs sont toujours au plus proche des besoins de la société.

7 & 8- Les élèves-ingénieurs peuvent se spécialiser en plusieurs disciplines liées aux géosciences, notamment mines et carrières, géotechnique et risques naturels, hydrogéologie.

l'école : laboratoires de recherche, salles d'informatique, laboratoire de langues multimédia, centre de documentation.

Les élèves y trouvent également la possibilité d'occuper leur temps libre sur place dans les nombreuses associations étudiantes de l'Institut qui leur permettent de développer l'esprit d'équipe, le sens de l'engagement et de faire l'apprentissage de la prise de responsabilité. La vie étudiante s'organise autour de 80 associations parmi lesquelles chacun a la possibilité de



7



8

© LASALLE BEAUVAIS



9



10

s'investir dans le domaine qui lui tient à cœur.

LaSalle Beauvais s'inscrit dans le réseau mondial « La Salle Universities ». Il est constitué de 75 universités de par le monde.

D'être ainsi la principale antenne française du premier réseau universitaire privé mondial et sans doute l'un des plus dynamiques (3 à 4 nouvelles universités créées chaque année), offre de vastes perspectives.

RÉPONDRE AUX BESOINS DES ENTREPRISES

L'une des caractéristiques de l'enseignement dispensé à Beauvais tient au fait que les objectifs sont toujours au plus proche des besoins de la société, en particulier industrielle.

C'est ainsi que des professionnels participent régulièrement aux conseils de perfectionnement au cours desquels est dressé le bilan des programmes qui sont, si nécessaire, adaptés aux évolutions constatées.

NAVIGUER DANS LE BLOC « 3D » DES GÉOSCIENCES

La formation « ingénieur en géologie et environnement » dispensée s'appuie sur plusieurs axes et, en premier lieu, sur un axe technique avec un fort ancrage sur les géosciences, sur la base de la bonne compréhension d'un bloc « 3D ».

Celui-ci est un espace à l'intérieur duquel les étudiants doivent se déplacer avec aisance de manière intellectuelle : géométrie et nature des terrains, mouvements éventuels, etc.

À partir du moment où les étudiants ont acquis la capacité de se mouvoir sans problème à l'intérieur de ce bloc, il devient possible de greffer n'importe quelle spécialisation : par exemple, dans le cas de creusement d'un ouvrage souterrain, les premiers problèmes à résoudre seront d'ordre

9- Géophysique : implantation des électrodes pour imagerie électrique 2D à la carrière de Saint-Maximin.

10- Géotechnique : relevé des fractures dans le massif rocheux d'une carrière.

mécanique, liés à la géologie des terrains qu'il faut donc préalablement bien connaître.

Les trois premières années sont ainsi consacrées pour l'essentiel à former les élèves-ingénieurs à acquérir cette capacité de se mouvoir intellectuellement dans le bloc « 3D » jusqu'à imaginer son évolution dans le temps.

LA THÉORIE MAIS AUSSI LE TERRAIN

Dans les deux premières années, sont regroupés les enseignements destinés à donner aux élèves les concepts théoriques et pratiques de la géologie, indépendamment de la spécialisation qu'ils vont choisir ultérieurement. Cette formation théorique est associée à 10 semaines de stages sur le terrain effectuées dans différents contextes.

Ceci constitue une spécificité de l'école : elle est la seule en France à pratiquer 5 mois de « terrain » pendant les 5 ans de son cursus.

Un autre axe important consiste en une formation par la recherche : pendant 12 mois, les étudiants sont confrontés à la résolution d'un problème scientifique, avec des observations et des prélèvements sur le terrain, et présentent les résultats de leurs recherches devant un jury.

Ceci correspond à ce qui est pratiqué dans une université en « master 2 », c'est-à-dire en 5^e année.

Les sciences humaines, sociales et de gestion constituent un troisième axe, abordé dès la première année, avec le développement des techniques de communication notamment des langues, élargi aux dimensions économiques et à la gestion financière à partir de la deuxième année, ce qui répond d'ailleurs aux demandes des entreprises.

SANS OUBLIER LES LANGUES

Demier axe développé dès la première année : les cours de langue.

L'anglais est obligatoire et le choix est laissé pour une seconde langue entre l'allemand, le chinois, l'espagnol et le portugais.

Des obligations de niveau sont exigées pour les langues : en anglais, en particulier, les étudiants doivent maîtriser aussi bien l'oral que l'écrit. ▶

QUI ÉTAIT JEAN-BAPTISTE DE LA SALLE ?

Né en 1651 dans une riche famille de Reims, Jean-Baptiste de La Salle est reconnu dans le monde entier pour les innovations pédagogiques qu'il a mises en place.

Parmi ces innovations, notons la création d'écoles normales, le regroupement des élèves par niveau et l'introduction de la gratuité dans l'enseignement primaire.

Homme d'église, Jean-Baptiste de La Salle s'est vu confier la fondation d'écoles pour les enfants démunis. Il est le père fondateur de la Congrégation des Frères des Écoles Chrétiennes, dont le siège se trouve aujourd'hui à Rome.

Ses principales innovations pédagogiques :

- **Il a fondé les "Écoles normales", qu'il appelait "séminaires pour les maîtres de la campagne", pour assurer la première et fondamentale nécessité de l'école : la préparation morale et culturelle des enseignants.**
- **Il a constitué la première congrégation religieuse d'hommes, les Frères des Écoles chrétiennes, faite exclusivement de laïcs, dédiée aux "écoles chrétiennes".**
- **Il a fait triompher la méthode simultanée par niveau, dans l'enseignement primaire. Auparavant, le maître s'occupait de l'élève de manière individuelle.**
- **Il a donné la priorité à l'apprentissage de la lecture de la langue maternelle sur la langue latine, contrairement à l'usage traditionnel de son temps.**
- **Il a voulu la gratuité dans l'enseignement primaire dans les écoles qu'il avait fondées, devançant les gouvernements les plus progressistes.**
- **Il a organisé, avant tout autre, les écoles du soir et du dimanche pour les jeunes travailleurs.**

Sa pédagogie a fait tache d'encre davantage à l'étranger qu'en France : notamment en Amérique du Sud (Brésil, Colombie), au Mexique, et aux Philippines.

Jean-Baptiste de La Salle a été canonisé le 24 mai 1900 et proclamé Patron des Éducateurs chrétiens, le 15 mai 1950.



11

© LASALLE BEAUVAIS

La formation en langues est destinée à fournir aux futurs ingénieurs aussi bien des connaissances techniques appliquées aux géosciences que plus généralistes, avec les notions de base en matière d'économie, de droit, de gestion de projets. Elle comprend des stages mensuels pendant les deux premières années et, dans les trois dernières années, une obligation d'expérience à l'international, de 14 semaines minimum, en parcours académique ou en stage d'entreprise. La dernière année peut être réalisée dans des écoles partenaires en vue de l'obtention d'un double diplôme.

À noter qu'en fin de cinquième année, un stage de fin d'études de 6 mois est réalisé en entreprise qui débouche, dans 50% des cas, sur un emploi. Si, la géologie demeure la formation de base, à partir de la quatrième année les élèves-ingénieurs peuvent se spécialiser en plusieurs disciplines liées aux géosciences : mines et carrières, géologie pétrolière, géotechnique et risques naturels, hydrogéologie et risques industriels.

Parmi les spécificités développées par LaSalle Beauvais, la proximité avec le terrain demeure l'une des préoccupations majeures d'un enseignement qui

11- Résoudre un problème scientifique par des observations et des prélèvements sur le terrain.

12- Analyse colorimétrique.

13- Un axe important consiste en une formation par la recherche.

ne se contente pas, loin s'en faut, d'être seulement théorique : la pratique est requise, dès les premières années, par une présence effective sur le terrain, puis, au-delà, par le grand stage de 6 mois qui s'achève par un mémoire de fin d'études. L'ensemble des stages ou séjours « pratiques » représente quasiment deux ans d'enseignement dans l'entreprise.

DES TECHNICIENS SUPÉRIEURS EN GÉOLOGIE

Si LaSalle Beauvais forme chaque année une promotion de 80 ingénieurs⁽²⁾, l'Institut a également mis en



12

© ANNE-LISE ET SES IMAGES



13

© LASALLE BEAUVAIS



© LASALLE BEAUVAIS



**14 & 15-
10 semaines de
stages « terrain »
sont effectués
dans différents
contextes.**

**16- Les concepts
théoriques et
pratiques de
la géologie sont
regroupés dans
les deux pre-
mières années.**

place depuis quelques années une formation sur trois ans (Bac +3), de « technicien supérieur professionnel en géologie », visée par le Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche et comportant 9 mois minimum d'école de terrain et de stages en entreprise.

Cette formation est destinée aux jeunes qui s'intéressent à la gestion de l'eau, aux besoins en matériaux, aux risques naturels, aux énergies et à la qualité de l'environnement, autant d'enjeux liés aux besoins croissants de nos sociétés. En s'appuyant sur l'alternance, le soutien de nombreuses entreprises et le réseau des anciens, LaSalle Beauvais favorise un accès rapide et direct aux stages les plus formateurs ainsi qu'au premier emploi : 90% des élèves sont en poste 2 mois après leur stage de fin d'études et 95% ont des responsabilités techniques.

L'ESPRIT « LASALLIEN »

Le dernier frère des Écoles Chrétiennes a quitté l'Institut en 2003, laissant au directeur général et aux enseignants-chercheurs le soin de faire rayonner l'esprit lasallien. C'est dans cet esprit que l'Institut impose à ses élèves-ingénieurs d'ef-



© LASALLE BEAUVAIS

LE RÉSEAU LASALLE : CHIFFRES CLÉS

Le réseau lasallien est l'un des plus importants réseaux éducatifs du monde. De l'école maternelle à l'université en passant par l'enseignement technique et professionnel, de nombreux élèves suivent chaque année leur scolarité sur les bancs d'un établissement lasallien.

EN FRANCE

- 130 établissements,
- 110 000 élèves.

DANS LE MONDE

- 1 500 établissements dont 75 universités,
- 1,3 million d'élèves dont 450 000 dans les établissements d'enseignement supérieur,
- 82 pays.

fectuer chaque année des heures de services et de solidarité pour les sensibiliser aux autres et les inciter à s'investir auprès des plus démunis.

La confiance en soi, le souci de bien faire, le respect de la parole donnée et la volonté de construire avec les autres, font partie des acquis des ingénieurs LaSalle Beauvais. □

1- NDLR : compte tenu des centres d'intérêt et du lectorat de la revue Travaux, cet article est consacré essentiellement aux formations dispensées par LaSalle Beauvais dans les domaines de la géologie et de l'environnement.

2- Outre les 80 ingénieurs pour les métiers de la géologie/environnement, chaque promotion de LaSalle Beauvais comprend 25 techniciens supérieurs en géologie, 150 ingénieurs pour les métiers de l'agriculture/agroalimentaire et 90 ingénieurs pour les métiers de l'alimentation/santé.



1
© ARCADIS

LES TRAITEMENTS DE SOLS POUR LE TERMINAL À CONTENEURS DE BRUAY-SUR-L'ESCAUT/SAINT-SAULVE

AUTEURS : GILLES DE MENOÛ, INGÉNIEUR, ARCADIS - DIDIER MEURISSE, DIRECTEUR TECHNIQUE, ARCADIS - GAUTIER HOTTE, DIRECTEUR DU SYNDICAT MIXTE DOCKS SEINE NORD EUROPE / ESCAUT

LA CONCEPTION DE LA NOUVELLE PLATEFORME MULTIMODALE À CONTENEURS DE BRUAY/SAINT-SAULVE A ÉTÉ FAITE AVEC LE SOUCI DE DURABILITÉ. LA STRUCTURE DE LA PLATE-FORME PRINCIPALE RECEVANT LES CHARGES LOURDES, FIXES ET MOBILES, A ÉTÉ DIMENSIONNÉE SELON LE GUIDE ANGLO-SAXON HEAVY DUTY PAVEMENT, AVEC MISE EN ŒUVRE EN FINITION D'UNE COUCHE DE BÉTON COMPACTÉ AU ROULEAU (BCR). LES TERRAINS SOUS-JACENTS ONT ÉTÉ RENFORCÉS PAR DES PLOTS BALLASTÉS PILONNÉS QUI ONT PERMIS LA RÉUTILISATION DES DÉBLAIS DE L'ANCIENNE PLATE-FORME, DES COLONNES À MODULE CONTRÔLÉ (CMC) ET DES PIEUX À LA TARIÈRE.

LE PROJET

Les plates-formes à conteneurs développées jusqu'à présent dans le Valenciennois ont atteint leurs limites et il convient de mettre en service de nouvelles capacités pour accompagner les entreprises du territoire et les ports maritimes dans le développement de

logistiques plus performantes et plus durables.

Le choix a donc été fait d'aménager sur le quai public de Bruay-sur-l'Escaut/Saint-Saulve un terminal à conteneurs multimodal de dernière génération (figure 2). Largement dimensionné, il permettra de traiter jusqu'à 120 000

1- Vue d'ensemble du portique de manutention.

1- General view of the handling gantry crane.

EVP par an, au terme des 2 phases d'aménagement prévues.

La première phase de cet aménagement, actuellement en cours de réalisation, permettra d'accueillir un trafic annuel de l'ordre de 85 000 EVP. Pour cette première phase, les principales caractéristiques des travaux sont :

→ Un linéaire de quai de 200 m environ, le long de l'Escaut canalisé. Le rideau de palplanches existant a été refait à neuf sur 110 m et conforté par changement des tirants sur les 90 m restant.

→ Un terre-plein situé en arrière du quai, de 22 000 m² (200 m x 110 m), entièrement clos et dont les accès sont contrôlés par un poste de garde. Ce terre-plein, à l'exception d'une zone de 90 m x 25 m située bord à canal, a une résistance au sol compatible avec la circulation d'engins type reachstacker et le stockage de conteneurs jusqu'à 5 hauteurs.

→ Une zone d'accueil en arrière du terre-plein où sont implantés les bureaux de l'exploitant (bureaux admi-

nistratifs, sanitaires et local technique) ainsi que le poste de garde du terminal. Cette zone est également équipée de places de stationnement VL et PL et d'un espace de parking pour semi-remorques vides.

→ Un portique à conteneurs sur rail, fabriqué sur mesure. Ce portique, de type fluvial, destiné exclusivement à la manutention de conteneurs et de caisses mobiles, aura un empattement de 40 m et pourra stocker entre ses jambes des conteneurs sur 3 hauteurs. Son spreader pourra prendre les conteneurs de 20' à 40' et 45' équipés de corner post en position 40'. Sa capacité de levage est de 35 t sous spreader. Le portique pourra rouler le long du quai sur 100 m environ (figure 3).

Le chantier de l'aménagement de cette plate-forme à conteneurs est prévu durer 12 mois, hors période de préparation (2 mois) et hors période de tassement de la plate-forme. La solution

technique retenue pour le confortement des sols va permettre d'obtenir une résistance conforme aux besoins dans un délai plus court que celui prévu initialement : 2 mois contre 6. Ainsi, la réalisation du terminal nécessitera au final 14 mois de travaux.

LA GÉOLOGIE DU SITE ET LA SOLUTION PROPOSÉE

L'étude des sols a mis en évidence des formations de type limons sableux à argileux compressibles rencontrées jusqu'à 3 m à 5 m de profondeur et reposant sur un substratum de sables denses.

Deux zones ont dû être délimitées, puisque le projet comprend une bande de 20 m le long du quai existant de 120 m (servant à la circulation des reachstackers), et une zone de stockage de 80 m de largeur à l'arrière. Les contraintes techniques (sismiques, rideau de palplanches existant, ...) et de planning du projet ont abouti à une proposition de renforcement par 2 techniques :

- Des Plots Ballastés sur la zone de stockage ;
- Des CMC pour la bande de 20 m le long du quai existant (risque de désordres si application de la méthode PB sur cette zone).

Les solutions proposées par l'entreprise en variante au pré-chargement initialement prévu, garantissent des tassements de 2 à 3 cm maximum et ont permis des économies non négligeables sur les délais et les coûts. ▽

2- Vue d'ensemble du projet.

3- Coupe type du projet.

2- Overall view of the project.

3- Typical cross section of the project.

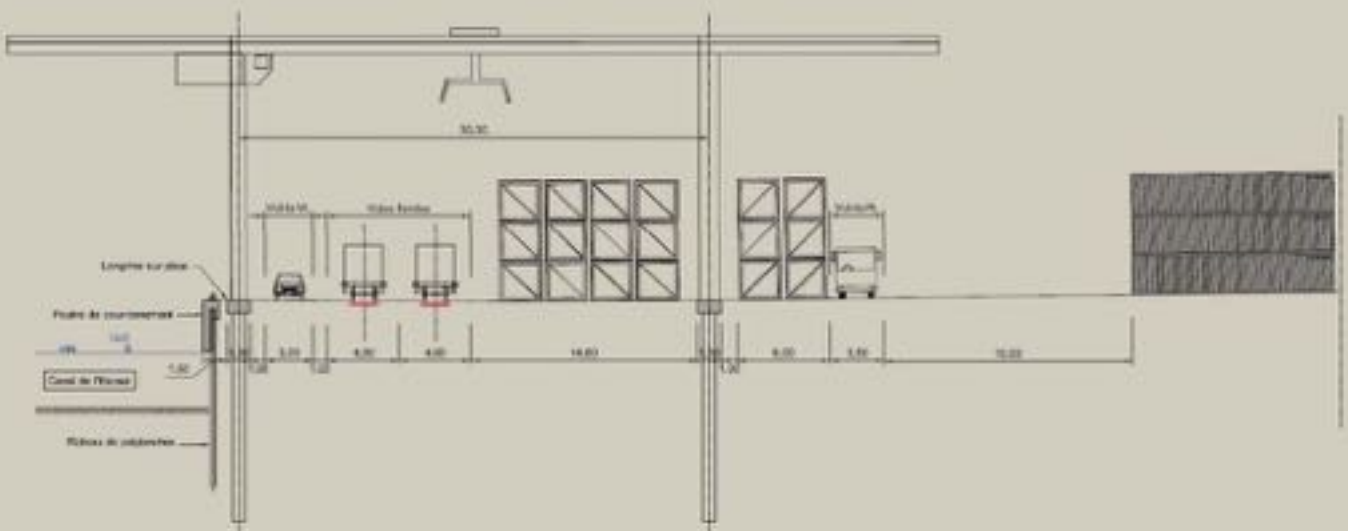
VUE D'ENSEMBLE DU PROJET



© SYNDICAT MIXTE DOCKS SEINE NORD EUROPE / ESCAUT

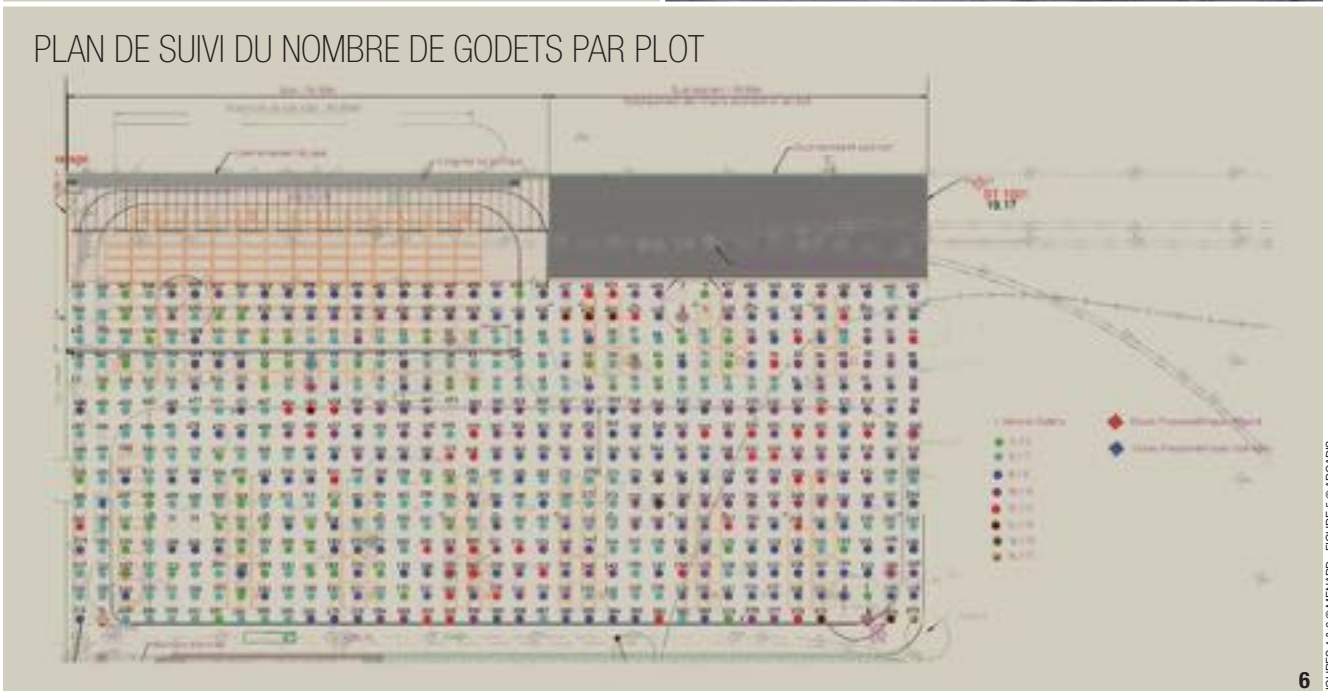
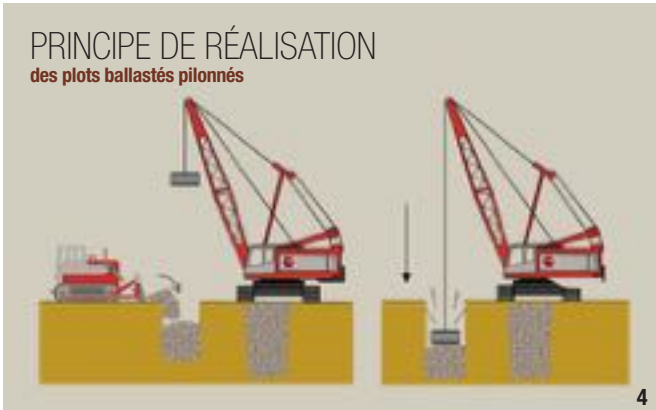
2

COUPE TYPE DU PROJET



© ARCADIS

3



Les Plots Ballastés, réalisés en même temps que la pose des nouveaux rideaux, et sans aucune incidence, ont été suivis par les CMC mises en œuvre après la pose des tirants des rideaux de palplanches.

LES PLOTS BALLASTÉS

La conception initiale prévoyait, conformément aux recommandations du rapport géotechnique, un pré-chargement sur une hauteur de 2,5 à 3 m afin d'atteindre 55 kPa. L'entreprise a proposé en variante une solution de compactage dynamique associé à des plots ballastés (figure 4).

Finalement, compte tenu du terrain existant et après quelques sondages complémentaires, la solution plots ballastés a été retenue avec un maillage de 5,5 x 5,5 m, les 555 plots ayant 2 m de diamètre et 3 à 4 m de profondeur environ. Cette prestation a été réalisée

par l'entreprise Ménard, cotraitante du lot n°2- VRD/Terrassements dont le mandataire du groupement est l'entreprise Jean Lefebvre (figure 5). Un suivi géotechnique d'exécution G4 a été confié à Hydrogéotechnique. Une

attention particulière a été portée à la dissipation des surpressions temporaires liées à la présence d'eau et de lentilles argileuses.

Les matériaux mis en place dans les plots ont essentiellement été les pro-



4- Principe de réalisation des plots ballastés pilonnés.

5- Atelier de plots ballastés.

6- Plan de suivi du nombre de godets par plot.

7- Vue des plots ballastés après terrassement à proximité.

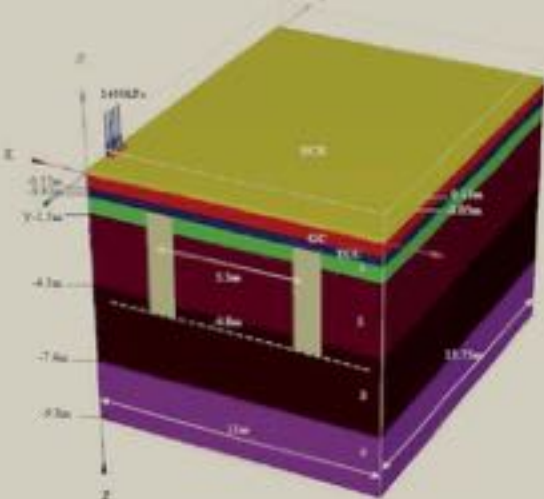
4- Execution technique for rammed ballast pads.

5- Ballast pad equipment.

6- Plan for monitoring the number of buckets per pad.

7- View of the ballast pads after earthworks in the vicinity.

**EXTRAIT DE LA NOTE DE CALCUL
représentant les plots ballastés dans les différentes couches
de terrain existant et créé**



© MEWARD

8

8- Extrait de la note de calcul représentant les plots ballastés dans les différentes couches de terrain existant et créé.

9- Vue d'ensemble de la centrale à BCR.

10- Mise en œuvre de BCR.

8- Excerpt from the design calculation sheet showing the ballast pads in the various layers of existing and created land.

9- Overall view of the RCC plant.

10- Placing BCR.

duits de démolitions de l'ancienne plateforme, dont la réutilisation - un moment envisagée en grave ciment pour la nouvelle plate-forme - n'avait pas été possible. Une telle réutilisation a permis l'économie des transports et de la mise en déblai en dehors du site. Le contrôle d'exécution a compris l'autocontrôle de l'entreprise et le contrôle externe avec essais SPT dans les plots. Les nombres de godets de matériaux mis en place dans les plots ont été consignés (figure 6) et on a pu constater que, de manière logique, la quantité de godets était représentative des variations de compacité du terrain qui se trouvait être celle de l'ancien cours de l'Escaut avant sa canalisation. Au cours des travaux de la plateforme quelques têtes de plots ont été interceptées à l'occasion des terrassements du bassin de stockage des EP. La bonne homogénéité des plots a pu à cette occasion être vérifiée de visu (figure 7).

**LE REVÊTEMENT
DE LA PLATEFORME EN BCR**

Le maître d'ouvrage ayant souhaité un revêtement de plate-forme à conteneurs, circulaire par les reachstackers, non poinçonné sous charge des conteneurs, le choix a été fait dès la conception d'un revêtement béton. On rappellera qu'un reachstacker circulant en charge avec un conteneur de 35 t, exerce par son essieu avant, selon le modèle, un effort sur le revêtement de 100 à 110 t. Dans ces conditions, la structure de plateforme a été dimensionnée par référence au guide Heavy Duty Pavement 4^e Édition de décembre 2008 de l'Interpave « La conception structurelle des plateformes portuaires et industrielles pour charges lourdes ». Ce guide anglo-saxon est utilisé dans tous les pays du globe et permet de substantielles économies structurelles par rapport aux calculs faits traditionnellement en France par application des calculs routiers type Alizé. La structure de plateforme ainsi dimensionnée a conduit, sur la base des prévisions de trafic définies par le Maître d'ouvrage, à la décomposition suivante, qui a été mise en œuvre. Sur une plateforme traitée PF3, mise en œuvre en 2 couches de 52 cm de grave ciment GC3, puis d'un revêtement de 20 cm en Béton Compacté au Rouleau (BCR) appliqué au finisher. Une modélisation sur Plaxis a été réalisée pour vérifier le comportement d'ensemble sous trafic de reachstacker (figure 8).



© ARCADIS

9

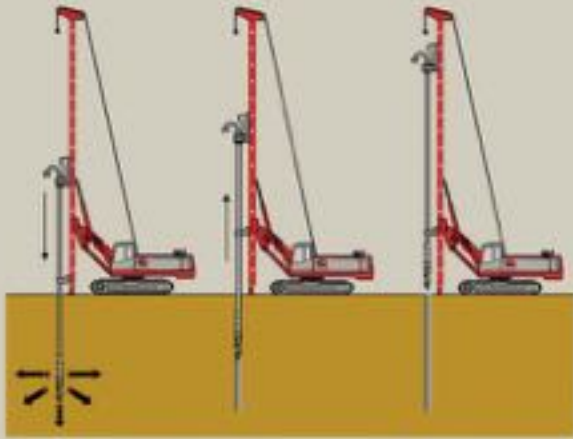


© ARCADIS

10

© MENARD

PRINCIPE DE RÉALISATION DES COLONNES À MODULE CONTRÔLÉ



11

La fabrication et la mise en œuvre du BCR par l'entreprise Jean Lefebvre, ont été entourées d'un maximum de précautions visant à assurer la qualité et la durabilité de l'ouvrage :

→ Réalisation au préalable d'un plot d'essai sur site afin de valider les modes d'exécution et de compactage ;

→ Fabrication du béton par une centrale foraine installée sur chantier afin de réduire l'incidence du transport et d'optimiser l'alimentation en béton du finisher (figure 9) ;

→ Application en 1 couche de 20 cm de BCR par un finisher et compactage selon la procédure validée (figure 10).

Les conditions météorologiques lors de la mise en œuvre ont été suivies de près et anticipées (pas de précipita-

tions, ni de vent fort, ni de températures élevées) ;

→ Mise en œuvre d'un produit de cure après compactage ;

→ Réalisation de joints sciés sur une profondeur de 4 cm selon un maillage 5 m x 5 m.

Outre les autocontrôles en centrale, la mise en œuvre du compactage a été contrôlée par gammadensimétrie. Des carottages ont été réalisés après séchage pour vérifier la conformité de la résistance du béton.

LES COLONNES À MODULES CONTRÔLÉS

Cette technique (figure 11) a été utilisée en bord à quai, sous l'emprise du portique de manutention sur une largeur



12

11- Principe de réalisation des Colonnes à Module Contrôlé.

12- Vue générale de la zone bord à quai traitée en CMC.

13- Extrait du plan d'implantation des CMC.

11- Execution technique for Controlled Modulus Columns.

12- General view of the edge-of-quay area treated by CMC.

13- Excerpt from the CMC layout drawing.

© MENARD

13

EXTRAIT DU PLAN D'IMPLANTATION DES CMC



de 25 m (largeur correspondant à l'emprise des travaux du quai réalisé en palplanches tirantées au titre des travaux du lot 1). Les CMC ont été réalisées par l'entreprise Ménard, sous-traitante de Spie Batignolles Nord, titulaire du lot 1 (figure 12). Les sols à l'arrière du quai ont donc été renforcés par ces inclusions rigides réalisées à partir de la cote +17,10 NGF

et jusqu'à la cote +14,70 NGF (soit une longueur de 2,40 m environ). D'un diamètre de 280 mm et constituées de mortier, elles ont été mises en œuvre selon un maillage 2,80 m x 3 m (figure 13). Ce maillage a été retenu après calcul pour s'inscrire entre les tirants du quai en palplanches (figure 14). Les colonnes réduisent, tout en les homogénéisant, les tassements

sous charge à l'arrière du nouveau quai. Dans le cadre du contrôle, ont été réalisés, outre l'enregistrement en continu des paramètres, des essais de chargement normalisés et le contrôle externe G4 par Hydrogéotechnique (figure 15). Les colonnes sont recouvertes par un matelas de répartition en tête à la cote +17,10 NGF, constitué d'une couche de grave de 40 cm d'épaisseur.

LES PIEUX RÉALISÉS À LA TARIÈRE CREUSE

Destinés à supporter les longrines de la voie de roulement du portique, les pieux ont été réalisés à la tarière en diamètre 820 mm et fichés à la cote +8,65 NGF, soit une longueur totale de 9,40 m sous la poutre de roulement.

La 1^{ère} voie étant située dans l'emprise des tirants passifs du quai, espacés de 2,40 m, l'espacement des pieux, soit 4,80 m, a été défini pour être compatible avec cette maille.

Les pieux ont été réalisés par Sondefor, sous-traitant de Spie Batignolles Nord (figure 16). Ils ont été réalisés après pose des tirants des rideaux de palplanches et remblaiement.

Le forage a été exécuté à l'aide d'une tarière continue vissée dans le sol. Le fait qu'il n'y ait pas d'extraction notable de déblais du terrain permet d'éviter la décompression des sols et autorise la foration sous l'eau en supprimant l'emploi de tubage ou de boue thixotropique. La tarière devait avoir une longueur supérieure à la profondeur du pieu. Le diamètre des pales à proximité de la pointe donne le diamètre nominal du pieu.

À la fin du forage, un quart de tour arrière est effectué à la tarière tandis que la tarière est remontée de 10 cm. Une lumière s'ouvre dans le rockbit qui permet le passage du béton.

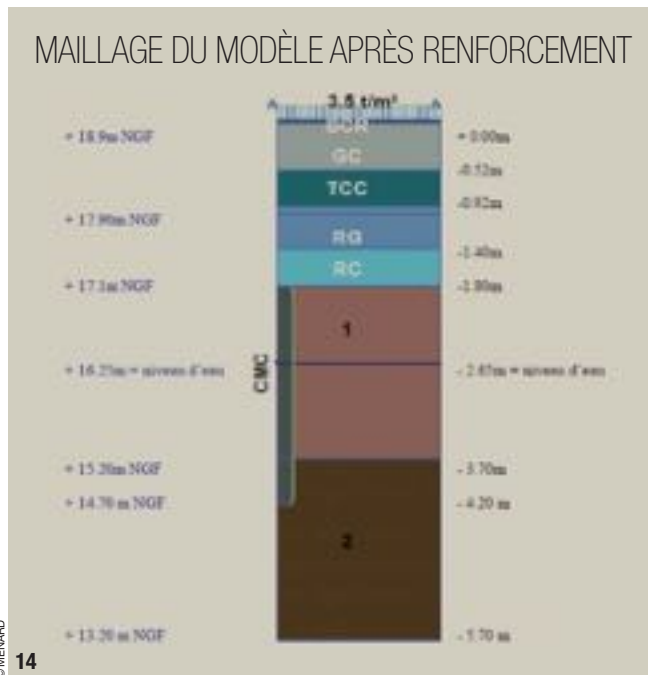
Le béton est amené par pompage sous pression, par l'intérieur de la tarière à la pointe du pieu. La tarière est alors extraite lentement du sol, le béton prenant la place du sol extrait. Lors du bétonnage, on enregistre numériquement en continu des paramètres tels que la pression du béton et la vitesse de remontée.

Dès la fin du bétonnage, on peut armer ces pieux à l'aide de cages d'armatures qui sont poussées ou vibrofoncées dans le béton frais.

Pour pouvoir faire travailler le pieu au maximum de sa charge, le béton doit avoir une résistance à 90 jours de 25 MPa.

Le béton étant mis en œuvre à la pompe, il est riche en fines (dimension des granulats inférieure à 15 mm). L'affaissement au cône d'Abrams devait être compris entre 16 et 22 cm (plutôt vers 18 cm). Une telle ouvrabilité a pu être obtenue par l'addition d'un fluidifiant en centrale.

L'enrobage des aciers est de 7,5 cm pour les pieux forés à la tarière creuse. Les aciers ont une nuance soudable de façon à assurer une rigidité réelle aux assemblages cerces/barres.



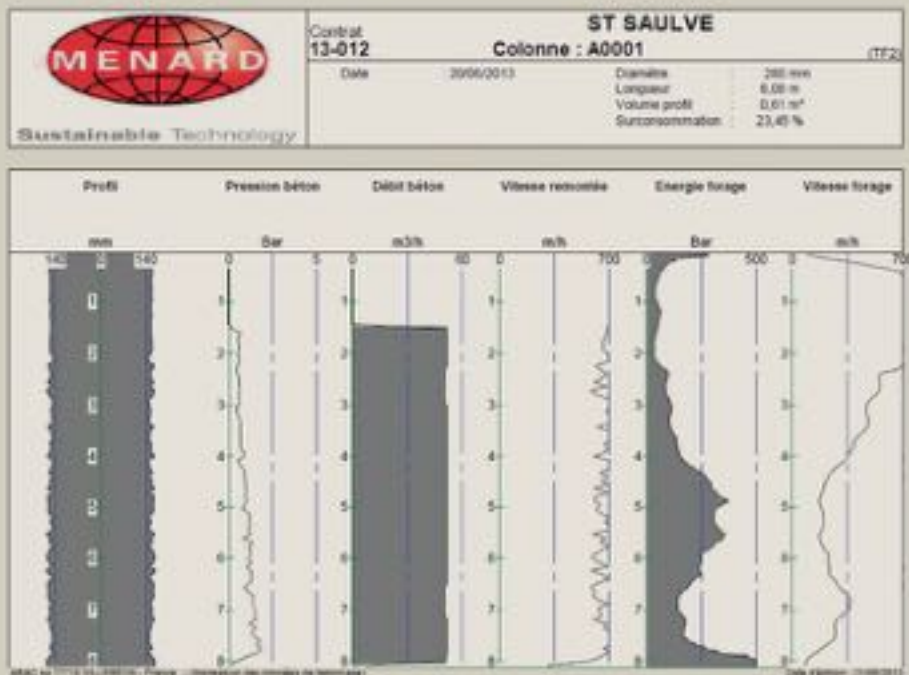
14- Maillage du modèle après renforcement.

15- Exemple d'enregistrement des paramètres de forage d'une CMC.

14- Model meshing after strengthening.

15- Example of recording of CMC drilling parameters.

EXEMPLE D'ENREGISTREMENT DES PARAMÈTRES DE FORAGE D'UNE CMC





16

16- Réalisation d'un forage.
17- Cage d'armatures pour pieu de fondation des longrines de portique.
18- Exemple d'enregistrement des paramètres de forage d'un pieu.

16- Execution of drilling.
17- Concrete reinforcing cage for foundation pile of gantry crane longitudinal girders.
18- Example of recording of drilling parameters for a pile.

Les cages sont montées d'une seule pièce et munies de guides ou cales assurant le centrage (figure 17). Pour la tarière creuse, le diamètre des cages est resserré à la base de 5 cm environ pour améliorer leur pénétration dans le béton. Le forage à la tarière creuse est le type de forage idéal dans les terrains homogènes en présence ou non d'eau. La puissance des foreuses leur permet désormais de réaliser un ancrage dans les terrains à forte cohésion. La précision de forage est supérieure

à celles des autres foreuses du fait qu'elles ne nécessitent qu'une seule approche du point d'axe, au début du forage. De plus, la tarière est guidée par un carcan situé à 1,50 m au-dessus du terrain actuel. La verticalité du pieu est garantie lors de l'approche par un niveau magnétique. En cours de forage, la grande rigidité des tarières garantit une bonne attaque des couches dures en conservant la rectitude du pieu. Les paramètres de forage (profondeur, vitesse d'avance, couple de rotation et

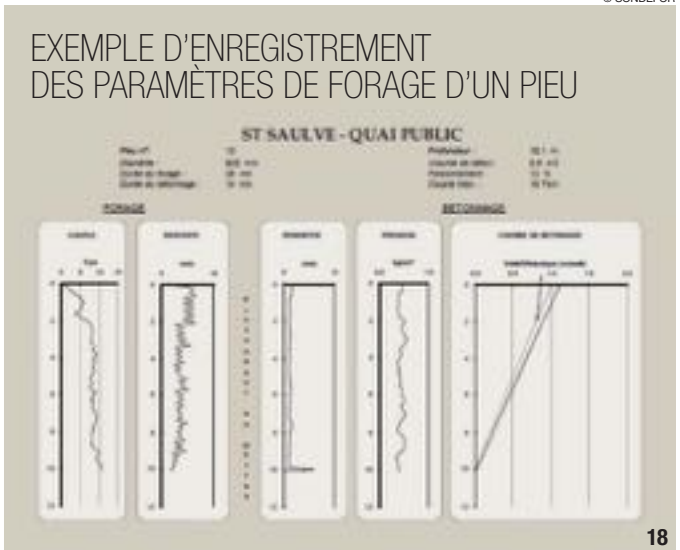
vitesse de rotation) sont enregistrés en continu (figure 18). Le foreur décèle immédiatement toute anomalie qui doit sans délai être signalée. Lorsque le forage est terminé, le rockbit ouvert, l'amenée du béton en fond de pieu est assurée par pompage. Le bétonnage doit être ininterrompu. La tarière est relevée au fur et à mesure de la montée du béton dans le pieu. Le treuil de relevage est en outre asservi à la pression de pompage du béton conformément au DTU 13.2.

La pression est mesurée au col de cygne. Elle doit être constamment positive en cours de bétonnage et supérieure à la pression à vide. Les paramètres de bétonnage (profondeur, débit, pression et vitesse de remontée) sont enregistrés en continu. Le foreur décèle instantanément toute anomalie qui doit immédiatement être traitée. Il peut s'agir d'une remontée de béton dans un pieu voisin. La cage d'armature doit être mise en place dans un délai maximum de 30 minutes après la fin du bétonnage.



17

© ARCADIS



© SONDEFOR

18



19

© ARCADIS

Dès la fin du bétonnage, le béton est curé en tête pour éviter que des déblais soient entraînés avec la cage d'armature lors de sa mise en place dans le béton sain. Le niveau du béton sain par rapport à la plate-forme de travail ne peut excéder 1 m.

Le bord du forage est protégé par une virole de tête. Cette virole a aussi pour rôle de guider la cage.

19- Têtes de pieux après recépage et béton de propreté pour longrines.

19- Pile caps after cutting-off and blinding concrete for longitudinal girders.

La cage doit rester verticale et centrée par rapport au béton pendant toute la durée de sa mise en place (figure 19). Les contrôles après bétonnage sont faits par impédance

conformément au DTU 13.2 lorsque la résistance a atteint le seuil défini dans la norme. Le nombre minimum d'essais par impédance est de 30% des pieux. □

CHIFFRES CLÉS

PLOTS BALLASTÉS : 560 u, 5 500 m³ de matériaux incorporés

BCR POUR PLATEFORME : 4 000 m³

COLONNES À MODULE CONTRÔLÉ : 1 500 m

PIEUX À LA TARIÈRE CREUSE Ø 0,82 M : 52 u

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRISE D'OUVRAGE : Syndicat Mixte Docks Seine Nord Europe/Escaut

MAÎTRISE D'ŒUVRE : Arcadis

LOT N°1 - GÉNIE CIVIL : Spie Batignolles Nord

LOT N°2 - VRD/TERRASSEMENTS : Groupement d'Entreprises Jean Lefebvre/Vinci Terrassements/Ménard

LOT N°3 - PORTIQUE : Femont N.V.

LOT N°5 - BÂTIMENTS : Yves Cougnaud

CONTRÔLE TECHNIQUE : Bureau Veritas

MISSIONS GÉOTECHNIQUES G11, G2, G4 : Hydrogéotechnique

ABSTRACT

SOIL IMPROVEMENTS FOR THE CONTAINER TERMINAL OF BRUAY-SUR-L'ESCAUT / SAINT-SAULVE

GILLES DE MENOÛ, ARCADIS - DIDIER MEURISSE, ARCADIS - GAUTIER HOTTE

A large-capacity multimodal container terminal is being developed on the public quay of Bruay-sur-l'Escaut / Saint Saulve, near Valenciennes, for a total capital cost of €9.5m. The complete project management contract (Design and Build) was entrusted to Arcadis. The works are currently in the finishing stage. The platform will be delivered by the summer of 2014. The 20,000 m² of platform space, the final surfacing of which is in RCC, underwent extensive soil consolidation works, especially on the edge of the quay and under the longitudinal girders of the handling gantry crane. Three techniques were used: ballast pads, Controlled Modulus Columns (CMC) and auger piles. □

TRATAMIENTOS DE LOS SUELOS PARA LA TERMINAL DE CONTENEDORES DE BRUAY-SUR-L'ESCAUT / SAINT-SAULVE

GILLES DE MENOÛ, ARCADIS - DIDIER MEURISSE, ARCADIS - GAUTIER HOTTE

En el muelle público de Bruay-sur-l'Escaut/Saint Saulve, cerca de Valenciennes, se ha acondicionado una terminal multimodal de contenedores de gran capacidad, que ha supuesto una inversión total de 9,5 millones de €. La dirección de obra completa (diseño y realización) se ha confiado a Arcadis. Actualmente, las obras están finalizando. La plataforma se entregará en el verano de 2014. Los 20.000 m² de plataforma, cuyo revestimiento final es de hormigón compactado con rodillo (HCR), han sido objeto de importantes obras de consolidación de los suelos, particularmente al borde del muelle y bajo los largueros del pórtico de manutención. Se han empleado tres técnicas: la sustitución dinámica con columnas de grava, las columnas de módulo controlado (CMC) y los pilotes de barrena. □

ZAC DES DOCKS DE SAINT-OUEN. PROBLÉMATIQUES GYPSE ET POLLUTION

AUTEURS : MAUD VANDEKERCKHOVE, INGÉNIEURE GÉOTECHNICIENNE, ARCADIS - CLAIRE CARPENTIER, INGÉNIEURE EN ENVIRONNEMENT, ARCADIS

TRANSFORMER UNE FRICHE INDUSTRIELLE EN UN ÉCOQUARTIER URBAIN CONSTITUE UN DÉFI TRÈS MOTIVANT. DE NOMBREUSES INVESTIGATIONS ONT PERMIS D'OPTIMISER AUSSI BIEN LES TRAVAUX DE DÉPOLLUTION QUE LES CONFORTEMENTS DES TERRAINS EN PROFONDEUR PAR INJECTIONS, EN FONCTION DES CONSTRUCTIONS PROJÉTÉES.



1
© ASTLUM

Le projet d'aménagement de la ZAC des Docks de Saint-Ouen qui couvre près du quart de la superficie de la commune, a pour objectif la reconquête d'un ancien territoire à dominante industrielle et sa transformation en un quartier urbain. La gestion des risques liés à la présence de gypse

et de polluants dans le sous-sol du projet représente l'une des principales problématiques identifiées en phase amont.

Arcadis, dans le cadre des marchés d'études qui lui ont été confiés, a participé à une vaste campagne d'investigations et de travaux préalables à la construction de ce nouvel écoquartier.

1- Projet d'aménagement de la ZAC des Docks.

1- "ZAC des Docks" développement project.

PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET ET DES INTERVENANTS

Située en Seine-Saint-Denis, l'opération des Docks de Saint-Ouen couvre un territoire de 100 hectares, soit environ 1/4 de l'emprise de la commune (figure 2). En 2009, ce secteur est désigné comme écoquartier par

EXTRAIT DU PLAN DES TERRAINS EXPOSÉS
AU RISQUE DE DISSOLUTION DE GYPSE



4 © INSPECTION GÉNÉRALE DES CARRIÈRES

4- Extrait du plan des terrains exposés au risque de dissolution de gypse.
5- Plan des secteurs de la ZAC des Docks.

PLAN DES SECTEURS DE LA ZAC DES DOCKS



5 © PAKENKO

4- Excerpt from the drawing of land exposed to the risk of gypsum dissolution.
5- Drawing of the "ZAC des Docks" sectors.

→ La nappe du Calcaire de Saint-Ouen, en relation potentielle avec la précédente ;
→ Et la nappe lutétienne située dans le Calcaire Grossier, théoriquement isolée des aquifères cités plus haut par les niveaux argileux des Sables de Beauchamp.

INVESTIGATIONS DE TERRAIN

Les problématiques environnementales et géotechniques constituent les deux principaux risques pour le réaménagement des sols au droit du projet. La réduction de ces risques passe par une phase indispensable d'investiga-

tions de terrain, dont l'objectif est d'acquérir les données nécessaires à leur quantification (plus le maillage est fin et plus le risque lié à l'incertitude est limité), et à la définition des modalités de gestion adaptées. Les investigations environnementales consistent en la réalisation de prélève-

ments de sol, d'eau et de gaz du sol afin d'effectuer des analyses en laboratoire spécifiques permettant d'identifier les polluants en présence et leur quantité. Conformément aux circulaires ministérielles du 8 février 2007, ces investigations ont été dimensionnées à la suite d'une étude historique permettant de localiser et identifier les sources potentielles de pollution du sous-sol liées aux diverses activités sur un site. Elles ont également pour but, à partir d'une première étude documentaire, de caractériser les modalités de transfert des polluants dans les différents milieux (eau, sol et gaz du sol) depuis les sources vers les cibles actuelles et futures (captage d'eau potable, usagers des parcelles, etc.). Les campagnes d'investigations géotechniques se doivent de respecter les préconisations de l'Inspection Générale des Carrières, qui définit, dans sa notice technique du 10 janvier 2003 relative aux travaux d'injection liés aux anomalies du gypse antéludien, la consistance des investigations géotechniques à réaliser dans

6- Investigations géotechniques sur le secteur 6.

7- Forages d'injection sur le secteur Dhalenne.

8- Centrale d'injection sur le secteur Dhalenne.

6- Geotechnical investigations in sector 6.

7- Grouting boreholes in the Dhalenne sector.

8- Grouting plant in the Dhalenne sector.

© PHOTO THÉQUE ARCADIS



6



© PHOTO THÉQUE ARCADIS

7



8

le cadre des projets de construction. Le projet de la ZAC des Docks est séparé en 6 secteurs tels que définis sur le plan en figure 5.

Sur chaque secteur, les campagnes d'investigations géotechniques doivent donc comprendre la réalisation de sondages de type destructif avec l'enregistrement des paramètres de forage jusqu'au toit du Calcaire Gros-sier, situé à une profondeur d'environ 40 à 50 m, dont 50 % faisant l'objet de diagraphies de type gamma-ray, à hauteur d'au moins :

- 1 sondage pour 500 m² de terrain bâti ;
- 1 sondage pour 1 000 m² de terrain non bâti.

DIFFICULTÉ DES RECONNAISSANCES LIÉE AUX DEUX PROBLÉMATIQUES COMBINÉES

La réalisation d'investigations d'une telle envergure n'est pas sans difficulté lorsque les deux problématiques gypse et pollution se rencontrent sur un même secteur : en effet, en présence de polluants dans la nappe superficielle, la réalisation de forages pouvant atteindre plus de 50 m de profondeur est susceptible de mettre en communication les différentes nappes phréatiques, et représente donc un risque de migration des polluants depuis la nappe superficielle vers les nappes sous-jacentes, a priori non polluées.

Une méthodologie spécifique a donc dû être mise en œuvre afin de pouvoir réaliser ces campagnes d'investigations dans les secteurs concernés tout en évitant ce risque. Les forages profonds ont été réalisés en plusieurs étapes :

- 1- Forage jusqu'au toit de la première formation peu perméable (marne de Saint-Ouen ou niveaux argileux du Beauchamp) ;
- 2- Réalésage du forage dans un diamètre adapté pour les étapes à suivre, mise en place d'un tubage perdu, scellé au coulis de ciment et installation d'un bouchon d'argile en fond de forage ;
- 3- Reprise du forage jusqu'au second niveau peu perméable et répéti-

tion de l'étape précédente si besoin ;

- 4- Réalisation du forage jusqu'à la profondeur requise et rebouchage du forage au coulis de ciment sur toute sa hauteur.

Ces différentes étapes ont dû être réalisées en respectant scrupuleusement la méthodologie mise en place, et notamment les temps de séchage du coulis de ciment et de prise des billes d'argile, nécessitant un suivi et une collaboration permanente des équipes en place (forage et ingénierie) (figure 7).

Un contrôle des niveaux de polluants a d'ailleurs ponctuellement été réalisé afin de vérifier l'efficacité du dispositif mis en place à partir de constats avant et après forage. ▶

TRAVAUX D'INJECTION : LE SECTEUR DHALENNE

Des zones d'anomalies ont été identifiées au droit de plusieurs secteurs, et en particulier sur le secteur 1 « Dhalenne ». L'îlot A14, exposé dans ce chapitre, est un exemple significatif de la problématique gypse rencontrée sur la ZAC. Les investigations réalisées au droit de l'îlot A14 du secteur Dhalenne ont mis en évidence une zone à risque vis-à-vis de la dissolution du gypse au droit du projet d'aménagement, qui n'a pas pu être réduit de façon acceptable. Des travaux d'injection, jugés nécessaires, ont donc été réalisés préalablement à la construction des bâtiments. Arcadis en a réalisé la maîtrise d'œuvre complète, y compris les sondages de contrôle permettant de valider les travaux d'injection.

PROJET

Le projet sur cet îlot prévoyait la construction d'un groupe scolaire constitué d'une école et d'un centre de loisirs à énergie zéro, de 81 logements réalisés par Séquano Aménagement ainsi qu'un programme de bureaux.

INVESTIGATIONS

Les investigations géotechniques ont été réalisées de mars 2009 à décembre 2010, et ont comporté la réalisation du programme suivant :

- 1 sondage carotté de 50 m de profondeur ;
- 6 sondages pressiométriques de 15 à 50 m de profondeur, dont 2 poursuivis en forage destructif de 50 m ;
- 7 forages destructifs de 50 m de profondeur dans lesquels, 5 diagraphies gamma-ray et 2 essais de remplissage ont été effectués.

ANOMALIES DÉTECTÉES

Les anomalies suivantes ont été détectées au droit des sondages réalisés :

- Présence de gypse au droit du sondage carotté ;
- Présomption de fontis entre 15 et 35 m de profondeur environ au droit du sondage carotté, confirmé par le sondage pressiométrique de 50 m avec un niveau fortement décomprimé entre 15 et 20 m de profondeur environ et d'un vide entre 15 et 16,5 m environ ;
- Présence de niveaux très décomprimés entre 28 et 40 m de profondeur et vide entre 45 et 46,5 m de profondeur environ.

TRAVAUX D'INJECTION

Le chantier de travaux d'injection s'est déroulé de juillet à octobre 2011,

sur une période de 18 semaines :

→ Forages selon une maille de 7 m x 7 m sur l'ensemble de la zone, équipés en tubes crépinés sur la hauteur des anomalies détectées pour effectuer des injections de comblement gravitaire ;

→ Zone de fontis présumé (rayon de 15 m) : forages selon une maille de 3,50 m x 3,50 m, équipés en tubes crépinés et en tubes à manchettes dans le but de réaliser des injections de comblement et de traitement ;

→ Maillage supplémentaire de 3,50 m x 3,50 m en cours de chantier suite à la découverte de nouvelles anomalies (décompressions importantes et vides localisés) équipés en tubes crépinés et en tubes à manchettes dans le but de réaliser des injections de comblement et de traitement de ces nouvelles anomalies.

Au total, 181 forages ont été réalisés (9 255 m) et 2 350 m³ de coulis ont été injectés (figures 7 et 8).

SONDAGES DE CONTRÔLE DES TRAVAUX

Des sondages de contrôle ont été réalisés afin de vérifier la conformité des travaux d'injection. Selon les préconisations de l'IGC, le programme a comporté la réalisation d'un sondage de contrôle pour 10 forages d'injection (avec des essais pressiométriques dans les zones ayant fait l'objet d'injections de traitement), soit :

- 6 sondages pressiométriques de 50 m avec essais entre 10 m et 40 m ;
- 12 forages destructifs enregistrés de 50 m.

TRAVAUX DE DÉPOLLUTION : LE SECTEUR BATELIERS NORD

Arcadis s'est vue confier également la maîtrise d'œuvre des travaux de terrassements et dépollution sur le secteur Bateliers Nord de la ZAC, ancien siège d'une usine thermique. Cependant la problématique de la pollution chimique des sols s'est avérée ne pas être prépondérante sur ce site.

OBJECTIF DES TRAVAUX

Le marché de travaux comportait deux lots : **1-** Démolition et **2-** Terrassements et dépollution (sous MOE Arcadis). Les objectifs étaient les suivants :

- 1-** Purger le sous-sol des ouvrages enterrés non démolis : infrastructures de l'ancienne usine, canaux d'amenée et de rejet des eaux, station de pompage, conduits Ø 2100 d'acheminement des eaux vers l'usine et galeries techniques.



9

© PHOTO THÉQUE ARCADIS



10

© PHOTO THÉQUE ARCADIS

9- Démolition de la galerie enterrée sous nappe avec palplanches.

10- Démolition de la galerie en limite de parcelle avec blindage.

9- Demolition of the underground gallery below groundwater with sheet piling.

10- Demolition of the gallery on the plot boundary with shielding.

- 2-** Mettre en œuvre les terrassements, les pompages et les ouvrages de soutènement nécessaires pour accéder à ces ouvrages enterrés, assurer la gestion des terres non inertes sur site et hors site, et assurer la compatibilité sanitaire des pollutions résiduelles avec les usages futurs envisagés.

IMPRÉVUS

De nombreux imprévus sont venus perturber le déroulement du chantier :
→ Présence de merlons de terre végétale laissés en place par le dernier exploitant, présentant des fragments de fibrociment ;

→ Restes de gravats de la démolition d'un ancien camp de roms démantelé en 2008 présentant des fragments de fibrociment mélangés avec les terres du site ;

→ Présence de fondations des anciennes infrastructures très épaisses et insuffisamment reconnues en amont des travaux ;

→ Position des ouvrages connus inexacte ;

→ Découverte d'ouvrages enterrés, pas toujours répertoriés, dont :

- une ancienne galerie située à près de 6 m de profondeur sous le niveau de la nappe alluviale, nécessitant la mise en œuvre de palplanches et d'opérations de pompage pour la démolir (figure 9) ;

- une ancienne galerie technique située en limite de parcelle, imposant la mise en place d'un blindage et d'une méthodologie stricte

de terrassement par passes afin de ne pas déstabiliser la voirie et sa canalisation de gaz haute pression (figure 10) ;

- des massifs colossaux d'une ancienne passerelle (figure 11) et un radier en béton armé de plusieurs mètres d'épaisseur, nécessitant la mise en œuvre d'opérations de pompage importantes afin de pouvoir le démolir.

Ces imprévus ont nécessité la réalisation de nombreuses investigations

11- Massifs de fondation en béton armé.

11- Reinforced concrete foundation blocks.



© PHOTO THÉQUE ARCADIS 11

complémentaires en cours de chantier (notamment des carottages dans les ouvrages en béton), afin d'adapter ou de compléter les méthodologies de terrassement à mettre en œuvre.

Les pompages réalisés sur le site dans le cadre des terrassements ont nécessité le traitement de 6 200 m³ d'eau pompée par filtration sur charbon actif avant rejet au réseau public, compte-tenu de la médiocre qualité chimique de la nappe sur la ZAC. Dans le cadre de la dépollution,

4 700 t de déblais ont été évacués en installation de stockage de déchets non dangereux (ISDND).

BILAN

En conclusion, ce chantier de grande envergure a nécessité la mise en œuvre de moyens très importants pour rendre le site constructible.

Également, ces difficultés de terrassements ont été accrues par la situation du chantier et son environnement en zone urbaine. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES :

- 40 sondages (îlot A14 - secteur Dhalenne)
- 120 sondages (secteur Bateliers Nord)

TRAVAUX D'INJECTION SECTEUR DHALENNE (ÎLOT A14) :

- Surface de terrain concerné : 2 750 m²
- 181 forages d'injection
- 9 255 m de forage réalisés
- 2 350 m³ de coulis injectés

TRAVAUX DE DÉPOLLUTION / TERRASSEMENT SECTEUR BATELIERS NORD :

- Surface de terrain concerné : 44 000 m²
- 150 000 m³ de terrassements en déblais / remblais
- 1 100 m de soutènement (palplanches + blindages)
- 6 200 m³ d'eau pompée et traitée
- 4 700 t de déblais évacués en installation de stockage de déchets non dangereux (ISDND)

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : Sequano Aménagement

BET ET MOE GÉOTECHNIQUE ET ENVIRONNEMENT : Arcadis

ENTREPRISES :

TRAVAUX D'INJECTION SECTEUR DHALENNE : Spie Fondations

TRAVAUX DE DÉPOLLUTION SECTEUR BATELIERS NORD : Groupement Bouvelot TP / Veolia REP / Grs Valtech

ABSTRACT

SAINT-OUEN DOCKS "ZAC" MIXED DEVELOPMENT ZONE. GYPSUM AND POLLUTION ISSUES

MAUD VANDEKERCKHOVE, ARCADIS - CLAIRE CARPENTIER, ARCADIS

Near Paris, the industrial sector of the Saint-Ouen Docks is to be transformed into an urban eco-district. The project has been awarded to Sequano Aménagement, assisted by Arcadis for geotechnical and environmental aspects. The problem is twofold: industrial pollution and poor quality of the soils, which contain dissolved gypsum. The studies included extensive field investigations followed by an analysis phase. Pollution and the presence of dissolved gypsum were sometimes encountered in the same area, creating a complex situation. Decontamination and soil grouting works followed in areas where the environmental and geotechnical conditions were not acceptable. □

ZONA DE ACCIÓN CONCERTADA DE LOS DOCKS DE SAINT-OUEN. PROBLEMÁTICAS YESO Y CONTAMINACIÓN

MAUD VANDEKERCKHOVE, ARCADIS - CLAIRE CARPENTIER, ARCADIS

Cerca de París, el sector industrial de los Docks de Saint-Ouen debe transformarse en ecobarrio urbano. La operación se ha confiado a Sequano Aménagement, con la asistencia de Arcadis para las cuestiones geotécnicas y ambientales. La problemática es doble: contaminación industrial y mala calidad de los suelos que contienen disoluciones de yeso. Los estudios requirieron importantes estudios de terreno seguidos de una fase de análisis. En ocasiones, se ha encontrado en la misma zona la contaminación y la presencia de yeso disuelto, creando una situación compleja. Los trabajos de descontaminación y de inyección de los suelos continuaron en las zonas donde las condiciones ambientales y geotécnicas no eran aceptables. □



© PHOTOHÉRIQUE ARCADIS

COURCELLOR 1 À LEVALLOIS-PERRET, RÉHABILITATION D'UNE TOUR SUR MICRO-FONDACTIONS

AUTEUR : PAUL GANDILHON, INGÉNIEUR GÉOTECHNICIEN, ARCADIS

COMMUNE LA PLUS DENSÉMENT PEUPLÉE DE FRANCE, LEVALLOIS-PERRET A PLUS D'UNE TOUR DANS SON SAC ET LES RÉNOVATIONS SONT NOMBREUSES DANS LA VILLE. LA RÉHABILITATION ET L'AGRANDISSEMENT DE LA TOUR COURCELLOR 1, EN RAISON DE L'EXIGÜITÉ DE LA CONSTRUCTION EXISTANTE ET D'UNE INTERACTION DÉLICATE ENTRE LES PARTIES NEUVES ET ANCIENNES, ONT DEMANDÉ UN LONG TRAVAIL DE CONCEPTION, NOTAMMENT POUR LES FONDATIONS.

PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

C'est dans le cadre de la modernisation du quartier de la ZAC Eiffel né dans les années 70 qu'Unibail Rodamco a entrepris des travaux de restructura-

tion de la tour Courcellor 1, dénommée So Ouest Plaza, à l'achèvement de la rénovation du centre commercial So Ouest mitoyen. Le projet Courcellor 1 comprend la surélévation de 12 à 16 étages d'une tour existante ainsi

que la création de deux extensions latérales de 16 étages (figure 2) qui portent la surface de l'ancien bâtiment à 40 000 m² SHON à usage de bureaux et restaurants. L'emprise au sol des 4 niveaux de sous-sols

actuels est également étendue de plus de 1 000 m² jusqu'à la limite foncière afin de conserver la capacité actuelle du parking et y ajouter le volume d'un complexe cinématographique de 1 500 places.

La structure existante de la tour est conservée en partie. Le noyau central et les principaux éléments porteurs sont renforcés par un chemisage des voiles et des poteaux.

CONTEXTE GÉOTECHNIQUE

Le contexte géotechnique au droit du projet a pu être défini avec précision à la suite de plusieurs campagnes de reconnaissance de sol réalisées par Arcadis dans l'enchaînement des missions géotechniques de la norme NF P94-500. Les résultats de ces différentes campagnes ont permis de définir la succession géologique suivante (figure 3) :

→ Remblais hétérogènes sur une épaisseur d'environ 8 m. Ces terrains proviennent du comblement d'une ancienne exploitation des alluvions. Une étude historique a permis de mettre en évidence la présence d'anciennes sablières au droit du projet, recensées sur des cartes du 19^e siècle.

Malgré leur caractère remanié, ces terrains anciens sont relativement compacts.

→ Alluvions anciennes de la Seine, sablo-graveleuses sur une épaisseur d'environ 2 m. Il s'agit de la base de la couche qui n'a pas été exploitée car probablement sous la nappe phréatique à l'époque. Ces terrains possèdent de

bonnes caractéristiques mécaniques, ils forment très souvent une excellente couche d'assise pour les projets de bâtiment dans la plaine alluviale de la Seine.

→ Sables de Beauchamp, reconnus sur une épaisseur d'environ 5 m. Il s'agit d'un reliquat de la formation des Sables de Beauchamp après l'érosion due au passage de la Seine. Cette formation est représentée par du sable fin homogène et compact.

→ Marnes et Caillasses, reconnues sur une épaisseur d'environ 10 m. Les essais pressiométriques ont montré des caractéristiques mécaniques très hétérogènes avec des passages très durs voire rocheux s'opposant à des couches de faible résistance principalement à la base de la formation, mais sans aucun vide. Le projet est situé en limite des zones à risque de dissolution du gypse antéludien dont les Marnes et Caillasses est la principale formation concernée. L'analyse des carottes

a permis de mettre en évidence des veines de substitution de gypse saccharoïde par de la calcite ainsi que des passées très argileuses témoignant d'évidentes circulations d'eau et d'anciennes dissolutions de sulfates.

→ Calcaire grossier rencontré à partir de 24 m de profondeur. Les essais pressiométriques réalisés au-delà de cette profondeur montrent un terrain rocheux caractéristique de cette formation.

CONTEXTE HYDROGÉOLOGIQUE

Une nappe circule dans les fractures des formations lutétiennes (Marnes et Caillasses et Calcaire grossier) et à la base des Sables de Beauchamp. Lors des études géotechniques, le niveau de nappe a été mesuré dans les Marnes et Caillasses et le Beauchamp à environ 12 m de profondeur (23,60 NGF) soit à 0,60 m sous le dallage du dernier niveau de sous-sol. ▷

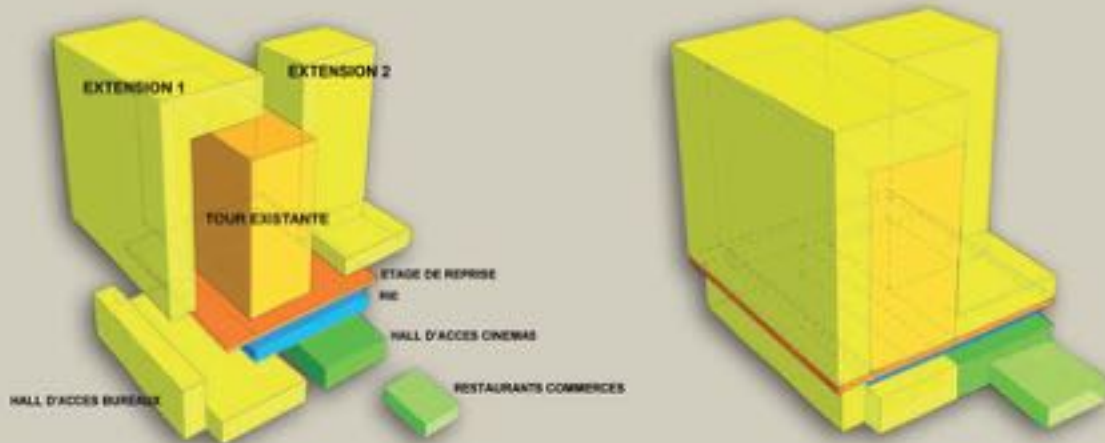
1- Réhabilitation de la Tour Courcellor en fin de construction.

2- Schéma 3D de la réhabilitation.

1- Renovation of Tour Courcellor at the end of construction.

2- 3D diagram of renovation.

SCHÉMA 3D DE LA RÉHABILITATION



Ce niveau est environ 2 m plus haut que celui qu'on peut trouver dans la littérature (carte hydrogéologique de 1970 du BRGM).

Cette différence s'explique par l'arrêt des nombreux pompages industriels qui ont contribué à l'abaissement de la nappe entre le début du siècle dernier jusqu'aux années 80 à Paris et en banlieue Nord.

D'après la carte de Delesse de 1857 où le régime des nappes était peu perturbé, le niveau d'eau était encore 2 m plus haut que ce qui est mesuré aujourd'hui et dépasse largement la cote du dernier niveau de sous-sol. Il est possible qu'avec la désindustrialisation de la région, la nappe retrouve à l'avenir ce niveau ancien.

Le nouveau projet a dû tenir compte de cet aléa.

FONDACTIONS DE L'ANCIENNE TOUR

La tour existante est fondée sur un radier ancré sur le dernier mètre des Sables de Beauchamp c'est-à-dire sur le toit des Marnes et Caillasses. Le radier en béton armé est nervuré au droit des éléments porteurs où son épaisseur est de 1,20 m (0,60 m entre les porteurs).

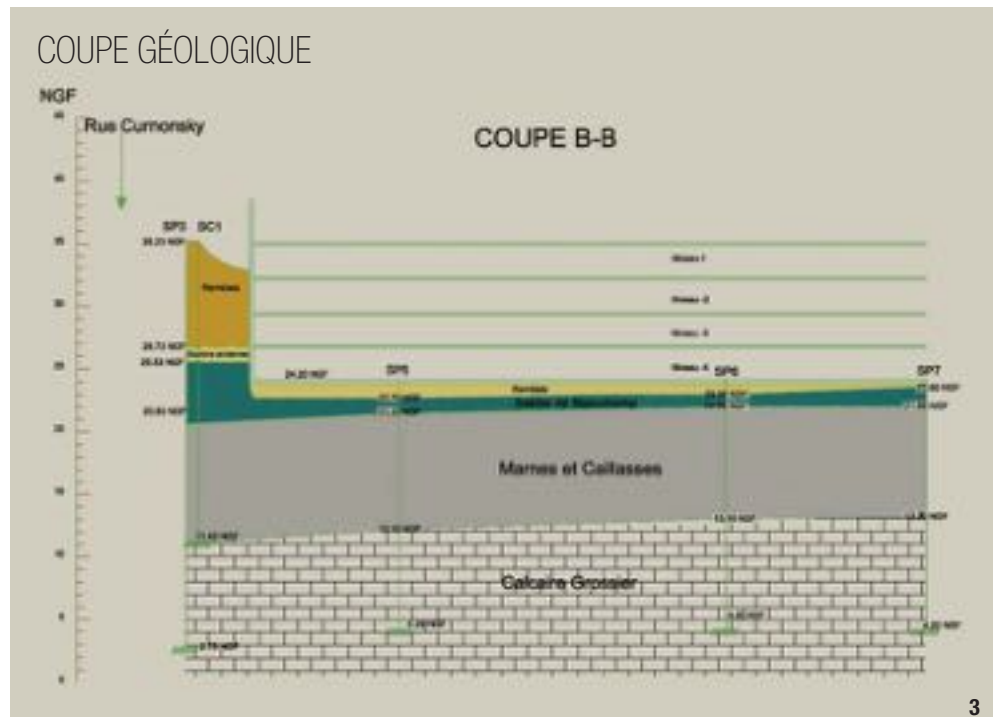
L'infrastructure et les anciens bâtiments en rez-de-chaussée qui ceinturaient la tour (figure 4) sont fondés sur des semelles en béton armé ancrées également à la base du Beauchamp.

Ces fondations avaient été dimensionnées avec un taux de travail relative-ment sécuritaire de 0,4 MPa (4 bars).

CHOIX TECHNIQUES DE FONDATION

La contrainte majeure du projet d'extension de la tour était de trouver un mode de fondation évitant des tassements différentiels trop importants entre les appuis et réalisable sous gabarit réduit (2,5 m) puisque que les travaux devaient être réalisés depuis le dernier niveau de sous-sol existant.

La portance des terrains sous la tour le permettant, une première solution sur fondation superficielle a été étudiée. Des calculs de tassements prévisionnels réalisés à partir de logiciels de modélisation développés par Arcadis (figure 5) ont permis de conclure que cette solution était trop risquée. En effet, les faiblesses de module pressiométrique mises en évidence dans les Marnes et Caillasses associées à des fortes concentrations de charges dues à la portée exceptionnelle des salles de cinéma ont abouti à des



tassements prévisionnels de l'ordre de 40 à 60 mm.

Ces tassements étaient évidemment incompatibles avec ceux, beaucoup plus faibles, de la tour existante rehaussée. Il s'est avéré par ailleurs que les tassements de la tour existante surélevée sur radier seraient dissymétriques en raison de la nouvelle répartition des charges et de l'ajout de nouvelles charges.

Il a donc été décidé d'étudier la tour et son extension principale en deux entités distinctes.

D'un côté, la tour existante et son extension nord-est seraient traités sur fondations superficielles, de l'autre, l'extension principale sud-ouest comprenant les grandes salles de cinéma

sera traitée sur fondations profondes (figure 6).

La conception d'un joint de structure entre les deux unités a pour cela été nécessaire.

3- Coupe géologique.

4- Démolition des bâtiments en rez-de-chaussée.

3- Geological cross section.

4- Demolition of buildings on the ground floor.

EXTENSION 2, SUD-OUEST SUR MICROPIEUX

Le choix de fondation s'est donc porté sur des groupes de micropieux traversant les Marnes et Caillasses, ancrés à 16 m sous la tour dans le Calcaire Grossier rocheux. De cette façon, le tassement prévisionnel de l'extension principale devait être réduit au raccourcissement élastique des micropieux estimé à moins de 10 mm.

Les charges de l'imposante extension et de ses salles de cinéma ont été reportées sur plus de 300 micropieux forcés en diamètre 200 mm et équipés en tube d'armature en acier pouvant chacun reprendre une charge de service de 100 t (figure 7). Une injection globale sous pression (micropieux de type III) réalisée à l'aide d'armature à pastilles a permis d'exploiter au maximum le frottement dans les Marnes et Caillasses et le Calcaire Grossier. Les efforts de vent ont été repris par les fondations à l'aide de séries de micropieux inclinés sous le noyau de l'extension.

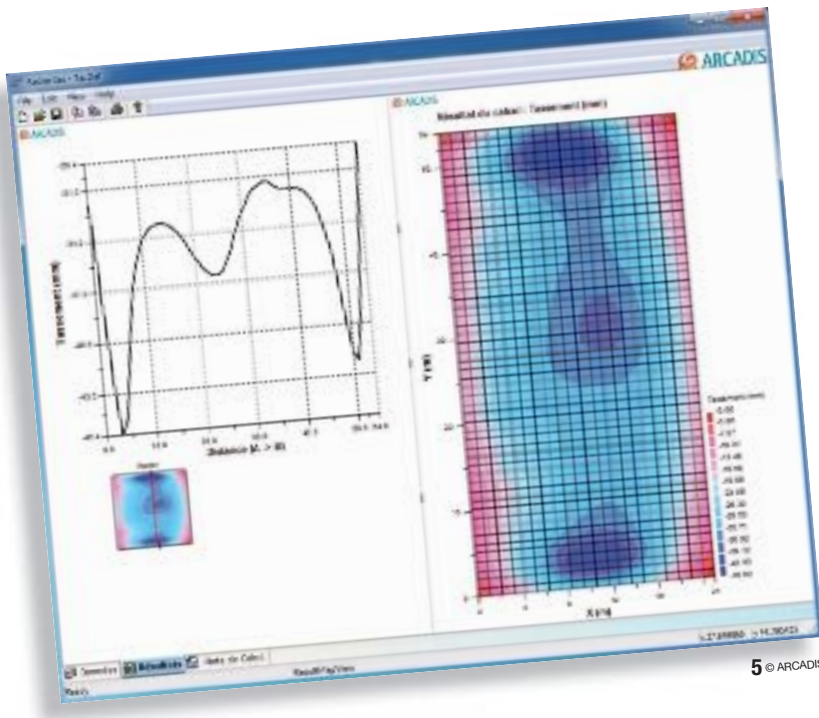
EXTENSION 1, NORD-EST SUR MICRO-INCLUSIONS

Du côté opposé à l'extension principale, le tassement du radier doit atteindre environ 20 à 30 mm. Une solution par micropieux pour fonder l'extension nord-est ne pouvait donc pas être envisagée en raison de leur tassement trop faible par rapport à celui du radier.



5- Calcul de tassements par le logiciel Tasdal.
6- Schéma des fondations.

5- Computation of settlement with the Tasdal software.
6- Diagram of the foundations.

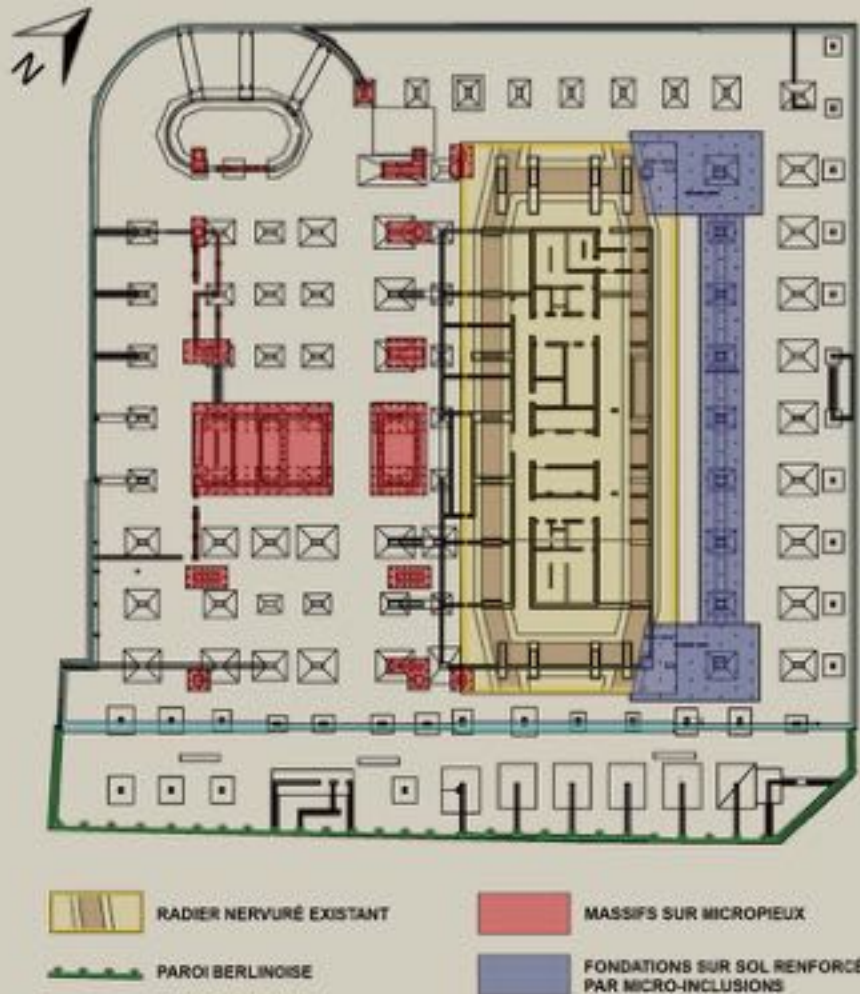


5 © ARCADIS

Afin de conserver un type de fondation homogène sous la tour existante, une solution comportant de nouveaux radiers sur inclusions rigides a été retenue pour fonder l'extension nord-est. Les terrains ayant une portance suffisante, le rôle des inclusions était de réduire le tassement des nouveaux appuis fondés superficiellement jusqu'à une valeur proche de celle du radier existant.

En raison du gabarit réduit, le renforcement des Marnes et Caillasses a été conçu avec un maillage 1,6 m x 1,6 m de micro-inclusions rigides composées de tubes d'armature en acier mis en œuvre et scellés dans des forages de diamètre 200 mm (figure 8). Ces renforcements ne travaillent pas comme des micropieux car ils ne sont pas ancrés dans le Calcaire Grossier et ne sont pas liés en tête à la structure porteuse. En tête, le dernier mètre des Sables de Beauchamp de bonne qualité mécanique fait office de couche de répartition sur laquelle la structure est fondée.

SCHÉMA DES FONDATIONS



EXTENSION DES SOUS-SOLS - PAROIS BERLINOISES

L'agrandissement des sous-sols a été gagné sur une bande de pleine terre d'environ 15 m de large et de 80 m de long située entre les sous-sols existants et la limite foncière du projet. L'excavation des terres sur quatre niveaux a été réalisée à l'abri d'une paroi berlinoise composée de HEB 400 mis en œuvre dans des pieux de diamètre 800 mm forés à la tarière continue (figure 9). L'espace entre chaque profilé a été blindé à l'avancement à l'aide de treillis soudé et de béton projeté. La stabilité de la paroi a été assurée en tête par un lit de tirants reliés par une poutre noyée et en pied par un lit de butons fondés dans les Sables de Beauchamp en fond de fouille.

TRANCHÉES DRAINANTES

Afin de pallier le risque de remontée de nappe dans les sous-sols, un système de tranchées drainantes a été inclus sous le dallage du dernier niveau. L'ouvrage est composé d'un réseau de drains mis en œuvre avec un matériau granulaire, le tout relié à deux stations de relevage.

Le système a été conçu pour la mise hors d'eau constante des sous-sols pour une nappe atteignant son niveau ancien environ 2 m plus haut que l'actuel. Une modélisation numérique du rabattement a permis d'estimer le débit maximum à pomper à environ 60 m³/h. ▷



7



8



9



10

CONTRÔLES

La combinaison de différents types de fondation pour un même bâtiment a pu être envisagée à la condition que les travaux fassent l'objet d'un suivi et d'un plan de contrôle rigoureux (figure 10). Il a notamment permis de valider les hypothèses de sols prises en compte lors des études et l'exécution des quelques 500 micropieux et micro-inclusions et de vérifier la pertinence des modèles numériques.

QUANTITÉS DE COULIS

Pendant l'exécution des micropieux et des micro-inclusions réalisés à la tarière, un suivi des quantités de coulis injecté dans chaque forage a permis de confirmer l'absence de vide franc ou d'anomalie trop importante dans les Marnes et Caillasses.

ESSAIS DE TRACTION

Trois micropieux d'essais ont été testés à la traction.

Les résultats de ces essais ont permis de vérifier les hypothèses de frottement qui avaient été prise en compte dans les modélisations numériques.

ESSAI CHARGEMENT INCLUSION

Il n'existe en France aucune réglementation normative pour la conception

7- Tête des micropieux.

8- Tête d'une micro-inclusion.

9- Soutènement en paroi berlinoise.

10- Réglage du fond de fouille.

11- Essai de chargement.

7- Head of micropiles.

8- Head of a micro-inclusion.

9- Berlin-type retaining wall structure.

10- Grading the bottom of excavation.

11- Loading test.

d'inclusions rigides et les recommandations issues du projet ASIRI (Amélioration du Sol par Inclusions Rigides) présenté dans le numéro 862 de juin 2009 de la revue Travaux, ont été publiées pendant la conception de cet ouvrage.



11

FIGURE 7 © PHOTO THÉRIÈRE CHANIN BTP - FIGURES 8 A 11 © PHOTO THÉRIÈRE ARCADIS

Ces recommandations permettent aujourd'hui aux ingénieurs et aux entrepreneurs de concevoir et réaliser des renforcements de sol par inclusions rigides dans un cadre technique commun.

Pour les ouvrages de renforcement de sol pour la réduction des tassements, les recommandations ASIRI prévoient au minimum un essai de chargement sur inclusion.

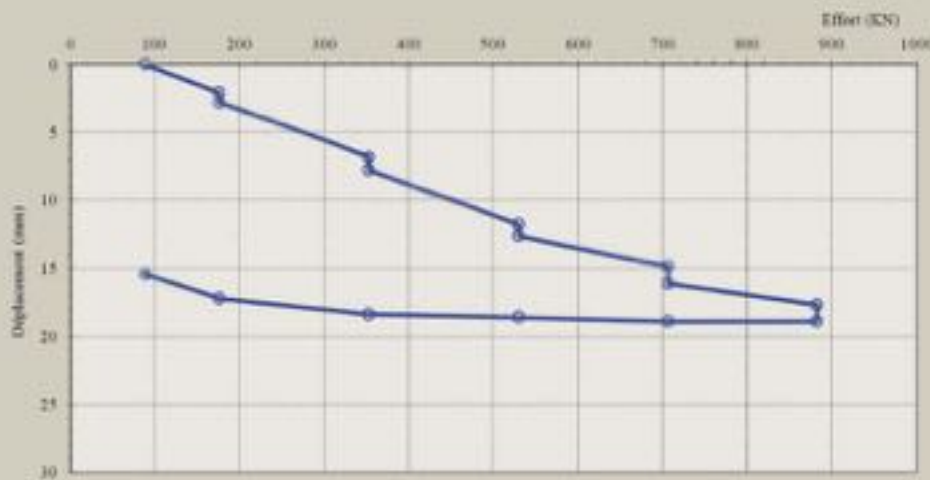
Un essai a donc été réalisé sur une inclusion d'essai au moyen d'une poutre de réaction scellée par quatre micropieux, d'un vérin et d'une

plaque de répartition de 1 m² reposant sur le Sable de Beauchamp et la tête d'inclusion non armée (figure 11).

L'essai a consisté à appliquer l'équivalent de la charge maximum ELS (G+Q) au couple Sol + inclusion soit 90 t à l'aide d'une plaque de répartition.

Les résultats ont permis de vérifier que le tassement sous cette charge (20 mm) est bien conforme aux prévisions et compatible avec la structure puisque proche du tassement prévisible du radier contigu aux inclusions (figure 12).

COURBE EFFORT-DÉFORMATION DE L'ESSAI DE CHARGEMENT



12- Courbe effort-déformation de l'essai de chargement.

12- Force-strain curve of the loading test.

© SMG
12

PROGRAMME

Bureaux, restaurant, parking
200 places et complexe cinématographique 1500 places

MONTANT DES TRAVAUX

92 000 000 € HT

SURFACE CONSTRUITE

40 000 m² SHON

CARACTÉRISTIQUES ENVIRONNEMENTALES

- HQE®
- Label BBC Effinergie
- Certification BREEAM
 - Récupération des eaux pluviales
 - Ventilation naturelle
 - Toitures végétalisées

SUIVI DU TASSEMENT DES FONDATIONS

Afin de s'assurer de l'homogénéité des tassements sous les fondations, des mesures topographiques régulières ont été effectuées à la base des principaux éléments porteurs pendant toute la durée de la construction du gros œuvre, soit près de 18 mois.

Les relevés précis réalisés par un géomètre ont permis de suivre des mouvements millimétriques de la tour existante et des nouveaux appuis pendant les phases de démolition et de construction.

Ainsi les relevés montrent que le radier de la tour existante s'est soulevé d'environ 5 à 9 mm les 6 premiers mois suite au déchargement induit par la démolition d'une partie de la superstructure et aux propriétés élastiques du sol d'assise.

Les relevés ont ensuite enregistré un tassement globalement uniforme du radier de l'ordre de 6 à 15 mm confirmant ainsi les prédictions des modèles numériques. Les mesures effectuées dans les zones fondées sur fondations profondes ont également confirmé des mouvements plus faibles de l'ordre de 5 mm et correspondant au raccourcissement élastique des micropieux. Par ailleurs, les tassements les plus élevés ont été observés au droit des éléments fondés dans des terrains où des modules moins élevés avaient été mis en évidence lors des campagnes de reconnaissance confirmant ainsi la nécessité de recourir à des solutions de renforcement des sols de fondations. Les mesures montrent aujourd'hui un tassement stabilisé, conforme aux prédictions et inférieurs aux limites admissibles de la structure. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

- 300 micropieux type III
- 200 micro-inclusions
- 200 t en tubes d'armature de fondation
- 7 200 m de fondations profondes
- 27 pieux berlinois

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE :
Unibail Rodamco

MAÎTRE D'ŒUVRE
D'EXÉCUTION : S.C.O

ARCHITECTE :
Barthélémy-Griño Architectes

BET STRUCTURE : RH Consult

BUREAU DE CONTRÔLE :
Socotec

BET GÉOTECHNIQUE : Arcadis

ENTREPRISE GÉNÉRALE : GCC

FONDATIONS : Groupe JEI

ABSTRACT

COURCELLOR 1 IN LEVALLOIS-PERRET, RENOVATION OF A HIGH-RISE BUILDING ON MICRO-FOUNDATIONS

PAUL GANDILHON, ARCADIS

The Courcellor 1 high-rise building in Levallois Perret was enlarged by the construction of two major extensions for which the foundations had to be designed carefully. To prevent excessive differential settlement relative to the existing building supported on a foundation raft, the foundations for the extensions were therefore strengthened. The first extension, independent of the existing structure, was supported on 300 micropiles of dia. 200 mm, while the second extension linked to the existing building was supported on a foundation of soil strengthened by micro-inclusions of dia. 200 mm over the depth of land recognised as heterogeneous during the boring campaigns. Arcadis performed the design and then supervision of the foundations and soil reinforcements. □

COURCELLOR 1 EN LEVALLOIS-PERRET, REHABILITACIÓN DE UNA TORRE SOBRE MICRO CIMIENTOS

PAUL GANDILHON, ARCADIS

La torre Courcellor 1 en Levallois Perret se ha ampliado mediante la construcción de dos grandes extensiones cuyas cimentaciones tuvieron que estudiarse minuciosamente. Para evitar asentamientos diferenciales demasiado importantes con la torre existente sobre losa, se reforzaron los cimientos de las extensiones. La primera extensión, independiente de la estructura existente, se apoya en 300 micropilotes Ø 200 mm; la segunda, unida a la torre existente, se apoya sobre suelo reforzado con micro-inclusiones Ø 200 mm en la altura de los terrenos reconocidos como heterogéneos en las campañas de sondeos. Arcadis se encargó del diseño y, después, de la supervisión de las cimentaciones y de los refuerzos de suelo. □



Plot expérimental de la Virvée



1

© COSEB / PASCAL LE DORE

REMBLAI FERROVIAIRE SUR INCLUSIONS RIGIDES

AUTEURS : LAURENT BRIANÇON, DIRECTEUR DE PROJET, ANTEA GROUP - BRUNO SIMON, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE, TERRASOL - MARILYSE DUPRAZ, CHARGÉE D'ÉTUDES GÉOTECHNIQUES, VINCI CONSTRUCTION FRANCE - GHISLAIN MAUBERT, CHARGÉ D'AFFAIRES, BALINEAU

8 500 INCLUSIONS RIGIDES ONT ÉTÉ NÉCESSAIRES POUR TRAVERSER LE MARAIS DE LA VIRVÉE. UN PLOT EXPÉRIMENTAL EN VRAIE GRANDEUR A ÉTÉ PRÉALABLEMENT RÉALISÉ POUR VALIDER LA SOLUTION INNOVANTE RETENUE. CETTE OPÉRATION, DEPUIS LES ÉTUDES GÉOTECHNIQUES COMPLÉMENTAIRES JUSQU'À L'AMÉLIORATION DES SOLS, AURA DURÉ PRESQUE 2 ANS.

CONTEXTE

Le projet de ligne à Grande Vitesse Sud Europe Atlantique (LGV SEA) consiste en la réalisation d'une nouvelle infrastructure à double voie d'environ 300 km entre Tours et Bordeaux et de ses raccordements d'une quarantaine de kilomètres. La conception et la construction de cette LGV ont été confiées au groupement d'entreprises COSEA, piloté par Vinci Construction. Le chantier débuté en 2012 permettra de relier Paris à Bordeaux en TGV en 2 heures et 5 minutes en 2017 ouvrant ainsi la voie aux projets de lignes à grande vitesse vers Toulouse et l'Espagne.

Peu avant l'arrivée sur Bordeaux, à l'amont du raccordement à la ligne existante, le lot 15 (section G) s'étend sur 18 km avec 23 ouvrages en terre (2 millions de m³ de déblais décapage inclus et 1,1 millions de m³ de remblais), 21 ouvrages d'art courants, 2 viaducs et 1 estacade. Ce lot présente de nombreuses difficultés techniques dont la traversée de la plaine alluviale de la Dordogne. En effet, en rive droite sur la commune de Cubzac-les-Ponts entre l'estacade de la Falaise et le viaduc de la Dordogne, la LGV franchit la zone du marais de la Virvée, entre les PK 294+730 et 296+160, par l'intermédiaire de 3 remblais (figures 1 & 2) de 2 à 6 m de hauteur et d'un viaduc.

CONDITIONS GÉOTECHNIQUES

Les conditions géotechniques générales sont caractérisées par la présence de sols compressibles dont l'épaisseur atteint 10 m et qui englobent des niveaux métriques de tourbe franche ($w = 400\%$ à 500%) et/ou des argiles vasardes avec une cohésion non-drai-



1- Plot expérimental dans l'ouvrage en construction.

2- Plan de la zone.

1- Experimental section in the structure during construction.

2- Plan of the area.

née inférieure à 15 kPa. Ces niveaux, très développés au nord des remblais, ne sont pas identifiés au sud.

L'analyse de l'ensemble des données géotechniques disponibles a conduit à la coupe et aux paramètres de calcul récapitulés sur la figure 3. Celle-ci a retenu, par sécurité, une coupe intégrant la présence de tourbe sur une épaisseur de 3 m telle qu'identifiée sur certains sondages même si cette épaisseur de tourbe n'est pas présente

dans toute la zone étudiée et en particulier au droit du plot expérimental. Le niveau de nappe est pris à +1,4 NGF. Le terrain naturel est pris à +1,5 NGF. La cote projet dans ce secteur est +5,5 NGF soit, compte tenu de la surcharge d'exploitation ferroviaire $q = 30$ kPa, une cote équivalente de plateforme à +7,0 NGF.

AMÉLIORATION DE SOL PAR INCLUSIONS RIGIDES

Dans ce contexte géotechnique complexe, compte tenu des exigences de tassement d'une voie ferrée d'une ligne à grande vitesse, la solution de base pour la traversée de ce marais aurait été un ouvrage d'art. Mais au regard des dimensions d'un tel ouvrage (1400 m) et de la profondeur du substratum (≈ 16 m), Vinci Construction Terrassement a recherché une solution par ouvrage en terre avec renforcement de sol.

SOLUTION DE BASE

Compte tenu des très faibles caractéristiques mécaniques des sols (notam-

ment de la présence de tourbe franche), Balineau (filiale de Soletanche Bachy) a proposé une solution technique originale de renforcement de type inclusions rigides par « pieux préfabriqués battus en béton ».

Pour la conception de l'inclusion préfabriquée, Balineau s'est appuyé sur le savoir-faire de l'entreprise espagnole Rodio Kronsa (filiale espagnole de Soletanche Bachy) qui fabrique et met en œuvre ses pieux préfabriqués en Espagne mais aussi dans toute l'Amérique latine. C'est lors de ce rapprochement, qu'ont été identifiés plusieurs points techniques, notamment : pas d'inclusion supérieure à 14 m de long pour des raisons de manutention, un taux de ferrailage très important (supérieur à 150 kg/m³). Ces données ont été prises en compte par Terrasol pour son dimensionnement.

Dans le cas du Marais de la Virvée, les inclusions de section voisine d'un carré de côté 0,27 m sont coiffées par des dalles carrées de 0,70 m de côté (figure 4a). Une plateforme granulaire de transfert de charge de 60 cm d'épaisseur complète le dispositif.

VARIANTE

Dans la solution variante, les dalles sont remplacées par un double renforcement horizontal dans la plateforme de transfert de charge (figure 5a). Ce renforcement est apporté par des géogrilles en fibres de PVA haute ténacité (alcool polyvinylique) enduites type NOTEX C PVA (Texinov) pour assurer une bonne durabilité des matériaux, le corps du remblai étant traité à la chaux. Chaque géogrille a une résistance à la rupture en traction de 800 kN/m dans le sens production et 30 kN/m dans le sens trame. ▶

La direction principale de la géogrille inférieure est orientée perpendiculairement à l'axe de la voie et située à une cote de +2,8 NGF ; celle de la nappe supérieure est orientée selon l'axe de la voie, elle est située à une cote de +3,10 NGF.

ESSAI DE CHARGEMENT

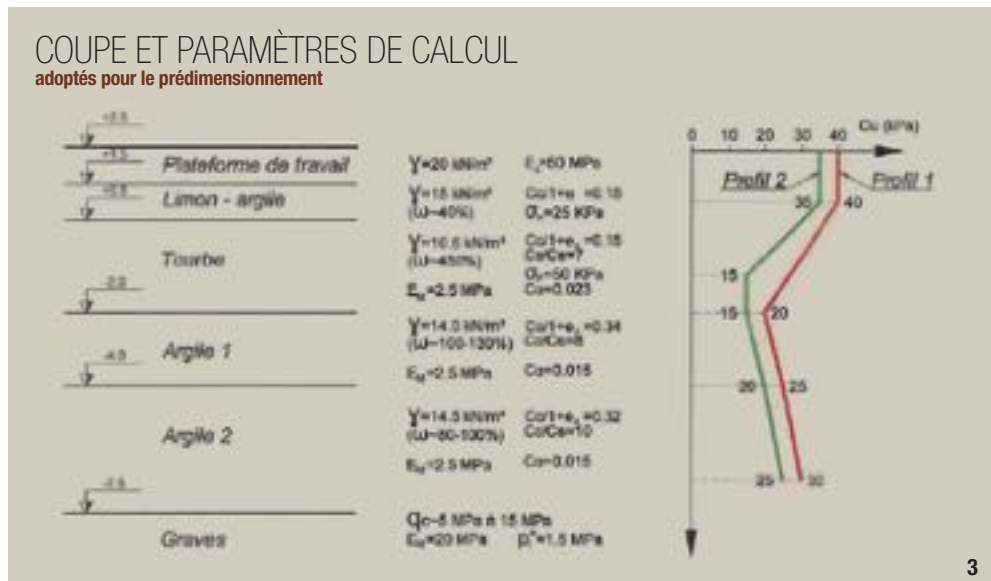
Pour la mise au point et le contrôle des 450 premières inclusions, onze essais de chargement ont été effectués (dont quatre essais en statique et sept essais en dynamique). Un dispositif de massif de réaction a été spécialement conçu afin de pouvoir réaliser des essais statiques de chargement sans délai de préparation. Ces essais ont permis de mettre au point les profondeurs d'ancrage des inclusions en phase de démarrage de chantier. En contrôle de portance en cours de chantier, pour les 8000 inclusions, il a été réalisé 40 essais de contrôle de chargement sur ces inclusions. Tous ont été satisfaisants.

PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Il est intéressant de préciser le tassement qui aurait été observé sous le projet en l'absence de tout renforcement pour les valeurs retenues des paramètres oedométriques et de fluage. Ce calcul a été conduit selon le modèle de Bjerrum avec le logiciel Tasdej développé par Terrasol ; il établit que pour obtenir, 25 ans après la fin du remblai, une plateforme à +5,5 NGF acceptant une surcharge d'exploitation $q = 30 \text{ kPa}$ (soit l'équivalent d'une plateforme à +7,0 NGF), il faudrait édifier un remblai de hauteur totale 7,81 m ; celui-ci subirait un tassement total de 2,31 m, incluant 24 cm de tassement de fluage. Ces éléments montrent l'intérêt d'une amélioration du sol sous les remblais.

Le dimensionnement de la solution de base et de la solution variante constitue une prévision de classe A.

Il a été conduit selon les Recommandations ASIRI (2012) en adoptant le modèle analytique de type biphasique Taspie+ du logiciel Foxta. Le volume de la cellule élémentaire est décomposé en un « domaine inclusion » et un « domaine pieu ». L'interaction entre ces deux domaines sur leur frontière commune est déterminée par une loi décrivant la mobilisation du cisaillement en fonction du déplacement relatif entre les deux domaines. Le modèle permet d'analyser toutes les interactions se développant depuis le sommet du remblai, sans préjuger des positions



des différents plans d'égal tassement. Ces interactions justifient qu'une fraction des charges appliquées soit transférée vers les inclusions, ce qui limite le tassement du sol entre celle-ci. L'introduction des géogrilles dans le matelas de répartition permet de transférer une part complémentaire des charges au droit des inclusions. Ce report s'opère essentiellement par mobilisation de bandes perpendiculaires, de même largeur que les têtes d'inclusion et s'appuyant sur celles-ci. Une méthode originale, s'appuyant sur les interprétations d'expérimentations menées aux Pays-Bas (Van Eekelen and Bezuijen, 2012) a été développée pour introduire ce mode de report spécifique dans le modèle biphasique usuel. La méthode offre l'avantage d'introduire explicitement la mobilisation par effet membrane des bandes

3- Coupe et paramètres de calcul adoptés pour le prédimensionnement.

3- Cross section and computation parameters adopted for preliminary design.

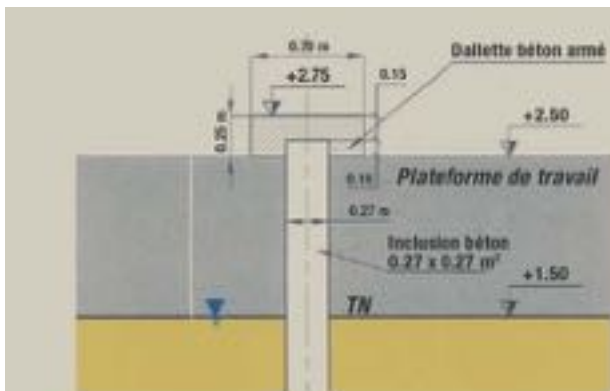
de géogrilles surmontant les rangées d'inclusions à l'inverse par exemple des modèles axisymétriques d'éléments finis qui ne peuvent pas introduire cette mobilisation par bandes (la géogrille étant traitée dans le modèle éléments finis comme une corolle de renforcement supposée ancrée sur la totalité du pourtour du domaine cylindrique d'étude).

Elle constitue une extension du modèle de calcul Taspie+ capable de traiter en totalité les interactions se développant sur la hauteur du remblai, entre le remblai et les géogrilles et entre le sol compressible et les inclusions. La détermination de la déformation, la flèche et la traction de la géogrille sont ainsi obtenues en complément des éléments évalués par la méthode usuelle (efforts et tassements dans le domaine inclusion et dans le domaine sol). Les calculs ont été menés pour la solution de base et pour trois maillages différents de la solution variante (tableau 1). Ces calculs sont établis pour une raideur de géogrilles $J = 13000 \text{ kN/m}$ (évaluée à 2% de déformation). Les calculs démontrent que trois solutions satisfont à tous les critères de dimensionnement.

TABLEAU 1 : RÉSULTAT DU PRÉDIMENSIONNEMENT

	Plot avec dalles		Plot avec géogrilles		Critères de dimensionnement
	1,6 x 1,6	1,6 x 1,6	1,8 x 1,8	1,8 x 1,8	
Maille (m x m)	1,6 x 1,6	1,6 x 1,6	1,8 x 1,8	1,8 x 1,8	-
Tassement en surface	13,6 cm*	8,8 cm*	11,2 cm*	11,2 cm*	< 10 cm **
Contrainte sur tête d'inclusion (Charge)	2,76 kPa (195 kN)	3,1 MPa (230 kN)	3,9 MPa (294 kN)	3,9 MPa (294 kN)	-
Contrainte moyenne sur le sol au niveau de la tête des inclusions	14,4 kPa	1 kPa	2 kPa	2 kPa	-
Contrainte maximale dans l'inclusion (Charge)	3,7 MPa (281 kN)	3,8 MPa (287 kN)	4,7 MPa (356 kN)	4,7 MPa (356 kN)	< 7,8 MPa (< 585 kN)
Sécurité vis-à-vis de la charge de fluage du sol Q_c^{***} : Q_c / Q_{max}	1,29	1,28	1,26	1,26	> 1,1
Sécurité vis-à-vis de la charge limite du sol Q_l^{***} : Q_l / Q_{max}	1,85	1,83	1,8	1,8	> 1,4
Traction maximale dans les géogrilles (déformation)	-	146 kN/ml (1,1 %)	189 kN/ml (1,5 %)	189 kN/ml (1,5 %)	< 284 kN/ml (< 2,2 %)

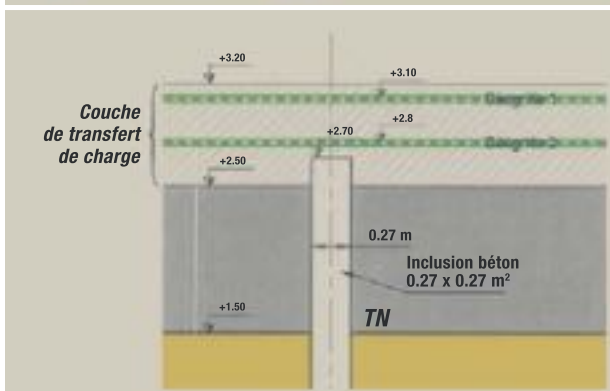
* calculé à partir du début des travaux de remblaiement, ** donné à partir de la mise en place de la couche de ballast, *** évaluée sous le plan neutre



4a



4b



5a



5b

PLOT EXPÉRIMENTAL

CONCEPTION ET MISE EN ŒUVRE

Afin de valider la solution variante en comparaison avec la solution de base, une expérimentation en vraie grandeur constituée de quatre plots a été conçue par Terrasol et Antea Group (tableau 2). Le plot expérimental permet de reproduire les conditions de deux mailles courantes, au centre de chacune des 4 sections. L'emprise en sommet de talus s'inscrit dans un carré de côté 13,5 m. Les talus sont réglés à 2H/1V. La mise en place du plot expérimental a consisté à :

- Mettre en œuvre une plateforme de trafic de 1 m d'épaisseur et observer un premier tassement de consolidation ;
- Réaliser les drains verticaux ;
- Battrer les inclusions rigides et coiffer celles de la section 1 avec des dalles ;
- Réaliser une plateforme de transfert de charge renforcée par des géogrilles pour les sections 2, 3 et 4 ;
- Monter le remblai à la cote +5,5 NGF correspondant à la cote projet ;
- Rajouter une surcharge ferroviaire de 1,5 m d'épaisseur ;
- Retirer la surcharge ferroviaire au bout d'une année.

4a- Solution de base avec dalles.

4b- Inclusions rigides avec dalles.

5a- Solution variante avec géogrilles.

5b- Pose des géogrilles.

4a- Standard solution with small slabs.

4b- Rigid inclusions with small slabs.

5a- Variant solution with geogrids.

5b- Placing the geogrids.

INSTRUMENTATION

La mise en place de l'instrumentation d'Antea Group s'est intégrée dans le phasage de construction du plot expérimental.

Elle est constituée de (figure 6) :

- Tassomètres magnétiques en forage ;
- Inclinomètres verticaux et piézomètres en pied de talus ;
- Capteurs de tassement aux niveaux N0 (+2,50 NGF) et N2 (+3,80 NGF) ;
- Capteur de force (uniquement pour la section avec dalle) ;
- Capteurs de pression totale positionnés sur le sol et sur les inclusions aux niveaux N0 (+2,50 NGF) et N1 (+3,20 NGF) ;
- Capteurs de déformation à fibres optiques insérés dans les géogrilles.

Les capteurs électriques sont connectés à deux centrales d'acquisition Data-taker. Les mesures tassométriques sont effectuées à l'aide d'une sonde à une fréquence adaptée au phasage de la construction de l'ouvrage. Les mesures optiques sont enregistrées à l'aide d'un analyseur optique.

ANALYSE ET COMPARAISON DES MESURES

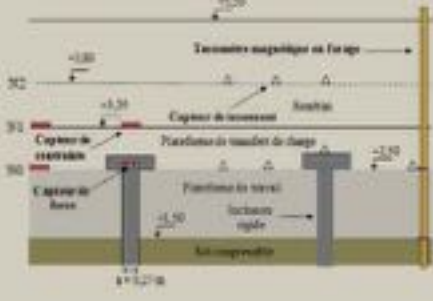
Deux tassomètres magnétiques en forage ont été installés avant la mise en place de la plateforme de trafic dans les sections 3 et 4. On observe que le remblaiement de 1 m provoque un tassement immédiat, prolongé par un phénomène de consolidation différée. Il est ralenti après mise en place des inclusions qui encadrent les tassomètres, ce qui révèle un phénomène d'accrochage de la plateforme de travail sur le fût des inclusions. Le tassement s'est stabilisé autour d'une valeur moyenne de 11 cm dans les deux sections.

Le suivi et l'interprétation des mesures collectées à la suite de la mise en place du remblai ont montré que les calculs de dimensionnement faits préalablement à l'édification des plots ont évalué un ordre de grandeur correct des contraintes appliquées sur les

TABLEAU 2 : DÉTAIL DES QUATRE PLOTS D'ESSAI

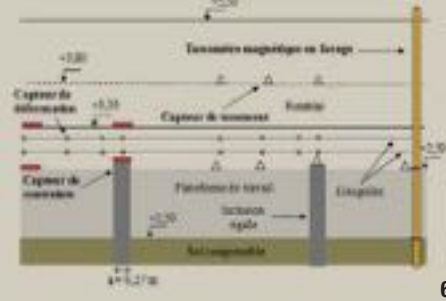
Section	Maillage	Éléments de renforcement supplémentaire
1	1,6 m x 1,6 m	IR coiffées de dalles carrées de 0,7 x 0,7 m²
2	1,7 m x 1,7 m	PTC renforcée par deux géogrilles
3	1,6 m x 1,6 m	PTC renforcée par deux géogrilles
4	1,8 m x 1,8 m	PTC renforcée par deux géogrilles

**INSTRUMENTATION
de la section 1**



6a

**INSTRUMENTATION
des sections 2, 3 et 4**



6b

6a- Instrumentation de la section 1.

6b- Instrumentation des sections 2, 3 et 4.

7- Contrainte mesurée sur les têtes des inclusions rigides (Niveau N0).

8- Tassement mesuré sur le sol au niveau N0.

6a- Instrumentation for section 1.

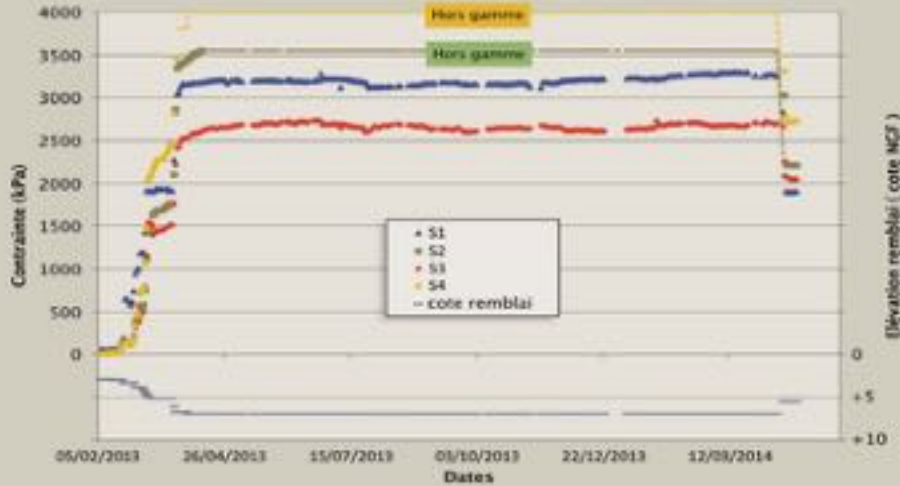
6b- Instrumentation for sections 2, 3 and 4.

7- Strain measured on the heads of rigid inclusions (level N0).

8- Settlement measured on the soil at level N0.

CONTRAINTE MESURÉE SUR LES TÊTES DES INCLUSIONS RIGIDES

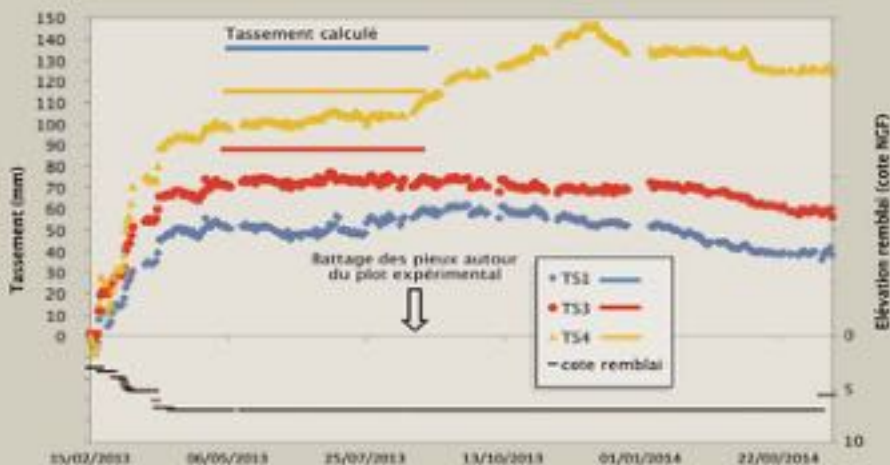
(Niveau N0)



7

TASSEMENT MESURÉ SUR LE SOL

(Niveau N0)



8

de tassement ont été atteintes moins de deux semaines après la fin d'édification du remblai. Cette stabilisation constatée dans tous les capteurs placés au niveau N0 s'est maintenue sur une période d'environ 100 jours, jusqu'à mi-août.

Les valeurs mesurées restent inférieures aux valeurs calculées (figure 8) ; rappelons que les calculs ont été menés avec des paramètres de compressibilité de sol plus défavorables que ceux mesurés dans le plot expérimental. Au cours du mois d'août 2013, des inclusions rigides ont été battues tout autour du plot expérimental entraînant des tassements supplémentaires dans certaines sections. Même si ces nouveaux mouvements se sont stabilisés, les tassements supplémentaires générés par le battage ne doivent pas être pris en compte car non représentatifs des conditions réelles de mise en œuvre des remblais.

La mobilisation des géogrilles a révélé des déformations conformes à celles du modèle de calcul (tableau 1).

La géogrille inférieure est la plus mobilisée. Les déformations les plus élevées sont atteintes à proximité des inclusions ; elles augmentent avec la maille du renforcement (figure 9).

Ces résultats sont conformes à ceux des expérimentations en vraie grandeur menées dans le cadre du projet national ASIRI (Briançon et Simon, 2012).

têtes d'inclusion (figure 7) et de celles appliquées au sol entre les inclusions, au même niveau ou au toit du matelas. Le report presque complet des charges du remblai sur les têtes d'inclusion a été confirmé, comme prévu par le modèle de calcul.

Les mesures montrent que des valeurs stabilisées des contraintes ont pu être atteintes moins de deux semaines après la fin d'édification du remblai sur chacun des quatre plots. Cette observation met en évidence l'efficacité des dispositifs de renforcement

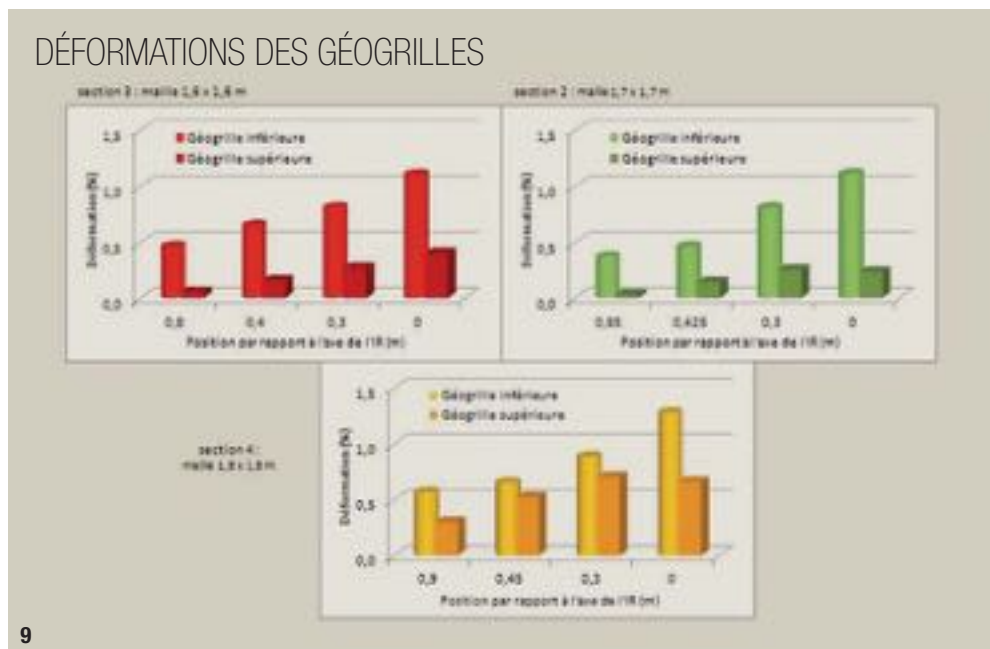
de la solution variante avec géogrilles. Un dysfonctionnement du dispositif de tassement au niveau N0 n'a pas permis de suivre ces mesures dans la section 2. Pour les trois autres sections, on observe que, comme pour les contraintes, des valeurs stabilisées

9- Déformations des géogrilles.
10- Mise en œuvre des inclusions rigides par battage.

9- Geogrid deformation.
10- Placing rigid inclusions by pile driving.

MISE EN ŒUVRE DE L'AMÉLIORATION DE SOL RETENUE

Au regard des résultats du plot expérimental et du dimensionnement, il a donc été validé de mettre en œuvre des inclusions de longueur 13 à 14 m (selon les niveaux du toit de la couche de sable et gravier) avec une plateforme granulaire renforcée par deux géogrilles et selon un maillage de 1,8 m x 1,8 m.
Par rapport au prédimensionnement initial préconisant une maille carrée 1,55 m, les quantités d'inclusions ont ainsi été diminuées de 28% grâce à ce plot d'essai.



Pour l'ensemble des trois remblais concernés, le nombre d'inclusions préfabriquées a été de 8500 unités. La quasi-totalité des inclusions a été mise en œuvre jusqu'à leur niveau fini, moyennant un sur-battage de quelques dizaines de centimètre au lieu de réali-

ser un recépage coûteux. Les inclusions ont été mises en œuvre par deux ateliers de battage de type Junttan PM20 équipés de marteaux de battage de masse frappante de 7 t, spécialement adaptés au battage de pieux préfabriqués en béton armé.

L'ensemble de l'opération sur site (étude géotechnique complémentaire, dimensionnement, plot d'essai, analyse et chantier de battage), pour le renforcement de sol nécessaire à la traversée du marais de la Virvée, aura ainsi duré presque deux ans. □



© PHOTO THÉO BALINEAU

PRINCIPALES QUANTITÉS

INCLUSIONS RIGIDES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON : 8500 u / 114 000 m
GÉOGRILLES : 24 000 m²

PRINCIPAUX INTERVENANTS

GROUPEMENT D'ENTREPRISES : COSEA,
PILOTE DU GROUPEMENT : Vinci Construction
INCLUSIONS RIGIDES : Balineau
BUREAU D'ÉTUDES GÉOTECHNIQUES : Terrasol
INGÉNIEUR CONSEIL : Antea Group

ABSTRACT

RAILWAY EMBANKMENT ON RIGID INCLUSIONS

LAURENT BRIANÇON, ANTEA GROUP - BRUNO SIMON, TERRASOL - MARILYSE DUPRAZ, VINCI CONSTRUCTION FRANCE - GHISLAIN MAUBERT, BALINEAU

For construction of the new Sud-Europe Atlantique (SEA) high-speed rail line between Tours and Bordeaux, soil improvements are required in compressible areas. Various solutions have been proposed for a railway embankment located on the edge of the Dordogne River. To choose the soil improvement solution, a full-scale experiment was carried out. Based on numerous measurements, the behaviour of the soil improvement was able to be examined methodically. The solution of hammer-driven rigid inclusions with geogrids was chosen to replace the original solution of rigid inclusions with small slabs. □

TERRAPLÉN FERROVIARIO SOBRE INCLUSIONES RÍGIDAS

LAURENT BRIANÇON, ANTEA GROUP - BRUNO SIMON, TERRASOL - MARILYSE DUPRAZ, VINCI CONSTRUCTION FRANCE - GHISLAIN MAUBERT, BALINEAU

La construcción de la nueva línea de alta velocidad Sur Europa Atlántico (LGV SEA) entre Tours y Burdeos necesita mejoras de suelos en las zonas compresibles. Se han propuesto diferentes soluciones para un terraplén ferroviario situado al borde de Dordoña. Para elegir la solución de mejora de suelo, se realizó una experimentación a tamaño natural. Partiendo de numerosas medidas, se pudo examinar metódicamente el comportamiento de la mejora de suelo. Se optó por la solución de inclusiones rígidas batidas con geomallas, como sustitución de la solución inicial de inclusiones rígidas con baldosas. □



© SOLETANCHE BACHY

BASSIN JULES GUESDE, UN CHANTIER COMPLEXE AU CŒUR DE MARSEILLE

AUTEUR : AXEL TERLAUD, INGENIEUR TRAVAUX, SOLETANCHE BACHY FRANCE

DANS LE CADRE D'UN PROGRAMME DESTINÉ À AUGMENTER LA CAPACITÉ DE STOCKAGE DES EAUX UNITAIRES, LA DIRECTION DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT DE MARSEILLE PROVENCE MÉTROPOLE A CONFÉ À SOLETANCHE BACHY (ENTREPRISE GÉNÉRALE) LA CONSTRUCTION DU BASSIN DE RÉTENTION JULES GUESDE ET DE SES OUVRAGES ANNEXES. LE CONTEXTE GÉOTECHNIQUE, LA CONFIGURATION DU CHANTIER ET LES DIFFÉRENTS OUVRAGES À EXÉCUTER ONT NÉCESSITÉ DES MÉTHODES SUR MESURE.

LE PROJET

Le bassin Jules Guesde est situé au centre de Marseille, non loin du Vieux Port. Soletanche Bachy France prend en charge, en entreprise générale, la réalisation du projet intégré dans le sol, incluant la conduite générale des travaux, les terrassements, les fondations spéciales, le génie civil et les corps d'état, à l'exception des équipements

hydrauliques. À proximité de la Porte d'Aix, dans le troisième arrondissement, le projet du bassin Jules Guesde s'insère dans une zone suburbaine et sera, à terme, entièrement recouvert, laissant place à un parc arboré.

Le bassin, d'un diamètre intérieur de 50 m et d'une capacité de stockage de plus de 12 000 m³, servira de tampon lors des fortes précipitations.

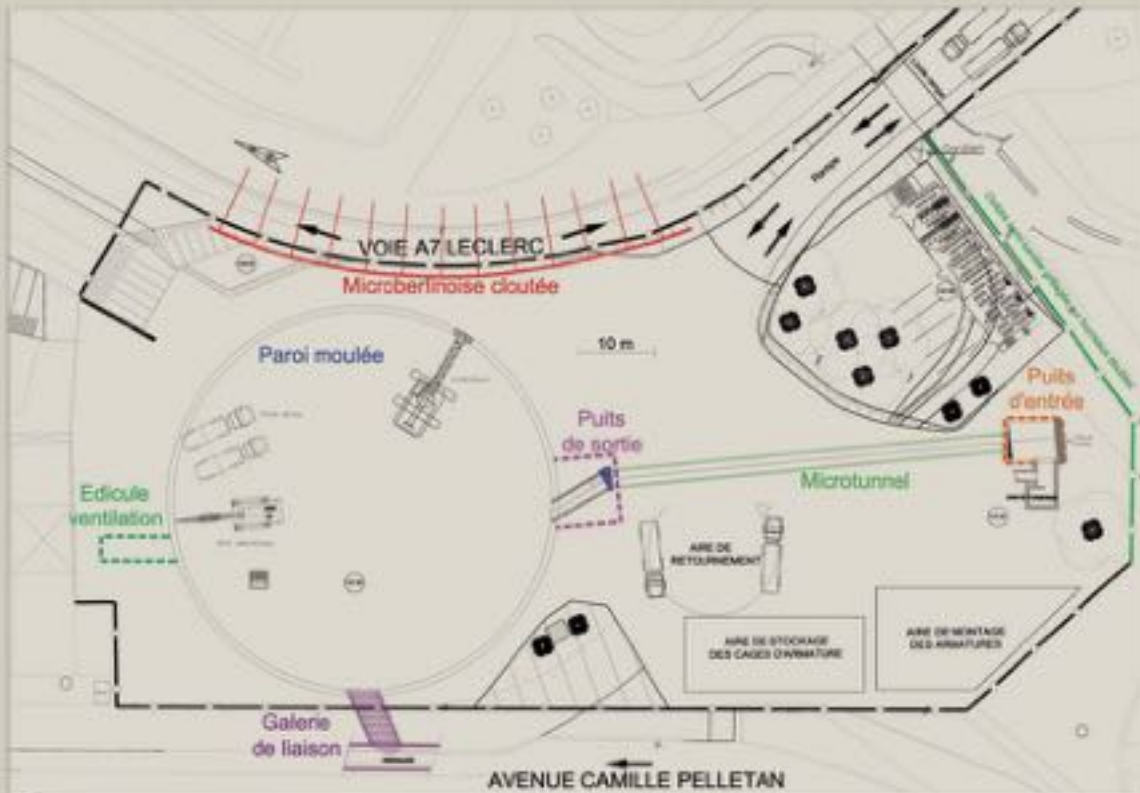
1- Vue aérienne du chantier pendant les terrassements du bassin.

1- Aerial view of the construction site during basin earthworks.

Les effluents seront canalisés vers le bassin via un tunnel. Après stockage, ils seront rejetés par contrôle automatisé dans l'émissaire principal datant du début du 20^e siècle.

Ce processus permettra, à terme, d'optimiser la régulation des flux d'eaux usées et de traiter ainsi l'intégralité de ces dernières avant rejet dans le milieu naturel.

VUE EN PLAN GÉNÉRALE



© SOLEMANCHE BACHY

2

LE CONTEXTE GÉOLOGIQUE

Le substratum stampien est caractérisé par une variabilité verticale et latérale importante, ainsi que par la dureté qui fait sa réputation. Les faciès rencontrés varient : des marnes sableuses, argileuses, ou encore gréseuses, et des passages de poudingues de grès plus ou moins cimentés. Les sondages réalisés préalablement aux travaux ont

permis d'évaluer des modules pressiométriques allant de 160 à 405 MPa, et des pressions limites atteignant 8 MPa.

LES TRAVAUX SOUTÈNEMENT DE LA VOIE A7-LECLERC

L'emprise du site se trouvant initialement sur deux niveaux de plates-formes (ancienne arrivée de l'autoroute

A7), des travaux préalables à la réalisation du bassin et de ses ouvrages annexes ont été nécessaires. Associée à 10 000 m³ de pré-terrassements, une microberlinoise cloutée d'une hauteur libre maximale de 4,50 m et d'une longueur de 60 m a été réalisée à partir de mi-avril 2013, afin de conserver l'existence d'une route et d'uniformiser le niveau de plate-

forme sur toute l'emprise du chantier (figure 2). Dans un premier temps, des micropieux autoforés (méthode Hi'Drill) de diamètre 177,8 mm et d'épaisseur 12,5 mm ont été mis en place tous les 2,50 m. Ensuite, un voile en béton projeté armé a été réalisé de manière traditionnelle par tranches horizontales successives descendantes de 1,5 m, afin de limiter les déformations de l'ouvrage et de garantir la tenue des terres. La voie soutenue étant destinée à être empruntée par des engins de chantier ou des camions de pompiers, il a fallu prévoir un lit de clous (barres Gewi 32), espacés tous les 5 m (figure 3) et reliés par une lierne intégrée en béton armé.

RÉALISATION DU BASSIN EN PAROI MOULÉE

À partir de la plateforme de travail du chantier et une fois les purges des fondations et des réseaux existants exécutées, la paroi moulée périmétrique de forme circulaire (autostable par l'effet de voûte) a été réalisée.

De juin à août 2013, une Hydrofraise Evolution 5 (figure 4) de dernière génération, pesant plus de 170 t, ►

2- Vue en plan générale.

3- Réalisation des clous du soutènement de la voie A7.

2- General plan view.
3- Nailing for the A7 road retaining structure.



© SOLEMANCHE BACHY

3



4

© SOLETANCHE BACHY

s'est « frottée » au Stampien marseillais et a réalisé 3 800 m² de paroi moulée d'épaisseur 800 mm à 23,5 m de profondeur (fond de fouille à 19,50 m). Les travaux se sont déroulés en deux postes de production.

Compte tenu de la nature des terrains à traverser, cette puissante Hydrofraise (figures 5 et 6) s'est imposée comme l'outil indispensable. Deux moteurs hydrauliques entraînent les tambours dotés de pics qui rognent le terrain. La remontée des cuttings de forage mélangés à la boue bentonitique présente dans le volume perforé se fait au moyen d'une pompe d'aspiration située au-dessus des tambours. Une fois pompés, les matériaux sont envoyés vers une centrale de traitement qui sépare déblais et fines de la boue et qui recycle cette dernière.

La faible présence d'eau (perméabilité mesurée par essais Lefranc) et la dureté du terrain ont conduit le chantier à assurer l'étanchéité entre panneaux de paroi moulée par un recouvrement remordu de 20 cm dans le béton des panneaux primaires, ce qui garantit une continuité bord à bord entre panneaux. Ainsi, un panneautage de 17 panneaux primaires et 17 panneaux secondaires unitaires remordus a été adopté.



© SOLETANCHE BACHY

5

4- Vue d'ensemble de l'atelier de paroi moulée.
5- Hydrofraise Evolution 5 bis.

4- Overall view of the diaphragm wall equipment.
5- Evolution 5 bis hydrofraise.

TROIS Puits EN MICRO-BERLINOISE BUTONNÉE

Parallèlement au terrassement des 35 000 m³ du bassin, trois puits ont été réalisés en microberlinoise butonnée. Pour chacun d'entre eux, un butonnage métallique provisoire a été mis en œuvre afin de maîtriser les déplacements des parois sous la pression des terres et des surcharges éventuelles.

Selon la géométrie, la hauteur des puits et le gabarit intérieur nécessaire, des butons traversant et/ou des liernes associés à des butons d'angle ont soigneusement été posés.



© SOLEFANCHÉ BACHY

6



© SOLEFANCHÉ BACHY

7



8

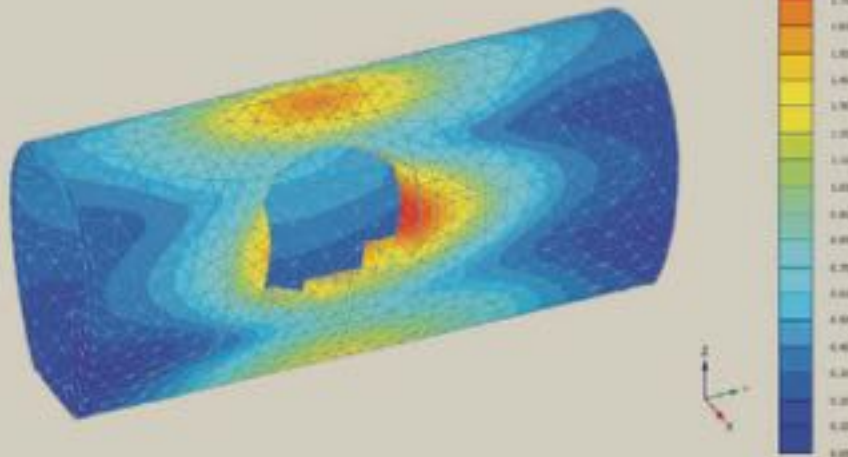
- 6- Hydrofraise Evolution 5.
- 7- Bétonnage du radier de l'édicule de ventilation.
- 8- Microtunnelier.

- 6- Evolution 5 hydrofraise.
- 7- Concreting the raft of the ventilation roof structure.
- 8- Microtunnel boring machine.

→ Puits d'entrée « Turenne »

En phase provisoire, le puits d'entrée a pour but de servir de point de démarrage au microtunnelier avec la culée et le bâti de poussée. L'ouvrage de plus de 300 m² et d'une profondeur de 12 m est voué à servir d'extension à la chute hydraulique existante mitoyenne et, partant, de connexion avec le bassin Jules Guesde en phase d'exploitation. Son revêtement définitif et son soutènement ont donc été réalisés en une seule épaisseur de béton projeté dosé à 400 kg (voie sèche) et armé à plus de 90 kg/m³.

CARTOGRAPHIE DES DÉPLACEMENTS AU DROIT DE L'ÉMISSAIRE APRÈS DÉMOLITION DE LA MAÇONNERIE



9

© SOLENTANCHE BACHY

9- Cartographie des déplacements au droit de l'émissaire après démolition de la maçonnerie.

10- Structure de renforcement de l'émissaire existant.

11- Creusement de la galerie de liaison.

9- Mapping of movements at the discharge channel level after demolition of the masonry.

10- Strengthening structure for the existing discharge channel.

11- Digging the connecting gallery.

→ Puits de sortie du microtunnelier et de liaison avec le bassin

Ce puits provisoire de plus de 250 m² permet d'assurer la sortie du bouclier du microtunnelier, mais aussi de réaliser un coude court à 25° par rapport à la génératrice de pénétration dans le bassin. Grâce à ce coude, le régime d'arrivée des effluents est cassé dans le bassin de stockage.

→ Édicule de ventilation

Troisième puits de type microberlinois, l'édicule de ventilation s'est révélé être le puits le plus difficile à exécuter. Bien que cette fouille fût moins profonde que les autres (7 m), son exigüité (3 m de large par 7 m de long) a compliqué les phases de terrassement et de bétonnage (figure 7).

MICROTUNNEL COLLECTEUR

Le remplissage du bassin de rétention s'effectue à partir de la chute Turenne par le biais d'un collecteur visitable de diamètre nominal 2 000 mm et de longueur 55 m. Pour ce faire, un microtunnelier (figure 8) à attaque globale (confinement par pression de boue et marinage hydraulique) a été choisi pour creuser le terrain.

La structure définitive est constituée de buses en béton armé. Le bouclier positionné au niveau du front de taille est accouplé à une motorisation, un tube suiveur avec un groupe hydraulique et le sas ; le tout est foncé depuis le puits d'attaque par des vérins qui s'appuient sur une culée. L'ensemble est piloté par un opérateur.

GALERIE DE LIAISON EN MÉTHODE TRADITIONNELLE

Cette galerie reliant le bassin en son point bas à l'émissaire Nord de Marseille date du 19^e siècle. Elle s'est avérée être un véritable point singulier du projet. Elle est inclinée et azimutée. De ce fait, la conception et le dimensionnement de sa réhabilitation ont nécessité une modélisation tridimensionnelle aux éléments finis (figure 9) afin d'évaluer les contraintes dans l'émissaire existant et les pressions exercées en phase de creusement comme en phase définitive, notamment au niveau de la jonction. Les résultats obtenus ont démontré la nécessité de mettre en place un soutènement provisoire au droit de l'ouverture à réaliser

dans l'émissaire, pour limiter le supplément de contraintes et minimiser les efforts de traction. C'est ainsi que des cintres métalliques de type HEB 200 ont été reconstitués dans l'émissaire en exploitation (figure 10). Scellés en pied dans la banquette en maçonnerie et reliés en tête par une lierne métallique, ils ont assuré leur fonction puisque les auscultations n'ont pas montré de déplacements.

Les travaux de cette galerie ont débuté par la réalisation d'une voûte parapluie subhorizontale azimutée, afin d'assurer le maintien des terres supérieures en phase de creusement et de réalisation du soutènement, mais aussi de servir de guide pour le tracé de l'ouvrage. Les onze forages réalisés au marteau



10



11

© SOLENTANCHE BACHY

PLANNING DU PROJET

- 2 mois de préparation
- 10 mois de travaux spéciaux
- 10 mois de génie civil
- 2 mois d'équipement

fond de trou ont fait l'objet d'une implantation depuis des carottages et d'un suivi topographique pendant toute la perforation : ce procédé garantissait l'implantation tridimensionnelle de chaque forage. Une fois les forages terminés, des tubes de diamètre 88,9 mm et d'épaisseur 10 mm ont été équipés et scellés. Il était nécessaire de garantir une bonne tenue des terres et du front de taille et ainsi, de pouvoir travailler en sous-cœuvr en sécurité lors de l'exécution de la galerie. C'est pourquoi les différentes étapes ont été réalisées à l'avancement (creusement, gunitage, pose de cintres, ferrailage et bétonnage par tronçons successifs de 1 m). Le profil de la galerie étant assez pentu, le creusement a été effectué dans un premier temps sur la demi-section supérieure (figure 11), puis dans un second temps sur la demi-section inférieure, le stross, grâce à des moyens



12
© SOLETANCHE BACHY

**12- Réalisation
du radier de la
galerie de liaison.**

**12- Execution of
the connecting
gallery invert.**

mécaniques spécialisés (figure 12). Le soutènement provisoire de la voûte est composé de cintres métalliques HEB 120 reconstitués par assemblage boulonné et par une coque de béton projeté armé à 70 kg/m³. Une fois cette étape achevée, un revêtement définitif

en béton armé finement coffré a été mis en œuvre ; il permet aujourd'hui d'assurer une jonction parfaite entre le bassin et le vieil émissaire. Les travaux de génie civil et d'équipement doivent se dérouler jusqu'en février 2015. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

PAROI MICROBERLINOISE CLOUTÉE : 350 m²
PAROI MOULÉE : 3 800 m²
PUITS EN MICROBERLINOISE BUTONNÉE : 3 u
BÉTON : 10 000 m³
ACIER : 1 500 t
TUNNEL Ø 2 M : 55 m (réalisé par CSM Bessac)
TERRASSEMENTS : 45 000 m³ (réalisés par Marengo - Cmtp)

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : Direction de l'Eau et de l'Assainissement - Marseille Provence Métropole
MAÎTRE D'ŒUVRE : Arcadis
BUREAU D'ÉTUDES GÉOTECHNIQUES : Soletanche Bachy
BUREAU DE CONTRÔLE : Apave
ENTREPRISE GÉNÉRALE : Soletanche Bachy France
ENTREPRISES SOUS-TRAITANTES : CSM Bessac (filiale de Soletanche Bachy), groupement Marengo (filiale de Vinci Construction France) - Cmtp

ABSTRACT

JULES GUESDE BASIN, A COMPLEX PROJECT IN THE HEART OF MARSEILLE

AXEL TERLAUD, SOLETANCHE BACHY

Soletanche Bachy is executing in Marseille the civil works, earthworks and accessory structures for a 12,000 m³ retention basin, called Jules Guesde, contained in a free-standing circular diaphragm wall 0.80 m thick and of inner diameter 50 m, executed by hydrofraise. Apart from the diaphragm wall, the special geotechnical works include a nailed micropile Berlin wall road retaining structure, three shafts 7 to 12 m deep by the stayed micropile Berlin wall technique, one 55-metre tunnel of dia. 2 m executed by microtunnel boring machine and a connecting gallery executed by the traditional method with umbrella arches. □

DEPÓSITO JULES GUESDE, UNA OBRA COMPLEJA EN EL CENTRO DE MARSELLA

AXEL TERLAUD, SOLETANCHE BACHY

Soletanche Bachy se encarga, en Marsella, de la ingeniería civil, la excavación y las obras complementarias de un depósito de retención de 12.000 m³, denominado Jules Guesde, contenido en una pared moldeada circular autosustentada de 0,80 m de grosor y de 50 m de diámetro interior, realizado con hidrofresa. Además de la pared moldeada, las obras geotécnicas especiales incluyen una contención de carretera en micropilote clavado, 3 pozos de 7 a 12 m de profundidad en micropilote acodalado, 1 túnel Ø 2 m de 55 m de longitud realizado con microtunneladora y una galería de conexión construida según el método tradicional con bóvedas paraguas. □

RÉSIDENCE CARRÉ SAINT-FRANÇOIS - ANNECY

AUTEURS : LUDVINE DELOBRE, INGÉNIEURE CHARGÉE D'ÉTUDES, BE GÉOTECHNIQUE EIFFAGE CONSTRUCTION - LIONEL VOUTE, CHEF DE PROJET, BE GÉOTECHNIQUE EIFFAGE CONSTRUCTION - OLIVIER PAL, DIRECTEUR, BE GÉOTECHNIQUE EIFFAGE CONSTRUCTION

LE PROJET « CARRÉ SAINT-FRANÇOIS », IMPLANTÉ EN PLEIN CŒUR DE LA VILLE D'ANNECY (74) À PROXIMITÉ DU LAC, PROPOSE 128 LOGEMENTS RÉPARTIS DANS 5 BÂTIMENTS ÉLEVÉS SUR 7 ÉTAGES ET UN NIVEAU DE SOUS-SOL À USAGE DE PARKING PRIVATIF. LES TRAVAUX DE TERRASSEMENT ONT NÉCESSITÉ LA RÉALISATION D'UN SOUTÈNEMENT RELATIVEMENT ÉTANCHE BUTONNÉ ET D'UN SYSTÈME DE FONDATION DE TYPE RENFORCEMENT DE SOL AU SEIN D'UNE ZONE FORTEMENT URBANISÉE.

Le projet « Carré Saint-François » est un programme immobilier s'intégrant à l'ensemble des infrastructures commerciales, culturelles et sportives de la ville d'Annecy. La construction de cette résidence par Eiffage Immobilier, filiale du groupe Eiffage, s'intègre dans la rénovation urbaine de tout un quartier du centre-ville. Le « Carré Saint-François » est conçu et réalisé pour atteindre la labélisation Effinergie Bâtiment Basse Consommation. Il s'inscrit dans la démarche globale engagée par le groupe Eiffage en matière de développement durable.

Le projet immobilier est composé de 5 bâtiments de type R+7 avec un niveau de sous-sol (figures 1 et 2). En limite d'emprise on retrouve :

- 1 rue et 1 avenue :
 - La rue de la Gare ;
 - L'avenue d'Aléry ;
- Et différents mitoyens :
 - Un immeuble (localisé au 15 bis rue de la Gare) de type R+5 avec un niveau de sous-sol ;
 - Le LaserGame de type rez-de-chaussée sans sous-sol ;
 - Un parking souterrain de type R-1 ;
 - Une villa de type R+1 avec un demi sous-sol et sa cour ;
 - L'hôtel d'Aléry de type R+4 avec un demi sous-sol.

L'objet du marché attribué à Eiffage Construction Savoie a été de réaliser l'ensemble des travaux de gros œuvre ainsi que tous les autres corps d'état. La mission G3, phase Études Exécution (selon la norme NF 94-500 de décembre 2006), a été confiée au Bureau d'Études Géotechniques



LOCALISATION DES BÂTIMENTS A,B,C,D,E ET ZONE DE GARAGE

d'Eiffage Construction GD, par l'Entreprise VIPP Lavori afin de mener à bien l'ensemble des études relatives aux soutènements et aux fondations du projet. L'objet principal des études concerne le dimensionnement du soutènement en paroi de pieux disjoints qui contient une fouille de

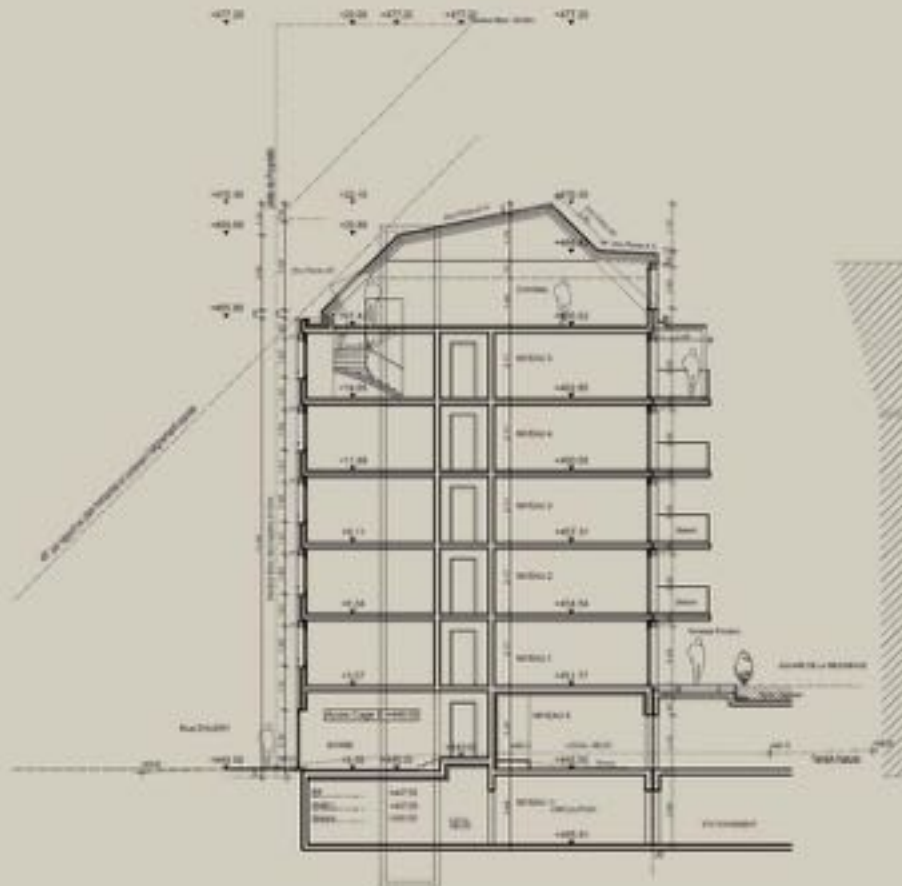
1- Localisation des bâtiments A,B,C,D,E et zone de garage.

1- Location of buildings A,B,C,D,E and garage area.

4 000 m² sur une hauteur de 4 m environ et du renforcement de sol constituant le système de fondation. Le soutènement et les fondations se distinguent par les points singuliers suivants :

- Présence immédiate d'avoisnants en amont des parois ;

COUPE TRANSVERSAL SUR LE BÂTIMENT E



2- Coupe transversale sur le bâtiment E.

3- Lithologie et caractéristiques mécaniques des sols.

4a & 4b- Limite d'emprise du chantier et avoisinants.

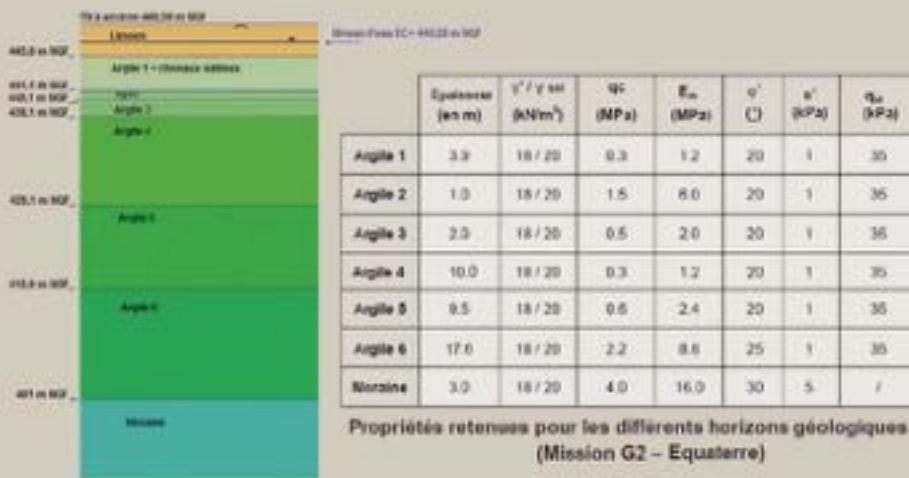
2- Cross section of building E.

3- Lithology and mechanical properties of the soils.

4a & 4b- Boundary of the construction site premises and neighbouring sites.

- Présence d'une nappe en charge proche du fond de fouille ;
- Présence d'un faciès compressible sur de fortes puissances.

LITHOLOGIE ET CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES SOLS



LE CONTEXTE GÉOTECHNIQUE

D'après la carte géologique d'Annecy, les formations géologiques identifiées au droit du site du « Carré Saint-François » correspondent à des matériaux glacio-lacustres de type alluvions fines à dominante silto-sableuse reposant sur un substratum morainique situé à grande profondeur. Les dépôts glacio-lacustres et lacustres sont particulièrement importants et sont reconnus dans la zone de l'ancienne extension du lac de la dernière grande glaciation. Cette sédimentation de fond de lac se poursuit dans les lacs périalpins d'Annecy et du Léman. Dans la zone de construction, les sondages réalisés ont montré des épaisseurs d'argiles peu compactes de l'ordre de 50 m de profondeur avant d'atteindre le faciès molassique profond (figure 3).



ZONE D'INFLUENCE GÉOTECHNIQUE AUTOUR DU PROJET

La lithologie a mis en évidence une problématique de tassements vis-à-vis des épaisseurs d'argiles constatées sur site.

L'HYDROGÉOLOGIE

Le régime hydraulique du site s'apparente à une nappe aquifère saturant les limons et les argiles superficielles mais qui est alimentée par des chenaux en charge.

En phase provisoire, des puits de décharge et de rabattement ont été mis en place afin de limiter le risque de soulèvement et d'érosion du fond de fouille et de diminuer par ailleurs la teneur en eau des matériaux de surface pour garantir la traficabilité des engins. Ces actions de pompage ont pu être mises en place, après réalisation de l'enceinte étanche périmétrique constituée, entre autres, par le soutènement. En phase définitive, un cuvelage du sous-sol a été réalisé en raison des limitations imposées sur les débits de rejets autorisés.

LA ZIG

Le projet s'inscrit dans un contexte urbain dense et sensible, les avoisinants se situant à proximité immédiate de l'emprise du chantier (figure 4). La Zone d'Influence Géotechnique (ZIG) correspond, selon la norme NF P 94-500, à un volume de terrain au sein duquel il y a interaction entre l'ouvrage ou l'aménagement de terrain (du fait de sa réalisation et de son exploitation), d'une part, et l'environnement (sols, ouvrages, aménagements de terrains ou biens environnants), d'autre part. La forme et l'extension de cette zone d'influence géotechnique sont spécifiques à chaque site et à chaque ouvrage ou aménagement de terrain. La ZIG du projet est localisée sur la figure 5. La sensibilité des bâtiments présents à proximité est caractérisée par des tassements admissibles très faibles : 10 mm.

LE SOUTÈNEMENT

Au sein de la ZIG, les enjeux technico-économiques étaient importants. Les critères de déplacement liés au soutènement étaient les suivants :

- Déplacements horizontaux maximaux autorisés au droit des axes routiers hors avoisinants : 40 mm ;
- Déplacements horizontaux maximaux autorisés au droit des avoisinants : 15 mm.

Le soutènement périphérique était composé de pieux de diamètre 0,62 m, espacés de 0,8 m, dont la base était située au minimum à -3,5 m sous le

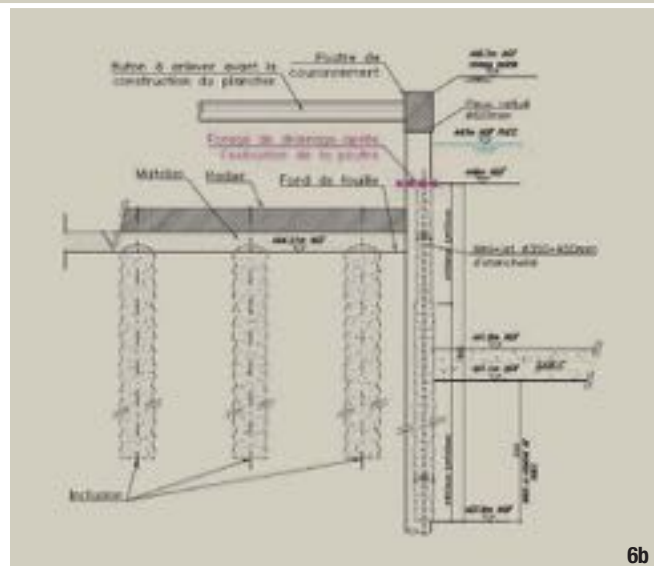


5

COUPE - DÉTAIL DU SOUTÈNEMENT ET DES MINI-JET D'ÉTANCHÉITÉ



6a



6b

5- Zone d'Influence Géotechnique autour du projet.

6a & 6b- Coupe - Détail du soutènement et des mini-jet d'étanchéité.

5- Area of geotechnical influence around the project.

6a & 6b- Cross section - Detail of retaining structure and mini-jet grouting.

niveau de la couche d'argile présentant des chenaux sableux. La longueur des pieux variait de 8,80 à 11,20 m et les butons d'angle présentaient un diamètre compris entre 0,50 m et 1 m. Pour parfaire l'étanchéité du soutènement constitué de pieux disjoints, des colonnes de mini-jets de diamètre 350 à 450 mm ont été réalisées entre les pieux et sur toute leur hauteur.

On trouvera en figure 6, une représentation en plan de l'ensemble du projet et une coupe type de la paroi et des colonnes de mini-jets d'étanchéité.

Si les tassements pluricentimétriques absolus calculés pour la solution de renforcement de sol étaient admissibles pour le projet, il est vite apparu que l'impact de ces tassements avait

7a & 7b- Modèle Plaxis 3D - Bâtiment E - Angle Hôtel d'Aléry - avenue d'Aléry.
8- Coupe et détail - Contreforts en jet-grouting au droit de l'Hôtel d'Aléry.

7a & 7b- Plaxis 3D model - Building E - Hôtel d'Aléry corner - avenue d'Aléry.

8- Cross section and detail - Jet-grouting buttresses at the level of Hôtel d'Aléry.

des conséquences inadmissibles pour les avoisinants situés dans la ZIG. Cette contrainte d'interaction a donc conduit à réaliser dans certains cas des reprises en sous-œuvre et dans d'autres cas un renforcement de la paroi périphérique pour limiter les déformations au droit des avoisinants :

- Un massif de jet-grouting en aval du soutènement de l'hôtel d'Aléry (figure 8) ;
- Un prolongement en jet-grouting de certains pieux jusqu'au toit des moraines (figures 7 et 8).

Les moyens utilisés pour le dimensionnement de ces parois de pieux sont les suivants :

- Le logiciel Plaxis V012[®], pour l'analyse en déformation et contrainte,

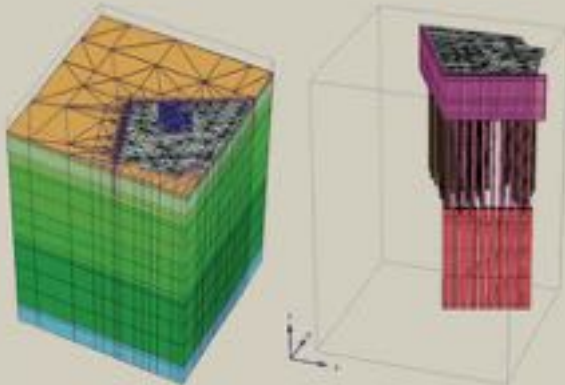
ainsi que l'évaluation de la stabilité globale au droit de la coupe de chaque secteur ;

- Le logiciel Plaxis 3D Foundation[®], pour l'analyse du comportement du rideau en 3D et l'appréciation des déformations de la paroi, notamment au droit des avoisinants.

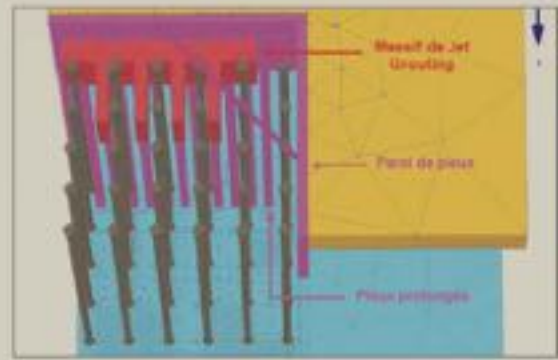
La présence d'avoisnants sensibles à proximité immédiate de la fouille a conduit à évaluer les déformations des profils de soutènement des secteurs 1 à 10 à l'aide d'un modèle de calcul bidimensionnel aux éléments finis.

Les pieux sont repartis sur 10 secteurs sur chacun desquels a été défini le ferrailage nécessaire à la reprise des efforts en fonction de l'avoisnant présent en amont (figures 9 et 10). ▷

MODÈLE PLAXIS 3D - BÂTIMENT E - ANGLE HÔTEL D'ALÉRY - AVENUE D'ALÉRY

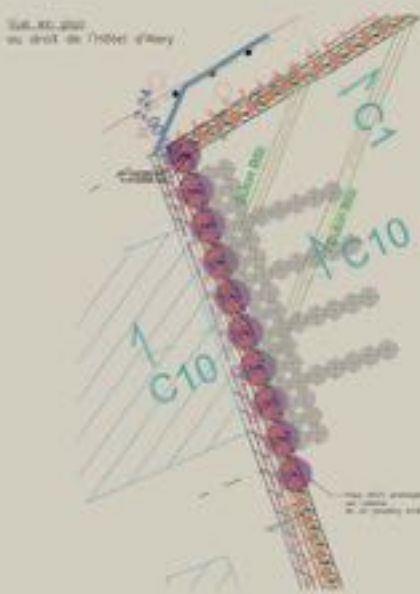


7a

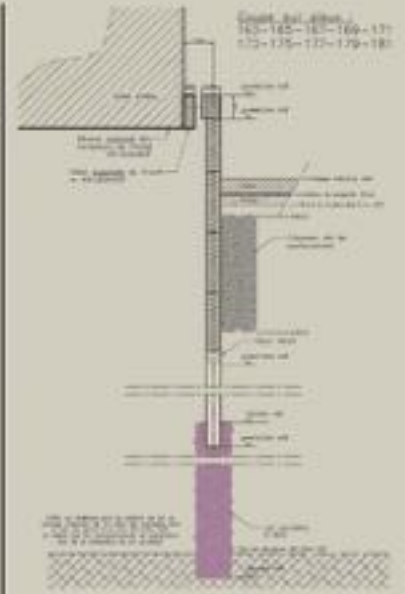
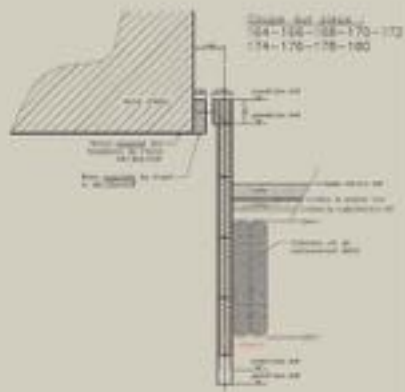


7b

COUPE ET DÉTAIL - CONTREFORTS EN JET-GROUTING AU DROIT DE L'HÔTEL D'ALÉRY



8



9- Différents secteurs étudiés pour le ferrailage des pieux.

10- Coupes et sections transversales du ferrailage des pieux des secteurs 8 et 9.

9- Various sectors investigated for pile reinforcing bars.

10- Cross sections of pile reinforcing bars for sectors 8 and 9.



9

© EIFFAGE

L'objet de l'analyse globale 3D du rideau (figure 11) a été d'apprécier le comportement d'ensemble et en particulier les efforts auxquels étaient soumis les différents éléments du soutènement : efforts de compression dans les butons, mais également efforts sollicitant la poutre de couronnement. Les déformations de la paroi ont pu être ainsi appréciées (figure 12).

LE SYSTÈME DE FONDATION

La méthode de renforcement de sol par inclusions rigides verticales s'applique dans les terrains compressibles et permet d'augmenter de manière globale les performances du sol.

Les inclusions flottantes associées aux matelas de répartition ont pour fonction de diminuer les tassements sous la charge du bâtiment à construire. Une partie de ces charges est alors transférée en profondeur par frottement latéral et effort de pointe.

Ce système de fondations a permis de reprendre les charges de structure tout en limitant les tassements induits par les épaisseurs d'argiles présentes au droit du site.

La descente de charges ELS s'est décomposée de la manière suivante :

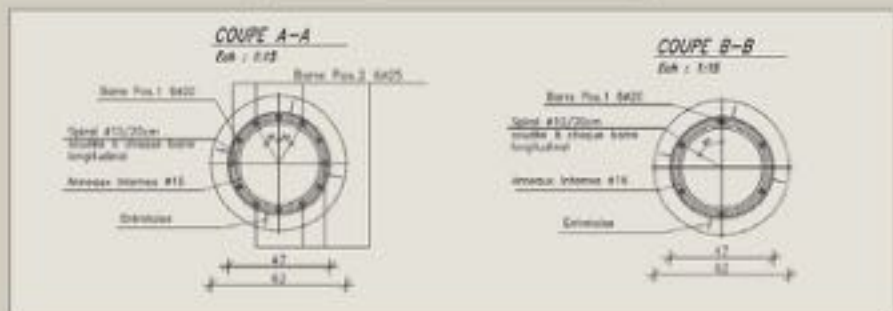
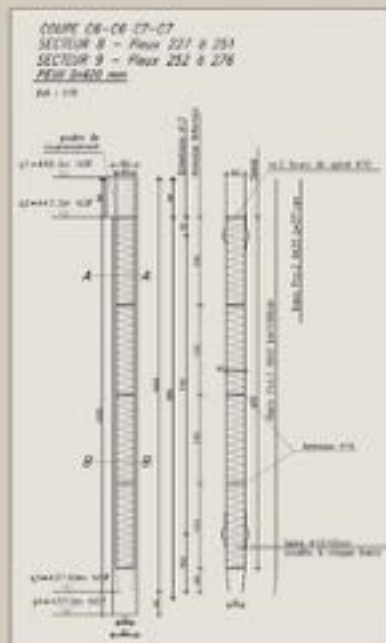
- Jusqu'à 30,9 t/m², pour les cages d'escaliers (figure 13) ;
- Jusqu'à 237,4 t, pour les charges ponctuelles ;
- Jusqu'à 65,1 t/m (murs simples) et 82,1 t/m (murs doubles) pour les charges linéairement réparties.

Le système de fondation devait respecter les critères suivants :

- Tassements maximaux autorisés au droit des axes routiers : 50 mm ;
- Tassements maximaux autorisés au droit des avoisinants : 10 mm ;

COUPES ET SECTIONS TRANSVERSALES

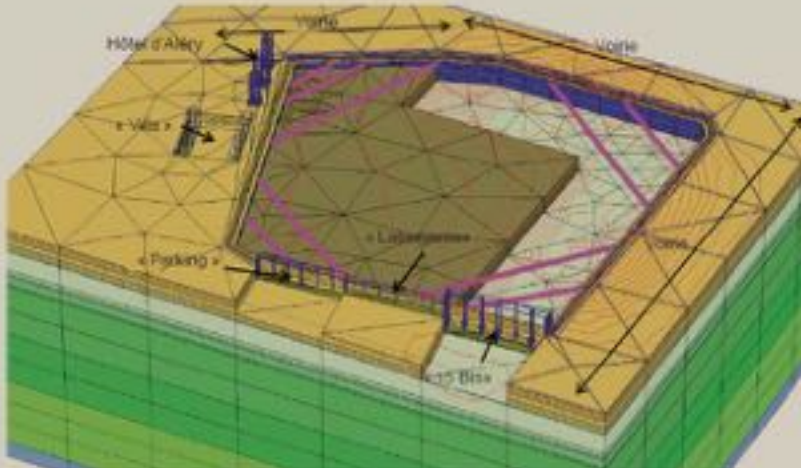
du ferrailage des pieux des secteurs 8 et 9



10

© EIFFAGE

COUPE PLAXIS ÉTUDE COMPORTEMENT DU RIDEAU EN 3D



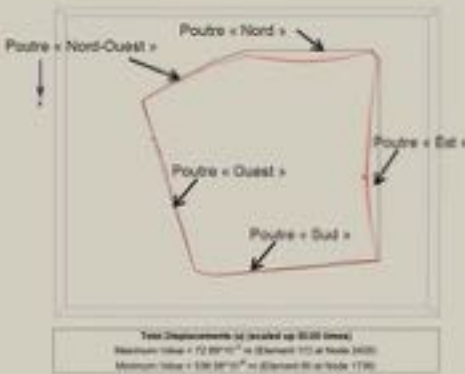
- 11- Coupe Plaxis étude comportement du rideau en 3D.
- 12- Déformation d'ensemble de la paroi et de sa poutre de couronnement.
- 13- Localisation des zones de chargement réparti.
- 14- Carte des Kv du bâtiment E.

- 11- Cross section of Plaxis 3D study of screen behaviour.
- 12- Overall deformation of the wall and its capping beam.
- 13- Location of distributed loading areas.
- 14- Kv map of building E.

© EIFFAGE

11

DÉFORMATION D'ENSEMBLE de la paroi et de sa poutre de couronnement



LOCALISATION DES ZONES de chargement réparti



© EIFFAGE

12

13

CARTE DES Kv DU BÂTIMENT E



© EIFFAGE

14

- Tassements absolus maximaux admissibles pour le radier : ≤ 60 mm ;
- Tassement différentiel : inférieur au 1/500 de la portée au sein d'un même bloc tout en restant inférieur au centimètre (cf. § B.5.2 du BAEL).

Pour reprendre la descente de charges et respecter les critères de tassements, les moyens mis en œuvre ont été les suivants :

- 311 inclusions de diamètre 0,50 m réparties sur une surface de 1560 m² ;
- Colonnes mises en place par refoulement ;
- Maille minimale de 1,5 m x 1,5 m d'axe à axe ;
- Maille maximale de 3 m x 3 m d'axe à axe.

Les inclusions rigides ont été réparties sous les porteurs de telle sorte qu'elles permettent une réduction des tassements, tout en vérifiant que :

- La charge intrinsèque des inclusions n'était pas été dépassée : charge appliquée < charge intrinsèque du béton ;
- La capacité portante du sol n'était pas dépassée (éviter le poinçonnement du sol d'ancrage) : charge appliquée < charge admissible.

Entre porteurs, nous nous sommes attachés à vérifier également le respect des tassements absolus et différentiels. ▷

Nous avons défini les modules de réaction verticale (K_v) à retenir pour la réalisation de la carte de répartition (figure 14), prise en compte par le BE structure pour le ferrailage du radier. Trois zones différentes ont été identifiées :

- La zone courante : 3 MPa/m ;
- La zone de porteurs de type poteaux et murs : 15 MPa/m ;
- La zone de chargement réparti de type cage d'escaliers : 8 MPa/m.

PHASAGE DES TRAVAUX

Les travaux se sont déroulés selon les phases suivantes :

- Exécution de la paroi (et de ses pieux prolongés) et la poutre sur l'ensemble du linéaire ;
- Terrassement sur les zones des bâtiments A, B, C et D, puis sur la partie E ;
- Exécution des inclusions et recèpage et réalisation du massif de jet-grouting au droit de l'hôtel d'Aléry ;
- Pose des butons B1, B2, B3, B4, B5, B6a et B6b, B7 et B8 (figure 6a) ;
- Poursuite du terrassement sur l'emprise des bâtiments A, B, C et D ;
- Réalisation du radier des bâtiments (dans l'ordre suivant de A, B, C et D) et enlèvement des butons (B1-B2), (B3-B4), (B7-B8) en fonction de l'avancement et élévation des bâtiments ;
- Enlèvement du buton B5 ;
- Les butons B6a et B6b restent en place pendant toute la réalisation du bâtiment E.

LE CAS DE L'HÔTEL D'ALÉRY

L'interaction terrassement/avoisinant a été étudiée spécifiquement au droit de l'hôtel d'Aléry à l'aide d'un modèle en 3D local. Cette zone concernait un mitoyen où le tassement du radier entraînait la paroi et l'avoisinant proche (figure 15). Le prolongement de certains pieux de la paroi jusqu'aux moraines réputé incompressible a été nécessaire dans certaines zones notamment au droit de l'hôtel afin de limiter cet entraînement. Le modèle de calcul 3D intégrant l'hôtel d'Aléry et les descentes de charges associées au bâtiment E (figure 7) a montré que la paroi seule n'avait pas une rigidité axiale et en flexion suffisante pour limiter les déplacements au niveau du mitoyen.

Pour résoudre ce problème, la démarche suivie a été de simuler l'influence de l'ajout d'un prolongement de certains pieux jusqu'aux moraines et/ou d'un massif de jet-grouting contre la paroi (tableau A) :

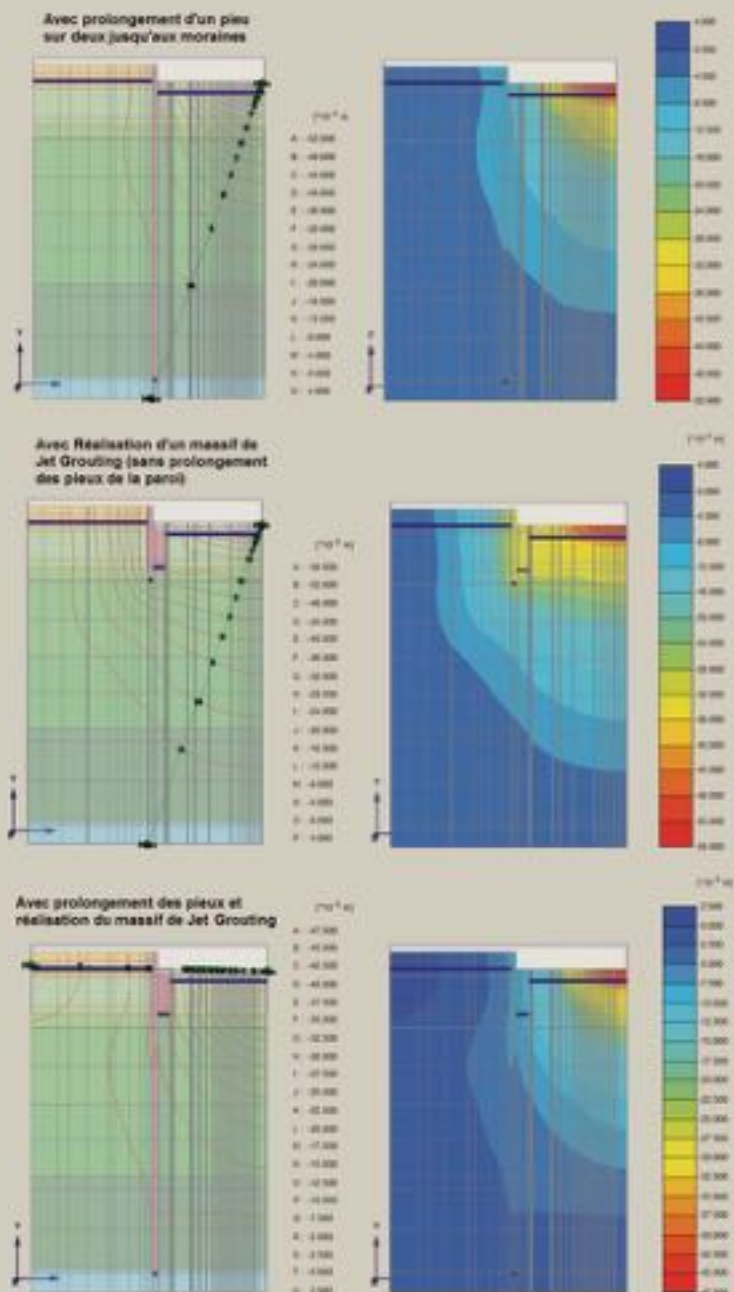
**15- Hôtel d'Aléry.
16- Comparatif des tassements du radier et de l'hôtel d'Aléry au niveau pour les 3 configurations de renforcement.**

**15- Hôtel d'Aléry.
16- Comparison of settlement of the foundation raft and of Hôtel d'Aléry at the same level for the 3 consolidation configurations.**



15 © EIFFAGE

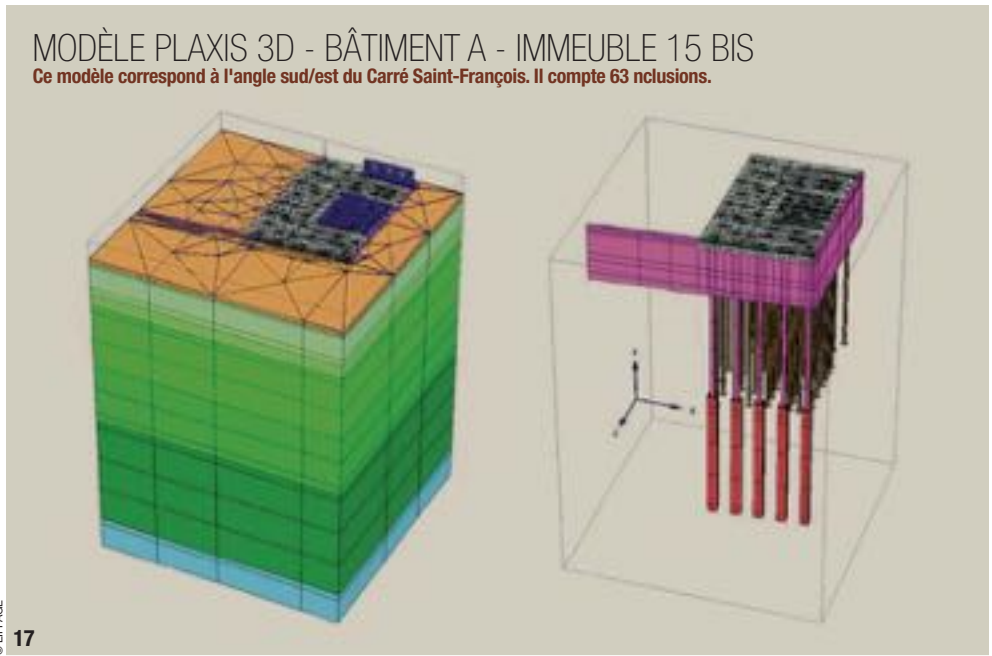
COMPARATIF DES TASSEMENTS DU RADIER ET DE L'HÔTEL D'ALÉRY au niveau pour les 3 configurations de renforcement



16 © EIFFAGE

TABLEAU A : DÉPLACEMENTS PAR PHASE (mm)

Phasage du calcul	CONFIGURATION N°1 « Prolongement d'un pieu sur deux jusqu'aux moraines »		CONFIGURATION N°2 « Mise en place d'un massif de jet-grouting »		CONFIGURATION N°3 « Prolongement d'un pieu sur deux jusqu'aux moraines et mise en place d'un massif de jet-grouting »	
	Radier « Carré Saint-François »	Semelles de l'hôtel d'Aléry	Radier « Carré Saint-François »	Semelles de l'hôtel d'Aléry	Radier « Carré Saint-François »	Semelles de l'hôtel d'Aléry
Terrassement jusqu'à 444,97 m NGF	-	↓ 19,56	-	(Soulèvement)	-	↓ 1,42
Mise en place inclusions + matelas	-	↓ 1,37	-	↓ 1,21	-	↓ 0,23
Mise en place du radier + charges	↓ 50,1	↓ 7,94	↓ 52,4	↓ 24,01	↓ 46,43	↓ 4,34
TOTAL	50,1	28,9 > 10	52,4	25,2 > 10	46,5	6,0 < 10

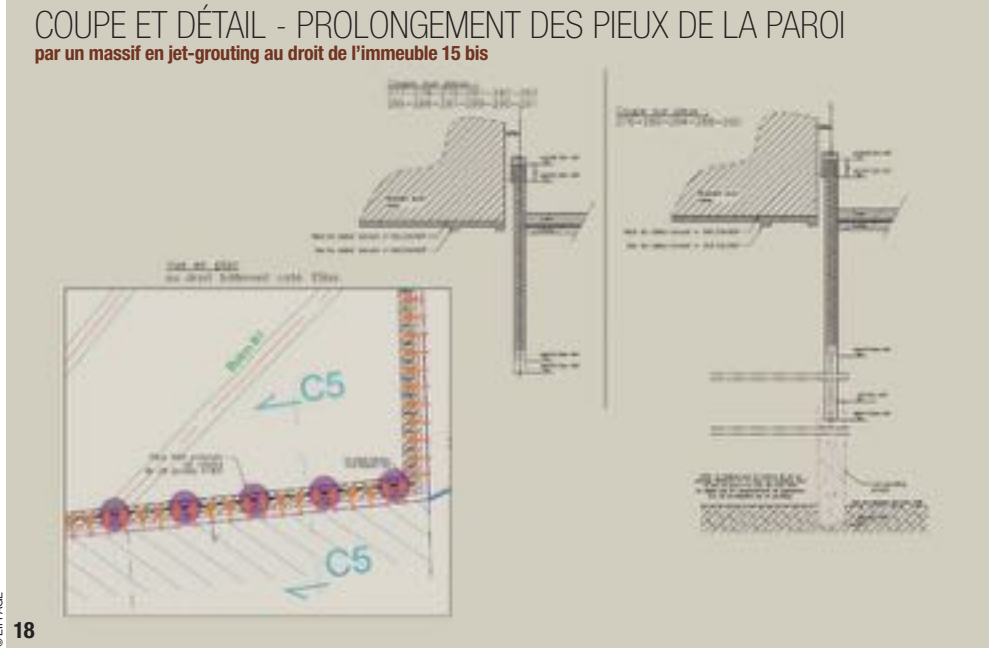


17- Modèle Plaxis 3D - Bâtiment A - Immeuble 15 bis.

18- Coupe et détail - Prolongement des pieux de la paroi par un massif en jet-grouting au droit de l'immeuble 15 bis.

17- Plaxis 3D model - Building A - Building 15 bis.

18- Cross section and detail - Extension of the wall piles with a jet-grouting foundation at the level of building 15 bis.



→ **1^o configuration** : prolongement d'un pieu sur deux jusqu'aux moraines :

- Tassement du radier : en limite du critère (50 mm) ;
- Les semelles du mitoyen sont toujours entraînées : 29 mm > 10 mm.

→ **2^o configuration** : mise en place du massif seul :

- Tassement au droit du radier supérieur au critère ;
- Tassement des semelles de l'hôtel d'Aléry supérieur au critère.

→ **3^o configuration** : la combinaison du massif et du prolongement des pieux :

- Les critères de tassement du radier et des semelles sont respectés.

La zone de l'hôtel, localisée par un nuage sur la figure 9, associait des pieux de paroi prolongés jusqu'aux moraines, un massif de jet-grouting jouant le rôle de contreforts (figure 8) et un dispositif de butonnage (figure 6a). ▷

La modélisation a mis en évidence la nécessité de combiner le massif en jet-grouting et le prolongement de la paroi par des pieux au droit de l'Hôtel d'Aléry afin de s'assurer que les critères de déplacement étaient respectés au niveau de l'avoisinant.

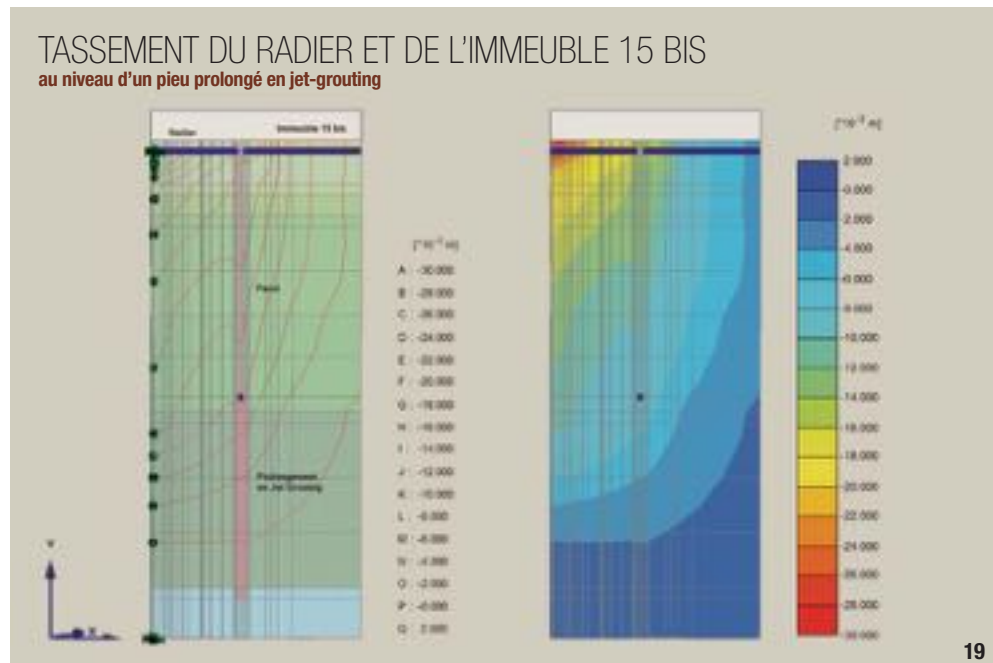
Le comparatif des isovaleurs de tassement des différentes configurations est présenté en figure 16 (les tassements observés au niveau de l'hôtel d'Aléry correspondent aux tassements liés à la mise en place du radier et de son chargement mais ne comptabilisent pas les tassements acquis dans les phases précédentes de terrassement).

On peut visualiser sur les isovaleurs de tassement le « blocage » de l'extension des tassements dans la configuration n°3 : l'effet d'entraînement a été réduit.

LE CAS DE L'IMMEUBLE 15 BIS

L'immeuble 15 bis est un bâtiment de type R+5 et est localisé à proximité immédiate de la fouille. Ce bâtiment présente les charges les plus importantes de l'ensemble des bâtiments présents dans la ZIG.

Au niveau de l'immeuble 15 bis, 5 pieux ont été prolongés en jet-grouting jusqu'aux moraines (figures 17 et 18) pour soutenir les terrains et l'ouvrage voisin. La figure 19 montre que le bâtiment présente des tassements pluri-centimétriques alors que l'avoisinant a peu tassé. Dans le cas présent, le prolongement seul des pieux a eu pour effet de limiter la propagation de ces déformations vers l'avoisinant.



CONCLUSION

Le projet « Carré Saint-François » est un exemple intéressant des difficultés rencontrées lors de la réalisation d'un ouvrage au sein d'une zone fortement urbanisée où les avoisinants sont localisés à proximité immédiate des fouilles de terrassements et des fondations de l'ouvrage. Le contexte de densification urbaine rend de plus en plus fréquent ce genre de configuration où les problèmes de tassement des sols avoisinants et de stabilité de fouilles deviennent des enjeux majeurs et déterminants

19- Tassement du radier et de l'immeuble 15 bis au niveau d'un pieu prolongé en jet-grouting.

19- Settlement of the foundation raft and of building 15 bis at the level of a pile extended by jet-grouting.

sur le choix des solutions techniques à mettre en œuvre pour rester compétitif. L'impact de la ZIG sur les mitoyens doit donc être correctement identifié et analysé pour éviter les litiges ou surcoûts en phase travaux.

Un suivi régulier des cibles topographiques permet d'alerter ou signaler au plus tôt les éventuelles déformations préjudiciables. Dans le cas présent, le suivi de la paroi, du radier de fondation et des avoisinants a montré que les déplacements estimés par le calcul présentaient le même ordre de grandeur. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

- PIEUX DE LA PAROI : 292 u**
- INCLUSIONS RIGIDES : 311 u**
- BUTONS : 9 u**
- SURFACE DE LA FOUILLE : 4 000 m²**
- LINÉAIRE DE POUTRE DE COURONNEMENT : 240 m**

PRINCIPAUX INTERVENANTS

- MAÎTRE D'OUVRAGE : Eiffage Immobilier**
- ENTREPRISE GÉNÉRALE : Eiffage Construction Savoie/Haute-Savoie**
- ENTREPRISE RÉALISANT LE SOUTÈNEMENT ET LES INCLUSIONS RIGIDES : Vipp Lavori**

ABSTRACT

CARRÉ SAINT-FRANÇOIS RESIDENCE - ANNECY

EIFFAGE CONSTRUCTION : LUDVINE DELOBRE, LIONEL VOUTE, OLIVIER PAL

The "Carré Saint-François" project, located in the very heart of the town of Annecy, near the lake, proposes 128 housing units in five buildings comprising seven storeys plus a basement level for use as a private car park. The earthworks required the execution of a relatively watertight stayed retaining structure and a foundation system of the soil reinforcement type in a highly urbanised area. □

COMPLEJO RESIDENCIAL CARRÉ SAINT-FRANÇOIS - ANNECY

EIFFAGE CONSTRUCTION : LUDVINE DELOBRE, LIONEL VOUTE, OLIVIER PAL

El proyecto "Carré Saint-François", implantado en el centro de la ciudad de Annecy (74) cerca del lago, propone 128 viviendas distribuidas en 5 edificios de 7 plantas y un nivel de sótano para uso como aparcamiento privado. Los trabajos de excavación requirieron la realización de una contención relativamente estanca acodalada y de un sistema de cimentación de tipo refuerzo de suelo en una zona sumamente urbanizada. □



1

© GÉRARD ROLLANDO

TRAMWAY T6 - STATION SOUTERRAINE VRG

AUTEURS : LAURE BARDIERE, INGÉNIEUR GÉOTECHNICIEN, EIFFAGE TP - MARC HUERTA, INGÉNIEUR GÉOTECHNICIEN, EIFFAGE TP

COMPARAISON ENTRE LE COMPORTEMENT DES PAROIS MOULÉES ATTENDU ET LEUR COMPORTEMENT OBSERVÉ ET ANALYSE DE L'INFLUENCE DES PARAMÈTRES ET HYPOTHÈSES DE CALCUL.

PRÉSENTATION DU PROJET

À la fin de l'année 2015, une nouvelle ligne de tramway en région parisienne entrera en circulation : le T6 qui reliera les Yvelines et les Hauts-de-Seine. Cette nouvelle ligne, longue de 14 km, comportera 21 stations dont 2 stations souterraines (Viroflay Rive Droite (VRD) et Viroflay Rive Gauche (VGR)). Eiffage TP a réalisé le lot souterrain de cette nouvelle ligne. Il comporte :

- 1,6 km environ de tunnel réalisé au tunnelier ;
- 4 ouvrages à ciel ouvert réalisés en parois moulées :
 - L'ouvrage d'entrée du tunnelier près de la RD53,
 - Un puits de secours,
 - La station VRG et la station VRD.
- 90 m de tunnel réalisé par la méthode conventionnelle à partir de la station VRD.

1- Fin de la réalisation du radier de la station VRG.

1- Completion of execution of the invert for VRG station.

Les travaux de la section souterraine ont commencé en septembre 2011 et finiront fin 2015. Concernant la station VRG, l'exécution de la station a débuté début décembre 2011 et la fin du génie civil est prévue pour mai 2015.

PRÉSENTATION DE LA STATION

La station VRG est implantée sous la place Koenig à Vélizy Villacoublay en correspondance avec la gare SNCF et RER éponyme. Au cours de sa réalisation, elle a été traversée par le tunnelier

Nolwenn (le 12/10/13). Avant d'entrer dans la station, le tunnelier est passé sous la gare SNCF, après reprise en sous œuvre d'une partie de sa structure avec des micropieux. Deux voûtes parapluies ont été réalisées, au niveau de l'entrée et au niveau de la sortie du tunnelier, pour maîtriser les tassements en surface.

DIMENSIONS ET DESCRIPTION DE LA STATION VRG

La station, d'une longueur de 50,1 m et d'une largeur de 14,9 à 24,2 m, est réalisée avec une enceinte en paroi moulée d'épaisseur 1 m, d'une hauteur totale de 28 m dont 24,5 m de hauteur libre. À l'intérieur, elle est composée d'une dalle de couverture de 1 m d'épaisseur, d'une dalle intermédiaire de 0,44 m d'épaisseur supportant les locaux techniques, de deux

niveaux de mezzanines et d'un radier de 1 m d'épaisseur dont la géométrie tient compte du passage du tunnelier (figure 1).

CONTEXTE GÉOTECHNIQUE

Lors de la réalisation de la station, les principales formations du bassin parisien ont été recoupées : les colluvions, les glaises vertes, les marnes supragypseuses, les calcaires de Saint-Ouen, les sables de Beauchamp, les marnes et caillasses et le calcaire grossier. Le niveau moyen de la nappe est à 26 m de profondeur par rapport au TN (figure 2).

MÉTHODE ET PHASAGE

Pour maîtriser les tassements et par besoin de libérer les emprises en surface, le creusement de la station est réalisé en taupes (figures 3 et 4). ▷

PROFIL GÉOTECHNIQUE LONGITUDINAL DE LA STATION VRG



2

© TERRASOL

Le phasage général des travaux est le suivant :

- 1- Réalisation des parois moulées ;
- 2- Excavation jusqu'à 3 m/TN puis réalisation de la dalle de couverture ;
- 3- Excavation sous la dalle de couverture jusqu'à 7,5 m/TN puis pose du 1^{er} lit de butons ;
- 4- Excavation jusqu'à 14,5 m/TN puis pose du 2nd lit de buton (figures 3 et 4) ;
- 5- En parallèle, réalisation de la voûte parapluie ;
- 6- Excavation jusqu'au fond de fouille à 24,5 m/TN et réalisation du radier (figure 1) ;
- 7- Passage du tunnelier (figure 7) ;
- 8- Dépose du 2nd lit de butons, puis réalisation du reste du génie civil.

PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT

11 coupes de calculs ont été réalisées pour le dimensionnement des parois moulées de l'ensemble de la station, compte tenu de sa géométrie (figure 5). La méthode utilisée pour les dimensionner est la méthode d'interaction sol-structure (MISS) dite « aux coefficients de réaction » définie par une loi de comportement effort-déplacement.

SUIVI ET MESURES

Un suivi hebdomadaire de l'évolution des déformées de la paroi moulée et

des efforts repris par les butons a été mis en place lors de l'excavation de la station. L'équipement d'auscultation comporte :

- 10 tubes inclinométriques ;
- 12 extensomètres (7 butons du 1^{er} lit et 5 butons du 2nd lit ont été instrumentés) ;
- 19 cibles sur les avoisinants ;
- 14 cibles sur la station SNCF.

RÉSULTATS DE CALCUL

L'ensemble des parois moulées de la station se comporte de manière uniforme. Les résultats des calculs du dimensionnement sont donnés pour la coupe de calcul pour laquelle nous disposons du plus grand nombre de données, située dans la partie Nord de la station (figure 6) :

- Déformée maximale en tête : 5,4 mm ;
- Déformée maximale en ventre : 18 mm ;
- Efforts maximaux pour le 1^{er} et le 2nd lits de butons : 280 t et 250 t par buton.

COMPARAISON ENTRE RÉEL ET THÉORIQUE

Les déplacements maximaux mesurés de la paroi moulée sont inférieurs de 60 à 75 % par rapport aux déplacements théoriques calculés. Les déplacements

2- Profil géotechnique longitudinal de la station VRG.

2- Longitudinal geotechnical profile of VRG station.

maximaux en ventre mesurés sont d'environ 4 mm contre 18 mm obtenus par le calcul lors du dimensionnement de la paroi moulée, soit une différence de 14 mm (figure 6).

Les efforts maximaux mesurés repris par les butons provisoires sont également inférieurs aux valeurs théoriques. Pour le 1^{er} lit de butons, l'effort maximal mesuré s'élève à environ 190 t contre 280 t calculé, soit une différence de 90 t. Enfin pour le 2nd lit de buton, l'effort maximal mesuré est de 100 t contre 250 t calculé, soit une différence de 150 t.

Ces écarts sont étudiés à partir de rétro-analyses calées sur les données de suivi recueillies en cours de travaux, en analysant l'influence de chacun des paramètres dimensionnants :

- les caractéristiques géotechniques de cisaillement des sols (cohé-

sion C' , angle de frottement ϕ'), dont résulte le coefficient de poussée active K_a ;

- le module de déformation des terrains (module pressiométrique E_M et pression limite p_1^*), dont résulte également la valeur du coefficient de réaction horizontale K_H ;

- le module d'Young du béton $E_{\text{béton}}$. La différence entre les valeurs théoriques de calculs et les valeurs mesurées sur site en cours de travaux provient de la multiplication des approches sécuritaires retenues dans la définition de chaque paramètre et à chaque étape du calcul.

À la prise en compte de données d'entrée conservatrices s'ajoute la surestimation des résultats des calculs liées à l'utilisation d'un modèle de calcul très simplifié qui, dans le cas des stations, ne prend pas en compte l'effet 3D de l'ouvrage ni le phasage réel des travaux avec la pose des butons en suivi de l'excavation.

En fonction de la nature et du nombre des essais disponibles, une approche plus ou moins sécuritaire est retenue dans la définition des caractéristiques géotechniques, quand elles ne résultent pas de corrélations empiriques.

C'est le cas pour la station VRG. Pour certaines formations, les caractéristiques de cisaillement ont été définies



© GÉRARD ROLLANDO
3



© GÉRARD ROLLANDO
4

à partir de corrélations entre C' et ϕ' et les valeurs pressiométriques disponibles. Le module pressiométrique d'une formation géologique est défini à partir de la moyenne harmonique de l'ensemble des valeurs mesurées dans cette couche. Cette approche (méthode pressiométrique), davantage recommandée pour le calcul des tassements, s'est généralisée et conduit à des moyennes et donc à des valeurs de module pressiométrique conservatrices. Le calcul du module de réaction horizontal du sol K_h suivant la formule de Pierre Schmitt, proposée en annexe F de la norme fran-

3- Pose du 2nd lit de buton côté Nord.

4- Pose du 2nd lit de buton côté Sud.

3- Placing the second layer of struts on the northern side.

4- Placing the second layer of struts on the southern side.

çaise relative au calcul des ouvrages de soutènement (NF P 94-282), s'est imposée. La valeur du coefficient K_h , pour une couche donnée est reliée au module pressiométrique de la couche. La formule de Pierre Schmitt, à partir de la valeur E_M brute, a été développée pour des écrans souples de type palplanches.

Pour les écrans rigides de type parois moulées, la valeur du coefficient K_h , obtenue à partir de la valeur brute du module pressiométrique, est sous-évaluée et ce d'autant plus dans les terrains compacts.

L'emploi d'un module E_M réajusté, injecté dans la formule de Pierre Schmitt, permet une approche plus réaliste dans le cas du dimensionnement d'écrans rigides.

La majoration du module E_M par un coefficient égal à 2 ou 3 suivant qu'il s'agisse d'un sol ou d'une roche est parfois retenue.

L'emploi d'un module E_M réévalué va d'ailleurs dans le sens des observations de Pierre Schmitt publiées en 2009 (P. Schmitt « Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples » - RFG n°71 - 1995 et « De l'importance du suivi pour maîtriser le dimensionnement des ouvrages géotechniques » - RFG n°126-127 - 2009).

L'amplitude des efforts de poussée qu'exercent les terrains sur la paroi moulée est fortement influencée par la valeur de l'angle de poussée des terres δ_a retenu. Ce paramètre dépend à la fois de l'angle de frottement du terrain ϕ et de l'hypothèse prise sur le contact sol/écran.

Pour cette dernière et dans le cas du calcul des parois moulées, la norme relative au calcul des écrans de soutènement tend à borner la valeur de l'angle de poussée des terres δ_a à une valeur dite « sécuritaire » égale à $+2/3\phi$ tout en précisant que dans le cas de parois en béton coulé en place (c'est le cas des parois moulées) la valeur de δ_a pourrait être égale à ϕ . Dans de nombreux cas une valeur inférieure à $+2/3\phi$ est cependant exigée. Dans le contexte de la station VRG, hors nappe avec un contact sol/paroi optimal, les conditions sont réunies pour la prise en compte d'un angle δ_a compris entre $+2/3\phi$ et ϕ .

Les caractéristiques du béton sont également définies de manière sécuritaire par la norme NF P94-282.

Pour un béton de classe C35/45, utilisé sur la station VRG, la valeur du module d'Young est fixée à 23 GPa. Les essais de contrôle réalisés sur le béton mis en œuvre dans les parois moulées de la station ont donné les valeurs de module suivantes :

→ 35 GPa au bout de 7 jours ;

→ 38 GPa au bout de 28 jours ;

→ 39 GPa au bout de 90 jours.

L'exécution des parois moulées a duré 6 mois, de janvier à fin juin 2012. Les terrassements de la station ont commencé au début du mois d'août 2012. Le module du béton est alors proche de 35-40 GPa, une valeur bien supérieure à la valeur retenue dans les calculs. ▷

VUE EN PLAN DE LA STATION VRG



5

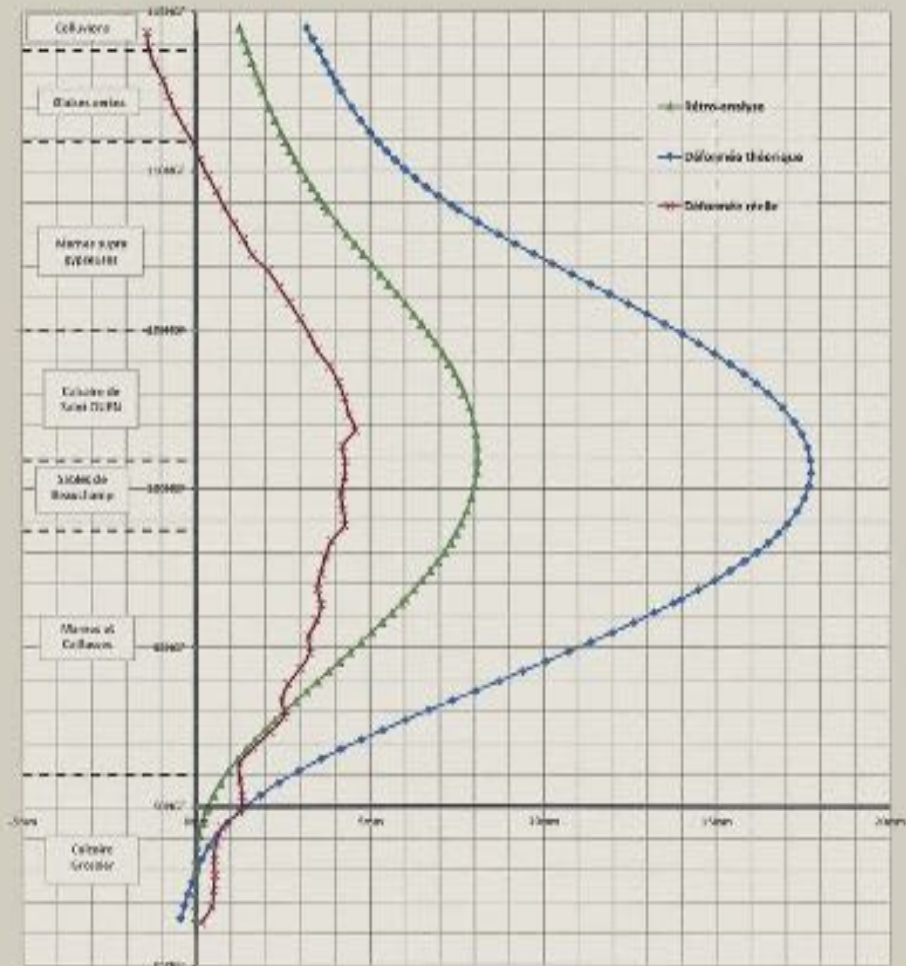
© EIFFAGE TP

5- Vue en plan de la station VRG.
6- Déformée théorique, réelle et recalée de la paroi.

5- Plan view of VRG station.
6- Theoretical, real and adjusted deformation of the wall.

DÉFORMÉE THÉORIQUE, RÉELLE ET RECALÉE DE LA PAROI

Comparaison de la déformée de la paroi moulée



6

© EIFFAGE TP

CALAGE DU CALCUL PAR RÉTRO-ANALYSE

L'approche par le calcul d'un comportement du soutènement proche de celui réellement mesuré (déformation de la paroi et efforts dans les butons) s'obtient en retenant les paramètres de calcul suivants :

- E_M défini à partir de la moyenne harmonique ;
- Coefficient de réaction K_h utilisant des valeurs de module pressiométrique recalées, majorées par un coefficient égal à 2 dans les terrains type sol et 3 dans les terrains davantage rocheux ;



7

© EIFFAGE TP

- Un angle δ_a égal à $+2/3\phi$;
- Un module de béton pris égal à 35 GPa.

Le calcul donne une déformée maximale en ventre de 8 mm plus cohérente avec les valeurs mesurées (figure 6). Les efforts dans les butons sont également plus proches avec cependant un écart encore marqué pour le 2nd lit de buton : effort maximal pour le 1^{er} lit de butons de 180 t équivalent à l'effort mesuré, et 215 t pour le 2nd lit de butons. Ce qui reste lié aux estimations des caractéristiques de cisaillement des Sables de Beauchamp (SB) et des Calcaire de St-Ouen (CSO) pour lesquelles des essais spécifiques ne sont pas disponibles.

COMMENTAIRES

Le calcul des écrans rigides par la méthode d'interaction sol-structure aux coefficients de réaction reste une approche conservatrice. Cela doit être considéré dans le choix et la définition des paramètres de calculs et dans l'interprétation des résultats.

Le recalage des paramètres par des valeurs plus réalistes reste encore

sécuritaire. Des facteurs influençants ne peuvent en effet pas être pris en compte par la méthode de calcul retenue. Un dimensionnement par éléments finis permettrait d'apprécier plus justement le comportement de la paroi moulée. Une approche 3D serait encore plus réaliste, mais doit être réservée à des cas spécifiques compte tenu de la complexité à définir le modèle numérique initial.

Compte tenu des incertitudes qui peuvent subsister sur les caractéristiques géotechniques des formations et/ou sur la représentativité des données disponibles du fait de leur faible nombre ou de leur nature, il est très difficile de réduire la marge sécuritaire sur leur définition.

Par ailleurs, d'autres paramètres sont fixés par la norme et il est difficile de s'en affranchir. Par contre, il est indispensable de considérer ces marges sécuritaires pour la définition des autres hypothèses de calcul pour ne pas cumuler trop de coefficients de sécurité. Une valeur de module pressiométrique recalée peut être retenue pour les écrans rigides, surtout pour

7- Station après le passage du tunnelier.

7- Station after the passage of the tunnel boring machine.

des épaisseurs de paroi importantes. Le choix de la valeur de l'angle d'inclinaison de la poussée des terres ne doit pas être défini par défaut à partir de valeurs basses, surtout dans le cas de parois moulées et davantage encore en l'absence de nappe. □

PRINCIPALES QUANTITÉS VRG

PAROI MOULÉE : 4 000 m³ de béton

BUTONS ET LIERNES MIS EN ŒUVRE : 740 t

VOLUME DE TERRASSEMENT (BOÎTE PRINCIPALE) : 22 000 m³

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : Conseil général des Yvelines

MAÎTRE D'ŒUVRE : Egis Rail

CONSEIL GÉOTECHNIQUE MOE : Antea

COORDINATEUR SPS : Presents

ENTREPRISE : Eiffage TP

ENTREPRISE DE SOUTÈNEMENT : Soletanche Bachy

BUREAUX D'ÉTUDES ENTREPRISE : Eiffage STS - BIEP

MISSION GÉOTECHNIQUE POUR ENTREPRISE : Terrasol

ABSTRACT

TRAMWAY T6 - VRG UNDERGROUND STATION

EIFFAGE TP : LAURE BARDIERE, MARC HUERTA

La station souterraine de VRG du T6 *The Viroflay-RiveGauche underground station of the T6 tramway is executed by the diaphragm wall technique to a depth of 24.5 m. Monitoring of station excavation enabled a comparison to be made between the theoretical deformations defined with the computation method conventionally used, i.e. the modulus of subgrade reaction, and the values actually measured.* □

TRANVÍA T6 - ESTACIÓN SUBTERRÁNEA VRG

EIFFAGE TP : LAURE BARDIERE, MARC HUERTA

La estación subterránea de Viroflay-RiveGauche del tranvía T6 *se ha realizado en pared modelada de una profundidad de 24,5 m. El seguimiento de la excavación de la estación permitió realizar una comparación entre las deformaciones teóricas definidas con los métodos de cálculo utilizados habitualmente, es decir, el método de cálculo de los coeficientes de reacción, y los valores realmente medidos.* □



1

© BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS

LES FONDATIONS PROFONDES DU PONT SUR LA LAGUNE À ABIDJAN

AUTEURS : BRUNO SIMON, DIRECTEUR SCIENTIFIQUE, TERRASOL - DOMINIQUE MICHEL, DIRECTEUR PÔLE FONDATIONS, SERVICE INGÉNIERIE, BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS - THIBAUT PERINI, INGÉNIEUR PRINCIPAL, SERVICE INGÉNIERIE, BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS - GÉRARD KILIDJIAN, CHEF DE SERVICE, SERVICE INGÉNIERIE, BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS

LE 3^e PONT D'ABIDJAN, EN CÔTE D'IVOIRE, RELIE LES 2 RIVES DE LA LAGUNE EBRIE ENTRE RIVIERA AU NORD ET MARCORY AU SUD ; LE TABLIER DE CET OUVRAGE DE 1 500 M DE LONG REPOSE SUR DES PILES CONSTITUÉES DE 2 PIEUX FORÉS DE 2 M DE DIAMÈTRE ANCRÉS DANS LES SABLES COMPACTS À 80 M DE PROFONDEUR ET INJECTÉS EN POINTE ; UN ESSAI DE CHARGEMENT STATIQUE RÉALISÉ SUR UN PIEU À L'AIDE D'UNE CELLULE OSTERBERG A PERMIS DE VALIDER LES HYPOTHÈSES D'ÉTUDES ; LES DIFFÉRENTES CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE DE SOL ONT PERMIS D'AFFINER LE MODÈLE GÉOTECHNIQUE ET DE LEVER LE RISQUE QUANT À LA PRÉSENCE DE LENTILLES ARGILEUSES DANS LE SUBSTRATUM DES SABLES COMPACTS.

PRÉSENTATION DU PROJET

Dans le cadre du projet de liaison autoroutière de 6,7 km qui permettra d'assurer la jonction entre le quartier de la Riviera à celui de Marcory à Abidjan, s'inscrit un ouvrage majeur assurant le franchissement de la grande lagune Ebrié. Cet ouvrage a été baptisé pont Henri Konan Bédié (HKB) et constitue le

troisième pont d'Abidjan. Attendu depuis plus d'une décennie à cause d'un contexte politique difficile, il est enfin sorti de l'eau et s'impose maintenant à la vue de tous par son envergure exceptionnelle. Le viaduc, d'une longueur de 1 500 m, s'appuie sur 62 pieux de diamètre 2 m et de plus de 80 m de profondeur par endroit. Chaque travée

1 - Pont HKB en cours de construction.

1 - HKB Bridge during construction.

de 50 m, isostatique, est composée de deux caissons précontraints reposant par 2 chevêtres sur les pieux implantés selon un entraxe transversal de 13 m. Une entretoise est coulée entre les deux chevêtres afin de rigidifier la structure et de répartir les efforts lors de chocs latéraux. Les études de niveau Avant Projet Détaillé ont débuté en 1998. Elles ont

permis de dégager une stratigraphie type et les caractéristiques mécaniques des formations rencontrées. Sur cette base avaient été définis les niveaux d'ancrage, les capacités portantes des pieux et les méthodologies de réalisation. Malheureusement pendant plus de 10 ans, les événements en Côte d'Ivoire n'ont pas permis de lancer le projet. En 2011, le projet est enfin relancé. Bouygues Travaux Publics, intégré à la société de construction du pont SACPRM, lance alors une campagne de sol complémentaire ayant pour objectif de lever les incertitudes résiduelles et de fiabiliser la conception. À la suite de nouvelles études plus détaillées, il est également décidé de réaliser un essai de chargement de pieu en juin 2013. Dix mois plus tard, le dernier des 62 pieux en lagune était réalisé. Cet article se concentre sur la problématique des fondations et la restitué à travers les étapes clés.

LES CONDITIONS DE SITE - RISQUES GÉOTECHNIQUES IDENTIFIÉS

Le pont HKB a la particularité d'enjamber la lagune Ebrié située entre les quartiers de Marcory au sud et celui de la Riviera au nord.

2- Coupe des pieux et du tablier.

3- Profil géotechnique 1998. Extrait rapport Simecsol.

2- Cross section of piles and deck.

3- 1998 geo-technical profile. Excerpted from Simecsol report.

Depuis le nord, la construction d'une digue longue de 500 m a permis de réduire la longueur de l'ouvrage et de créer la zone de la gare de péage. Depuis le sud, la culée C30 assure la transition entre la terre et la lagune. La lagune Ebrié s'étend sur plus de 100 km le long du littoral ivoirien. Le système lagunaire possède deux points d'échange avec l'océan Atlantique : d'une part à l'est, par le biais d'une embouchure naturelle, située au niveau de Grand Bassam où se jette le fleuve Comoé et, d'autre part, à l'ouest, grâce à la connexion artificielle du canal de Vridi. Ces connexions assurent un échange régulier entre les eaux salées de l'océan et les eaux douces des fleuves et des rivières.

La sédimentation y est permanente et les courants peuvent atteindre des vitesses supérieures à 1 m/s. Au droit du projet, le tirant d'eau atteint en moyenne 5 m.

La succession moyenne des terrains est la suivante :

- Dépôts sablo-vasards ;
- Argile ;
- Sable.

Les principaux risques géotechniques identifiés sur le projet sont :

- Stratigraphie aux variations brutales et peu prévisibles ;
- Présence de niveaux argileux d'épaisseur métrique, de faible compacité en profondeur ;
- Variabilité sur la compacité et la nature des terrains d'ancrage ;
- Exécution de pieux de grande longueur dans des terrains difficiles.

LES CAMPAGNES DE RECONNAISSANCES DE SOL CAMPAGNE DE NIVEAU APD

Moyens mis en œuvre

Les premières campagnes de sol ont été effectuées entre 1997 et 1998 et ont consisté en la réalisation de :

- Profils sismiques ;
- 12 essais au piézocône descendant entre 20 et 55 m de profondeur ;
- 4 sondages avec essais SPT descendant entre 60 et 75 m de profondeur ;
- 4 sondages combinant essais SPT et essais pressiométriques Ménard descendant entre 52 et 90 m de profondeur.

Cette campagne a permis de bâtir le profil géotechnique figure 3.

Premiers enseignements

En partie centrale, concernant plus de 2/3 des appuis, avait été identifiée la stratigraphie suivante :

- 10 m de vase présentant une consistance nulle ou quasi nulle ;
- 40 m d'argile dont la compacité augmentait avec la profondeur ;
- Au-delà des sables moyens à grossiers de bonne compacité au sein desquels avaient été reconnues des poches d'argile, d'épaisseur métrique, de compacité médiocre.

Dans la partie Sud de l'ouvrage, il avait été mis en évidence une remontée des sables compacts.

Dans la partie Nord, les sondages avaient reconnu une alternance de sable et d'argile sur des épaisseurs plurimétriques.

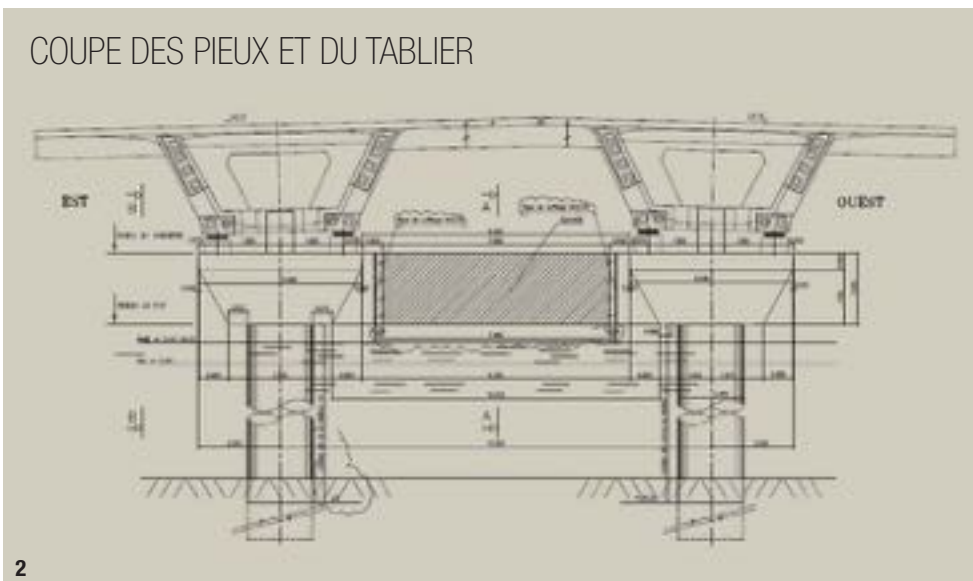
Les propriétés reconnues des 2 formations principales étaient les suivantes.

→ Les argiles

Du point de vue mécanique, l'argile avait été bien caractérisée grâce à des essais en laboratoire, des essais au pénétromètre statique et des essais SPT.

L'argile est saturée avec un poids volumique sec de 10 kN/m³.

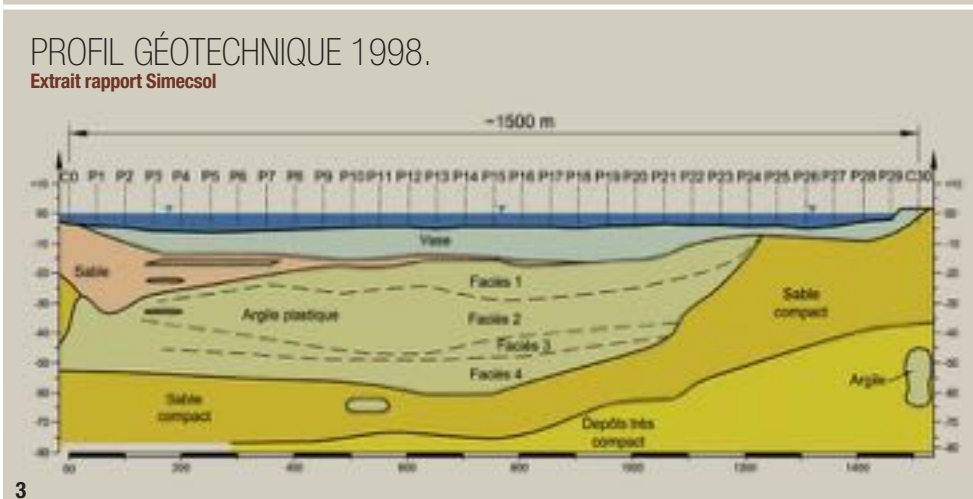
COUPE DES PIEUX ET DU TABLIER



2

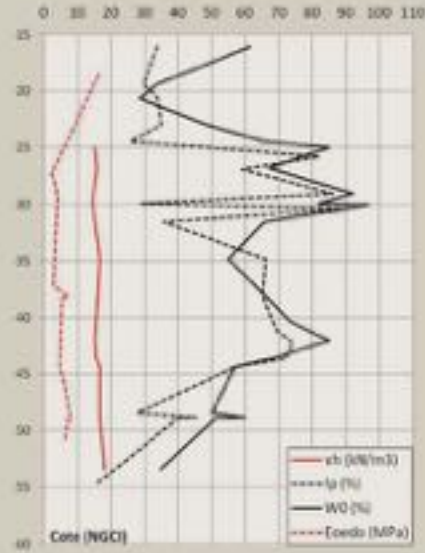
PROFIL GÉOTECHNIQUE 1998.

Extrait rapport Simecsol



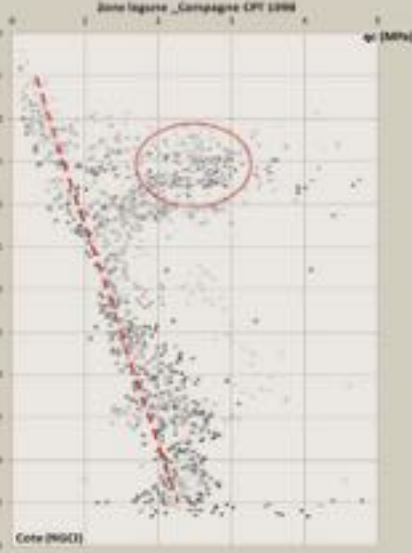
3

CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES des argiles



4

PROFIL PÉNÉTROMÉTRIQUE des argiles



5

4- Caractéristiques mécaniques des argiles.

5- Profil pénétrométrique des argiles.

6- Comparaison entre campagnes pressiométriques 1998 et 2012.

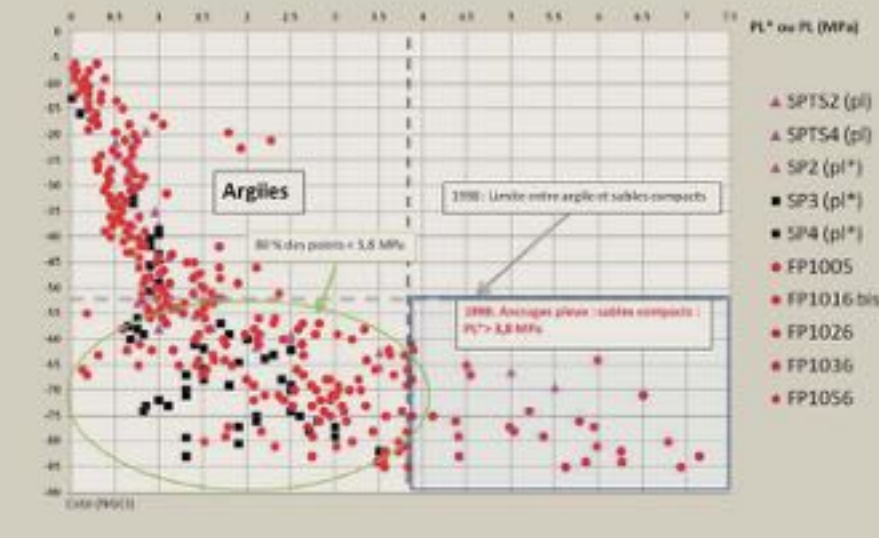
4- Mechanical properties of clays.

5- Penetrometer profile of the clays.

6- Comparison between 1998 and 2012 pressure measurement campaigns.

FIGURE 4 © BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS / FIGURES 5 & 6 © TERRASOL

COMPARAISON ENTRE CAMPAGNES PRESSIOMÉTRIQUES 1998 ET 2012



6

module ne sont pas toutes pertinentes et sont souvent trop faibles au regard des pressions limites mesurées. Peu d'essais SPT sont disponibles. Jusqu'à la cote -40 NGCI, on retient une valeur moyenne $N_{SPT}=7$. Au delà et jusqu'à -55 NGCI, on relève une évolution linéaire et croissante jusqu'à $N_{SPT}=10$ en fond de couche. Une étude comparative de l'ensemble des résultats a été réalisée (tableau 1 - les valeurs mentionnées en rouge avaient été jugées faibles à cause d'une surestimation probable des pressions limites).

→ Les sables

Cette formation a essentiellement été caractérisée par des essais *in situ*. Le profil présenté figure 3 montre que les pénétromètres statiques ont atteint quasi systématiquement le refus autour de 30 MPa dans des sables qualifiés de compacts. Seuls les sondages SPT et les sondages pressiométriques ont pu traverser et caractériser cette formation jusqu'à 85 m de profondeur. Dans la partie centrale de la lagune, sous -55 NGCI, le nombre de coups au carottier battu dépasse généralement $N_{SPT}=50$, ce qui révèle une densité élevée. Toutefois des zones plus faibles ($N_{SPT}<25$) avaient été décelées entre -60 et -65 NGCI correspondant à des poches argileuses au sein des sables compacts. À de telles profondeurs, l'exécution des sondages pressiométriques s'est révélée difficile. Les rapports E_m/p_{LM} souvent en deçà de 5 étaient l'indice d'un remaniement certain. Les valeurs de pressions limites

La plasticité est moyenne à forte ($I_p > 30\%$) et l'indice de consistance de 0,5 indique qu'il s'agit d'une formation de compacité molle à ferme. Les essais de compression à l'oedomètre ont mis en avant le caractère normalement consolidé (voire légèrement sur-consolidé) de cette formation. Le rapport $Cc/1+e_0$ évoluant entre 0,2 et 0,4 témoigne du caractère compressible de la formation au-delà de la pression de consolidation. Dans la plage de contraintes 200 / 400 kPa, le module œdométrique moyen est de l'ordre de 5 MPa, ce qui reste faible.

En ce qui concerne les résultats des essais *in situ*, le graphique joint illustre les propriétés mécaniques du matériau selon le piézocône. On note une augmentation linéaire de la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur, de 0 à 2 MPa en fond

de couche. Localement apparaissent des sauts de résistance qui témoignent de niveaux plus sableux. Les sondages pressiométriques confirment également cette tendance avec des pressions limites oscillant entre 0 et 1,5 MPa. En revanche, les valeurs de

TABLEAU 1 : CORRÉLATIONS ENTRE ESSAIS

Cote base (NGCI)	Couche	$q_c - q_0 / p_{LM}$	q_c / N_{SPT}	N_{SPT} / p_{LM}^*	E_m / p_{LM}	$E_m / (q_c - q_0)$
-40	A2	1,4	0,14	14	6	4,2
-55	A3	0,7	0,25	6,6	8	7,2

ne dépassaient que rarement 3 MPa et avaient, à l'époque, été jugées sous-évaluées dans des proportions pouvant atteindre 30%.

Les analyses de la phase APD avaient ainsi conduit à adopter une pression limite nette de 3,8 MPa comme valeur de référence dans le matériau sableux compact.

Synthèse

Les études de niveau APD avaient permis de valider les points suivants :

- Les niveaux d'ancrage des fondations ;
- La technique d'exécution des pieux :
 - pieux de diamètre 2 m,
 - forés à la boue,

7- Extrait du profil géotechnique Terrasol 2012.

8- Extrait du profil géotechnique 2014.

7- Excerpt from the Terrasol 2012 geotechnical profile.

8- Excerpt from the 2014 geotechnical profile.

- mise en place d'une virole métallique dans les terrains peu cohérents en tête,
- injection en pointe de pieu.
- Facteur de portance $k_p=2,2$ dans les sables ;
- Pression limite nette des sables $p_{LM}^*=3,8$ MPa ;
- Substitution des lentilles argileuses par la technique du Jet Grouting.

CAMPAGNE DE RECONNAISSANCES COMPLÉMENTAIRES (2011/2012)

Objectifs

En 2011, une nouvelle campagne de reconnaissances est lancée.

Les objectifs étaient multiples :

- Affiner la stratigraphie sous l'ouvrage ;
- Identifier les transitions géologiques « brutales » ;
- Reconnaître, préciser et caractériser la lentille d'argile détectée dans la couche d'ancrage des pieux (au droit de 2 sondages S6/S7) et vérifier son étendue ;
- Confirmer et valider les caractéristiques mécaniques retenues dans les différentes formations, notamment dans la couche d'ancrage des pieux constituée par l'horizon des sables compacts.

Moyens mis en œuvre

Initialement le programme prévisionnel était bâti de façon à pouvoir réaliser par appui :

- Un sondage à la pointe piézocône CPTu sur un des deux pieux de chaque pile ;
 - Une alternance de sondages carottés, pressiométriques et destructifs sur l'autre pieu.
- Toutefois, certaines difficultés d'exécution ont conduit à modifier le programme initial. On citera notamment :
- Les courants marins ;
 - Les moyens matériels limités ;
 - L'instabilité des trous de forage dans les terrains cohérents ;
 - Le flambement des tiges lors de la réalisation des pénétromètres ;
 - Le manque d'expérience locale pour la réalisation de sondages carottés profonds.

In fine, la campagne complémentaire a permis de réaliser :

- 7 sondages pressiométriques descendus entre 50 et 80 m de profondeur ;
- 3 sondages carottés descendus à 80 m de profondeur ;
- 24 sondages destructifs descendus à plus de 80 m de profondeur.

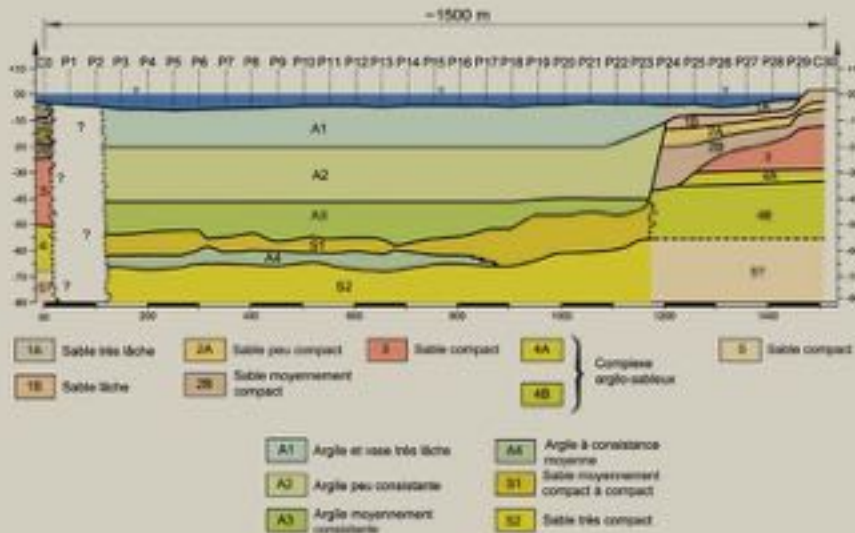
Synthèse

Nous illustrons les résultats de la campagne complémentaire en mettant en perspective anciennes et nouvelles valeurs sur un profil pressiométrique. Le profil est réalisé au centre de la lagune (figure 6).

Les valeurs issues de la campagne 2011/2012 sont en rouge ; il peut être constaté que dans les niveaux argileux, jusqu'à -50 NGCI, les sondages anciens (1997/1998) et ceux réalisés en 2012 s'accordent relativement bien.

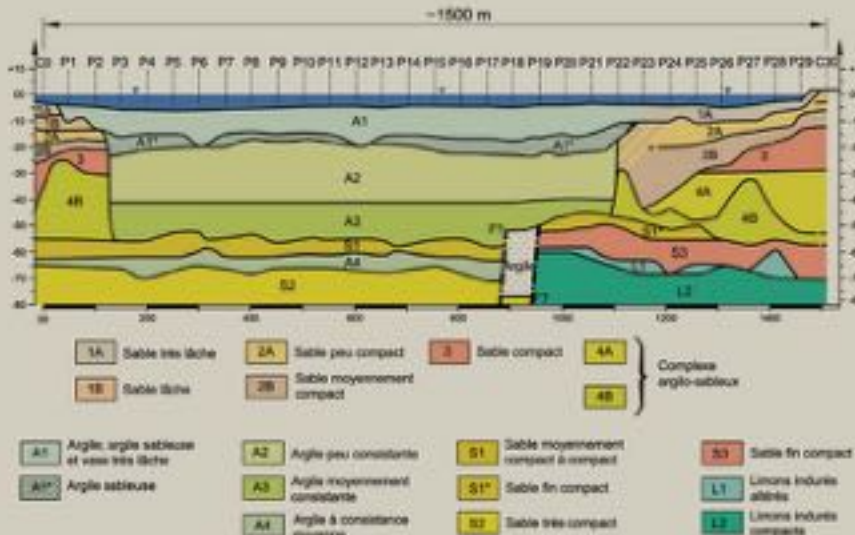
En revanche dans les sables, la pression limite de référence de 3,8 MPa n'est atteinte que dans 20% des cas, ce qui conduit à réévaluer à la baisse la pression limite en pointe de pieu. ▷

EXTRAIT DU PROFIL GÉOTECHNIQUE TERRASOL 2012



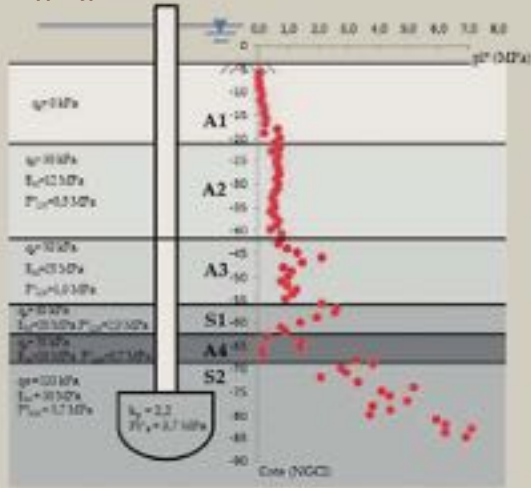
© TERRASOL
7

EXTRAIT DU PROFIL GÉOTECHNIQUE 2014



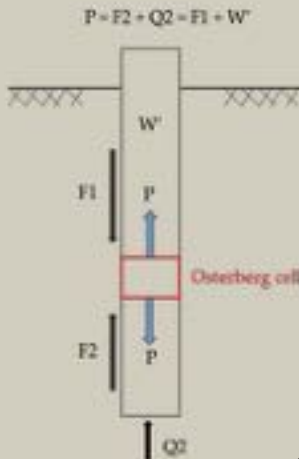
© TERRASOL
8

EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT pour un appui type



9

PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT du dispositif Osterberg



10

9- Exemple de dimensionnement pour un appui type.

10- Principe de fonctionnement du dispositif Osterberg.

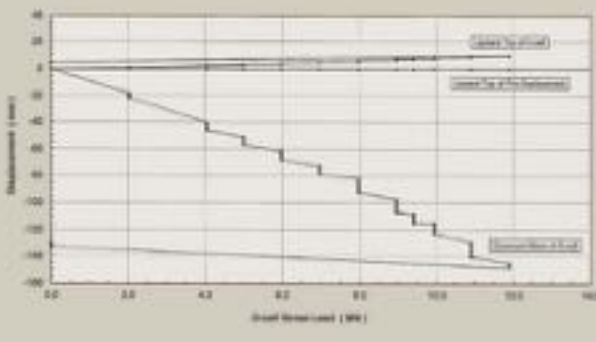
11- Courbes de chargement.

9- Example of sizing for a typical support.

10- Operating principle of the Osterberg device.

11- Loading curves.

COURBES DE CHARGEMENT



11

DIMENSIONNEMENT DES PIEUX DE FONDATION (2012)

Suite à la découverte d'une couche continue d'argile au niveau prévu pour l'ancrage des pieux et à la réévaluation en baisse des caractéristiques mécaniques du sol, il a été décidé d'approfondir les pieux sous cette couche d'argile pour satisfaire les capacités portantes réglementaires et limiter le risque de tassement lié à cette couche. Sur la figure 9 est présenté un exemple de dimensionnement pour un appui type. Le tassement est classiquement estimé par la méthode de Frank & Zhao. Sous 15 MN de chargement ELS QP, il est proche de 2,5 cm. Une grande partie du tassement provient du raccourcissement élastique du pieu. Le réajustement des hypothèses de calcul a conduit à augmenter le linéaire de pieux de 805 m par rapport au dimensionnement de la phase APD. Le tableau 2 consigne les principales quantités de forage.

couche continue d'argile A4 mise en évidence par la campagne complémentaire. Cette subdivision est justifiée non seulement, mécaniquement, par une différence de compacité mais également, géologiquement par une différence de nature, les sables S2 étant plus grossiers que S1.

Sur la figure 9 est présenté un exemple de dimensionnement pour un appui type.

Le tassement est classiquement estimé par la méthode de Frank & Zhao. Sous 15 MN de chargement ELS QP, il est proche de 2,5 cm. Une grande partie du tassement provient du raccourcissement élastique du pieu.

Le réajustement des hypothèses de calcul a conduit à augmenter le linéaire de pieux de 805 m par rapport au dimensionnement de la phase APD. Le tableau 2 consigne les principales quantités de forage.

PIEU D'ESSAI - ESSAI DE CHARGEMENT STATIQUE

En juin 2013, un essai de chargement statique est réalisé pour valider les paramètres de calcul et notamment le facteur de portance $k_p = 2,2$. Cette validation nécessite de solliciter la pointe du pieu par une charge proche de la rupture. Réflexion faite, le choix se porte sur un essai de chargement à la cellule Osterberg®, exécuté sur un pieu de 1,4 m de diamètre et ancré à la cote -77 NGCI dans les sables S2 constituant l'horizon d'ancrage des pieux définitifs de l'ouvrage.

Afin d'approcher au mieux les conditions de site, et notamment de tester

Par ailleurs, la reconnaissance systématique par sondages destructifs a révélé la présence d'une couche continue de 5 m d'épaisseur moyenne, intercalée dans les sables entre -60 et -65 NGCI. Cette couche d'argile a été caractérisée par des sondages pressiométriques qui ont révélé une valeur moyenne $p_{LM}^* = 0,7$ MPa.

La campagne complémentaire réalisée entre 2011 et 2012 a permis de réactualiser le profil géotechnique. Un extrait est fourni figure 7.

Les principaux éléments mis en lumière par la campagne complémentaire sont les suivants :

- Difficulté à appréhender la transition entre les rives et la partie centrale (P2 à P3) ;
- Présence d'une couche continue d'argile (A4) entre -60 et -65 NGCI. La compacité est faible à moyenne et l'épaisseur est généralement supérieure ou égale à 5 m ;
- Sables d'ancrage moins compacts que prévu en 1998 ;

→ En l'absence de carottage entre les piles P23 et C30, incertitude sur la nature du matériau d'ancrage.

PHASE D'EXÉCUTION DES PIEUX

Une coupe de sol a été réalisée par le chantier lors de l'exécution de chaque pieu foré. Ces coupes ont permis de réactualiser le profil géotechnique et de mieux comprendre la géologie complexe du site.

Le profil réactualisé en 2014 est présenté en figure 8.

Les points suivants ont été mis en lumière :

- Forte hétérogénéité des faciès entre pieux du même appui ;
- Transition géologique complexe entre les rives et le centre de la lagune ;
- Découverte d'une faille au droit de P18 entraînant une discontinuité des conditions d'ancrage au nord et au sud de cette pile ;
- Mise en évidence d'une couche de limon induré au-delà de la pile P19.



12

© BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS

12- Vue aérienne de la zone d'installation de chantier.

12- Aerial view of the site facilities area.

et de reconnaître en grand la couche d'ancrage, il est décidé de réaliser le pieu d'essai au droit de la culée Nord, depuis la plateforme constituée par la digue. Il s'agit également de pouvoir, pour la première fois, valider la méthode d'exécution prévue selon le phasage suivant :

- Vibrofonçage d'une virole métallique perdue ;
- Excavation à l'aide d'un bucket sous boue bentonitique ;
- Mise en place de la cage d'armature et bétonnage du pieu au moyen d'une colonne de bétonnage ;
- Contrôles par auscultation sonique et par carottage de la pointe ;
- Injection d'imprégnation en pointe ;
- Injection de serrage en pointe.

Contrairement à un essai de chargement traditionnel, le principe d'un essai Osterberg® est de pouvoir utiliser le pieu comme massif de réaction. Le dispositif de chargement est constitué de vérins installés dans la partie basse du pieu.

L'essai commence lorsque le vérin est pressurisé. La partie du pieu située au dessus de la cellule sert alors de

bâti de réaction pour charger la partie du pieu, située sous la cellule. Selon les notations de la figure 10, le frottement inférieur (F2) additionné de l'effort en pointe (Q2) est équilibré par le frottement supérieur (F1) additionné du poids propre du pieu déjaugé (W). Un sondage pressiométrique réalisé au droit du pieu d'essai a permis d'évaluer la pression limite équivalente en pointe à 5,5 MPa. Combinée au coefficient de portance $k_p = 2,2$, la charge de rupture en pointe a été estimée à 18,6 MN, valeur proche de la capacité totale des 2 vérins, limitée à 20 MN. Cette évaluation a conduit à positionner le dispositif de chargement 1 m au

dessus de la pointe du pieu. Des jauges de déformation ont été positionnées à différents niveaux afin d'évaluer le frottement limite de chaque couche. Le mouvement de la plaque supérieure a pu être suivi grâce à une pige soudée à cette dernière.

Le mouvement de la pointe du pieu a pu être suivi grâce à une pige descendue à la base du pieu.

L'essai de chargement a été interrompu au palier n°11 correspondant à un effort de 12 MN appliqué dans chaque direction. Au-delà de cette valeur, le vérin a atteint sa course maximale de 150 mm et a cédé.

Le phénomène peut trouver une explication dans la trop grande proximité de la cellule avec le fond du pieu.

Les plaques encastrant les vérins ont sans doute constitué un obstacle préférentiel à la remontée des sédiments déclenchée lors de l'amorçage.

Un mélange de béton et de matériaux de compacité médiocre s'est vraisemblablement trouvé piégé sous la plaque provoquant un tassement excessif de celle-ci durant l'essai.

Le graphique de la figure 11 illustre pour chaque palier de chargement, le mouvement ascendant de la plaque supérieure et le tassement de la plaque inférieure.

L'objectif étant de valider la valeur de $k_p = 2,2$, la première étape a consisté à la détermination de la charge de fluage Q_c . L'analyse des pentes de chaque palier de chargement en fonction du temps a montré que le fluage

n'était pas encore atteint sous 11 MN. L'extrapolation des données de l'essai de pieu a permis d'établir une charge de rupture en pointe supérieure ou égale à 18,6 MN qui validait le coefficient de portance $k_p = 2,2$.

LES TRAVAUX DE FONDATIONS PRÉSENTATION

Les travaux de fondation ont nécessité une organisation spécifique. La fabrication des bétons, des cages d'armatures et des caissons est réalisée depuis la terre ferme sur la zone d'installation. Le transfert de matériaux se fait ensuite par barges.

Afin de stabiliser l'atelier de forage pour les travaux de fondations profondes, la barge est munie de pieds métalliques, disposés aux quatre angles, qui assurent un ancrage robuste (figures 12, 13 et 14).

LOGISTIQUE

62 pieux ont été réalisés en 10 mois de production, soit environ 3 pieux toute les 2 semaines. Les conditions particulières de réalisation (travaux maritimes, pieux de grand diamètre et de grande profondeur) ont fait l'objet d'une attention particulière quant à la méthode de réalisation à chaque étape du processus. Tous les pieux ont été contrôlés à chaque étape de leur réalisation mais aussi après bétonnage afin de s'assurer de la qualité du produit fini (essais soniques et carottages du contact béton/sol systématiques). ▷

TABLEAU 2 : LES PRINCIPALES QUANTITÉS DE FORAGE

Phase //année	Prévisionnel	Exécuté	Δl
Contrat/APD //1997/1998	3 545 m	-	-
Complémentaire //2011/2012	4 350 m	-	805 m
Exécution //2013/2014	-	4 559 m	1014 m



© BOUYGUES TRAVAUX PUBLICS

Différents « Points d'Arrêt » de vérification du suivi des procédures ont été mis en place (niveau du casing, profondeur du forage, qualité de la bentonite et du béton avant bétonnage). Une légère anomalie à l'essai sonique a été décelée et aussitôt injectée et réparée sur le fût d'un pieu. Tous les carottages de contrôle du contact montrent une excellente interface pieu/sol. 1 663 m de casings perdus, 15 208 m³ de béton et 4 559 m de forage représentent les principales quantités de ce chantier ; la surconsommation de béton (de l'ordre de 6%) a été faible, ce qui n'est pas surprenant au vu des terrains rencontrés. Un point particulier de contrôle imposé par le bureau d'étude de Bouygues Travaux Publics a été la verticalité des pieux dont la tolérance était au maximum de 0,5% sur la hauteur du casing et 2% pour le pieu sous casing ; deux systèmes de contrôle ont été utilisés : le Koden (contrôle dans le forage réalisé sous boue après excavation) et le système Lutz installé sur l'outil avec mesure enregistrée dans la cabine de la foreuse à chaque remontée de l'outil.

Les deux systèmes se sont montrés fiables et le forage a toujours été conduit dans la limite des tolérances de verticalité. La Direction Technique de Bouygues Travaux Publics a été fortement sollicitée pour la mise en place des procédures d'exécution au démarrage du chantier ; par son implication et son suivi, elle a contribué à la réussite de cette phase de travaux.

Un second point particulier a été la production et l'acheminement du béton : fabriqué par une centrale à béton installée sur la rive Nord, il a été pompé à partir de la terre directement dans les pieux situés le plus proche des rives ; des camions toupies, montés sur barges, ont permis de bétonner la majeure partie des pieux en lagune ;

des pompes à béton de grandes capacités (Swing SP 1800 de 73 m³/h) ainsi qu'une benne pour l'amorçage ont conduit à une cadence de bétonnage moyenne de 26 m³/h. Pour la majeure partie des pieux, le bétonnage a nécessité l'usage de trois barges et de dix camions toupies. Les temps de trajets du béton sur barges, ainsi que les volumes importants (de l'ordre de 250 m³/pieu) ont conduit à la mise au point de la formulation de béton suivante :

- Béton C40/50 ;
- Rhéologie de 10 heures ;
- Slump de 20 +/- 3 cm ;
- 400 kg de ciment CEM III/B 32.5 N-LH PMES Holcim Espagne ;
- Sable de la lagune (455 Kg/m³), sable concassé 0/5 (453 Kg/m³), Gravillons 5/15 (273 Kg/m³), Chrysofluid Optima 100 super plastifiant (0,9% du ciment), Chrysotard retardateur (0,5% du ciment) complètent la formulation.

La logistique et les moyens mis en place ont été à la hauteur du défi :

- Barge de forage et équipement (50 x 30 m) : foreuse Soilmec RT3S montée sur porteur Soilmec SC 120, Kelly de 24 m télescopique pouvant atteindre la profondeur de 84 m, grue de service à chenilles IHI de 110 t, vibro-fonçeur 18T PVE 1000, bucket, racks à tubes et équipements divers, bacs de stockage de bentonite, malaxeur à boue et dessableur, groupe électrogène, groupes de soudure.
- Barge d'évacuation des déblais (36 x 12 m) : seule l'argile a été récupérée sur barge et évacuée ; le sable pouvant être déversé en lagune.
- Barge d'acheminement des cages d'armatures et barges de servitude (gas-oil et eau) ainsi que pousseurs et bateaux pour le personnel.

13- Barge de forage.

14- Barge de bétonnage.

13- Drilling barge.

14- Concreting barge.

- Barge d'injection du fond de pieux (opération désolidarisée du bétonnage des pieux) (50 x 14 m) : grue de service Liebherr LR 1 100, foreuse SM 400, malaxeur, agitateur.
- À la charge du sous-traitant Trevi Spa : Mise en place des casings, forage sous boue bentonitique, contrôles de verticalité, équipement des cages d'armatures et mise en place du béton ainsi que l'injection en pied des pieux.
- À la charge de Bouygues Travaux Publics : dimensionnement des pieux et casings, implantation des pieux, fourniture des moyens maritimes, des matériaux, des pompes à béton, des casings, évacuation des déblais.

LA RÉALISATION DES PIEUX

Une fois que l'implantation théorique du pieu est faite par mesures GPS, la première étape consiste à vibrofoncer un tubage métallique. Ce tubage assure deux fonctions essentielles : la première est de coffrer le pieu dans l'eau et dans les terrains de cohésion nulle ; la deuxième permet de maintenir les cages lors des opérations d'assemblage puis de bétonnage. Le forage est ensuite réalisé sous boue bentonitique à l'aide d'une foreuse rotary munie d'un kelly au bout duquel est fixé un bucket à fond plat pour les matériaux pulvéru-

lents ou tronconique pour les matériaux cohérents. Après avoir atteint la cote de forage, une mesure de déviation est faite au koden®. Le principe consiste à envoyer des ultrasons qui se réfléchissent sur les parois et permettent ainsi de mesurer les déviations dans deux directions orthogonales. Si la tolérance de déviation fixée à 2% est respectée, les opérations de dessablage, descente des cages d'armature et bétonnage de pieu sont exécutées. Chaque cage d'armatures est équipée de 6 tubes permettant de réaliser des mesures soniques et un carottage en fond de pieu afin de contrôler la qualité du béton ainsi que celle de l'interface sol/béton.

Un fois passé un délai de 4 semaines après coulage, une injection d'imprégnation sous 1 MPa de pression est réalisée à partir de chaque tube sonique à l'aide d'un coulis de ciment léger de C/E = 0,5.

Un critère de volume est fixé. Lorsque cette première phase d'injection est achevée, une injection de serrage est réalisée à l'aide d'un coulis de ciment de C/E = 2 à partir d'un obturateur simple descendu en fond de pieu. Pour cette phase, des critères sur le volume et la pression sont fixés. Lorsque le critère de pression est atteint sur chaque tube, l'injection de serrage s'achève. Le logigramme d'injection est présenté en figure 15.

SPÉCIFICITÉS DU PROJET

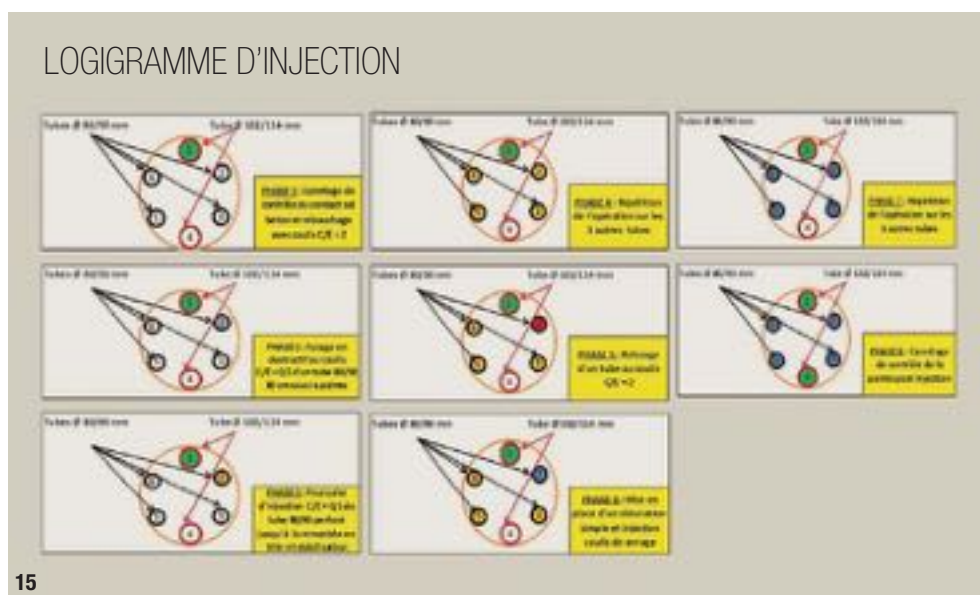
Les difficultés de ce chantier, surmontées après une phase d'apprentissage, sont celles inhérentes à ce type de projet de fondations profondes réalisées en milieu maritime :

- Positionnement des barges sous courants marins forts et précision dans la mise en place des casings ainsi que leur niveau d'ancrage dans les argiles.

- Logistique et anticipation afin de travailler en continuité : le chantier a travaillé 24h/24h et 6j/7j.
- Niveau d'arrêt des casings et leur tenue.
- Forte hétérogénéité des faciès entre pieux du même appui.
- Sécurité du travail sur plates-formes et barges intégrant la fatigue des équipes, notamment la nuit.
- Formation du personnel aux travaux spécifiques de fondations par le pôle de compétence de Bouygues Travaux Publics.
- Accompagnement du sous-traitant par le pôle fondations dans le respect des procédures et dans l'anticipation des travaux.

CONCLUSIONS

La réalisation des fondations profondes sur cet ouvrage démontre une fois encore la nécessité de procéder à des reconnaissances géotechniques adaptées aux phases successives du projet afin d'affiner de manière itérative la définition d'un modèle géotechnique complexe. La mise en évidence d'une couche argileuse au sein des sables compacts dans la zone Nord du projet ainsi qu'un changement de faciès de la couche d'ancrage au sud ont conduit à un allongement des pieux en exécution. La cellule Osterberg, utilisée pour réaliser l'essai de chargement statique, a permis de justifier les hypothèses adoptées dès l'origine du projet : l'amélioration de la capacité portante en pointe de pieux forés par une injection contrôlée et l'adoption d'un coefficient de pointe $K_p = 2,2$. Les méthodes d'exécution retenues, pieux forés sous boue à l'aide d'une foreuse portée équipée d'un Kelly, et de barges de forage et d'injection sur



15- Logigramme d'injection.

15- Grouting process flow diagram.

spud legs, ont permis de réaliser les pieux dans les tolérances préconisées et dans des délais maîtrisés malgré la présence de fort courants marins dans la zone Nord du projet. Enfin, l'étude de la chaîne béton effectuée en amont par le service méthodes de l'entreprise a contribué à assurer sur site un bétonnage de qualité à une cadence en lagune de l'ordre de 25 à 30 m³/h ; les contrôles d'intégrité et le carottage en pointe, réalisés systématiquement sur tous les pieux, ont donné de bons résultats. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

PIEUX FORÉS Ø 2 M X 80 M : 62 u / 4 559 m

CASINGS : 1 663 m

BÉTON DES PIEUX : 15 208 m³

PRINCIPAUX INTERVENANTS

CONSTRUCTEUR : Bouygues Travaux Publics intégré à la société de construction du pont SACPRM

CONCESSIONNAIRE : Socoprím

FONDACTIONS SPÉCIALES : Trevi Spa

BUREAU D'ÉTUDE : Bouygues Travaux Publics

BUREAU D'INGÉNIEURIE GÉOTECHNIQUE : Terrasol

BUREAU DE CONTRÔLE : Veritas

ABSTRACT

DEEP FOUNDATIONS OF THE BRIDGE OVER THE LAGOON IN ABIDJAN

B. SIMON, TERRASOL - BOUYGUES ; D. MICHEL, T. PERINI, G. KILIDJIAN

The third bridge in Abidjan, Côte d'Ivoire, connects the two shores of the Ebrié lagoon between Riviera in the north and Marcory in the south. The deck of this 1500-metre long bridge is formed of prefabricated, prestressed concrete box girders 50 m long resting on piers consisting of two base grouted bored piles of 2-metre diameter embedded in compact sand at a depth of 80 m. The hypotheses for improving the end bearing capacity taken into account from the outset of the project were validated by means of a static load test on a test pile using an Osterberg Cell. Various soil reconnaissance campaigns made it possible to refine a complex geotechnical model and remove the risk of presence of clay lenses in the compact sand substratum. Due to a clay layer identified in the compact sand in the north area of the project and a change of facies of the anchoring layer in the south, an extra piling length was used for construction. □

CIMENTACIONES PROFUNDAS DEL PUENTE SOBRE LA LAGUNA EN ABIYÁN

B. SIMON, TERRASOL - BOUYGUES ; D. MICHEL, T. PERINI, G. KILIDJIAN

El 3^{er} puente de Abiyán, en Costa de Marfil, comunica las 2 orillas de la laguna Ebrié entre Riviera al norte y Marcory al sur. El tablero de esta estructura de 1.500 m de largo está constituido por cajones prefabricados de hormigón pretensado de 50 m de largo que toman apoyo en pilares constituidos por 2 pilotes perforados de 2 m de diámetro anclados en las arenas compactas a 80 m de profundidad e inyectados en punta. Las hipótesis para mejorar la capacidad portante en punta que se tuvieron en cuenta desde el comienzo del proyecto se validaron mediante de un ensayo de carga estática sobre un pilote fuera de la estructura con una célula Osterberg. Las diferentes campañas de reconocimiento del suelo permitieron poner a punto un modelo geotécnico complejo y eliminar el riesgo de presencia de lentes de arcilla en el substrato de las arenas compactas. La puesta de manifiesto de un estrato arcilloso dentro de las arenas compactas en la zona norte del proyecto y el cambio de facies del estrato de anclaje en el sur, condujeron a un aumento de la longitud de los pilotes en la ejecución. □

INCLUSIONS RIGIDES EN ZONE SISMIQUE 5. CONSTRUCTION DU MÉMORIAL ACTe EN GUADELOUPE

AUTEURS : SERGE LAMBERT, DIRECTEUR TECHNIQUE, KELLER FONDATIONS SPÉCIALES - DOMINIQUE BOISSELEAU, DIRECTEUR COMMERCIAL EXPORT, KELLER FONDATIONS SPÉCIALES - ERELL GRIMAULT, INGÉNIEUR TECHNICO-COMMERCIAL, KELLER FONDATIONS SPÉCIALES

LE RENFORCEMENT DE SOL SOUS LE NOUVEAU CENTRE CARIBÉEN D'EXPRESSIONS ET DE MÉMOIRE DE LA TRAITE ET DE L'ESCLAVAGE EN GUADELOUPE A FAIT L'OBJET D'UNE CONCEPTION INNOVANTE INTÉGRANT LES TOUTES DERNIÈRES RÉGLEMENTATIONS EN VIGUEUR : EUROCODES 7/8, RECOMMANDATIONS ASIRI ET AFPS (ASSOCIATION FRANÇAISE DU GÉNIE PARASISMIQUE). C'EST LE PREMIER OUVRAGE DE GRANDE IMPORTANCE CONÇU EN FONCTION DE CES RÈGLEMENTS DANS UNE DES RÉGIONS LES PLUS SISMIQUES DE FRANCE. IL A DEMANDÉ D'IMPORTANTES MOYENS DE DIMENSIONNEMENT ET DE CONTRÔLE.

© KELLER FONDATIONS SPÉCIALES

1



DESCRIPTION DU PROJET

Le Centre Caribéen d'Expressions et de Mémoire de la Traite et de l'Esclavage, également appelé Mémorial ACTe, se situe sur l'ancienne friche industrielle de l'usine sucrière de Darboussier (figure 2) construite en 1870 et abandonnée depuis les années 1980. Le démantèlement de l'usine a commencé au début du 21^e siècle pour permettre, entre autres, la construction du musée de la mémoire de la traite négrière. Ce musée est situé à mi-chemin du centre et du port de plaisance de Pointe-à-Pitre et se dresse entre un morne (petite colline en tuf) et le bord de mer. Le projet s'inscrit dans un projet global de création d'un quartier de loisirs moderne, relié par une promenade en front de mer au centre-ville de Pointe-à-Pitre, permettant une revitalisation des anciens quartiers. La localisation du projet apporte plusieurs contraintes liées à la sismicité très importante de la zone (accélération maximale $a_g = 4,5 \text{ m/s}^2$) et à la proximité de la mer (intempéries, inondations).



© KELLER FONDATIONS SPÉCIALES

1- Vue panoramique du chantier en phase fondations spéciales.

2- Site avant travaux.

1- Panoramic view of the construction site in the special foundations phase.

2- Site before the works.

Dans un premier temps, des fondations profondes ont été préconisées sous l'ensemble des ouvrages bâtis. Mais compte tenu des efforts sismiques horizontaux très élevés, Keller a proposé la réalisation d'un renforcement de sol généralisé par inclusions rigides, associé à des radiers nervurés. Le complexe du Mémorial ACTe se compose des ouvrages suivants (figure 3) :

→ Le bâtiment principal, qui abrite la salle de congrès et les salles d'exposition (CAV 1 - 7 300 m²),

→ Le bâtiment annexe, lié au premier par une arche métallique, qui abrite entre autres une salle polyvalente (CAV 2 - 1 300 m²),

→ Une passerelle qui relie CAV 1 au « Morne Mémoire » de Darboussier, devenu jardin panoramique.

CONDITIONS GÉOTECHNIQUES ET GÉOLOGIQUES

Données initiales

D'un point de vue de géologie générale, la Guadeloupe est à la frontière de l'Atlantique et des plaques des Caraïbes. La géologie de la Guadeloupe a la particularité d'être influencée par les deux arcs internes et externes des Petites Antilles. Ainsi, la Basse-Terre fait partie d'un contexte volcanique toujours en activité (volcan de La Soufrière, 1 480 m) alors que la Grande-Terre se situe dans un contexte sédimentaire carbonaté. La carte géologique (BRGM, 1998) indique que le site du Mémorial ACTe s'inscrit dans le cadre général des formations anthropiques avec ou sans remblais datant de l'âge quaternaire. ▷



Il couvre les unités sédimentaires très caractéristiques de la partie Grande-Terre de la Guadeloupe.

De plus, d'après l'historique du site, la zone a été gagnée sur la mer suite à un remblaiement successif de matériaux tuffeux posé directement sur le fond marin. Le niveau du terrain avant travaux était compris entre +1 et +3 m NGG environ. Compte tenu de la proximité du projet avec la mer, le niveau de l'eau fluctue avec ce dernier et se situe donc entre 2 et 3 m sous la surface du terrain naturel.

Les campagnes de reconnaissance réalisées dans le cadre des missions géotechniques G0 à G2 regroupent des sondages carottés, des essais pressiométriques et des essais au pénétromètre statique (figure 4).

Cependant, de manière générale, les sondages au pénétromètre accusent un refus entre 2 et 5 m de profondeur. Il semblerait qu'ils ne traversent pas les remblais anthropiques. Leur utilisation pour réaliser le pré-dimensionnement des fondations spéciales est donc limitée. Voir tableau A pour la répartition par ouvrage des sondages exploitables. Ces sondages permettent d'apprécier la succession de couches de sol suivante :

- Remblai compacté en tête,
- Remblai hétérogène (en matériau non clairement défini),
- Argile plus ou moins molle (dont on ne connaît pas l'état de consolidation),

3- Vue axonométrique du projet.

4- Plan d'implantation des sondages.

3- Axonometric view of the project.

4- Borehole layout drawing.

TABEAU A : RÉPARTITION PAR OUVRAGE DES SONDAGES EXPLOITABLES

Ouvrages	Sondages utilisés
Zone 1	SP4, SP7 et SP8 SP1, SP6 et SC1 SP2, SP5 et SP10
Zone 2	SP3
Zone 3	SP3
Passerelle	-



3

© P. BERTHELOT - M. MARTON

PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES



4

© ANTILLES GÉOTECHNIQUE

- Marno-calcaire altéré,
- Marno-calcaire sain.

Les cotes des différents horizons ne sont pas clairement définies, en particulier la base du remblai et la base du marno-calcaire altéré.

Le dimensionnement optimal des longueurs des inclusions rigides a nécessité une campagne de reconnaissance complémentaire. Cette dernière a également permis de peaufiner les données sismiques du sol.



5 © KELLER FONDATIONS SPÉCIALES

CAMPAGNE COMPLÉMENTAIRE ET MODÈLE GÉOTECHNIQUE

Dans le cadre d'une mission géotechnique G3, une campagne géotechnique détaillée (figure 4) a été réalisée en 2012-2013. Elle se composait de deux sondages carottés de 10 m de profondeur (CA1, CA2), dix forages destructifs (PR1 à PR10) avec essais pressiométriques (PMT) espacés tous les 1,5 m (jusqu'à 18 à 26 m de profondeur),

5- Sonde dilatométrique.

6- Résultats des sondages complémentaires.

5- Dilatometer probe.

6- Results of additional test boring.

douze essais au pénétromètre statique au piézocône (CPTu1-12 à CPTu12-12) descendus à 15 m de profondeur et quatre essais à l'aide d'un dilatomètre sismique (SDMT4, DMT4b, SDMT7 et SDMT3, (figure 5)) réalisés entre 8 et 14 m de profondeur (figure 6) dans le sol vierge ou dans les puits remblayés. En outre, un test en laboratoire à la colonne de résonance a été réalisé dans les sols s'y prêtant (argile orga-

nique, échantillon : Ca1, 5,6 à 5,8 m de profondeur) pour analyser la réponse sismique du site.

En particulier, la figure 6a montre les résultats pressiométriques, en termes de module pressiométrique E_m , tandis que la figure 6b montre les résultats des CPT, en termes de q_c la résistance de pointe corrigée, f_s le frottement latéral exercé sur le manchon et u_2 la pression interstitielle mesurée. La figure 6c représente les profils SGMPS : indice matériel ID, module de cisaillement M, indice contrainte horizontale KD et vitesse des ondes de cisaillement VS.

Enfin, la figure 7 illustre la courbe de décroissance de rigidité G- γ obtenue à partir des essais en laboratoire spécifiques (résultat de l'essai à la colonne résonante). Tous les PMT et TCC ont été réalisés à partir de 2 à 5 m de profondeur à partir de la surface, en raison de la couche de remblai trop raide. ▶

RÉSULTATS DES SONDES COMPLÉMENTAIRES

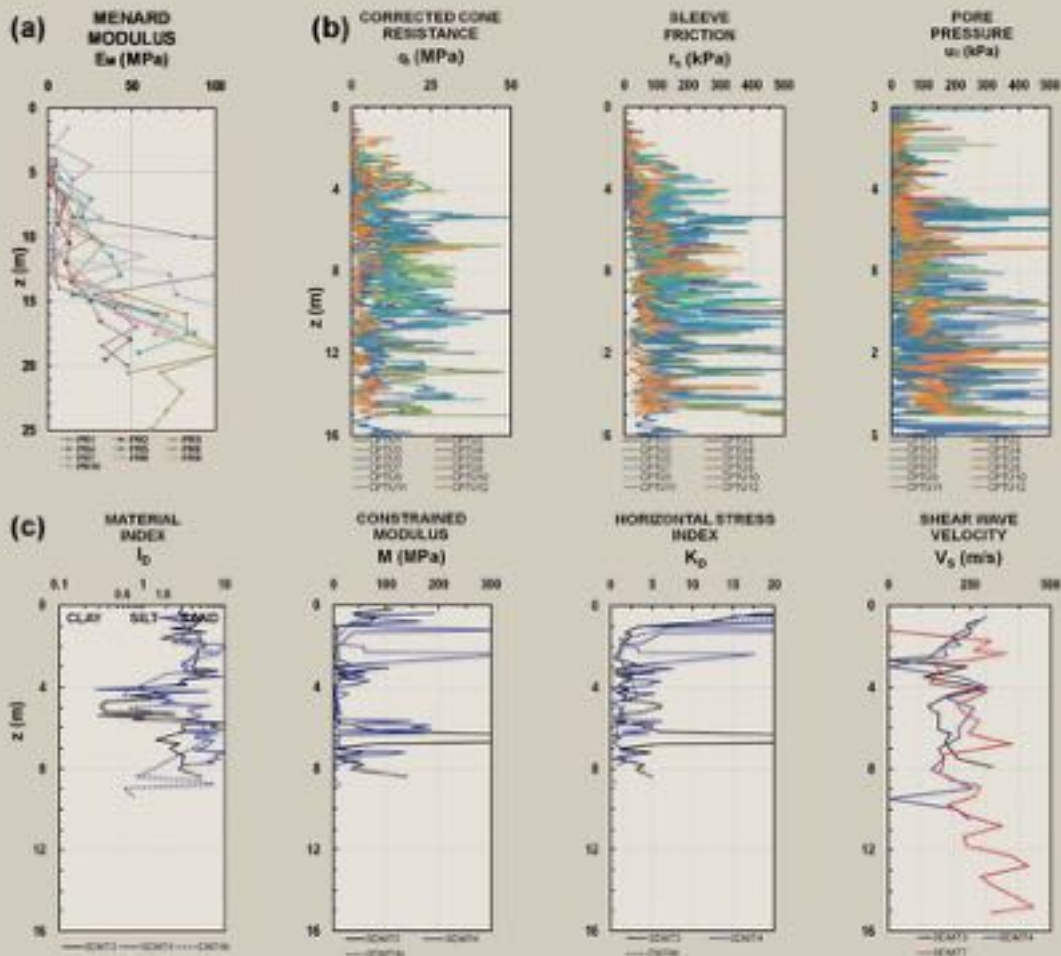


TABLEAU B : NATURE DES SOLS

Cote du toit (m NGG)			Sol	γ (kN/m ³)	q_t (MPa)	E_M (MPa)	p_l (MPa)	q_s (kPa)	K_p (MPa)	α (-)	E_{oed} (MPa)	G_0 (MPa)
Zone 1	Zone 2	Zone 3										
+ 4	+ 4	+ 4	Gravier	20	20.0	20.0	1.5	150	-	0.25	80	160
+ 2.5	+ 2.5	+ 2.5	Remblai hétérogène	18	4.0	8.2	0.8	70	-	0.66	12.3	60
- 1.5	-	-	Argile	17	0.7	2.2	0.25	27	-	1.00	2.2	30
- 7.5	- 0.5	- 1.8	Marno-calcaire altéré	19	2.5	4.2	0.8	75	2.3	0.66	6.3	60
- 10	- 5.5	-		10	5.0	10.0	0.8	75	2.3	0.66	15	120
- 11.5	- 22.5	- 3.3	Marno-calcaire	20	> 15.0	33.0	2.9	154	2.3	0.50	66	264

Remarques : γ = poids volumique ; q_t = résistance de pointe ; E_M = module pressiométrique ; p_l = pression limite ; q_s = frottement ; K_p = facteur de portance ; α = coefficient rhéologique ; E_{oed} = module oedométrique ; G_0 = module de cisaillement à petite déformation

En intégrant les résultats obtenus à partir de différents essais in situ et en laboratoire, un modèle géotechnique du sous-sol a été défini en se concentrant sur les couches superficielles, les remblais, les argiles et le calcaire altéré. Les sondages complémentaires ont permis de confirmer la nature des sols en présence et de définir trois modèles géotechniques types en fonction des épaisseurs des couches (figure 8). Cette campagne de reconnaissance complémentaire a permis de préciser les limites des différentes zones (tableau B).

SOLUTION PROPOSÉE

Les ouvrages ont été conçus en première approche avec des fondations profondes et des dalles portées. Compte tenu du contexte géotechnique et sismique, Keller a proposé de réaliser des inclusions rigides armées surmontées d'un matelas de répartition. Cette solution permet de fonder superficiellement l'ouvrage. Les charges à reprendre et les contraintes appliquées au sol amènent à proposer une solution de radier nervuré. Cette solution présente, dans le contexte du projet, les avantages suivants :

- Simplifier la mise en œuvre du lot gros-œuvre,
- Diminuer les délais d'exécution,
- Optimiser le coût de l'opération,
- Minimiser l'impact des fondations profondes sur la superstructure.

Le procédé d'inclusion rigide consiste à réaliser un réseau d'éléments de rigidité suffisante pour mobiliser du frottement et un effort en pointe ; ainsi, le massif de sol renforcé présente-t-il une meilleure portance et permet-il de limiter les déplacements sous la charge apportée par l'ouvrage. L'objectif en termes de tassement absolu est de les limiter à 3 cm.

Les radiers nervurés des ouvrages reposeront sur un matelas de répartition de 1 m d'épaisseur minimum, mis en place après la réalisation des inclusions rigides. Ce matelas sera composé uniquement de matériau granulaire (classe D1, D2 ou D3 selon GTR 92). Il n'apporte qu'un surcoût limité dans le cadre de ce projet, un remblaiement général jusqu'à la cote +4 m NGG étant prévu. Suite à la parution et la mise en application des nouvelles normes (EC8) et

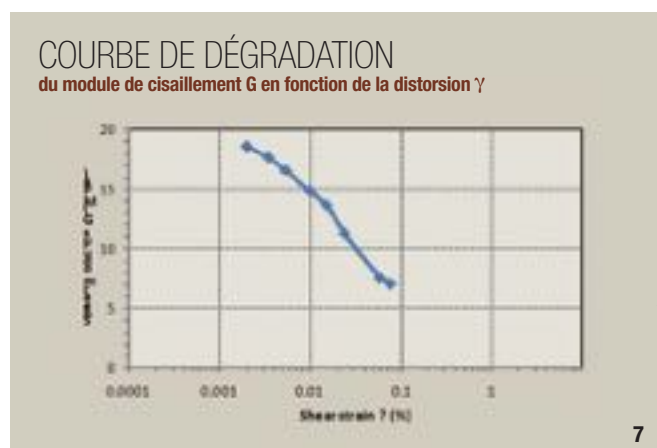
recommandations (ASIRI et AFPS), nous trouvons dans le cadre où l'interaction sol/structure doit être vérifiée sous sollicitations sismiques. L'épaisseur du matelas est définie en partie suite à ces calculs. En effet, le matelas de répartition a pour but de créer une rotule plastique qui permet de limiter l'interaction entre les efforts cinématiques et les efforts inertiels, et donc de limiter les efforts globaux retransmis à la superstructure en dissipant notamment les efforts horizontaux.

DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement a nécessité la collaboration étroite du bureau d'études de l'entreprise de fondations spéciales (Keller Fondations Spéciales) et du bureau d'études structure (Euroconcept) pour effectuer les vérifications d'interaction sol/structure. Les inclusions de type INSER® ont été mises en œuvre sous l'ensemble de l'emprise des ouvrages fondés superficiellement par l'intermédiaire d'un radier nervuré de 20 à 50 cm

7- Courbe de dégradation du module de cisaillement G en fonction de la distorsion γ .
8- Zonage.

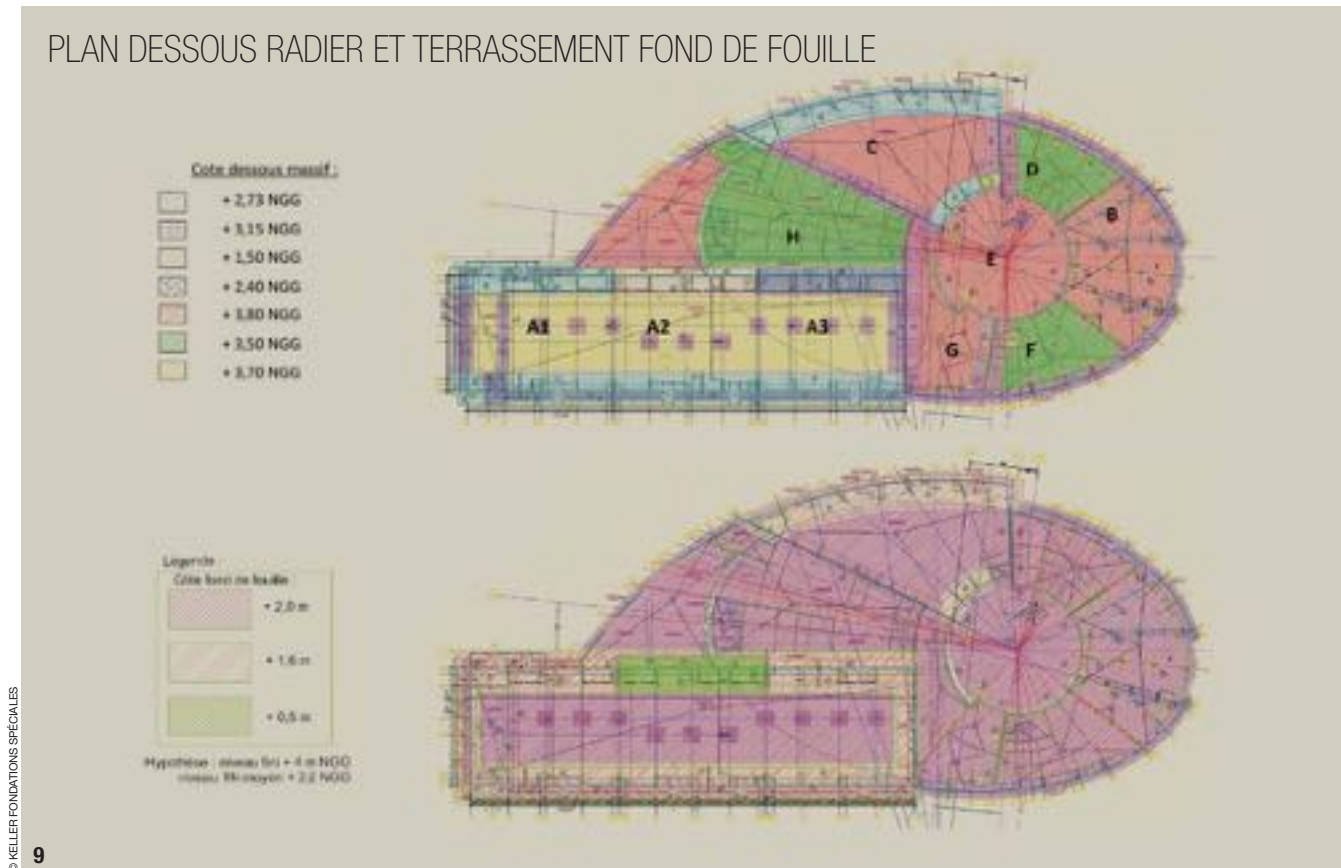
7- Curve of degradation of shear modulus G versus distortion γ .
8- Zoning.



© KELLER-FONDACTIONS SPÉCIALES 7

© ANTILLES GÉOTECHNIQUE 8

PLAN DESSOUS RADIER ET TERRASSEMENT FOND DE FOUILLE



9

d'épaisseur environ en section courante (figure 9). Les surépaisseurs (nervures) sont localisées au droit des impacts structuraux et présentent des hauteurs variables entre 0,85 m et 2,50 m. Lors de la justification des inclusions rigides, deux cas sont à distinguer : soit l'inclusion est nécessaire pour justifier la portance (ELS, ELU et ELA), elle appartient alors au domaine 1, soit l'inclusion rigide a pour unique but de réduire les tassements (le sol pouvant assurer la capacité portante sous actions sismiques sans les inclusions rigides), elle appartient alors au domaine 2.

9- Plan dessous radier et terrassement fond de fouille.

10- Schéma type du renforcement et courbes des déformées.

11- Armatures.

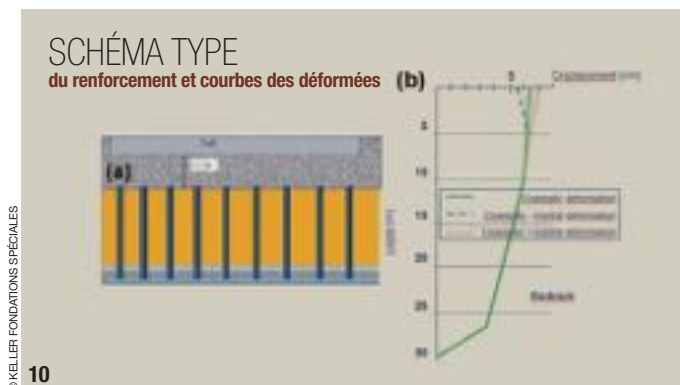
9- Drawing of foundation raft underside and earthworks at bottom of cut.

10- Model diagram of the strengthening and deformation curves.

11- Reinforcing bars.

La première étape consiste à définir le domaine. Pour le domaine 1, les contraintes internes (action de cisaillement, moment) dans les inclusions apparaissent en raison de la déformation de la structure transmis au sol renforcé à la base de la structure. L'objectif est de vérifier que les contraintes induites dans les inclusions rigides sous l'effet de la cinématique et de l'inertiel restent acceptables (pas de traction) en prenant en considération les propriétés du béton utilisé : résistance à la compres-

sion, contrainte de traction, résistance au cisaillement. Le module de cisaillement équivalent du sol renforcé G peut être comparable avec le module de cisaillement du sol seul (la contribution des inclusions à la résistance au cisaillement reste en effet négligeable). Ce paramètre est utilisé pour définir la déformation cinématique et inertielle (figure 10b). Selon les calculs, le matelas de répartition doit avoir une épaisseur minimale de 1 mètre (figure 10a) et les inclusions rigides d'environ 15 mètres de longueur moyenne (figure 12) se définissent comme suit :



10



11

- 18% inclusions rigides : Ø 420 mm dont 44% armées (domaine 1), voir figure 11,
- 82% inclusions rigides : Ø 340 mm (domaine 2).

TRAVAUX RÉALISÉS

L'équipe ayant effectué les travaux était composée d'un foreur, de deux aides-machine et d'un pompiste, encadrés par un chef de chantier et un ingénieur travaux.

Afin d'utiliser le matériel le plus performant face au type de sol rencontré, l'ingénieur travaux principal pour les chantiers d'inclusions rigides était présent lors de la planche d'essais, pour déterminer les critères de forage et d'arrêt pour garantir l'ancrage.

Cette planche d'essais a permis de valider le matériel utilisé pour la réalisation des travaux.

La foreuse LRB155 de 70 t a été équipée de deux outillages distincts : un vibrofonneur associé à un tube et une table de rotation présentant un couple de 20 tm, couplée à une tarière à refoulement. Le deuxième procédé a été préféré au vibrofonneur du fait de la finesse des enregistrements de paramètres.

La planche d'essai a également permis de repérer la présence de vestiges de l'ancienne usine sucrière (fondations et maçonnerie), afin de mettre en place une purge localisée de ces éléments en début de chantier, sans incidence sur le planning global.

En termes de délais, la solution Keller présentait également des avantages : la réalisation des inclusions a nécessité 2,5 mois de travaux, là où la réalisation des pieux aurait pris 6 mois au minimum. L'exécution par refoulement n'a pas engendré de déblais et les zones pouvaient être libérées à l'avancement (figure 13).

CONCLUSION

Le Centre Caribéen d'Expressions et de Mémoire de la Traite et de l'Esclavage a nécessité des études importantes vis-à-vis de la reconnaissance géotechnique de sa structure et enfin vis-à-vis de l'interaction sol-structure. L'intégration des différents paramètres géotechniques mesurés *in situ* (CPTu, SGMPs et PMT) et des tests de laboratoire a permis de définir un modèle de sol détaillé nécessaire à la conception et à la justification du système de fondation du Mémorial ACTe selon les derniers règlements et recommandations. Toutes les missions géotechniques

PLAN D'IMPLANTATION DES INCLUSIONS RIGIDES INSER® ET DES PIEUX SOUS LES PILES DE LA PASSERELLE



12

© KELLER FONDATIONS SPÉCIALES



13

© KELLER FONDATIONS SPÉCIALES

12- Plan d'implantation des inclusions rigides INSER® et des pieux sous les piles de la passerelle.

13- Libération des zones de travail à l'avancement.

14- Réalisation d'une inclusion rigide INSER®.

12- Layout drawing for INSER® rigid inclusions and piles under the pedestrian bridge piers.

13- Freeing of work areas as work progresses.

14- Execution of an INSER® rigid inclusion.



14

© KELLER FONDATIONS SPÉCIALES



15
© KELLER FONDATIONS SPÉCIALES

conformément à la NFP 94-500 ont été respectées afin de minimiser les risques.

Les inclusions rigides ont permis d'améliorer les propriétés géotechniques des sols de surface (matériau de remblai, argile et argile d'altération), de justifier les déplacements de l'ouvrage sous sollicitation sismique, et de diminuer le délai de réalisation des fondations. □

15- Bâtiment en construction.

15- Building under construction.

PRINCIPAUX INTERVENANTS

DONNEUR D'ORDRE : Ingénierie Construction Moderne (ICM) à Petit Bourg (Guadeloupe)

MAÎTRE D'OUVRAGE : Région Guadeloupe

MAÎTRE D'ŒUVRE : BMC Architecte / Atelier Dore-Marton / B.E.T. Betci

FONDATIONS SPÉCIALES : Keller Fondations Spéciales

BUREAU D'ÉTUDES GÉOTECHNIQUES : Antilles Géotechnique

BUREAU DE CONTRÔLE : Socotec

PRINCIPALES QUANTITÉS

RÉSEAU COMPLET D'INCLUSIONS RIGIDES INSER® SOUS RADIER, PROFONDEUR MOYENNE : 15 M

Ø 340 MM : 1 274 u

Ø 420 MM : 270 u

FONDATIONS DES PILES DE LA PASSERELLE

PIEUX À LA TARIÈRE CREUSE Ø 420 MM : 32 u / 320 m

CONTRÔLES

ESSAIS D'IMPÉDANCE MÉCANIQUE : 30

ESSAIS DE CHARGEMENT : 4

ÉPROUVETTES BÉTON : 120

MATÉRIEL UTILISÉ

- Foreuse Liebherr LRB 155 de 70 t
- Pompe à béton sur chenilles Sebhsa 70
- Table de rotation Liebherr BA 220 de 20 t/m
- Table de rotation Keller KDK de secours

ABSTRACT

RIGID INCLUSIONS IN SEISMIC ZONE 5. CONSTRUCTION OF THE ACTE MEMORIAL IN GUADELOUPE

KELLER : SERGE LAMBERT, DOMINIQUE BOISSELEAU, ERELL GRIMAUULT

The execution of soil reinforcement under the new "Caribbean centre for expression and remembrance of the slave trade and slavery" in Guadeloupe was based on an innovative concept in the Guadeloupe region. The sizing work took into account the very latest regulations in force, namely Eurocodes 7/8, and the recommendations of ASIRI and the AFPS (French organisation for earthquake-resistant engineering). This is therefore the first very large structure designed on the basis of these regulations in one of the most seismic regions of France. This highly technical project required significant sizing and monitoring facilities. □

INCLUSIONES RÍGIDAS EN ZONA SÍSMICA 5. CONSTRUCCIÓN DEL MEMORIAL ACTE EN GUADALUPE

KELLER : SERGE LAMBERT, DOMINIQUE BOISSELEAU, ERELL GRIMAUULT

La realización del refuerzo de suelo bajo el nuevo "centro caribeño de expresiones y de memoria de la trata de esclavos y de la esclavitud" en Guadalupe se apoyó en un innovador diseño en la región Guadalupe. En efecto, el dimensionamiento integró las últimas normativas vigentes, es decir, los Eurocódigos 7/8 así como las recomendaciones del proyecto francés ASIRI y de la AFP (asociación francesa de ingeniería parasísmica). Por tanto, se trata de la primera obra de gran importancia diseñada en función de estos reglamentos en una de las regiones más sísmicas de Francia. Esta operación, con una fuerte connotación técnica, requirió importantes medios de dimensionamiento y control. □



LA TOUR DE LA BIODIVERSITÉ DANS LA ZAC PARIS RIVE GAUCHE. TECHNIQUES VARIÉES POUR FONDATIONS COMPLEXES

AUTEUR : NICOLAS LAUNAY, CONDUCTEUR DE TRAVAUX, SEFI-INTRAFOR

SUR LE SECTEUR MASSÉNA DE LA ZAC PARIS RIVE GAUCHE, LE GROUPEMENT BOUYGUES / SEFI-INTRAFOR CONSTRUIT L'ÎLOT M6B2 POUR LE COMPTE DE PARIS HABITAT-OPH. DANS UNE EMPRISE RESTREINTE BORDÉE D'INSTALLATIONS FERROVIAIRES, D'OUVRAGES D'ART ET DE LOGEMENTS RÉCEMMENT CONSTRUITS, IL S'AGIT DE RÉALISER LES FONDATIONS D'UNE TOUR DE 17 NIVEAUX ENJAMBANT UN FUTUR TUNNEL DE RACCORDEMENT LGV, AINSI QUE LE SOUTÈNEMENT ET LES FONDATIONS D'UN PARKING SOUTERRAIN SUPPORTANT 4 BÂTIMENTS.

PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

Le projet, imaginé par le cabinet d'architectes Maison Edouard François, verra d'ici 2015 la création de 140 logements sociaux (R+17, R+7, R+5), d'un foyer de jeunes travailleurs de 92 chambres (R+9), d'une crèche, de commerces en rez-de-chaussée et d'un parking souterrain de 116 places sur 3 niveaux, tout en étant construit autour des parois d'un tunnel de raccordement de la future LGV Sud-Europe.

Œuvre majeure de ce programme, la tour de la Biodiversité, d'une hauteur de plus de 50 mètres, doit, pour mener à bien sa mission de contribution à la pollinisation de Paris, tout d'abord s'ancrer par de solides racines au sous-sol parisien.

Pour ce faire et compte-tenu des servitudes de passage des futurs projets de la Petite Ceinture au niveau rez-de-chaussée et du tunnel de raccordement de la LGV Sud en dessous ce dernier, la maîtrise d'œuvre infrastructure Arcadis, a retenu une solution barrettes

de fondations et paroi moulée au vu des charges à reprendre et du peu d'emprise au sol restant disponible sous la tour.

Environ 7 m en contrebas de la future tour et des rues Albert Einstein et Nicole-Reine Lepaute, au niveau du faisceau SNCF Austerlitz, se trouve la zone du futur parking souterrain qui supportera le foyer de jeunes travailleurs, la crèche et les bâtiments Albert Einstein et Avenue de France. La solution technique retenue pour la réalisation des soutènements dans

cette zone est celle de la paroi lutécienne tirantée, les fondations ayant quant à elles été réalisées en pieux forés.

INVESTIGATIONS DE VESTIGES SNCF

Zone d'activités industrielles et ferroviaires depuis plus d'un siècle, le terrain, racheté par la Semapa à SNCF et RFF puis revendu à Paris Habitat OPH, a fait l'objet de nombreux réaménagements au fil des décennies et à mesure que les besoins évoluaient (création et



© BOUYGUES BÂTIMENT HABITAT SOCIAL

1- Vue globale du chantier.

2- Vue du projet de l'architecte : la tour de la Biodiversité.

1- Overall view of the site.

2- Architect's view of the project: "Tour de la Biodiversité" high-rise.

démolition de hangars, suppression de l'ancienne voie de petite ceinture, élargissement du boulevard des Maréchaux, etc.).

C'est dans ce contexte et à partir de plans d'archives et de photos aériennes d'époque, qu'est apparue à l'ensemble des acteurs du chantier la présence très probable d'anciennes constructions enterrées à l'emplacement-même des futures fondations.

Pour vérifier cette possibilité, des campagnes de reconnaissance multi-techniques, ont été rapidement entreprises par Sefi-Intrafor.

RECONNAISSANCE PAR SONDAGES MÉCANIQUES

Début avril 2013, les premiers coups de pelle ont permis de confirmer la présence d'importants vestiges dès les premiers mètres de profondeur. Les 4 sondages au droit du boulevard Jean Simon et de la rue Albert Einstein ont révélé que les imposants murs de culée supportant l'ancien pont D (ancien boulevard Masséna) se prolongeaient dans la parcelle à l'emplacement du futur tunnel à construire. Les sondages mécaniques ont également mis en évidence, en limite de propriété, les premiers ouvrages constituant le tympan de fermeture entre ce tunnel existant et celui à construire.

RECONNAISSANCE PAR SONDAGES FORÉS

Une semaine après le lancement de ces travaux, la réalisation de 6 son-

dages carottés et 3 destructifs à 25 m de profondeur pour réaliser 21 essais pressiométriques démarrait afin de déterminer la profondeur et les caractéristiques mécaniques de ces ouvrages mais également de leur assise.

Les sondages ont révélé que les ouvrages maçonnés se prolongeaient jusqu'à 13 m de profondeur et qu'ils étaient fondés sur d'anciens puits traditionnels en gros béton jusqu'à 17 m environ.

RECONNAISSANCE PAR PUIITS BLINDÉS TRADITIONNELS

Néanmoins, ces informations n'étaient toujours pas suffisantes pour vérifier précisément l'interférence géométrique de ces ouvrages avec le gabarit du futur tunnel et donc des parois moulées. Décision a donc été prise de finaliser la reconnaissance de ces ouvrages début mai 2013 par la réalisation de 2 puits blindés traditionnels en bois qui présentaient, en plus de la possibilité de relevés géométriques précis, l'avantage de permettre la démolition des ouvrages annexes à ces murs de culée et de fermeture (tirants d'ancrage, caniveaux, mur poids, etc.).

Le puits N°1 a été implanté au droit de la culée Est, dans l'angle de la rue Einstein et du boulevard Simon.

Il a été descendu à 13 m de profondeur (niveau de la nappe), et a permis de détruire une partie du débord du mur tympan et le débord de la semelle de culée. La position du second puits a été contrainte par la présence de câbles

électriques de 63 kV alimentant le réseau Austerlitz et situés dans le tracé du futur tunnel.

Le puits descendu à 8,30 m a permis de définir précisément la position de la culée Ouest et le débord de fondations de cette dernière.

Les puits ont été démontés depuis le bas et remblayés en grave-ciment au fur et à mesure.

LA PROTECTION DES EXISTANTS PUIS LES TRAVAUX DE PURGE PROTECTION DES CÂBLES ET BUTONNAGE DU MUR TYMPAN

La présence des câbles 63 kV SNCF en service, enterrés dans la parcelle et suspendus en sous-face dans le tunnel existant, a conduit Sefi-Intrafor à réaliser une protection mécanique de ces derniers vis-à-vis de la paroi moulée passant à moins de 30 centimètres côté parcelle et vis-à-vis du butonnage du tympan côté tunnel existant.

En effet, avant la réalisation du puits N°1 et pour prévenir tout désordre, eu égard au peu d'informations quant à la stabilité du tympan du tunnel SNCF et à la future évolution d'engins lourds pour la réalisation des purges et des travaux de paroi moulée, il a été décidé de procéder au butonnage de ce tympan. Préalablement au butonnage, il a été nécessaire de venir capoter les câbles 63 kV sous coupure, en partie de nuit. La réalisation de la paroi moulée à moins de 30 cm des câbles 63 kV a, quand à elle, nécessité la réalisation préalable d'une murette guide de 2 m de hauteur servant, en plus de son rôle habituel, d'écran de protection.

Cette murette « écran » a été réalisée sur 10 m de long depuis une tranchée blindée faite sous consignation électrique.

PURGES LOURDES

Fin mai, l'ensemble de ces travaux préparatoire s'est terminé, et les premiers engins de fondations spéciales ont pu arriver.

Il était pourtant encore trop tôt pour couler les premiers m³ de béton !

En effet, sur la zone de la tour, il fallait d'abord purger l'ensemble du tracé impacté par les vestiges.

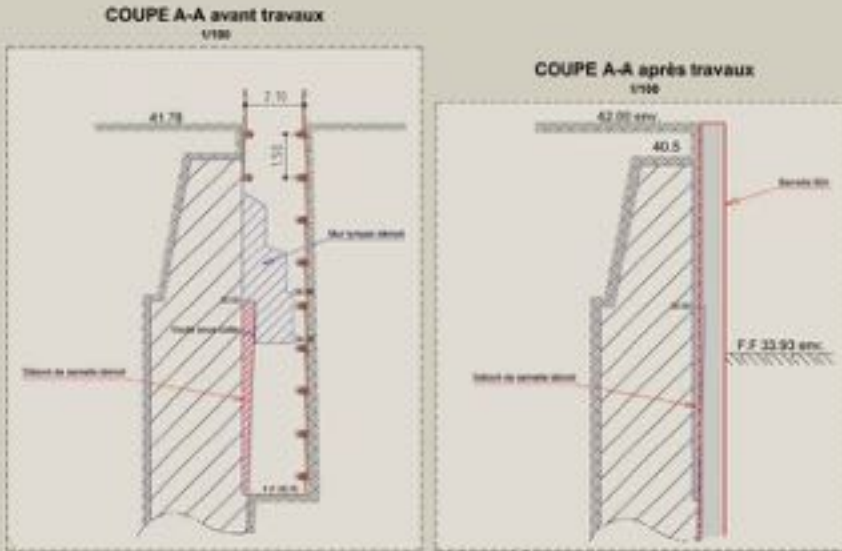
À l'aide d'une foreuse de pieux Kelly Mait HR180 équipé d'un carottier de diamètre 1460 mm et de tarières à roche, Franki Fondation est intervenu en tant que sous-traitant de Sefi-Intrafor pour procéder à la réalisation de carottages sécants descendus à 17 m puis remplis en grave ciment.



© EDOUARD FRANÇOIS

2

COUPES AVANT ET APRÈS TRAVAUX
des débords de semelle et mur de tympan



3

3- Coupes avant et après travaux des débords de semelle et mur de tympan.

4- Puits blindé et débord de culée.

5- Vue en plan des murettes de protection des câbles 63 kV.

3- Cross sections before and after foundation slab overhang works and front wall.

4- Reinforced shaft and abutment overhang.

5- Plan view of low walls for protection of 63 kV cables.



4

VUE EN PLAN

des murettes de protection des câbles 63 kV



5

© SEFINTRAFCR

L'ensemble des reconnaissances et purges jusqu'alors effectuées (à fin juin 2013) ayant toutes rencontré des obstacles, il a alors été logiquement décidé de poursuivre celles-ci par le biais de sondages à la pelle à 5 m de profondeur sur toutes les barrettes non encore purgées.

Cela a permis de découvrir divers obstacles (dalles, traverses de chemin de fer, rails, etc.) et d'éviter de futurs arrêts de chantier.

D'autres travaux de purge ont par la suite été réalisés par Franki Fondation, au carottier et au BRH, au droit des pieux lutéciens de la rue Lepaute et des pieux du fond de fouille.

**RÉALISATION
DES FONDATIONS
ET DES SOUTÈNEMENTS
PIEUX LUTÉCIENS**

Face à l'ampleur des problématiques rencontrées sur la zone de la tour, et pour minimiser au maximum l'impact sur le calendrier de l'opération, Sefi-Intrafor a pris l'option de démarrer, en parallèle de l'installation de la centrale de paroi moulée en fond de fouille (côté futur parking), la réalisation des pieux de soutènement lutécien sur les rues Lepaute et Einstein, ainsi que les pieux de la grue G1 et les quelques pieux de fondations seulement accessibles depuis la plate-forme haute.

Les 26 pieux lutéciens en diamètre 820 mm de type Frankistar, ont été réalisés avec une foreuse à tarière creuse Llamada P140.

Leur profondeur et leur espacement variaient respectivement de 17 à 19 m et de 2,40 à 2,50 m, pour une

hauteur maximale à soutenir de 9 m. L'étroitesse des zones de travail (largeur d'un trottoir et d'une place de stationnement) au droit de ces rues imposait de ne laisser que la foreuse, une mini-pelle et la pompe à béton sur ces aires de travail.

L'exiguïté de la zone de la tour a apporté deux contraintes majeures : l'installation de la centrale de paroi en contrebas au droit du futur parking et l'impossibilité d'utiliser des camions à déblais sous la benne de forage, remplacés par des bennes amovibles et une deuxième pelle hydraulique.

BÉTON PROJETÉ ET TIRANTS DE LA PAROI LUTÉCIENNE

Le béton projeté, les tirants d'ancrage provisoires ainsi que la pose des butons d'angle entre la rue Einstein et la rue G1 ont été réalisés par Sotraisol Fondations, cotraitant de Franki Foundation. La paroi en béton projeté d'une épaisseur de 25 cm a été réalisée à partir de fin octobre 2013.

Les 9 m à soutenir ont été décomposés en 4 passes et, dans un souci d'optimisation du planning, les ateliers de projection et de tirants ont travaillé en parallèle : l'un sur la rue Lepaute, l'autre sur la rue Einstein, et vice-versa à chaque passe de terrassement.

Les 2 lits de 18 tirants d'ancrage provisoires de longueurs variables de 10 à 15 m ont été réalisés avec des barres auto-forantes DIWYdrill R51 et injectés à l'IRS avec un coulis dosé à 1200 kg/m³ de ciment.



7 © SEFINTRAFOR

PIEUX DE FONDATIONS

Afin d'échapper aux contraintes liées au risque de poinçonnement de la dalle calcaire décrit au paragraphe paroi moulée précédent, Franki Foundation a privilégié des pieux de plus fort diamètre et de moindre profondeur afin de maintenir l'ancrage de ces derniers au sein des horizons alluvionnaires, aux caractéristiques mécaniques suffisantes au vu des plus faibles charges apportées. Après la fin des parois lutéciennes, une phase de terrassement et une nouvelle

7- Le chantier pendant la réalisation des pieux lutéciens.

8- Vue du chantier pendant la phase de paroi moulée.

7- The site during execution of Lutetian piles.

8- View of the site during the diaphragm wall phase.

© BOUYGUES BÂTIMENT HABITAT SOCIAL



8



9



10

campagne de purge fastidieuse, les 86 pieux de fondations restant, dont les pieux de la grue G2, ont été réalisés en janvier 2014. Une nouvelle fois de type Frankistar, les pieux à la tarière creuse ont été forés avec une Llamada P135 en diamètres 1 020 et 1 220 mm à des profondeurs variant de 9,50 à 11 m. Le béton de classe C35/45 XA2 et les armatures ont été acheminés par le passage sous l'avenue de France, le long du faisceau Austerlitz. Pour permettre un recépage des pieux plus aisé, ces dernières ont été équipées du kit de pré-recépage FARL.

LE SUIVI DES MITOYENS

Pendant la durée des travaux de purges et de fondations au droit de la tour, une attention particulière a été apportée aux mitoyens, notamment vis-à-vis des éventuels mouvements et vibrations qui aurait pu être induits par ces travaux lourds. 6 cibles d'auscultations topographiques ainsi que 7 cordes optiques

Liris ont été disposées sur les ouvrages sensibles situés à proximité. L'analyse quotidienne des mesures effectuées a permis de s'assurer de l'absence de désordres. □

9- Coupe : parois moulées du futur tunnel SNCF.

10- Vue du chantier pendant la réalisation des pieux de fondation.

9- Cross section: diaphragm walls of the future SNCF tunnel.

10- View of the site during execution of the foundation piles.

PRINCIPALES QUANTITÉS

REMBLAI EN GRAVE CIMENT : 2500 t (SNB)

CAROTTAGES : 500 m, Ø 114 à 1460 mm (Franki Fondation et Sefi-Intrafor)

PAROI MOULÉE ET BARRETTES: 30 m de profondeur, épaisseur 820 mm, 130 t d'aciers (Arma-fio), 2400 m³ de béton (Holcim)

PAROI LUTÉCIENNE : 9 m de soutènement, 26 pieux lutéliens, 36 tirants, 600 m³ de béton projeté (Franki Fondation et Sotraisol Fondations)

PIeux DE FONDATIONS : 95 unités Ø 820 à 1 220 mm (Franki Fondation)

PRINCIPAUX INTERVENANTS

AMÉNAGEUR : Semapa

MAÎTRE D'OUVRAGE : Paris Habitat OPH

MAÎTRE D'ŒUVRE SUPERSTRUCTURE : OAL Edouard François

MAÎTRE D'ŒUVRE INFRASTRUCTURE : Arcadis EC Harris

BUREAU DE CONTRÔLE : Btp Consultants

COORDINATEUR SPS : Études et Synergie

ENTREPRISE GÉNÉRALE : Bouygues Bâtiment Habitat Social

COTRAITANT FONDATIONS SPÉCIALES : Sefi-Intrafor avec le groupe Franki Fondation et Sotraisol Fondations en sous-traitance pour les pieux et les parois lutéliennes

ABSTRACT

"TOUR DE LA BIODIVERSITÉ" HIGH-RISE BUILDING IN THE PARIS RIVE GAUCHE "ZAC" (MIXED DEVELOPMENT ZONE). VARIED TECHNIQUES FOR COMPLEX FOUNDATIONS

NICOLAS LAUNAY, SEFI-INTRAFOR

On the corner of Boulevards des Maréchaux and Avenue de France in the 13th arrondissement of Paris, the Bouygues/Sefi-Intrafor consortium is building block M6B2, one of the last in the Masséna sector of the Paris Rive Gauche ZAC (mixed development zone), on behalf of Paris Habitat-OPH. On small premises bordered by railway installations, engineering structures and recently built housing, Fayat Foundations' contractors executed the foundations of a 50-metre high-rise building straddling a future HSL railway connecting tunnel, and the retaining structure and foundations of an underground parking lot carrying four buildings. The works comprised a diaphragm wall, supporting wall units, structural piles, a Lutetian type retaining wall and tie anchors. □

LA TORRE DE LA BIODIVERSIDAD EN LA ZONA DE ACCIÓN CONCERTADA PARIS RIVE GAUCHE. TÉCNICAS VARIADAS PARA CIMIENTOS COMPLEJOS

NICOLAS LAUNAY, SEFI-INTRAFOR

En la esquina de Los Bulevares des Marechaux y la avenida de France en el distrito XIII de París, la agrupación Bouygues/Sefi-Intrafor construye el islote M6B2, uno de los últimos del sector Masséna de la zona de acción concertada Paris Rive Gauche, por cuenta de Paris Habitat-OPH. En una superficie restringida bordeada de instalaciones ferroviarias, estructuras y viviendas recientemente construidas, las empresas de Fayat Foundations realizaron los cimientos de una torre de 50 metros que franqueaba un futuro túnel de enlace ferroviario de línea de alta velocidad, así como la contención y los cimientos de un parking subterráneo que soportaba 4 edificios. Los trabajos incluían pared moldeada, pilotes rectangulares, pilotes de estructura, pantalla parisina y tirantes. □



© PHOTOThÉQUE SOL SOLUTION 1

MÉTHODOLOGIE INNOVANTE DE CONTRÔLE EN PLACE DES MICROPIEUX

AUTEUR : RENÉ MATIAS CALVENTE, INGÉNIEUR, DOCTORANT, SOL SOLUTION GÉOTECHNIQUE RÉSEAUX, RIOM / UNIVERSITÉ BLAISE-PASCAL, CLERMONT-FERRAND

UN PROJET DE RECHERCHE MENÉ EN PARTENARIAT ENTRE LA SOCIÉTÉ SOL SOLUTION GÉOTECHNIQUE-RÉSEAUX, L'INSTITUT PASCAL DE L'UNIVERSITÉ BLAISE PASCAL ET LA FNTA A PERMIS LE DÉVELOPPEMENT D'UNE MÉTHODOLOGIE NON-DESTRUCTIVE ET SYSTÉMATIQUE DE CONTRÔLE EN PLACE DES MICROPIEUX. INNOVANTE, LA MÉTHODOLOGIE EST BASÉE SUR L'APPLICATION D'ESSAIS DE CHARGEMENT DYNAMIQUE À FAIBLE CONTRAINTE. DANS CET ARTICLE SONT PRÉSENTÉS LA MÉTHODOLOGIE, LES ESSAIS DE VALIDATION RÉALISÉS SUR DES MICROPIEUX CONSTRUITS DANS UN SITE EXPÉRIMENTAL ET DES ESSAIS DE VALIDATION EN CONDITIONS RÉELLES.

INTRODUCTION & CONTEXTE

En raison de leur facilité de réalisation et de leur domaine d'application étendu, l'utilisation des micropieux a fortement augmenté depuis leur création. Mais compte tenu de la vaste panoplie des techniques et des technologies disponibles pour leur réalisation et de l'influence de différents facteurs (technique de réalisation du forage, méthode de scellement, type du terrain sur leur comportement, il est nécessaire

de pouvoir contrôler *in-situ* le comportement des micropieux afin de vérifier les hypothèses de calcul ainsi que les portances réelles.

À l'heure actuelle, la méthode la plus utilisée en France pour contrôler un micropieu est l'essai de chargement statique en traction (NF P 94-150-2) (figure 2). Néanmoins, cette méthode possède quelques inconvénients techniques : l'encombrement, le temps de mise en œuvre, la durée de réalisation

1- Réalisation des micropieux par Sotraisol Fondations (vue générale du chantier).

1- Execution of micropiles by Sotraisol Fondations (general view of site).

et le coût de l'essai. En conséquence, cet essai ne peut pas être systématisé et ne peut être utilisé que pour des chantiers de taille importante, d'accès simple et si le budget le permet.

Il apparaît donc nécessaire d'examiner les possibilités de développement d'une nouvelle méthodologie d'estimation de la capacité portante en service des micropieux adaptée aux conditions de chantier, qui soit rapide, fiable et économiquement réaliste. Pour ce faire

et parmi les techniques développées actuellement, les essais de chargement dynamique déjà appliqués dans le domaine du contrôle des pieux (XP P 94-152) semblent les mieux adaptés pour répondre à ce cahier des charges.

Toutefois, il ne s'agit pas d'un simple problème de battage et d'application de cette technique, car l'interprétation des phénomènes engendrés pendant le battage est assez difficile et la solution obtenue n'est pas unique : elle dépend des paramètres du système supposés par l'ingénieur géotechnicien chargé d'interpréter l'essai et peut prendre une journée d'analyse par impact. Par ailleurs, pour obtenir la capacité portante il est nécessaire de mobiliser le fût et la pointe du micropieu jusque dans le domaine plastique et il y a donc, suivant la nature du choc et de l'énergie dégagée lors d'un impact, un risque d'endommager le micropieu.

L'ensemble de ces contraintes a motivé les partenaires pour développer une nouvelle méthodologie de contrôle, basée sur des essais de chargement dynamique à faible contrainte et intégrant des analyses vibratoires.

L'objectif est de pouvoir tester de manière relativement simple, économique et quasi-systématique les micropieux verticaux de 10 à 15 m de longueur, de diamètre compris entre 100 et 200 mm et possédant des capacités portantes inférieures à 100 t.

La méthode de contrôle proposée doit répondre aux conditions suivantes :



2
© PHOTOTHEQUE SOL SOLUTION

2- Essais de chargement statique en traction.

3- L'appareillage d'essai (a- système de battage, b- tête de mesure et c- mouton modulable).

2- Static tensile load tests.

3- The test equipment (a- pile driving system, b- measuring head and c- adaptable ram).

- Matériel facilement transportable ;
- Mise en œuvre et réalisation rapides et aisées ;
- Interprétation simple et en temps réel ;
- Méthodologie économiquement réaliste.

MÉTHODE DE CONTRÔLE PROPOSÉE

La méthode proposée repose sur la réalisation d'essais de chargement dynamique à faible contrainte (LSDT : Low Stress Dynamic Test) : les impacts sollicitent l'élément principalement dans le domaine élastique. Cette technique permet de fournir une énergie d'impact beaucoup moins importante que

dans le cas des essais de chargement dynamique classiques tout en conservant leurs avantages (rapidité de mise en œuvre et de réalisation, faible coût) et en évitant d'abîmer les micropieux par la création de contraintes de traction trop importantes en tête suite aux impacts.

PRINCIPE DE L'ESSAI

Le principe de l'essai est simple : il s'agit de réaliser une série d'impacts avec une énergie de battage (E_b) croissante sur la tête du micropieu à l'aide de deux types de masses : une manuelle (de 5 kg) et une modulable (de 20 à 200 kg).

Pour chaque impact, la déformation, la force, l'accélération et la vitesse des ondes de choc induites au sein du micropieu sont mesurées et calculées en utilisant différents capteurs installés sur une pièce intermédiaire s'adaptant sur la tête du micropieu à contrôler. À partir des enregistrements réalisés, le déplacement élastique maximum (S_e) et la force statique équivalente (F_{se}) du système micropieu/sol sont calculés pour chaque impact.

Les couples de valeurs (S_{ei} , F_{si}) obtenus pour des énergies de battage (E_i) croissantes sont ensuite tracés pour obtenir la courbe de chargement du micropieu.

APPAREILLAGE

L'appareil d'essai (figure 3a) est composé des éléments suivants :

- Une tête de battage, adaptable aux micropieux, équipée de capteurs d'accélération et de déformation (figure 3b) ;



© PHOTOTHEQUE SOL SOLUTION
3a



3b



3c



4a

© PHOTOTHÈQUE SOL SOLUTION



4b

© GOOGLE EARTH®

- Un système DAQ+PC de mesure, de conditionnement, de traitement, de stockage et d'affichage en temps réel des signaux de déformation, de force, d'accélération et de vitesse mesurés lors d'un impact ;
- Une masse de battage manuel de 5 kg et un mouton modulable de masse et de géométrie variables entre 20 et 200 kg (figure 3c) ;
- Une enclume en acier, un casque de battage manuel et un amortisseur de chocs,
- Un système de battage manuel, semi-automatique ou automatique (colonne de battage trépid, machine de battage...).

PROTOCOLE D'ESSAI

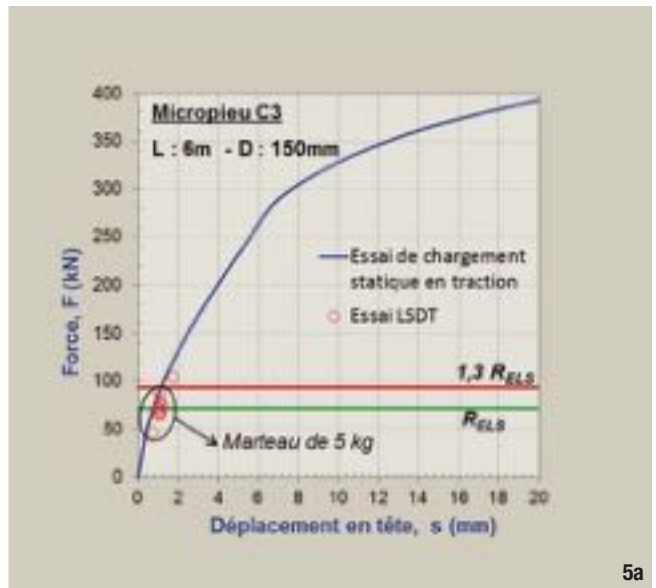
Le protocole d'essai consiste à réaliser au moins trois paliers de chargement dynamique définis en fonction de la capacité portante du micropieu à contrôler. Pour chaque palier, trois impacts sont mesurés. Sur le terrain,

4- a- Terrain expérimental d'essai et b- emplacement des micropieux (Google Earth®).
5- Exemple des courbes de chargement obtenues sur site expérimental (a- micropieu C3, b- micropieu A3 et c- micropieu A4).

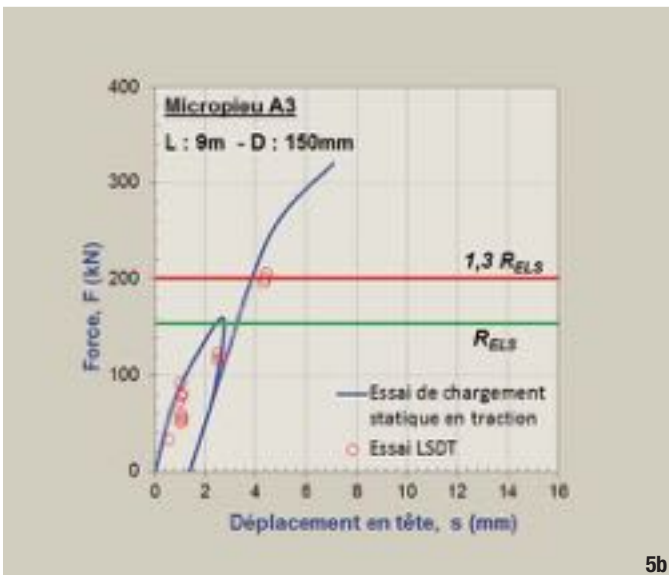
4- a- Experimental test ground and b- Location of micropiles (Google Earth®).
5- Example of the loading curves obtained on the experimental site (a- micropile C3, b- micropile A3 and c- micropile A4).

une fois que le micropieu est préparé pour le contrôle (nettoyage de la tête, barre, tube...) l'essai consiste en :
 → Installation de la tête de battage

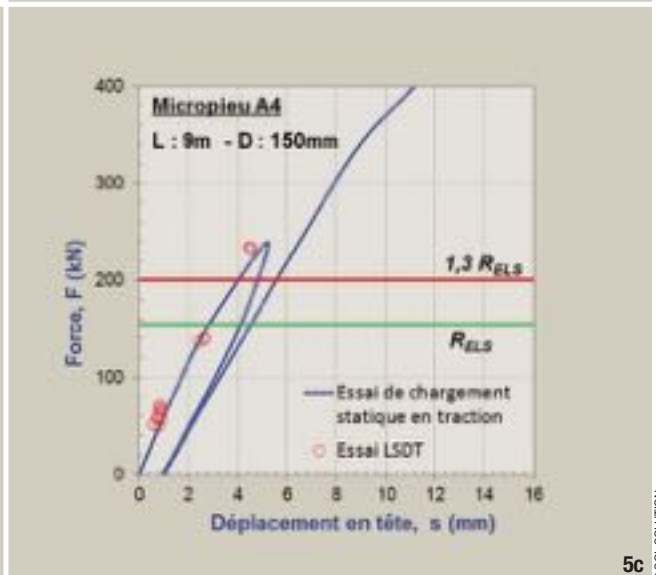
équipée des capteurs et du système DAQ ;
 → Installation de l'enclume en acier et du casque de battage manuel ;



5a



5b



5c

© SOL SOLUTION

- Réalisation et enregistrement de 10 impacts à l'aide de la masse de 5 kg ;
- Remplacement du casque de battage manuel par l'amortisseur de chocs ;
- Mise en station du système de battage ;
- Réalisation et enregistrement de 3 impacts par palier défini jusqu'à la fin du contrôle ;
- Repli du matériel.

L'essai est achevé sous deux conditions :

- a-** La force statique équivalente (F_{si}) atteint une valeur comprise entre R_{ELS} et $1,3R_{ELS}$, avec R_{ELS} la capacité portante à l'état limite de service et $1,3R_{ELS}$ (NF P 94-262) ; **et/ou**
- b-** L'enfoncement plastique permanent est compris entre 1 et 2 mm.

AVANTAGES PAR RAPPORT AUX MÉTHODES DYNAMIQUES CLASSIQUES

La méthode d'essai décrite possède les avantages suivants :

- Masse et énergie de battage beaucoup moins importantes que pour un essai dynamique classique. À titre de comparaison, dans un essai classique PDA (Pile Dynamic

LE PARTENARIAT DE RECHERCHE

C'est dans le cadre d'un partenariat associant la Fédération Nationale des Travaux Publics (Fntp), la société Sol Solution Géotechnique Réseaux, et l'Institut Pascal de l'Université Blaise Pascal qu'un projet de recherche a mené à bien le développement d'une nouvelle méthodologie de contrôle des micropieux.

Démarré en 2008 par une étude bibliographique et numérique sur la faisabilité des essais dynamiques et leur possibilité d'adaptation au cas des micropieux, le projet s'est poursuivi en 2011 dans le cadre d'une thèse réalisée par Matias Calvente, Ingénieur MR en vue du développement d'une méthode systématique et non destructive pour le contrôle dynamique des micropieux.

Avec le support de l'Anrt (thèse Cifre), le soutien du comité sols de la Commission Technique et Innovation de la Fntp, le suivi d'un comité d'experts d'entreprises Fntp, le relais de l'entreprise Sotraisol du groupe Fayat, le travail aboutit à des conclusions très prometteuses qui seront à valider à l'échelle de chantiers futurs.

Le site des essais a été mis à disposition par la Mairie de Gerzat.

Analysis) les masses et les hauteurs de chute conseillées représentent respectivement 2 à 5 % de la charge à contrôler et 8 % de la longueur du pieu. Avec cette méthode, nous réduisons d'un rapport de 5 ces exigences ;

- Temps de mise en place et de réa-

lisation d'un essai réduit (1 test/heure) ;

- Résultats en temps réel sur site. Dans un essai PDA, le temps d'analyse d'un impact, suivant les hypothèses, peut prendre 8 heures d'ingénieur ;

- Coûts de l'essai moins élevé.

VALIDATION EXPÉRIMENTALE EN CONDITIONS MAÎTRISÉES

Afin de valider la méthodologie proposée, une vingtaine de micropieux de différentes longueurs a été réalisée par la société Sotraisol Fondations (figure 1) sur un site expérimental mis à la disposition par la commune de Gerzat (figure 4).

CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE EXPÉRIMENTAL

Une campagne de reconnaissance géotechnique exhaustive, comportant des essais préssiométriques, pénétrométriques (CPTu, SPT, Panda, Grizzly...), géophysiques (MASW-2D, Cross-Hole, électrique...) ainsi que des essais carotés a été réalisée sur le site. Le terrain est constitué essentiellement d'un remblai de sols fins argileux sur les 6 premiers mètres puis d'une couche d'argile avec des passages de sable grossier de 2 m d'épaisseur, suivi d'une couche d'argile marneuse de 4 m d'épaisseur qui repose sur les marnes très compactes à 12 m (tableau A).

CARACTÉRISTIQUES DES MICROPIEUX RÉALISÉS

Sur le site, 18 micropieux de différentes longueurs (3, 6 et 9 m) et de différents rapports Ciment/Eau (C/E=2 et 2,4) ont été réalisés. Différentes techniques de mise en œuvre ont également été employées (gravitaire avec et sans compensation d'essorage). Tous les micropieux sont de type II, forage équipé d'un tube d'acier de 73 mm de diamètre et 5,5 mm d'épaisseur. Au total, 5 groupes de micropieux ont été implantés sur le terrain. Le tableau B présente les caractéristiques principales de chaque groupe. Leur implantation sur le site expérimental est présentée dans la figure 4. Le calcul de la capacité portante des micropieux a été réalisé sur la base des méthodes de calcul décrites dans la norme NF P 94-262. Les valeurs de la résistance latérale (R_s) calculées par les méthodes pressiométrique et pénétrométrique sont présentées dans le tableau B.

ESSAIS RÉALISÉS ET RÉSULTATS

Sur chaque micropieu, des essais de chargement dynamique à faible contrainte (LSDT) ont été réalisés (figure 3) et un essai de contrôle par chargement statique en traction (NF P 94-150-2) a été réalisé sur au moins un des micropieux de chaque groupe (tableau B). Quelques exemples des résultats obtenus sont présentés dans la figure 5.

TABLEAU A : SYNTHÈSE DES CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU TERRAIN EXPÉRIMENTAL À GERZAT

Profondeur m	Nature des sols	VBS	Classification GTR	P_t^* [MPa]	q_c [MPa]	q_d [MPa]
0 à 6	Argile sablo-limoneuse	5	A2	0,65	1,9	2,4
6 à 8	Argile avec passages de sables grossiers	0,6	B4	2,15	21,4	18,2
8 à 12	Argile marneuse	1,4	A1	2,52	5,6	10,2
> 12	Marne	-	-	5	16,6	-

TABLEAU B : CARACTÉRISTIQUES DES MICROPIEUX DU TERRAIN EXPÉRIMENTAL À GERZAT

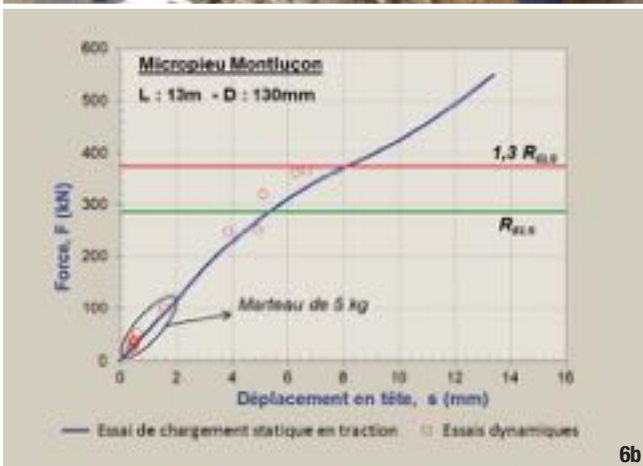
Longueur [m]	Quantité	Mode de mise en œuvre	Groupe de micropieu	Résistance latérale R_s [kN]		
				Pressiomètre	CPT	Panda
9	4 (C/E : 2)	compensation d'essorage	A	331	328	316
6	5 (C/E : 2)	compensation d'essorage	B	154	150	153
	3 (C/E : 2,4)	compensation d'essorage	C			
	3 (C/E : 2)	gravitaire	D			
3	3 (C/E : 2)	compensation d'essorage	E	68	44	71



6a



7a



6b

© SOL SOLUTION



7b

© SOL SOLUTION

Sur chaque graphique, les résultats obtenus en utilisant la méthode proposée (LSDT) sont superposés avec ceux obtenus par le biais des essais statiques en traction (NF P 94-150-2) et les valeurs nominales R_{ELS} et $1,3R_{ELS}$ calculées (NF P 94-262) pour chaque micropieu sont également indiquées. Les résultats obtenus mettent en évidence la pertinence de la méthode LSDT et l'efficacité dans l'obtention des résultats ainsi que du contrôle effectué.

VALIDATION EXPÉRIMENTALE EN CONDITIONS RÉELLES

Afin d'évaluer la faisabilité de la méthode LSDT en conditions réelles, dans différentes configurations géotechniques et sur différents types de micropieux, une série d'essais a été réalisée sur trois chantiers différents réalisés par la société Sotraisol Fondations.

CHANTIER À MONTLUÇON (03)

Sur ce chantier, une trentaine de micropieux a été réalisée afin de reprendre

les charges apportées par une couverture de bassin extérieur d'une piscine. Sur le site, le terrain est constitué principalement par des sables argileux et des sables graveleux compacts qui reposent sur le toit marneux à 7 m de profondeur. Le micropieu ausculté (type III) a une longueur de 13 m, un diamètre de forage de 130 mm et une armature constituée d'une barre de 51 mm de diamètre. Selon les données fournies par l'entreprise, la résistance de calcul aux charges de service (R_{ELS}) est de 290 kN (NF P 94-262).

Sur le micropieu, un essai de chargement statique en traction (NF P 94-150-2) a été réalisé jusqu'à une charge de 550 kN. L'essai LSDT (figure 6a) a été réalisé sur le même micropieu selon le protocole décrit auparavant.

Les résultats obtenus (statiques et dynamiques) sont exposés sur la figure 6b. On peut remarquer que pour une charge de 550 kN (2 fois plus grande que R_{ELS}), le comportement du micropieu n'a pas montré de fluage. Les hypothèses de calcul ont ainsi été vérifiées.

6- Essais de chargement dynamique à faible contrainte (LSDT) à l'aide du marteau modulable de 200 kg à Montluçon (a- réalisation de l'essai et b- résultats obtenus).

7- Essais de chargement dynamique à faible contrainte (LSDT) à Metz (a- impacts avec la masse de 5 kg et b- résultats obtenus).

6- Low strain dynamic load test (LSDT) using the 200 kg adaptable hammer at Montluçon (a- test execution and b- results obtained).

7- Low strain dynamic load tests (LSDT) at Metz (a- impacts with the 5 kg sledge hammer and b- results obtained).

CHANTIER À METZ (57)

Une deuxième campagne d'essais a été réalisée sur les travaux de fondations pour la reconstruction d'une manufacture de tabac à Metz. Le terrain est constitué essentiellement de remblais, sables et graviers, argiles marnées et marnes.

Le micropieu ausculté (type III) a une longueur de 10 m, un diamètre de 153 mm avec une armature constituée d'une barre de 51 mm de diamètre. La résistance de calcul aux charges de service (R_{ELS}) est de 280 kN (NF P 94-262).

Les résultats obtenus, par le biais des essais de chargement statique en traction et par les essais LSDT, sont présentés dans la figure 7.

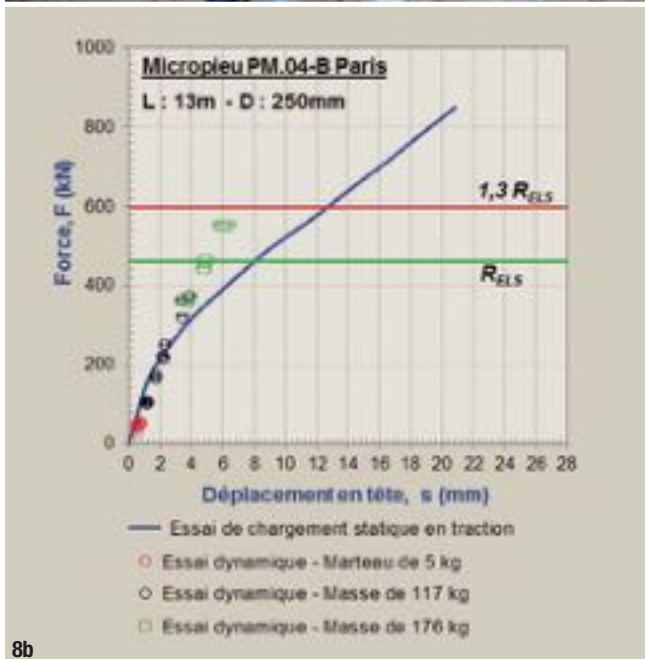
CHANTIER À PARIS (75)

Une dernière campagne a été effectuée sur un chantier de construction d'un bâtiment à Paris. Le terrain est principalement constitué de remblais.

Le micropieu testé (type III) a une longueur de 13 m, un diamètre de 250 mm et son armature est constituée



8a



8b

© SOL SOLUTION

d'un tube de 88,9 mm de diamètre et de 6 mm d'épaisseur. La résistance de calcul aux charges de service (R_{ELS}) est de 460 kN (NF P 94-262). Les résultats des essais statiques en traction

et des essais LSDT sont présentés dans la figure 8.

Les résultats obtenus dans les différents chantiers où la méthode LSDT a été testée mettent en évidence :

- La faisabilité de la méthodologie proposée en conditions réelles ;
- La rapidité de réalisation et d'obtention des résultats ;
- La fiabilité et la répétabilité des résultats.

CONCLUSIONS

Dans le but de permettre un contrôle systématique de la capacité portante des micropieux, une méthodologie basée sur l'utilisation d'essais dynamiques à faible contrainte a été développée. Cette méthodologie est adaptée aux contraintes opérationnelles (rapidité de mise en œuvre et de réalisation, faible encombrement) et économiquement réaliste. Les essais de chargement dynamique à faible contrainte et statique en traction ont fourni des résultats similaires en terme de capacité portante en service pour des essais réalisés sur site expérimental en conditions maîtrisées mais également sur des chantiers en conditions réelles. La méthodologie développée fournit une estimation de la charge de service en temps réel et les résultats obtenus montrent que l'essai de chargement dynamique permet de vérifier la résistance calculée par des méthodes de calcul classiques, malgré des énergies assez faibles.

Le travail présenté a fait l'objet du dépôt de brevet BFF 13L0853 du 31 janvier 2014. □

8- Essais de chargement dynamique à faible contrainte (LSDT) à Paris (a- montage de l'appareillage d'essai et b- résultats obtenus).

8- Low strain dynamic load tests (LSDT) in Paris (a- test equipment setup and b- results obtained).

INTERVENANTS DANS CE PROGRAMME DE RECHERCHE

- Miguel Angel Benz-Navarrete, ingénieur développement, Sol Solution Géotechnique Réseaux, Riom
- Roland Gourves, Directeur, Sol Solution Géotechnique Réseaux, Riom
- Pierre Breul, Professeur directeur de thèse, Institut Pascal, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand
- Claude Bacconnet, professeur, codirecteur de thèse, Institut Pascal, Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand
- Philippe Gotteland, Direction Technique Recherche, Fédération Nationale des Travaux Publics (FnTP), Paris
- Pierre Lebouc, Directeur Technique Sotraisol, expert référent FnTP, Paris
- Jean-Paul Volcke, Directeur Technique Franki Fondations, expert référent FnTP, Paris

ABSTRACT

INNOVATIVE METHODOLOGY FOR IN SITU MONITORING OF MICROPILES

RENÉ MATIAS CALVENTE

A research project carried out in partnership by Sol Solution Géotechnique-Réseaux, the Pascal Institute of Blaise Pascal University and the French Public Works Federation (FNTP) enabled the development of a systematic non-destructive methodology for monitoring the bearing capacity of micropiles in service. This innovative methodology is based on the application of low-strain dynamic load tests. This article describes the methodology, the validation tests performed on micropiles built on an experimental site, and validation tests in real conditions. □

INNOVADORA METODOLOGÍA DE CONTROL IN SITU DE LOS MICROPILOTES

RENÉ MATIAS CALVENTE

Un proyecto de investigación realizado en colaboración entre la empresa Sol Solution Géotechnique-Réseaux, el Instituto Pascal de la Universidad Blaise Pascal y la FNTP (Federación Francesa de Obras Públicas) ha permitido desarrollar una metodología no destructiva y sistemática de control de la capacidad portante en servicio de los micropilotes. Esta innovadora metodología se basa en la aplicación de ensayos de carga dinámica a baja tensión. En este artículo se presentan la metodología, los ensayos de validación realizados sobre micropilotes contruidos en un centro experimental y ensayos de validación en condiciones reales. □



COMPACTAGE DYNAMIQUE SUR LA FUTURE ZAC CHARLES RENARD À SAINT-CYR-L'ÉCOLE

AUTEURS : GILLES GOUTTE, CHEF DU SECTEUR AMÉLIORATION DE SOL G.T.S. - VALÉRIE FRAYSSE, CONDUCTRICE DE TRAVAUX PRINCIPALE G.T.S. - CYRIL DESPRES, CHEF DE PROJETS / DIRECTION DE L'AMÉNAGEMENT ET DU DÉVELOPPEMENT DE L'AFTRP - SOPHIE POTIN, RESPONSABLE TECHNIQUE / DIRECTION DE L'AMÉNAGEMENT ET DU DÉVELOPPEMENT DE L'AFTRP

À SAINT-CYR-L'ÉCOLE (78), L'AFTRP DÉVELOPPE LA FUTURE ZAC CHARLES RENARD. L'ENTREPRISE G.T.S. DU GROUPE NGE INTERVIENT APRÈS DES TRAVAUX DE DÉMOLITION ET DE DÉPOLLUTION PYROTECHNIQUE ET CHIMIQUE AFIN DE DONNER AUX SOLS LES CARACTÉRISTIQUES NÉCESSAIRES À L'AMÉNAGEMENT DES ESPACES PUBLICS. APRÈS D'IMPORTANTES TRAVAUX DE TERRASSEMENT SOUS-TRAITÉS À GUINTOLI, G.T.S. MET EN ŒUVRE LA TECHNIQUE DE COMPACTAGE DYNAMIQUE AFIN D'HOMOGENÉISER ET DE DENSIFIER LES TERRAINS EN PLACE.



© JEAN ZINDEL
2

PRÉSENTATION DU CHANTIER

L'AFTRP (Agence Foncière et Technique de la Région Parisienne) est à l'origine de la création d'une nouvelle Zone d'Aménagement Concerté à Saint-Cyr-l'École (78) sur un terrain de 25 ha. Ce site, situé sur l'emprise d'un ancien terrain militaire, a fait l'objet de travaux de démolition et de dépollution pyrotechnique avant d'être vendu par l'État à l'AFTRP.

L'AFTRP a, dans un premier temps, procédé à des travaux de dépollution chimique. Ces travaux, débutés l'automne dernier, sont aujourd'hui en cours de réception.

À l'issue de ces travaux successifs : démolition, dépollution pyrotechnique puis dépollution chimique, le site s'est retrouvé totalement décomprimé sur des profondeurs pouvant aller jusqu'à

1- 109 000 m² traités en 2,5 mois par compactage dynamique.

2- Densification dynamique : adapter le sol à l'ouvrage.

1- 109 000 m² processed by dynamic compaction in 2,5 months.

2- Dynamic densification: adapting the soil to the structure.

8 m (profondeur maximale de dépollution).

Ces travaux ont ainsi provoqué d'importantes hétérogénéités dans les paramètres géotechniques.

L'entreprise G.T.S. intervient sur ce chantier dans le cadre d'une opération de consolidation et d'amélioration des sols au droit des futurs espaces publics de la ZAC.

Le projet d'aménagement de ce terrain en ZAC comporte de nombreuses voies de circulation. Les espaces publics représentent 7 ha sur les 25 ha que comptabilise au total la ZAC.

Le reste de la ZAC correspond aux espaces privés, soit 25 lots, sur lesquels seront construits des logements individuels et collectifs, des équipements, des commerces et des espaces verts (figure 2).

PRÉSENTATION DU LOT - AMÉLIORATION DES SOLS

L'objectif de ce lot intitulé « Amélioration des sols » est donc d'améliorer les caractéristiques géotechniques des sols pour les rendre compatibles avec les aménagements des espaces publics projetés. En effet une amélioration des sols préalablement aux travaux de VRD est indispensable étant donné la nature des sols en place et l'historique du site. Afin de garantir le respect des objectifs attendus sur la totalité des espaces publics, les travaux ont été réalisés sur l'emprise publique augmentée d'une largeur de 9 m empiétant sur les espaces privés (figures 1, 3 et 4). La technique mise en œuvre par l'entreprise G.T.S. pour permettre une amélioration des sols de ce terrain est le compactage dynamique. ▶

PLAN DES ESPACES PUBLICS QUI ONT FAIT L'OBJET DES TRAVAUX



3



4

© JEAN ZINDEL

En effet cette technique permet d'homogénéiser les terrains en place et de densifier les zones décomprimées par diverses excavations réalisées auparavant.

Il est à noter la présence d'un ovoïde (eaux pluviales et eaux usées) traversant la ZAC sur le côté Est qui ne permet pas de faire du compactage à proximité.

Une zone de 15 m de large située de part et d'autre de l'ovoïde sera ainsi traitée en inclusions rigides.

GÉOLOGIE DU SITE

Du point de vue géologique, les terrains attendus dans ce secteur géographique sont généralement constitués de terre végétale et de remblais de surface puis d'une succession de Limons des Plateaux, Sables et Grès de Fontainebleau, Argiles à Corbules et Marnes à Huîtres, Calcaire de Sannois et Argiles Vertes de Romainville, surmontant des Marnes supragypseuses.

Or suite aux différentes opérations menées sur ce site (démolition, dépollution pyrotechnique, dépollution chimique), les terrains de couverture effectivement rencontrés ont été forte-

ment remaniés sur une épaisseur allant jusqu'à 4 m de profondeur. Ils sont aujourd'hui constitués de matériaux argilo-limono-sableux à fraction graveleuse variable. Ils sont caractérisés par des résistances mécaniques faibles ($p_l < 0,42$ MPa et $0,5 < Q_d$ (MPa) < 3) avec localement des passages plus compacts.

L'objectif des travaux d'amélioration des sols est donc ciblé sur ces terrains de couverture.

3- Plan des espaces publics qui ont fait l'objet des travaux.

4- Compactage selon un maillage précis.

3- Drawing of the public areas which underwent the works.

4- Compaction according to a precise meshing.

DENSIFICATION DYNAMIQUE

PRINCIPE :

La densification dynamique permet de conférer aux sols de fondation des caractéristiques géotechniques nécessaires pour concevoir des ouvrages sur semelles isolées associées à un dallage. Appelé aussi compactage dynamique, ce procédé densifie le sol en profondeur sous l'effet d'impacts répétés d'une masse selon un maillage défini.

AVANTAGES :

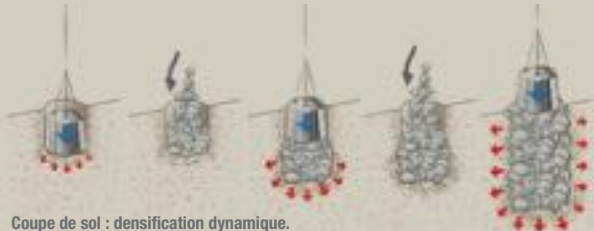
- Réhabilitation de sites reclassés,
- Solution alternative aux fondations profondes,
- Pertinent pour des surfaces importantes,
- Traitement du sol jusqu'à 8 m de profondeur,
- Écologique grâce à la réutilisation des matériaux du site,
- Adapté pour le traitement anti-liquéfaction des sols,
- Rapidité de mise en œuvre,
- Économique.

APPLICATIONS :

- Bâtiment industriel,
- Bâtiment commercial,
- Plate-forme logistique,
- Plate-forme portuaire.

MISE EN ŒUVRE :

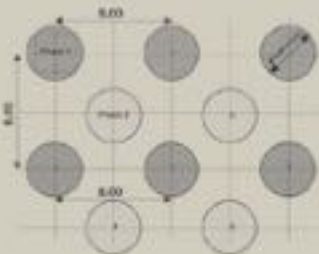
Grâce à un gros porteur (pelle à câbles sur chenilles), une masse de compactage est lâchée en chute libre sur le sol depuis plus de 20 m de hauteur. Le poids de la masse est compris entre 8 et 25 t.



Coupe de sol : densification dynamique.

FONDATION DE LA STRUCTURE - PLOTS BALLASTES :

Les charges concentrées, descendues par la structure du projet, sont fondées superficiellement sur des plots ballastés. Ceux-ci sont obtenus par un pilonnage intensif de l'emprise de la future semelle. L'empreinte créée est remblayée avec des matériaux graveleux fortement compactés. Ceci procure un taux de travail optimisant le dimensionnement des semelles. L'amélioration des paramètres géomécaniques en profondeur permet la maîtrise des tassements absolus et différentiels.



Exemple de maillage 8 m x 8 m.

FONDATION DE CHARGES RÉPARTIES :

Les énergies dynamiques sont mises en œuvre selon un quadrillage couvrant toute l'emprise du projet. Le nombre d'impacts et le maillage sont déterminés à partir des éléments suivants :

- Les paramètres géomécaniques connus,
- L'importance des sollicitations à venir,
- Les objectifs de tassements admissibles.



5



7



6

PLANCHE D'ESSAI ET MAÎTRISE DES VIBRATIONS INDUITES PAR LES TRAVAUX DE COMPACTAGE

Cette technique d'amélioration des sols a fait l'objet d'une planche d'essai durant l'été 2013 afin de démontrer l'efficacité de la méthode dans le contexte géologique, géotechnique et hydrogéologique du site.

Ces essais ont également permis de vérifier la compatibilité des énergies de compactage à fournir étant donné les contraintes imposées par la présence de l'aérodrome situé en bordure nord du site, imposant une longueur de flèche limitée et donc une hauteur de chute réduite.

Des mesures de vibrations ont également été prises dans différentes configurations afin de valider l'absence de risques relatifs aux vibrations engendrées par le compactage dynamique sur l'environnement.

Ainsi, durant la planche d'essai, les vibrations induites par les impacts ont-elles été mesurées et l'effet des tranchées anti-vibratiles a pu être quantifié (figure 7).

Différentes mesures ont été prises pendant la réalisation de cette planche d'essai : des mesures à des distances variant de 5 m à 50 m du point de chute de la masse, des mesures en présence ou en absence de tranchée anti-vibratile.

Ces mesures ont pu être comparées aux seuils de vibrations admissibles indiqués dans la circulaire du 23/07/86 relative aux vibrations mécaniques émises sur les installations classées (figures 8, 9 et 10).

Ainsi l'absence de vibration critique pour des installations situées au-delà de 40 m a pu être mise en évidence malgré l'absence de tranchée anti-vibratile.

Pour des distances inférieures, la création d'une discontinuité dans le sol par la réalisation d'une tranchée permet de casser les ondes de surface, qui sont les plus néfastes et ainsi de passer sous le seuil des valeurs acceptables pour des distances réduites.

L'impact des tranchées anti-vibratiles a pu être démontré et permet ainsi d'appliquer cette technique de compactage dynamique sur des zones situées à proximité des limites de la ZAC.

À partir des informations obtenues *in situ* au cours de la planche d'essai, les surfaces à traiter en compactage dynamique ont pu être optimisées en considérant la possibilité de compacter les zones situées à 20 m des limites de la ZAC.

LA TECHNIQUE PROPOSÉE : COMPACTAGE DYNAMIQUE

Le compactage dynamique des terrains permet :

- D'homogénéiser et d'améliorer les matériaux constitutifs du remblai actuel ;
- D'augmenter leur compacité et leur résistance mécanique (module à atteindre $E_y = 14 \text{ MPa}$) ;
- De limiter les tassements absolus et différentiels à des valeurs de 2 à 3 cm.

Les principaux avantages de cette méthode sont :

- Le rendement de 109 000 m² traités en 3 mois et demi de travaux avec deux ateliers ;

5 & 6- Réutilisation des matériaux du site pour combler les plots.

7- Les tranchées anti-vibratiles ont permis de traiter toute la surface du projet.

5 & 6- Re-use of site materials to fill in piers.

7- The anti-vibration trenches made it possible to treat the entire surface area of the project.

- La réutilisation des matériaux du site pour combler les empreintes (figures 5 et 6).

PARTICULARITÉS DE L'OPÉRATION

Cette opération est à réaliser en prenant en compte certaines particularités liées au site :

- Présence de multiples excavations réalisées au préalable et rebouchées sans objectif de compactage ;
- Potentialité de présence d'engins explosifs ;
- Proximité de l'aérodrome ;
- Présence de riverains : cimetière, lycée en activité et en travaux ; collège en activité ; habitations...

Les segments restant pour relier les zones compactées aux voiries existantes sont traités de façon traditionnelle par l'intermédiaire de purges sur 3 m de profondeur puis un remblaiement classique par couches (figure 11). Un référé préventif a toutefois été réalisé par l'AFTRP dans un périmètre d'une centaine de mètres autour de la ZAC. À la demande de l'expert en charge du dossier, deux capteurs mesurent en continu les vibrations pendant la totalité des travaux de compactage dynamique. La distance minimale entre les zones concernées par les travaux et l'extérieur du site se situe au niveau du cimetière de Saint-Cyr-l'École, un capteur a donc été mis en place dans cette zone. L'enregistrement présenté ci-dessous montre les vibrations enregistrées lors de la réalisation des plots les plus proches. Celui-ci met clairement en évidence l'absence de dépassement du seuil autorisé.



8

8- Suivi et mesure des vibrations par des capteurs.

9- Suivi des vibrations (PV de mesure par Rincent BTP Recherche et Expertise).

10- Tableau des seuils de vibrations admissibles - Circulaire du 23/07/86.

8- Vibration monitoring and measurement by sensors.

9- Vibration monitoring (measurement report by Rincent BTP Recherche et Expertise).

10- Table of acceptable vibration thresholds - Circular of 23/07/86.

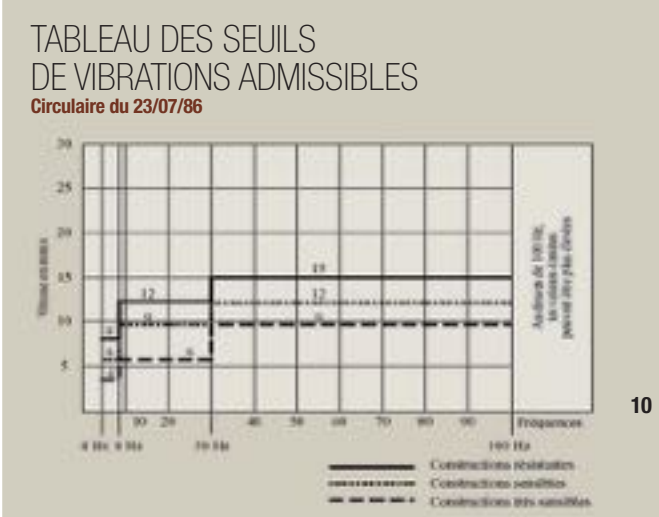
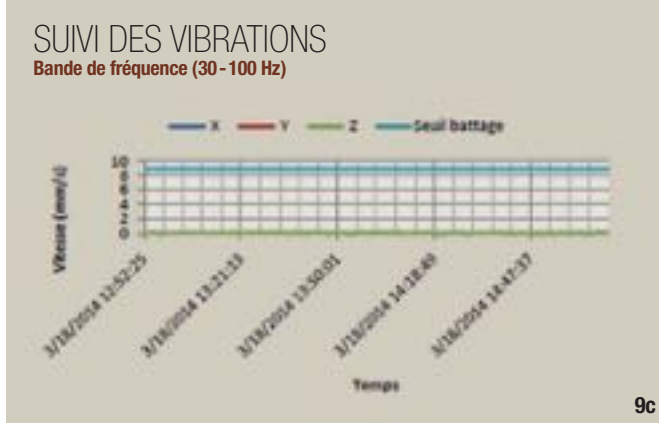
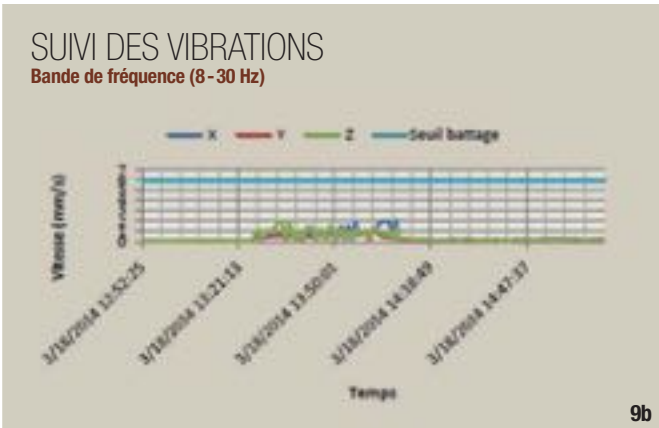
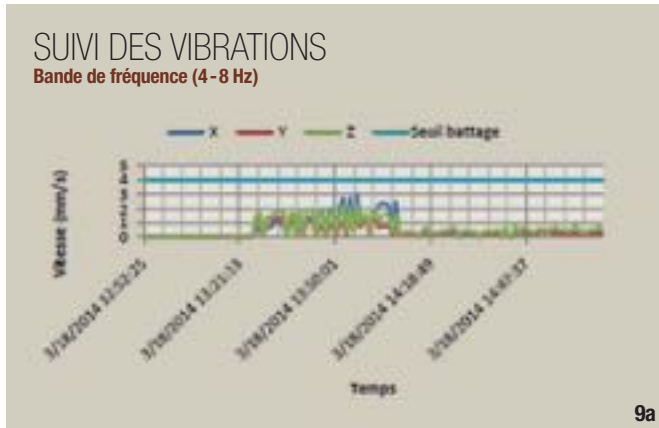
En effet les remblais en place ont dû être déblayés sur une hauteur de 1 m à 1,50 m pour permettre de localiser les cibles à extraire via des procédés de détection issus de la géophysique. Lorsque la présence de cible était confirmée, des excavations ponctuelles ont été réalisées afin d'extraire les engins potentiellement dangereux. Puis les remblais ont été remis en place sans objectif particulier en termes de compactage.

Ces travaux de dépollution pyrotechnique ont ainsi permis de détecter la présence éventuelle de bombes sur des profondeurs allant de 3 à 8 m selon les zones.

Afin d'évaluer le degré de risque relatif à la présence résiduelle potentielle d'engins explosifs, l'entreprise G.T.S. s'est rapprochée des bureaux d'études spécialisés tels que CESP et Hyphen ainsi que des experts de l'entreprise de dépollution pyrotechnique du groupe NGE, Berengier Dépollution. De son côté, l'AFTRP a organisé des formations de sensibilisation au risque pyrotechnique pour le personnel intervenant sur le chantier. Ces formations dispensées par le centre de déminage de Versailles ont permis au personnel intervenant sur chantier d'avoir une première approche des engins potentiellement présents sur ce site et sur-

**MÂÎTRISE DU RISQUE
PYROTECHNIQUE**

Des opérations de dépollution pyrotechnique ont été menées entre juillet 2011 et avril 2012, celles-ci sont à l'origine d'importants remaniements des sols en place.

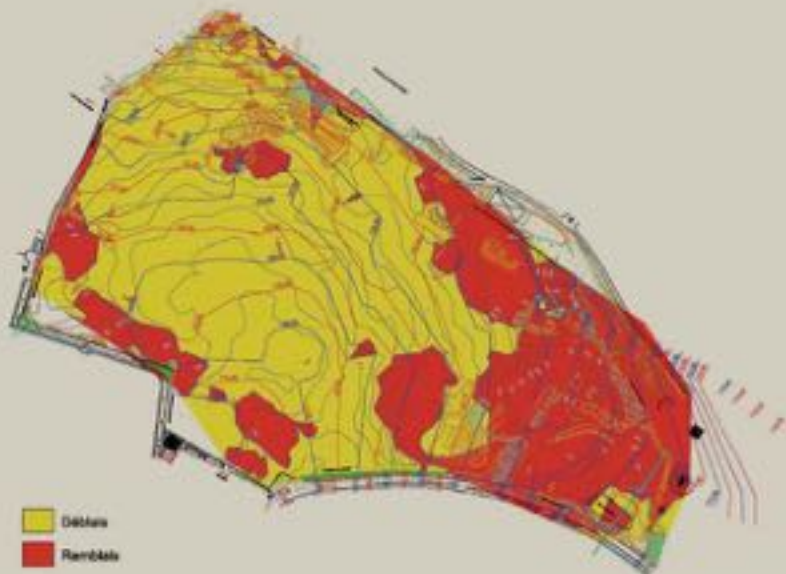


ZONE DE COMPACTAGE ET DE PURGES



11

PLAN DES DÉBLAIS REMBLAIS (60 000 M³)



12

tout d'acquiescer les réflexes nécessaires lors de la découverte fortuite d'engins potentiellement explosifs.

TRAVAUX PRÉALABLES

L'objectif du lot « Amélioration des sols », outre l'amélioration des caractéristiques des sols en place et la fourniture au maître d'œuvre en charge de l'aménagement des espaces publics des plateformes à la cote projet moins 30 cm. D'importants terrassements préalables ont donc été nécessaires. En effet les zones situées à l'est de la

11- Zone de compactage et de purges.

12- Plan des déblais remblais (60 000 m³).

11- Compaction and clearing area.

12- Drawing of earth cuts and backfills (60,000 m³).

ZAC ont dû être remblayées sur des hauteurs allant jusqu'à 3 m, alors que la partie ouest a fait l'objet d'importants déblais.

De façon globale, l'équilibre des terres a été respecté puisque la totalité des déblais a été utilisée dans les remblais. Ainsi c'est plus de 60 000 m³ de matériaux qui ont fait l'objet de mouvement de terre. De plus, il était indispensable de créer des plates-formes circulables pour les engins de compactage. Certaines zones très fortement décomprimées ont dû faire l'objet d'une purge

et d'une substitution par des matériaux du site traités, afin de les rendre circulables.

Les travaux de gros terrassements se sont déroulés de fin janvier à mi-mai, ils ont été sous-traités à Guintoli, entreprise de terrassement du groupe NGE. Ces opérations de terrassement ont permis de créer des plate-formes de travail pour les travaux de compactage dynamique (figure 12).

TRAVAUX DE COMPACTAGE

Les travaux de compactage ont démarré mi-mars, la fin des travaux est prévue fin juin. Deux draglines de 80 t ont été mobilisées accompagnées de deux chargeurs à chenilles chargés de combler les empreintes et de remettre à niveau le terrain après compactage. Du fait de la proximité de l'aérodrome de Saint-Cyr-l'École, situé immédiatement au niveau de la limite nord de la ZAC, les flèches des pelles ont été réduites à 20 m par rapport à une hauteur de 30 m classiquement utilisée. La technique du compactage dynamique consiste, sur ce site, à lâcher une masse de 18 t d'une hauteur variable comprise entre 10 et 15 m. Le fait de lâcher successivement la masse va créer une empreinte dans le sol qui est comblée par les matériaux du site (en partie traités), puis le plot est remonté en lâchant la masse plusieurs fois. Le maillage est de 3,5 m x 3,5 m traité en deux phases successives espacées de quelques jours permettant ainsi la dissipation des éventuelles surpressions interstitielles.

OBJECTIFS DU TRAITEMENT

Obtenir les caractéristiques nécessaires à la réalisation des travaux de VRD (soit une portance de 30 MPa et des qc > 1 MPa là où ils étaient inférieurs à 0,5 MPa avant les travaux).

Pour valider les objectifs à atteindre, une campagne d'essais au pénétromètre statique est réalisée à la fin de chaque phase de travaux afin d'évaluer les effets du compactage dynamique sur la compacité du sol en profondeur. Ces essais sont réalisés par Geosoltis. En parallèle, des essais de portance sont réalisés afin de garantir une portance équivalente à 30 MPa avant livraison au lot VRD à la côte finie VRD -30 cm (figures 13 et 14).

CONCLUSION

Suite aux nombreux mouvements des terres de la future ZAC à Saint-Cyr-l'École, le contexte géotechnique présentait les caractéristiques idéales ►



13



14

© PHOTO THÉO GTS

au principe du compactage dynamique qui densifie le sol sous l'effet de chutes répétées d'une masse métallique. Cette technique d'amélioration de sol est généralement appliquée pour sécuriser les fondations de futurs bâtiments industriels ou commerciaux ou de plateformes logistiques. Par exemple, G.T.S. a ainsi mis en œuvre cette technique à Saint-Étienne (42) pour l'imprimerie Loire Offset Titoulet, ou à Compans (77) pour une plateforme logistique. Elle est plus rarement appliquée pour des voiries et d'autant moins

13- Essais de portance réalisés à la dynaplaque.

14- Campagne d'essais au pénétromètre statique Geosoltis.

13- Bearing capacity tests performed by dynamic plate test.

14- Geosoltis static penetrometer test campaign.

en milieu urbain par crainte des effets des vibrations. Le traitement par densification dynamique mené par G.T.S. à Saint-Cyr-l'École démontre qu'il existe une parade efficace contre les effets indésirables des vibrations que génère ce procédé. Pour cette opération de grande envergure, des tranchées antivibratoires ont permis de traiter une plus grande surface au plus près des limites

du projet. Des capteurs dans le sol ont permis de suivre les vibrations provoquées par les chutes successives de masses. Les enregistrements montrent que ces vibrations n'ont jamais dépassé les seuils tolérés. Rapide et économique, la densification dynamique a ici fait ses preuves en tant que solution alternative aux fondations profondes en milieu urbain. □

LE MOT DE L'AFTRP

Pour permettre la mise en œuvre de ce projet urbain d'ampleur comptant plus de 1 400 logements et situé dans le contexte paysager et patrimonial de la plaine de Versailles face à l'école militaire de Saint-Cyr-l'École, l'AFTRP s'est trouvée confrontée à une combinaison originale et complexe de problématiques : pollution pyrotechnique, pollution chimique, décompactage des sols, nappe phréatique subaffleurante. Pour répondre à la contrainte de décompactage des sols dans de telles conditions, tout en permettant la future réalisation d'importants travaux d'aménagement des espaces publics, le compactage dynamique, très rarement mis en œuvre dans le cadre d'opérations d'aménagement urbain en milieu urbanisé, a constitué une réponse pertinente, rapide et efficace.

PRINCIPALES QUANTITÉS

TERRASSEMENTS :

- Volumes des mouvements de terres déblais/remblais : 60 000 m³
- Purges classiques : 20 000 m³

COMPACTAGE DYNAMIQUE : 109 000 m² / 9 000 plots

INCLUSIONS RIGIDES : 150 u

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRISE D'OUVRAGE :

Agence Foncière et Technique de la Région Parisienne

MAÎTRISE D'ŒUVRE LOT « AMÉLIORATION DES SOLS » : Sepia GC

ENTREPRISE TITULAIRE DU LOT « AMÉLIORATION DES SOLS » :
G.T.S. (groupe NGE)

ABSTRACT

DYNAMIC COMPACTION ON THE FUTURE CHARLES RENARD "ZAC" AT SAINT-CYR-L'ÉCOLE

GILLES GOUTTE, G.T.S. - VALÉRIE FRAYSSE, G.T.S. - CYRIL DESPRES, AFTRP - SOPHIE POTIN, AFTRP

Following demolition and pyrotechnic decontamination works, the soil of the future 25-hectare Charles Renard "ZAC" mixed development zone (AFTRP project) was completely decompressed over depths of up to 8 metres. Following a major earthworks phase (60,000 m³ of earth movement), G.T.S. performed soil improvement by dynamic densification. The aim was to homogenise and densify the decompressed areas following the various excavation works performed previously. Anti-vibration trenches made it possible to treat the entire planned surface area. Sensors measured the vibrations due to successive sledge hammer dropping without recording any crossing of the authorised threshold. □

COMPACTACIÓN DINÁMICA EN LA FUTURA ZONA DE ACCIÓN CONCERTADA CHARLES RENARD EN SAINT-CYR-L'ÉCOLE

GILLES GOUTTE, G.T.S. - VALÉRIE FRAYSSE, G.T.S. - CYRIL DESPRES, AFTRP - SOPHIE POTIN, AFTRP

Como consecuencia de los trabajos de demolición y de descontaminación pirotécnica, el suelo de la futura zona de acción concertada Charles Renard, de 25 ha (proyecto de la AFTRP, la Agencia Territorial y Técnica de la Región Parisina) resultó totalmente descomprimido en profundidades de hasta 8 m. Después de una importante fase de excavación (60.000 m³ de movimiento de tierras), G.T.S. mejoró los suelos por densificación dinámica. El objetivo era homogeneizar y densificar las zonas descomprimidas debido a las diferentes excavaciones realizadas anteriormente. Se pudo tratar toda la superficie prevista mediante zanjas antivibratorias. Unos sensores midieron las vibraciones debidas a las liberaciones sucesivas de la masa sin registrar superaciones del umbral permitido. □



© CEDRIC HELSLY

Port de la
Bourdonnais.

La Bourdonnais
Port.

PIEUX STARSOL® ÉTAT DE L'ART APRÈS 30 ANS D'EXPÉRIENCE

AUTEURS : PATRICK BERTHELOT, RESPONSABLE NATIONAL EN GÉOTECHNIQUE, BUREAU VERITAS - FRANCIS BLONDEAU, CONSULTANT - GÉRARD CARDONA, DIRECTEUR D'EXPLOITATION, SOLETANCHE BACHY PIEUX - FRÉDÉRIC DURAND, DIRECTEUR, STRUCTURES GEOTECHNICS - MICHEL GLANDY, DIRECTEUR DU BUREAU D'ÉTUDES, SOLETANCHE BACHY PIEUX - MARIE LEBRETON, INGÉNIEUR R&D, SOLETANCHE BACHY PIEUX

À L'OCCASION DES 30 ANS DU PIEU STARSOL®, UN POINT EST FAIT SUR LES TECHNIQUES PROPRES AU PROCÉDÉ STARSOL® QUI LE DIFFÉRENCIENT FONDAMENTALEMENT DE LA TARIÈRE CREUSE CLASSIQUE, DÉCRITE EN CLASSE 2 ET CATÉGORIE 6 DE L'ANNEXE A DE LA NORME NF P 94 262. CET ARTICLE PRÉSENTE LA DERNIÈRE ÉDITION DU CAHIER DES CHARGES RÉDIGÉE SUR LA BASE DES DONNÉES DE 48 ESSAIS DE CHARGEMENT, ET DÉTAILLE LA FIABILITÉ DES NOUVELLES RÈGLES DE CALCUL MISES EN ADÉQUATION AVEC LA NORME D'APPLICATION NATIONALE DE L'EUROCODE 7 SUR LES FONDATIONS PROFONDES (NF P 94 262). LES AUTEURS METTENT EN PERSPECTIVE LES SPÉCIFICITÉS DE CE PROCÉDÉ, EN PARTICULIER LA MISE EN ŒUVRE D'UNE NERVURE (PROCÉDÉ T-PILE).

DESCRIPTION ET CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DU PROCÉDÉ STARSOL®

Les croquis de la figure 1 schématisent les diverses opérations en cours de forage et de bétonnage.

La clause 9 du chapitre 1 de la norme NF P 94 262 prévoit d'utiliser des cahiers des charges pour des pro-

cédés non décrits dans cette norme, sous réserve de disposer d'une base de données de qualité équivalente au minimum à celle ayant servi pour établir les coefficients de portance de la norme NF P 94 262.

Le système Starsol® entre dans cette catégorie de procédés non décrits. Ce procédé est développé depuis 1982

par Soletanche Bachy à partir d'une tarière continue à axe creux modifiée par l'entreprise.

Il fait l'objet, depuis cette date, d'un cahier des charges particulier revalidé périodiquement par Bureau Veritas.

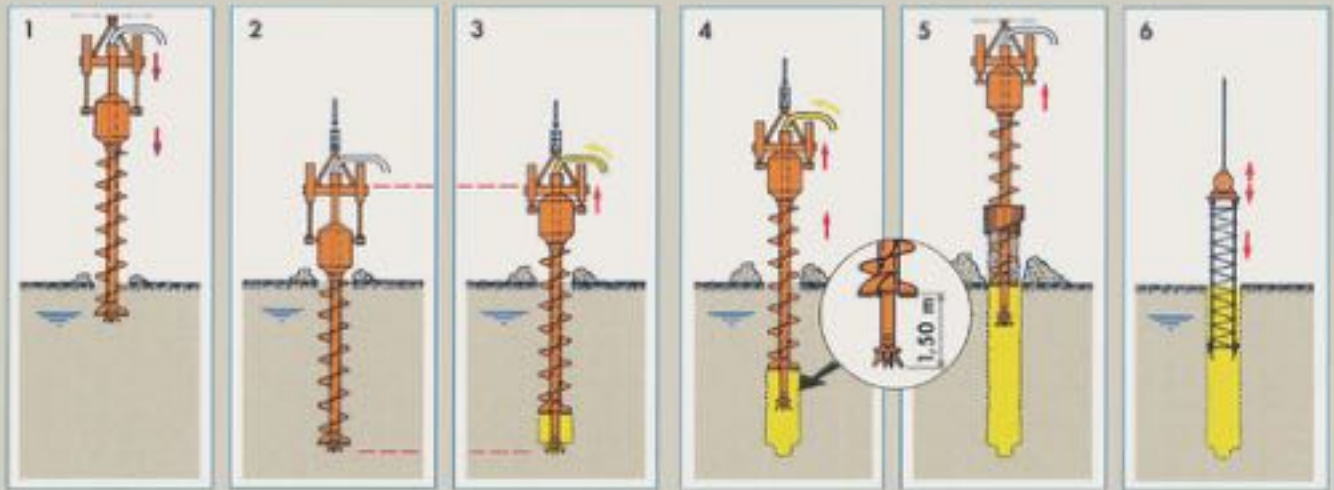
FORAGE ET BÉTONNAGE

Les principales modifications par rap-

port aux tarières creuses (classe 2) définies dans l'annexe A (§A.3.1) de la norme NF P 94.262 sont les suivantes :

1- Bétonnage avec utilisation d'un tube de bétonnage sur la totalité de la hauteur de la tarière (figure 2), positionné dans l'âme de celle-ci. Ce tube se téléscopie sur environ 1,5 m à l'amorçage. ▶

FORAGE ET BÉTONNAGE



1

© SOLETANCHE BACHY

→ L'amorçage du bétonnage consiste à dégager deux événements latéraux situés à la base du tube plongeur, grâce à la remontée de la tarière sur 30 cm, alors que la base du tube ne bouge pas. Simultanément, le béton est injecté horizontalement par ces événements. Cette phase est actionnée par le foreur grâce à deux vérins situés au niveau de la tête de rotation. Le « télescopage » peut être suivi visuellement en observant la course des vérins ;

→ Cet amorçage se continue jusqu'au « télescopage » complet (environ 1,5 m) ;

→ L'amorçage du bétonnage n'est pas conditionné par une simple expulsion d'une plaque ou la sortie d'une pointe de bétonnage, comme c'est le cas pour les procédés de tarière creuse. De la sorte, on garantit que l'amorçage commence dès la remontée de la tarière et le dégagement des deux événements ;

→ Après l'amorçage, la tarière de la Starsol® et le tube plongeur remontent simultanément. Le béton est injecté horizontalement au moins 1 m sous la surface du béton malléable déjà mis en place ; cette injection horizontale améliore l'adhérence finale du pieu, comme le montrent les valeurs de frottements mesurées lors des essais ;

→ La présence du tube plongeur immergé d'au moins 1 m sous la surface du béton déjà coulé élimine tout risque de pollution par le sol en cours de bétonnage. Il élimine aussi l'interpénétration du terrain

et du béton (feuilleté béton-terrain) en cas de remontée intempestive de la tarière. Ce tube plongeur immergé sur 1 mètre garantit que le béton éventuellement pollué reste en tête de pieu en fin de bétonnage et peut être ainsi facilement éliminé.

2- Forage et bétonnage avec utilisation continue, en temps réel, d'un système d'acquisition et d'impression de données de type Enbesol®.

1- Forage et bétonnage.

2- Partie télescopée du tube plongeur et « pointe pilote ».

1- Drilling and concreting.

2- Telescoped part of the dip pipe and "guide tip".

→ Le système d'acquisition de données de type Enbesol® permet :

- Pendant la phase de descente de l'outil, de visualiser les valeurs des paramètres de forage sous forme graphique (vitesse instantanée d'avancement, couple de rotation en fonction de la profondeur) sur un écran photographiable et visible par l'opérateur ou par tout autre intervenant, et cela en temps réel (figure 3) ;

- Pendant la phase de remontée de l'outil, de visualiser dans les mêmes conditions les paramètres de bétonnage (pression de bétonnage, rapport entre le diamètre réel du fût du pieu et le diamètre théorique) ;

- Ces deux graphiques sont imprimés en temps réel, permettant de travailler en toute transparence (figure 4). Cela permet la mise en place d'un autocontrôle interne et une visualisation directe de ces paramètres par des tiers ;

→ Lorsque le contraste entre les différentes couches rencontrées est suffisant pour apparaître au niveau des paramètres « couple de rotation et vitesse d'avancement », l'utilisation en temps réel de l'Enbesol® permet en toute transparence, après étalonnage sur les sondages géotechniques, d'adapter la longueur des pieux à un substratum variable et de qualifier l'ancrage.

3- Mise en place d'une pointe pilote télescopable en lieu et place d'une plaque ou d'une pointe sertie expulsable au moment du bétonnage.



© SOLETANCHE BACHY

2



3



4

Le dispositif de dents à l'extrémité du tube plongeur, « pointe pilote » en lieu et place de la plaque, élimine tous les risques de savonnage dus à cette plaque sur des terrains très résistants et permet des ancrages dans des couches de sols impossibles à réaliser en tarière creuse classique.

4- Nettoyage des déblais remontés sur la tarière par moyens mécaniques, ce qui assure un bétonnage sans temps mort et une sécurité supplémentaire.

5- Possibilité de transmission en direct par connexion Internet des graphiques Enbesol®, ou par transfert via une clé USB.

6- Formulation de béton spécifique (résistance et maniabilité améliorées) adapté au terrain avec mise en place de Starsolithe®

7- Possibilité de réaliser une nervure sur toute la hauteur (figure 5) ainsi qu'une base élargie (dans le cas du T-Pile®).

FERRAILLAGE

Une cage d'armatures, équipée ou non de tubes soniques, peut être mise en place après bétonnage, gravitairement ou éventuellement par trépidation, sur toute la hauteur du pieu, ou sur une partie de ce dernier. Le record est lié aux limites actuelles de forage, soit 35 m quels que soient le diamètre et la nature du sol.

ÉVOLUTION ET RETOUR D'EXPÉRIENCES DEPUIS 30 ANS

LES 20 PREMIÈRES ANNÉES

Après avoir obtenu le premier prix de l'innovation de la FNTP en 1987, le procédé Starsol® a fait l'objet d'un rapport d'enquête de technique nouvelle en août 1989 par Bureau Veritas représenté par son chef de la Division Sols et Structures, André Isnard.

3- Écrans de contrôle.

4- Sortie papier des enregistrements de paramètres.

3- Monitor screens.

4- Hard-copy printout of parameter records.

Ce rapport s'appuyait sur l'étude de l'édition n°1 d'un cahier des charges particulier établi en collaboration avec le bureau d'études Terrasol, sur les comptes-rendus des visites, par les spécialistes de Bureau Veritas, des chantiers où ce procédé était mis en œuvre par Soletanche Bachy et sur l'examen des procès verbaux d'essais de contrôle et de portance effectués sur plusieurs chantiers.

Par ailleurs, ce dossier avait reçu l'aval de la commission AFAC (Association Française des Assureurs Construction) du 18 septembre 1989.

Pour mettre en conformité les règles de calcul du cahier des charges avec le Fascicule 62 Titre V paru en mars 1993, une révision du cahier des charges a été publiée sous le terme « édition n°2 » en juin 1995.

Cela a fait l'objet d'un complément de rapport d'enquête nouvelle par Bureau Veritas représenté par André Isnard. Les essais de chargements statiques complémentaires réalisés entre temps avaient fait l'objet d'une analyse et d'un rapport de Terrasol.

LES 10 DERNIÈRES ANNÉES

Le cahier des charges a été révisé successivement en janvier 2006, janvier 2009, janvier 2012 et juin 2014. Il a reçu à chaque fois le renouvellement de l'agrément de Bureau Veritas représenté par Patrick Berthelot (Responsable national en géotechnique) et Thierry Lamadon (Directeur de projet).

Taux de travail du béton

Le taux de travail du béton en compression simple à l'ELS est passé progressivement de 9 MPa à 12 MPa.

Le procédé T-Pile®

L'édition 2006 intègre le procédé T-Pile®, pieu Starsol® avec ergot (deuxième prix de l'innovation 2005 de la FNTP), remis à André Frossard (Soletanche Bachy) et Michel Bustamante (LCPC).

L'ancrage dans des terrains rocheux

Dans l'édition n°4 de 2009, les principales modifications concernent :

- L'utilisation de béton C35 ;
- La qualité des ancrages réalisés dans les substrats rocheux, ce qui conduit à la modification du k_p dans les roches fragmentées (marnes, craies, calcaire, etc.) dont les pressions limites dépassent 4,5 MPa et dont le module pressiométrique dépasse 50 MPa.

C'est ainsi qu'ont été réalisés des chantiers dans le Portlandien de Rouen, le schiste de Nantes, le Calcaire Grossier de Paris, le Stampien marneux, gréseux ou de type poulingue de Marseille, le grès de St-Dié, le granite de Brest et les marnes très compactes de Metz et les marnes très compactes de Metz ($E_m > 300$ MPa).

Passage à l'Eurocode 7

L'édition n°6 de juin 2014 a pour but de caler le processus de calcul sur celui de la Norme d'Application Nationale de l'Eurocode 7 sur les fonda-

tions profondes, NF P 94 262 (NAN). Ce processus s'appuie sur :

→ La décomposition du calcul du frottement latéral en fonction de deux termes :

- f_{sol} qui ne dépend que du sol,
- et $\alpha_{sol-pieu}$ qui ne dépend que de la technique de forage,

→ L'introduction de coefficients de sécurité partiels γ_{rd1} , γ_{rd2} , ζ_3 et ζ_4 et de deux nouveaux concepts, $R_{c;k}$ et $R_{c;cr,k}$, calculés selon deux méthodes (le « pieu modèle » ou le « modèle de terrain »).

et permet de calculer la portance à l'ELS et à l'ELU avec les mêmes coefficients de sécurité globaux des anciens règlements (Fascicule 62 Titre V et DTU 13.2) en retenant en général $\gamma_{rd1}=1.15$ et $\gamma_{rd2} = 1.1$.

ANALYSE DES ESSAIS DE CHARGEMENT, VERSION 2014 DU CAHIER DES CHARGES

De nombreuses données expérimentales ont été obtenues à partir d'une cinquantaine d'essais de chargement statique et d'une dizaine d'essais de chargement dynamique.

Par ailleurs, trente années d'expériences ont permis d'accumuler des données importantes concernant la qualité du béton du fût et la fiabilité des valeurs des paramètres de portance dans des variétés multiples de sols, plus particulièrement dans des substrats rocheux très compacts, cela sous tout type de bâtiments ou sous ouvrages d'art.

L'édition n°6 de 2014 du cahier des charges :

- S'appuie sur l'analyse de 48 essais de chargement statique réalisés ;
- Détermine $\alpha_{sol-pieu}$ pour que les courbes finales soient calées dans leur première partie au plus près ►

des anciennes courbes de q_s qui ont donné entière satisfaction, tant en exécution que lors des essais de chargement ;

- Reprend en totalité les valeurs de k_{cmax} ou k_{pmax} proposées anciennement qui ont aussi apporté entière satisfaction ;
- Revalorise des seuils q_{smax} en fonction des essais ;
- Adopte des coefficients partiels $\gamma_{r,d}$ tenant compte de la fiabilité expérimentée du procédé Starsol® au regard de la signification que leur donne la note n° 1 de la clause 9.2.5 (1) de la norme.

Cette édition a été soumise à l'expertise de Frédéric Durand (Structures Geotechnics), et a été validée par Bureau Veritas en juin 2014.

DÉTERMINATION DE $\alpha_{SOL-PIEU}$

Les valeurs de $\alpha_{sol-pieu}$ sont résumées dans le tableau 1.

VALEURS DE K_{CMAX} ET DE K_{PMAX}

Les valeurs de k_{pmax} et de k_{cmax} sont résumées dans le tableau 2.

CALAGE

Listes des essais réalisés

Nous avons étudié tous les essais de chargement réalisés en Starsol® en vue de comparer la charge limite de calcul Q_{cal} avec la charge de rupture mesurée ou estimée Q_{mes} .

94 % de ces essais ont été réalisés par le LCPC représenté par Michel Bustamante et Luigi Gianeselli. La liste est jointe en annexe. L'exploitation détaillée de tous ces essais sera accessible par le site www.soletanche-bachy.com et sera publiée dans un tiré à part.

Comparaison avec la NF P 94 262

155 essais de chargement ont été analysés et ont fait l'objet d'un article de Burlon & al. aux JNGG-2012-Bordeaux → Répartitions des essais par classe de pieux.

Ces essais de chargements sont répartis en fonction des 8 catégories de pieux définis dans la NAN (norme NF P 94 262) - (tableau 3). Quand on différencie selon les 20 classes, les classes les plus représentées sont celles du tableau 4. Le nombre d'essais Starsol® exploitables (39 en compression, 9 en traction) place donc cette méthode de forage parmi les plus testées, loin devant les pieux TC classiques pourtant les plus exécutés.

Valeurs de γ_{rd1} et γ_{rd2}

Pour répondre aux objectifs de fiabilité visés par la norme (>85%), le cahier des charges retient (y compris dans

TABLEAU 1 : LES VALEURS DE $\alpha_{SOL-PIEU}$

	MÉTHODE	
	Pressiométrique	Pénétrométrique
Argile, limons	1.90	1.05
Argile et limons sableux	1.90	1.50
Sables limoneux	1.90	0.95
Sables et graves	1.90	1.40
Craie	2.10	1.60
Marnes	2.00	1.90
Calcaire, rocher	2.00	1.90

TABLEAU 2 : VALEURS DE K_{PMAX} ET K_{CMAX}

Nature des sols	k_{pmax}	k_{cmax}	À utiliser pour	
			pl_{cal} (MPa)	q_c (MPa)
Argile (CaCo3 < 30%), limon, sols intermédiaires (argile sableuse, limon sableux)	1,3	0,25	< 0,7	< 2,1
	2,1	0,65	≥ 0,7	≥ 2,1
Sables, graves, sols intermédiaires (sable argileux ou limoneux)	1,3	0,15	< 1,2	< 10
	2,1	0,30	≥ 1,2 & < 2,5	< 16
	3,5°	0,50	≥ 2,5	≥ 16
Craie	1,3	0,30	< 1,2	< 3
	2,1	0,50	< 4,5	< 16
	2,1	0,50	≥ 4,5 et module < 80 MPa	< 16
	3,5	0,65	≥ 4,5 et module ≥ 80 MPa	≥ 16
Marnes (CaCo3 > 30%) et marno-calcaire	1,3	0,30	< 1,2	< 3
	2,1	0,50	> 1,2 & < 4,5	≥ 4
	2,1	0,50	≥ 4,5 et module < 80 MPa	≥ 4
Roche altérée, calcaire	2,1	0,50	> 2,5 & < 4,5	-
Roche fragmentée	3,5°	0,65	≥ 4,5 et module ≥ 80 MPa	-

TABLEAU 3 : RÉPARTITION DES ESSAIS PAR TYPE DE SOL ET CLASSE DE PIEUX

Type de sol	Classe de pieu								Groupe de pieux		Total
	1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	
Argile Limon	10	13	8	18	9	4	8	0	67	3	70
Sable Grave	4	8	14	14	5	1	4	3	48	5	53
Craie	4	0	4	9	1	2	4	0	21	3	24
Marne et Calcaire Marneux	8	1	3	0	0	1	3	4	15	5	20
Roche altérée et fragmentée	4	0	0	0	0	0	0	3	4	3	7
Total	30	22	29	41	15	8	19	10	155	19	174

TABLEAU 4 : CATÉGORIES LES PLUS REPRÉSENTÉES

Pieux vissés,	26	Parmi les 29 classe 3 (mais 5 types différents)
Battus acier fermé	20	Parmi les 41 classe 4
Palplanches	19	
Pieux forés boue		
Pieux tubés, virole perdue	9	Chacun parmi classe 1
Pieux tubés, virole récupérée		
Pieux TC hors Starsol	7	Sur deux sites (1+6)

la craie, tant pour les calculs au pénétromètre statique qu'au pressiomètre) :

- $\gamma_{rd1} = 1,15$ en compression ;
- $\gamma_{rd1} = 1,20$ en traction ;
- et $\gamma_{rd2} = 1,10$.

La fiabilité correspond au taux de fréquence cumulé d'essais ayant un rapport $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ inférieur ou égal à γ_{rd1} . Plus ce pourcentage est fort, plus la fiabilité est forte.

La fiabilité des essais Starsol® pour ces valeurs de γ_{rd1} est meilleure que celle des essais de la NAN, 96% au lieu de 83% pour R_c , 89% pour R_s (figure 6).

ÉVOLUTION DU MATÉRIEL PUISSANCE, SYSTÈME DE TARIÈRE ADAPTÉ, PULLDOWN

L'évolution du matériel s'est portée essentiellement sur l'augmentation de la puissance de rotation (multipliée par 7), associée à la généralisation du pulldown, sur des porteurs toujours plus compacts et plus rapides à déployer sur chantier (figure 7).

L'augmentation de puissance a été rendue possible par le changement de design du mât de forage.

Pour transmettre cette puissance, les tarières ont également été adaptées grâce à des aciers haute performance permettant de réduire le diamètre de l'âme de la tarière afin de faciliter la remontée des cuttings.

Le pulldown, inexistant sur les premières Starsol®, atteint aujourd'hui une force de 400 kN qui, associée au couple de rotation, permet de pénétrer dans des terrains rocheux (module pressiométrique supérieur à 100 MPa).



5
© SOLETANCHE BACHY

5- Pieu T-Pile®.

6- Fréquence cumulée
 $R_{c,cal}/R_{c,mes}$.

5- T-Pile®.

6- Cumulative frequency
 $R_{c,cal}/R_{c,mes}$.

SYSTÈME DE TÉLESCOPAGE

Le système de télescopage a évolué ces dernières années, afin de limiter le poids des têtes de rotation, mais aussi de gagner de la longueur de forage en limitant la hauteur sur l'ensemble « tête de rotation/système de télescopage. » Cette nouvelle cinématique consiste à manipuler directement la tête de rotation par le treuil principal et à associer le télescopage du tube plongeur grâce

à deux vérins commandés automatiquement lors de l'amorçage du bétonnage en fond de pieu.

T-PILE® ET AUTOMATISME DE REMONTÉE EN ROTATION

Dans le cas de mise en œuvre du T-Pile®, un ergot sort mécaniquement de la dernière pale de la tarière lors du « télescopage » du tube plongeur sur les 30 premiers centimètres, simultanément à l'amorçage du bétonnage. Une base élargie est ainsi bétonnée, puis une nervure est ensuite réalisée sur toute la hauteur du pieu pendant le bétonnage. La remontée automatique associée à une vitesse de rotation adaptée permet de respecter le pas de vis programmé, cela de manière totalement automatique.

Un graphique de suivi du pas de rotation vient en complément des courbes d'enregistrement Enbesol® classiques (avance, couple de rotation, pression béton, profil de bétonnage). Cet automatisme garantit également l'amorçage du bétonnage, ainsi que la réalisation d'une pointe élargie du pieu T-Pile®.

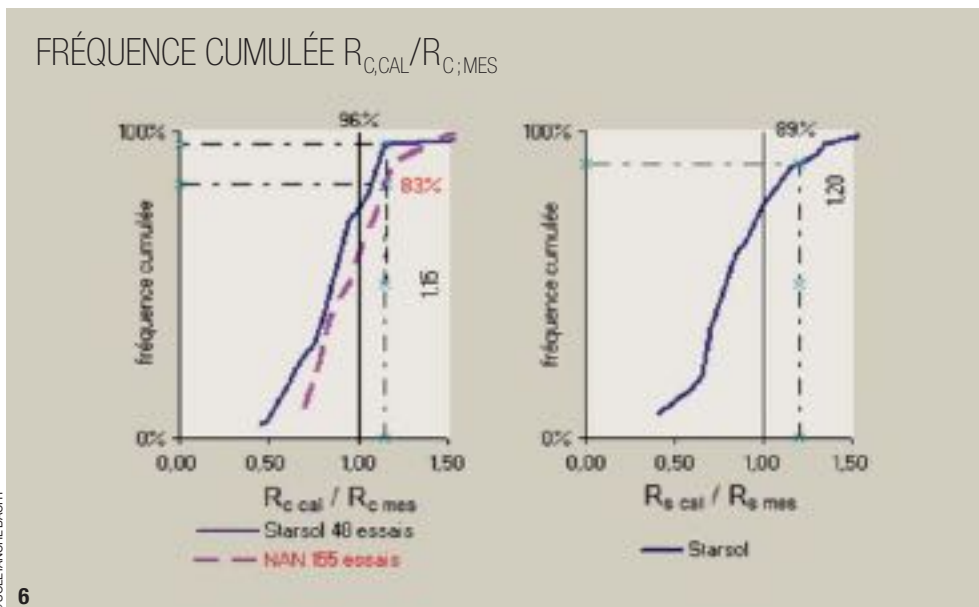
TABLEAU DE BORD AVEC VISUALISATION DES COURBES

La visualisation de la réalisation d'un pieu Starsol® en temps réel par le foreur est un élément central de sa bonne exécution. En effet, ce tableau de bord appelé « afficheur extérieur » a été élaboré dès les premiers pas de la Starsol® et a évolué grâce au progrès de l'informatique embarquée. Aujourd'hui, les courbes Enbesol® défilent en temps réel sur l'écran du foreur dans un format identique à celui qui s'imprime à la fin du pieu.

Le foreur, tout comme l'encadrement de chantier, peut donc détecter en temps réel une éventuelle anomalie lors de la réalisation du pieu et donc refaire immédiatement le pieu, si nécessaire. Cette transparence informatique permet également au client de récupérer les données du pieu dès la fin de son exécution, soit par photographie du rapport de pieu visualisé sur l'afficheur extérieur, soit en récupérant le graphique papier imprimé dans la foreuse dès la fin du pieu, soit par clé USB, soit par internet.

ANCRAGE DANS LES TERRAINS ROCHEUX

Une des limites d'utilisation des pieux « tarière creuse » est la faible potentialité d'ancrage dans des terrains indurés (grès, poudingues, marno-calcaire compact, rocher, ...).





7

© CÉDRIC HELSLY

Sur plusieurs chantiers (Hôpital Schumann à Metz, Les Terrasses du port à Marseille (figure 8), Les Docks à Marseille, le stade Aréna à Nanterre, la cimenterie Holcim à la Rochelle, ...), nous avons réalisé des essais de faisabilité dans ces terrains préalablement aux travaux. Ces essais démontrent la sensibilité et la performance des outillages Starsoil®.

Ces essais ont été implantés, en présence du géotechnicien et du contrôleur, au droit de sondages de reconnaissance géotechnique adaptés (de type pressiomètres de haute pression, enregistrement de paramètres de foration, carottage, ...) permettant de bien mettre en évidence les fortes résistances et les modules très élevés des terrains indurés (figure 9).

Ils ont permis de valider les critères d'ancrage répondant aux spécificités de chacun des projets et de mener à bien ces différents chantiers.

RÈGLES DE CALCULS

L'analyse des essais de chargement a mis en évidence la difficulté de calculer p_{10} en cas de contrastes importants (rapport des mesures supérieur à 2 sur la hauteur de calcul de p_{10}), en particulier quand les valeurs diminuent avec la profondeur.

Nous proposons dans le cahier des charges deux adaptations particulières pour ce calcul :



© CÉDRIC HELSLY

8

7- Foreuses puissantes sur le chantier de la Philharmonie à Paris.

8- Les Terrasses du Port à Marseille : ancrage dans le Stampien.

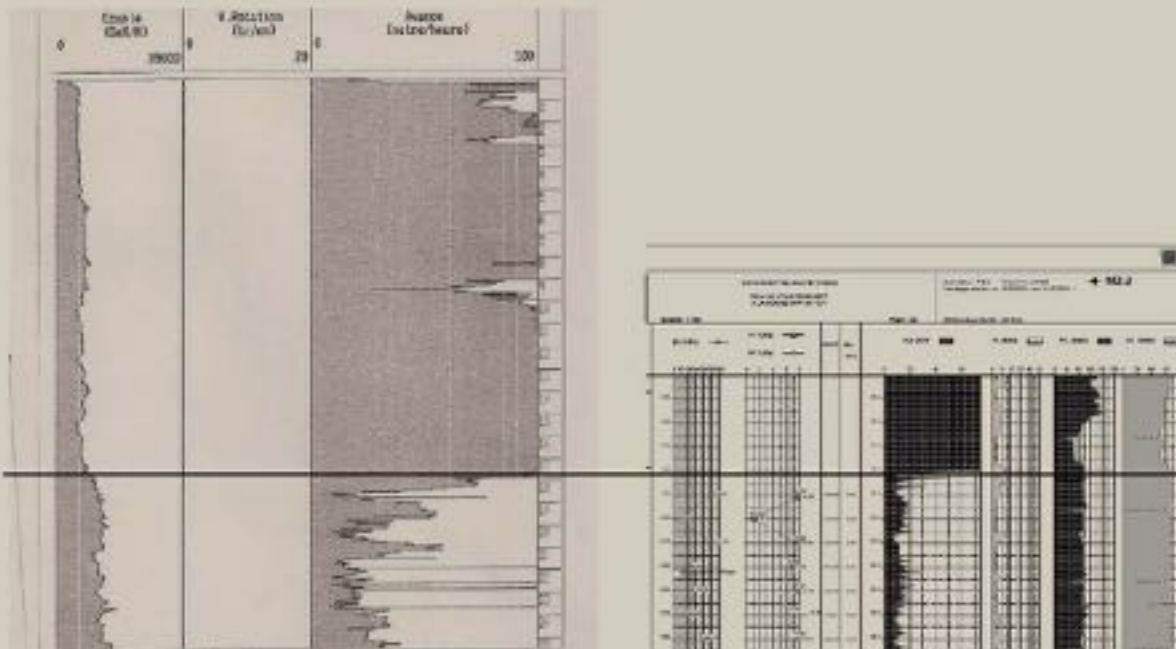
7- Powerful drills on the Philharmonie site in Paris.

8- Terrasses du Port in Marseille: anchoring in the Stampien.

1- Dans le cas où le sol n'est pas homogène autour de la base du pieu, c'est-à-dire si la pression limite maximale calculée sur l'intervalle $b+3a$ est supérieure à 2 fois la pression limite minimale, on propose d'écrêter dans la formule de calcul les valeurs de p_l à 1,3 fois la moyenne calculée dans un premier temps sans prendre en compte cet écrêtement.

2- On limite le calcul de p_{10} au minimum des valeurs ainsi calculées à 0,5 m et 1 m sous la base du pieu.

COMPARAISON DES COURBES ENBESOL® AVEC LES ESSAIS GÉOTECHNIQUES



© SOLETANCHE BACHY

9

CONCLUSIONS

On retiendra :

1- Les deux points essentiels du procédé Starsol®, à savoir :

→ Bétonnage avec utilisation d'un tube plongeur indépendant sur la totalité de la hauteur de la tarière, positionné dans l'âme de celle-ci et actionné par des vérins situés au-dessus de la tête de rotation, apportant la garantie que le bétonnage commence dès la remontée de la tarière ;

→ Affichage en direct sur un écran des courbes de paramètres de forage et de bétonnage de type Enbesol®, couplé à l'impression en temps réel de ces courbes de paramètres.

9- Comparaison des courbes Enbesol® avec les essais géotechniques.

9- Comparison of Enbesol® curves with geotechnical tests.

2- L'évolution du procédé depuis 30 ans, en particulier avec :

→ La possibilité de créer une nervure sur toute la hauteur, ainsi qu'une base élargie ;

→ L'utilisation de béton très performant et d'un adjuvant facilitant la mise en place des cages d'armatures (Starsolithe®) ;

→ La mise en place d'outils de découpe associée à une augmentation significative de la puissance de la table de rotation et à la mise en œuvre de pulldown, permettant l'ancrage dans des terrains rocheux qui nécessitaient auparavant l'usage du trépan ou du carottier ;

→ La mise en place d'un tableau de bord permettant une visualisation en continu des travaux réalisés.

3- Les nouvelles règles de calcul calées sur le synoptique de calcul de la norme NF P 94 262, en particulier dans le cas du « pieu modèle » ou dans celui du « modèle de terrains ».

4- Le nombre et la qualité des experts extérieurs à l'entreprise ayant apporté leur contribution depuis 30 ans.

5- Le nombre, la diversité ainsi que la pertinence des essais de chargement réalisés, nettement supérieur à ce qui a pu être fait pour toute autre classe de pieux.

6- La fiabilité des facteurs de portance en regard des essais réalisés. □

ABSTRACT

STARSOL PILES® - STATE OF THE ART AFTER 30 YEARS' EXPERIENCE

P. BERTHELOT, BUREAU VERITAS - F. BLONDEAU - G. CARDONA, SOLETANCHE BACHY - F. DURAND, STRUCTURES GEOTECHNICS - M. GLANDY, SOLETANCHE BACHY - M. LEBRETON, SOLETANCHE BACHY

On the occasion of the thirtieth anniversary of the Starsol® pile, a review is presented of the techniques specific to the Starsol® process which fundamentally differentiate it from the conventional hollow auger technique, described in class 2 and category 6 of Annex A to the NF P 94 262 standard. This article presents the latest edition of the specifications drawn up on the basis of data from 48 loading tests, and describes in detail the reliability of the new design codes brought into line with the National Standard implementing Eurocode 7 on deep foundations (NF P 94 262). The authors highlight the specific features of this process, in particular the execution of a rib (T-Pile process). □

PILOTES STARSOL® - ESTADO DE LA TÉCNICA DESPUÉS DE 30 AÑOS DE EXPERIENCIA

P. BERTHELOT, BUREAU VERITAS - F. BLONDEAU - G. CARDONA, SOLETANCHE BACHY - F. DURAND, STRUCTURES GEOTECHNICS - M. GLANDY, SOLETANCHE BACHY - M. LEBRETON, SOLETANCHE BACHY

Con motivo del 30º aniversario del pilote Starsol®, se hace balance sobre las técnicas propias al procedimiento Starsol® que lo diferencian fundamentalmente de la hélice continua, descrita en clase 2 y categoría 6 del anexo A de la Norma NF P 94 262. Este artículo presenta la última edición del pliego de condiciones, redactada en base a los datos de 48 ensayos de carga, y detalla la fiabilidad de las nuevas reglas de cálculo puestas en adecuación con la Norma de Aplicación Nacional del Eurocódigo 7 sobre las cimentaciones profundas (NF P 94 262). Los autores ponen en perspectiva las especificidades de este procedimiento, en particular la utilización de una ranura (procedimiento T-Pile). □



1
© SOTRAISOL FONDATIONS

UN PROJET TAILLÉ DANS UNE COLLINE À CHAVILLE

AUTEUR : FABRICE VOLPILIERE, INGÉNIEUR TRAVAUX, SOTRAISOL FONDATIONS

À CHAVILLE, AU SUD-OUEST DE PARIS, SOTRAISOL FONDATIONS ET FRANKI FONDATION ONT ŒUVRÉ SUR LE PROJET IMMOBILIER « CŒUR BOISÉ » À FLANC DE COTEAU SUR UNE COLLINE DE CENTRE-VILLE. DES INJECTIONS, DES PIEUX DE STRUCTURE, DES SOUTÈNEMENTS VARIÉS (VOILE PAR PASSES, PAROI CLOUÉE, PAROI LUTÉCIENNE AVEC TIRANTS OU BUTONS). DE NOMBREUSES TECHNIQUES DE FONDATIONS SPÉCIALES ONT DONC ÉTÉ MISES EN ŒUVRE POUR CE PROJET QUI COMPREND 6 BÂTIMENTS EN R-2 ET ALLANT JUSQU'À R+10, AVEC UN ESCALIER CENTRAL DESCENDANT DE LA FORÊT VERS LE CENTRE DE CHAVILLE.

PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

« Avec "Cœur Boisé", j'ai voulu faire descendre la forêt vers le centre-ville, en réalisant une sorte de jardin suspendu à la manière de la "Piazza di Roma", un jardin qui relie l'histoire du centre-ville à l'histoire de la forêt... » : Anthony Béchu, l'architecte du projet Cœur Boisé à Chaville (92), a réalisé une composition de bâtiments à l'esthétique contemporaine, situés de part et d'autre d'un grand escalier et d'une

allée boisée descendant de la forêt vers le centre-ville.

Doté d'une situation idéale à 200 m de toutes les commodités (commerces, écoles, activités culturelles et sportives, transports...), le projet Cœur Boisé est composé de 154 logements (dont 17 logements sociaux) sur 6 bâtiments en R-2 et allant jusqu'à R+10.

La résidence vise le label bâtiment basse consommation énergétique, BBC Effinergie.

CONTEXTE GÉOTECHNIQUE ET CHOIX TECHNIQUES

La particularité de ce chantier reposait principalement sur la topographie pentue du terrain et, de fait, l'encastrement dans le coteau des bâtiments ayant deux niveaux de sous-sol, le tout créant un soutènement en escaliers. Du point haut à 109 NGF au point bas (fond des sous-sols à R-2) à 86 NGF, c'est donc 23 mètres de soutènement cumulé en hauteur qui s'échelonnent, de haut en bas :

1- Vue
du chantier
en phase de
terrassement.

1- View of
the project in
the earthworks
phase.

- Voile par passes : 4 m,
- Paroi clouée : 4 m,
- Paroi lutécienne : 9 m,
- Voile par passes : 6 m.

Les solutions techniques réalisées par Sotraisol Fondations et Franki Fondation ont donc été multiples, pour répondre à la problématique du terrain.

Autre point particulier, l'aléa géologique découvert au début du chantier : la présence de carrières, qui a nécessité un bouleversement des travaux avec des

2- Vue aval du projet de l'architecte.

3- Vue amont du projet de l'architecte.

2- Downstream view of the architect's plan.

3- Upstream view of the architect's plan.

phases d'injection et un aménagement pour la réalisation des tirants.

LE PHASAGE

Afin d'appréhender au mieux les paramètres géométriques, géotechniques et contextuels, le phasage de l'opération a été défini de la manière suivante :

- 1- Réalisation des tirants d'essais.
- 2- Préparation des plateformes.
- 3- Injection de comblement et de traitement.

4- Réalisation des pieux de structure du bâtiment supérieur.

5- Réalisation des pieux de soutènement de la paroi lutécienne.

6- Réalisation des pieux de fondation de la partie basse.

7- Réalisation des voiles par passes supérieurs.

8- Réalisation de la paroi clouée en partie haute du projet.

9- Réalisation de la paroi lutécienne à l'amont.

10- Réalisation des voiles par passes inférieurs.

11- Réalisation de la paroi lutécienne côté Opievoy.

Les phases 6-7-8 ont été menées en parallèle.

LES TIRANTS D'ESSAI

Le chantier a commencé début 2013, avec la réalisation de tirants d'essai pour valider les hypothèses de sol concernant le frottement des tirants. Les essais relevant des anomalies importantes, des analyses plus poussées ont mis en évidence des vides dans le terrain. La présence de failles dans le calcaire et l'existence de carrières de calcaire ignorées ont imposé une phase supplémentaire de travaux d'injection. Avant cette étape d'injection, l'entreprise Setrap, co-traitant de Sotraisol, a procédé au terrassement afin de préparer les multiples plateformes de travail nécessaires.

LES TRAVAUX D'INJECTION

De fin juillet à octobre 2013, les équipes de Sotraisol ont donc procédé à différentes phases d'injection : injection gravitaire de coulis de comblement, clavage et traitement de fontis ou de zones décomprimées à certains endroits.

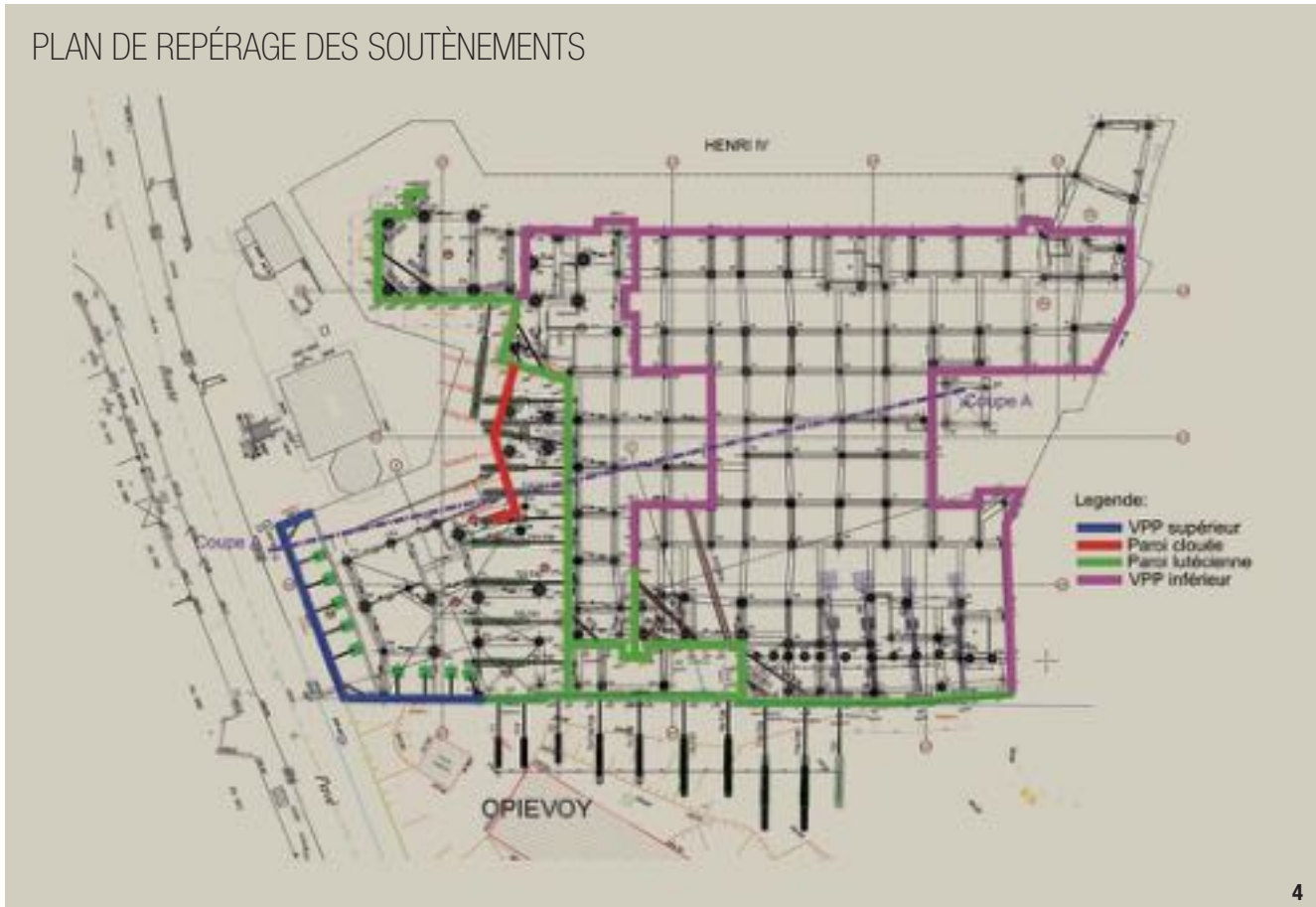
La perforation a été réalisée en rotation à l'aide de deux foreuses thermiques (d'environ 20 t chacune), dans un maillage de 5 m x 5 m, avec un espacement réduit à 2,5 m en limite de propriété. La profondeur moyenne des forages était de 22 m, variable en fonction des plateformes de travail. Chaque forage s'ancrait sur 1 mètre dans les calcaires glauconneux, terrain réputé sain et exempt de carrières.

Les 203 forages effectués, soit 5 000 m, ont permis l'injection de 1 500 m³ de coulis de barrage, 4 000 m³ de gravitaire, 100 m³ de clavage et 600 m³ de traitement.

Le coulis gravitaire était mis en œuvre par l'intermédiaire de pompes travaillant sous pression atmosphérique (ni manchette, ni obturateur).



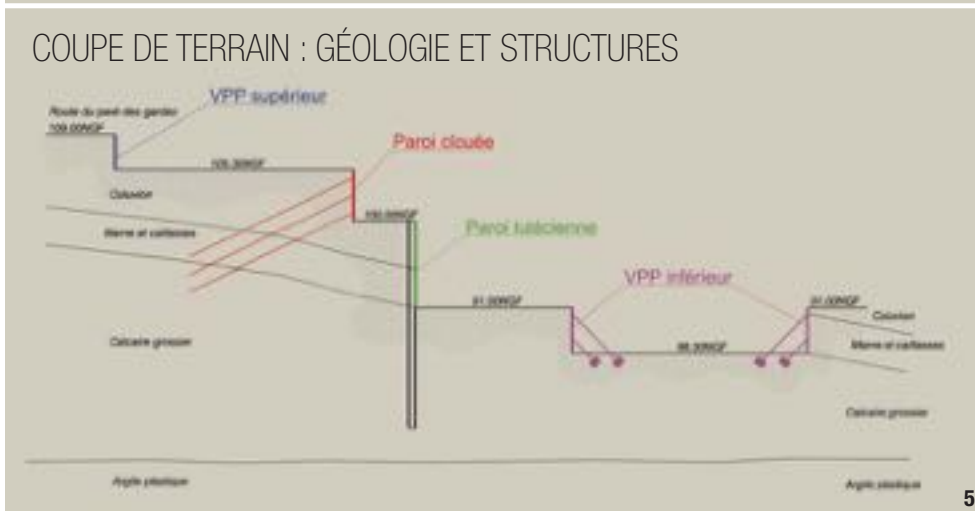
PLAN DE REPÉRAGE DES SOUTÈNEMENTS



4

© SOTRAISOL FONDATIONS

COUPE DE TERRAIN : GÉOLOGIE ET STRUCTURES



5

© SOTRAISOL FONDATIONS

4- Plan de repérage des soutènements.
5- Coupe de terrain : géologie et structures.

4- Retaining structure layout drawing.
5- Cross section of the ground: geology and structures.

Les injections de clavage étaient réalisées suivant la méthode d'injection dit « IGU », c'est-à-dire par une injection globale unique en tête de forage par l'intermédiaire d'un obturateur simple. Elle concernait les forages ayant déjà été comblés gravitairement. En cas de présence de fontis, le maillage de base était obligatoirement resserré, mais n'a pas dépassé 3,5 m x 3,5 m. Les injections de traitement étaient réalisées suivant la méthode d'injection

dite « IRS », c'est-à-dire par une injection à obturateur double descendu à la cote des anomalies rencontrées (fontis) et remonté par passes de 0,33 m jusqu'en haut de l'anomalie.

LA RÉALISATION DES PIEUX

Les pieux ont été réalisés de novembre 2013 à mars 2014 par Franki Fondation, en co-traitance de Sotraisol Fondations. Les 266 pieux ont été forés suivant la technique « foré simple » :

- Réglages : mise en place de la machine au droit du piquet. Réglage de la verticalité du mât de forage et centrage.
- Forage, jusqu'au toit des argiles et mise en place du tube permettant de couper les arrivées d'eau.
- Poursuite du forage jusqu'à la profondeur requise. Cette technique n'engendre pas de vibration dans le sol lors de l'exécution des pieux.
- Mise en place de la cage d'arma-

- tures dans le pieu avant bétonnage.
 - Bétonnage, réalisé au tube plongeur qui demeure toujours immergé de 2 m au minimum dans le béton frais.
 - Contrôle de l'arase du béton.
- Deux types de pieux ont été réalisés selon cette méthode :
- 188 pieux de structure (dont 8 pieux pour la grue), de diamètres 800 mm à 1 300 mm, sur des longueurs de forage comprises entre 20 m et 42 m et avec des arases



© SOTRASOL FONDATIONS
6



© SOTRASOL FONDATIONS
7



8

jusqu'à 16 m. Les armatures pou-
vaient alors peser jusqu'à 1,8 t.
Ces pieux de structure ont été tubés
jusqu'au toit des argiles plastiques
(75 NGF) à cause des venues
d'eau dans les calcaires grossiers ;
comme certains pieux (dont ceux
de 1300 mm de diamètre) étaient
forés à partir d'une plateforme à
103 NGF, c'est donc 29 m de tubes
qui ont été nécessaires à chaque
fois, nécessitant une grue de 80 t
sur site, pour déplacer les tubes qui
pesaient jusqu'à 20 t.

→ 78 pieux de soutènement, de dia-
mètres 800 mm à 900 mm, sur des
longueurs de forage de 15 m à 25 m.
Il a été nécessaire de coffrer une
vingtaine de pieux de soutènement
parce que leurs arases étaient au-
dessus des plateformes de travail.

**6- Chantier
en cours de
terrassement :
préparation
des plateformes.**
**7- Centrale d'in-
jection installée
sur une plate-
forme centrale.**
**8- Chantier en
cours d'injection.**

**6- Site during
earthworks:
preparing the
platforms.**
**7- Grouting plant
set up on a cen-
tral platform.**
**8- Site during
grouting.**

LES VOILES EN BÉTON PROJETÉ

Les travaux de voile ont démarré
en janvier 2014 avec les voiles par
passes supérieures et la paroi clouée,
en co-activité avec la réalisation des
pieux de fondation de la partie basse.
Ils se sont poursuivis sur les différentes
parties du chantier (paroi lutécienne en
amont, voiles par passes inférieures puis
paroi lutécienne côté Opievoy) jusqu'à
fin juin 2014.

Les choix techniques de soutènement
ont été guidés non seulement par les
hauteurs de soutènement prévues,
mais aussi par les contraintes du gros
œuvre sur le projet.

Les voiles en béton projeté ont été réa-
lisés par voie sèche. 2 800 m² de voiles
de 25 à 50 cm d'épaisseur, armés en
moyenne à 90 kg/m³ ont permis de
stabiliser les terres lors de l'avancée

des terrassements sur les différentes
plateformes.

Afin de gérer les possibles circulations
d'eau collinaires, une nappe de géotex-
tile drainant a été mise en œuvre (sur
environ 50% de la surface). En pied
de chaque nappe, des barbacanes
permettent de récolter les eaux afin
qu'elles soient gérées dans le réseau
d'eau pluviale du bâtiment.

LES APPUIS : TIRANTS ET BUTONS

Butons

Afin de maîtriser les déplacements des
parois sous la pression des terres, sur
certains profils de paroi, un butonnage
provisoire a été mis en place, soit
horizontal en angle de paroi à paroi,
soit vertical fondé sur des semelles
en béton.



Les butons étaient constitués de tubes métalliques d'une longueur allant jusqu'à 16 m et de diamètres de 400 mm à 600 mm, pour une épaisseur de 7 mm à 11 mm.

Ils s'appuyaient sur des liernes en acier doublées de profilés métalliques, ou sur des liernes en béton intégrées aux voiles.

Un système de vérinage a été adapté afin de poser des vérins plats sur les butons en acier, destinés à compenser les mouvements différentiels. Ces vérins ont ensuite été raccordés à des dispositifs de lecture.

Au total, près de 60 t d'acier ont été mises en œuvre en butons et liernes.

Les tirants

Pour la réalisation des tirants, la technique retenue et validée par les essais effectués en début de chantier était la suivante :

→ Forage des tirants en rotation simple au tricône sous eau, avec un diamètre de perforation de 180 mm. Les paramètres de forage ont été enregistrés (couple, vitesse d'avancement, poussée sur l'outil, pression d'injection).

9- Coupe de forage du pieu d'essai concernant la réalisation des pieux de structure en plate-forme basse.

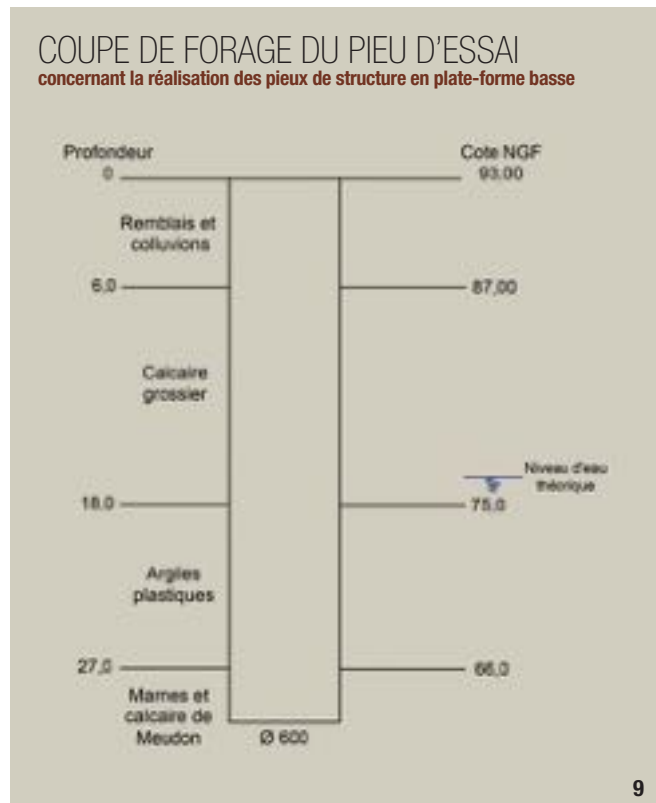
10- Chantier en phase de co-activité : pieux inférieurs, voiles et tirants.

11- Système de vérin plat adapté au chantier.

9- Cross section of test pile drilling for the execution of structural piles on the low platform.

10- Construction site in a concurrent work phase: lower piles, shear walls and tie anchors.

11- Flat jack system appropriate for the site.



10



11

© SOTRANSOL FONDATIONS



12

© FAYAT FONDATIONS

- Mise en œuvre du coulis de gaine en fin de forage.
- Mise en place de l'armature, constituée d'un tube d'injection et de 3 à 5 câbles (T15s) capables de supporter les charges de service de 86,6 t.
- Réalisation d'une injection de type IRS (Injection Répétitive Sélective) pour finaliser le scellement.

12- Photo panoramique du chantier pendant la réalisation d'un pieu.

12- Panoramic photo of the site during execution of a pile.

CONTRÔLES DES OUVRAGES

Une campagne de contrôle a été menée tout au long du chantier. Véritable suivi de l'ouvrage, les différents contrôles mis en place ont été analysés tout au long du chantier, permettant ainsi de confronter le comportement réel de l'ouvrage au comportement calculé et, le cas échéant, d'ajuster au fur et à mesure de l'avancée des travaux.

Campagne de tirants d'essai

Comme évoqué précédemment, la première étape du chantier a concerné les tirants d'essai. Ceux-ci ont prouvé toute l'importance de méthodes de contrôle en amont, relevant la présence de failles et de carrières de calcaire.

Suivi inclinométrique

5 inclinomètres, disposés sur le tour du chantier à 30 m, ont été mesurés 10 fois chacun sur toute la durée du chantier. Les sondes ainsi position-

nées recréent le profil de déplacement du terrain sur toute sa hauteur.

Suivi topographique

Pour le suivi topographique, des cibles ont été mises en place sur les voiles et sur les mitoyens. En tout 36 cibles, relevées 1 fois par semaine, ont été installées pour mesurer les mouvements des ouvrages.

Cellules de contrôle de charge

Des cellules de contrôle de charge des tirants ont été installées, afin de vérifier l'évolution des efforts dans les tirants. Tous les contrôles effectués sur le chantier ont permis de confirmer que le comportement de l'ensemble des ouvrages était conforme aux études techniques. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

- 5 000 m** de forage pour injections
- 188 pieux** de structure et **78 pieux** de soutènement
- 1 400 m²** de paroi clouée
- 1 300 m²** de voiles par passes
- 37 tirants** type IRS sur 1 à 3 lits
- 31 butons** acier dont 12 vérinés
- 30 000 m³** de terrassement

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : SCI Les Côteaux

(Bouygues Immobilier et BNP Paribas Immobilier)

MAÎTRE D'ŒUVRE D'EXÉCUTION : Cabinet Racine

MISSION GÉOTECHNIQUE DE TYPE G4 : Fugro

BUREAU DE CONTRÔLE : Socotec

COORDINATEUR SPS : Socotec

ENTREPRISES : groupement Bouygues Bâtiment Habitat Résidentiel

+ groupement Terrassement et Infrastructures

ENTREPRISES DU GROUPEMENT TERRASSEMENT

ET INFRASTRUCTURES : Sotraisol Fondations (mandataire) - Franki Fondation - Setrap

ABSTRACT

A PROJECT CUT OUT OF A HILL IN CHAVILLE

FABRICE VOLPILIERE, SOTRAISOL

In Chaville, southwest of Paris, Sotraisol Fondations worked on the "Cœur Boisé" real estate project on a hillside in the town centre. It executed grouting, structural piles and various retaining structures (shear wall built by alternating passes, soil-nailed wall, Lutetian type retaining wall with tie anchors or struts). Numerous special foundation techniques were therefore employed for this project which comprises six buildings with two basements and up to 10 storeys, with a central stairway coming down from the forest to the centre of Chaville. □

UN PROYECTO TALLADO EN UNA COLINA EN CHAVILLE

FABRICE VOLPILIERE, SOTRAISOL

En Chaville, en el sudoeste de París, Sotraisol Fondations ha trabajado en el proyecto inmobiliario "Cœur Boisé", en flanco de ladera, en una colina del centro de la ciudad. Inyecciones, pilotes de estructura, distintas contenciones (pared tipo berlina, pared clavada, pantalla parisina con tirantes o bitones). Se han aplicado numerosas técnicas de cimentación especiales para este proyecto que consta de 6 edificios de 3 a 11 plantas, con una escalera central que desciende desde el bosque hacia el centro de Chaville. □

FONDACTIONS SPÉCIALES SUR LE LOT 1 DE LA LIGNE B DU MÉTRO DE RENNES

AUTEURS : FRÉDÉRIC RENAUD, DIRECTEUR COMMERCIAL, BOTTE FONDATIONS - JÉRÔME SIEZIEN, DIRECTEUR TRAVAUX, BOTTE FONDATIONS

SUR LES 15 KM DE LA LIGNE B DU MÉTRO DE RENNES, LES 8 KM QUI SONT EN TUNNEL CONSTITUENT LE LOT 1. À CE JOUR, BOTTE FONDATIONS INTERVIENT SUR 5 OUVRAGES DE CE LOT : LE Puits D'ENTRÉE DU TUNNELIER, LES STATIONS CLEUNAY, SAINT-GERMAIN, MABILAIS ET SAINTE-ANNE. DANS CET ARTICLE SONT PRÉSENTÉS LES TRAVAUX EN COURS DU Puits D'ENTRÉE ET DE LA STATION SAINT-GERMAIN.



© BOTTE

GÉNÉRALITÉS LIGNE B - LOT 1

Le lot 1 de la ligne B du métro de Rennes consiste en la réalisation de 8 km de tunnel au tunnelier, 9 des 15 stations prévues sur la ligne et 4 puits de secours et de ventilation associés. Avec un démarrage des travaux de fondations début 2014, un premier tour de roue du tunnelier fin

de la même année, le lot 1 devrait être achevé fin 2018. La mise en service de la ligne B est prévue courant 2019.

LES OUVRAGES PRIORITAIRES EN PAROI MOULÉE

Dans la conception d'Egis, le puits d'entrée du tunnelier, la station Cleunay et la station Saint-Germain ont la parti-

1- Forage au cutter sur le site de Saint-Germain.

1- Cutter drilling on the Saint-Germain site.

cularité d'être réalisés en paroi moulée, ouvrage de soutènement définitif alors que les autres stations enterrées sont réalisées en soutènement provisoires (mixte de pieux sécants, paroi parisienne, mur cloué drainé) et contre-voile définitif.

Ce choix tient au caractère prioritaire de ces ouvrages. Le puits d'entrée et

2- Tracé de la ligne B du métro de Rennes.

3- Vue en plan du puits d'entrée « La Courrouze ».

2- Route of Rennes metro line B.

3- Plan view of the "La Courrouze" entry shaft.

la station Cleunay sont situés sur le début du tracé du tunnelier. La station Saint-Germain pourtant située en milieu de tracé se trouve sur le chemin critique du fait de 6 mois de fouilles archéologiques à intercaler entre les travaux de fondations et le génie civil.



© BOTTE

LE PUIS D'ENTRÉE LA COURROUZE

Ce puits est destiné au montage du tunnelier de 82 m de long et 1400 t qui assurera le creusement des 8 km de ligne en trois ans. Il est constitué d'une chambre de montage du bouclier et de la roue de coupe

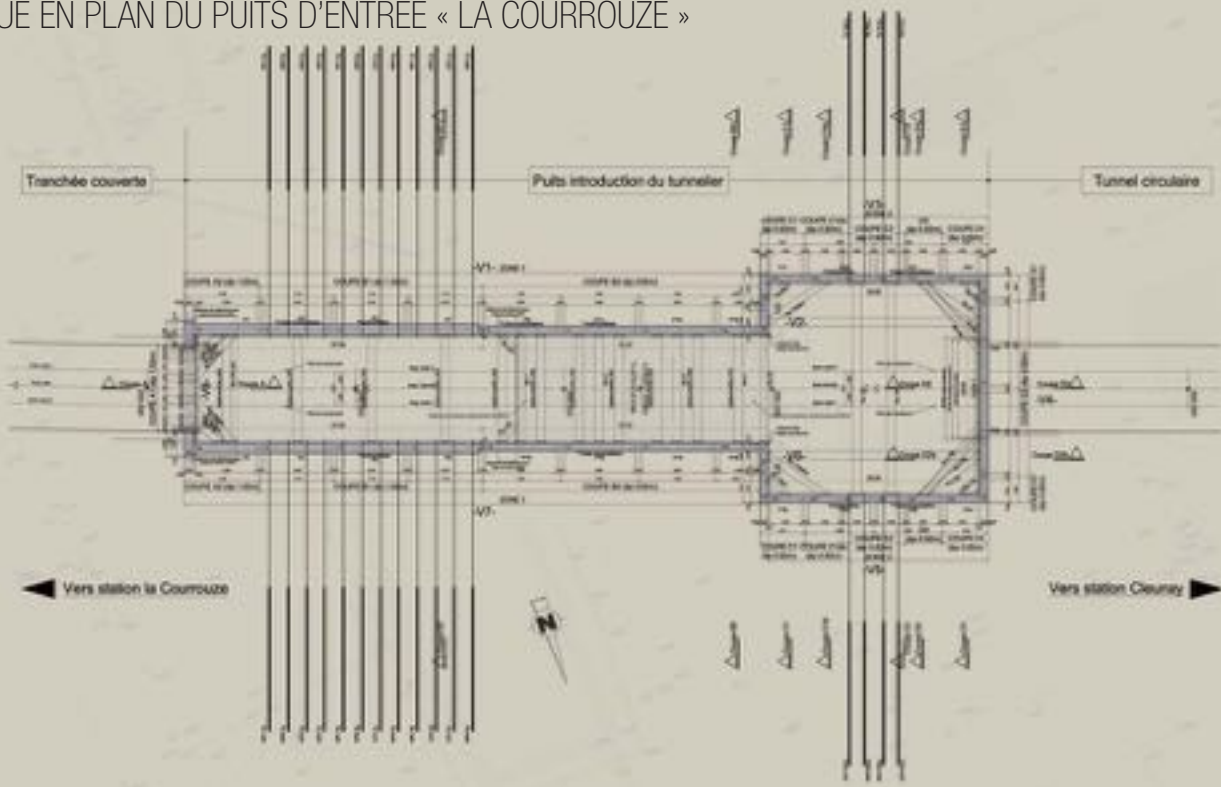
et d'une galerie de montage du train suiveur. Pour réaliser respectivement ces deux enceintes de 20 m de longueur, 20 m de largeur, 20 m de profondeur et 56 m de longueur, 10 m de largeur, 20 m de profondeur, une paroi moulée de

0,82 m d'épaisseur descend à 25 m de profondeur. En phase provisoire, la stabilité est assurée par deux lits de butons ou deux lits de tirants suivant les zones. En phase définitive, la stabilité est assurée par le radier et la dalle de couverture.

LA STATION SAINT-GERMAIN

La station Saint-Germain est principalement constituée d'une enceinte de 45 m de longueur, 29 m de largeur et 25 m de profondeur. La paroi moulée d'un mètre d'épaisseur descend à 28 m. ▶

VUE EN PLAN DU PUIS D'ENTRÉE « LA COURROUZE »



© BOTTE 3

Des poteaux préfondés en tubes métalliques soutiennent la dalle de couverture et permettent la réalisation de l'ensemble de la station en taupe.

La stabilité de la paroi en phase provisoire est assurée par deux lits de 24 tirants 9T15 de 11 à 19 m de longueur de type P1 et des butons d'angles, tous mis en œuvre en taupe. En phase définitive, la stabilité de l'ouvrage est assurée par le radier, les planchers de la mezzanine et de la salle des billets et par la dalle de couverture. Une singularité est à signaler : 600 m² de la paroi moulée de la station sont équipés de réseaux d'échangeurs géothermiques.

UNE GÉOLOGIE TOURMENTÉE

Les horizons géologiques successivement rencontrés sont les terrains de recouvrement constitués de remblais, d'alluvions fines, d'alluvions grossières de la Vilaine et d'altérites qui résultent de l'altération du substratum.

Sous les terrains de recouvrement se trouvent les terrains du substratum briovérien sous forme de schistes et de grès de plus en plus compacts en pro-

fondeur. La dénomination retenue est la suivante : BRD = roche très friable, BRC = roche non friable et fragmentée, BRB/BRA = roche non friable plus ou moins fracturée. La hauteur de chacune des couches est très variable.

Ce substratum a été intensément plissé et altéré au cours des temps géologiques. Sa dureté et sa schistosité s'avèrent particulièrement imprévisibles.

Du point de vue hydrogéologique, trois types de nappes ont été identifiés :

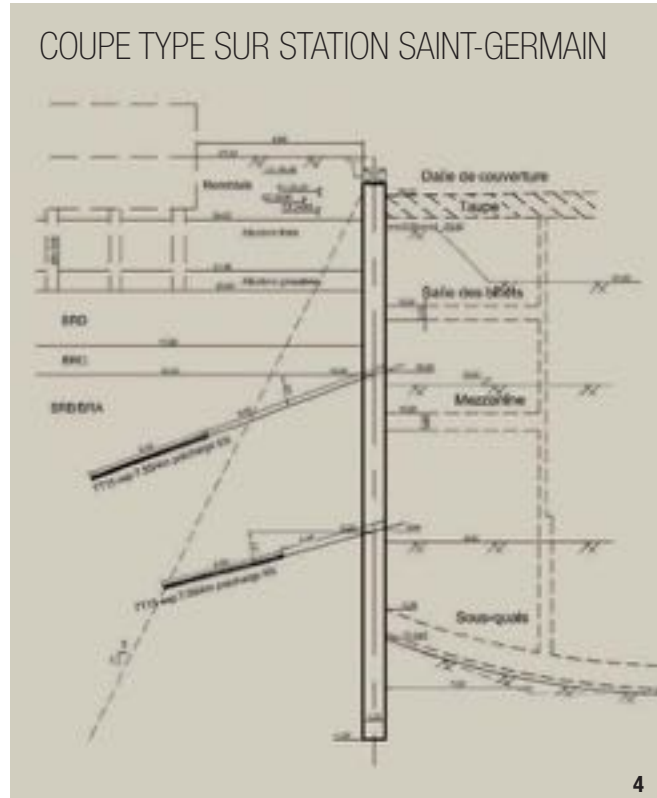
4- Coupe type sur Station Saint-Germain.

5- Vue en plan Station Saint-Germain.

4- Plan view of Saint-Germain Station.

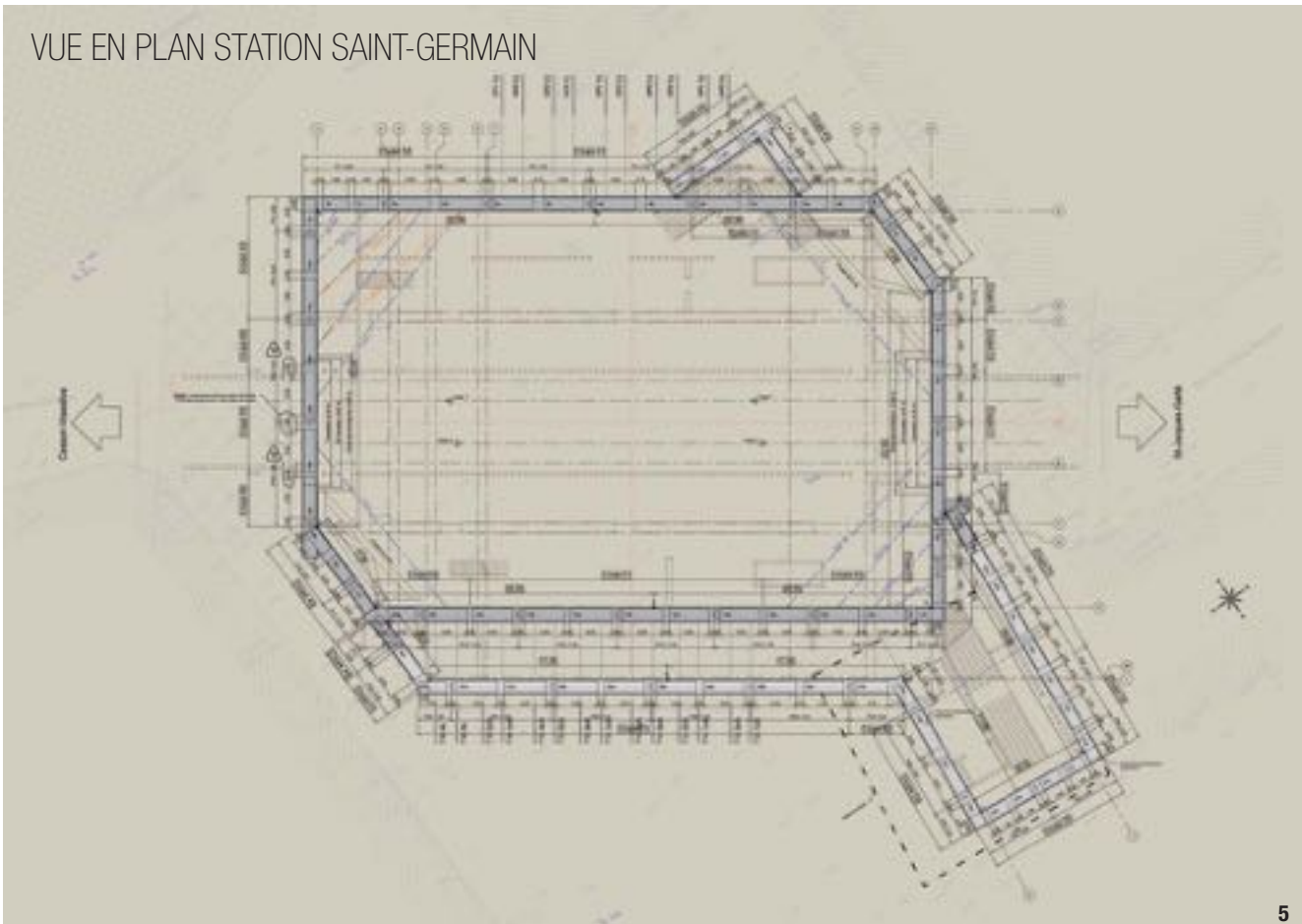
5- Typical cross section of Saint-Germain Station.

COUPE TYPE SUR STATION SAINT-GERMAIN

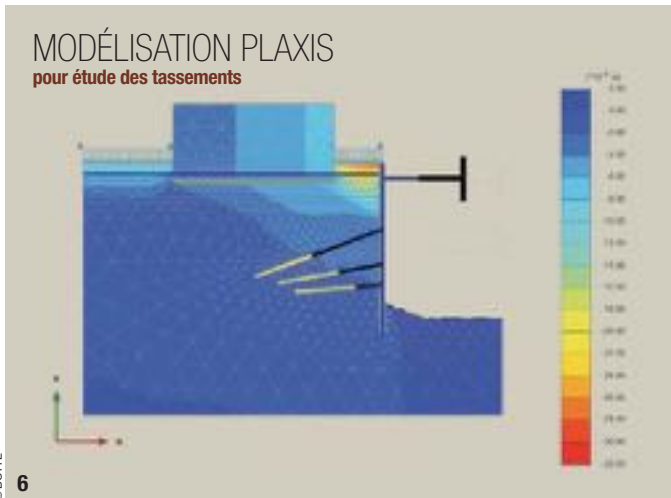


4 © BOTTE

VUE EN PLAN STATION SAINT-GERMAIN



5 © BOTTE



→ Les nappes perchées, temporaires et de faible importance, que l'on rencontre dans les terrains de couverture (remblais). Ces nappes, soutenues par le niveau argileux des altérites, ne communiquent pas directement avec les autres systèmes aquifères et sont directement alimentées par les précipitations.

→ Les nappes alluviales, situées dans les alluvions des vallées de l'Ille et de la Vilaine, dont le substratum est constitué par les altérites argileuses. Ces nappes s'écoulent suivant les axes des vallées.

→ Les nappes du socle rocheux fissuré, en équilibre avec les nappes alluviales. Ces nappes s'écoulent des zones de réalimentation (lignes de crête) vers les exutoires (nappes alluviales). Les eaux souterraines du socle rocheux

6- Modélisation Plaxis pour étude des tassements.

7- Emprise réduite sur Saint-Germain.

8- Centrale à boue sur Saint-Germain.

6- Plaxis modelling for settlement study.

7- Restricted premises on Saint-Germain.

8- Slurry mixing plant on Saint-Germain.

circulent à la faveur de ces fractures, qui doivent être suffisamment importantes et ne doivent pas être le siège de développements intenses d'altérites argileuses colmatant les fractures. Le réservoir type de ces aquifères a toujours une extension limitée, autour d'un ou plusieurs axes de fracturation principaux ; sa recharge en eau est assurée par l'infiltration depuis les terrains sus-jacents et à la surface du sol.

DES ÉTUDES DE DIMENSIONNEMENT COMPLEXES

La principale difficulté du dimensionnement est de trouver une modélisation pertinente dans un contexte géotechnique complexe. Le nombre de coupes de calcul ramené au linéaire de paroi est particulièrement important.

Compte tenu de l'hétérogénéité du substratum liée à son histoire géologique, et particulièrement son degré d'altération et de fracturation, il se peut que la lithologie réelle du site soit différente de celle déduite des sondages ponctuels. La méthode observationnelle est prévue pour adapter le dimensionnement des soutènements si nécessaire.

Sur les puits d'entrée par exemple, la courbe enveloppe de trois scénarii a été retenue : un modèle normal drainé, un modèle tenant compte de la défaillance d'un tiers des drains et un cas accidentel en pression d'eau totale.

Un travail de réflexion particulier a été mené sur les fibres de verres qui constituent les tympans d'entrée du tunnelier.

CONTRAINTES DE SITE

Par définition situés dans un environnement urbain très dense, tous les travaux sont appréhendés de manière à réduire au maximum les nuisances pour les riverains.

La plupart des fortes contraintes qui pèsent sur ces travaux sont concentrées dans la réalisation, dans le vieux centre-ville de Rennes, de la station Saint-Germain. Sur un espace urbain relativement exigu, des moyens importants ont été déployés pour réaliser le chantier en seulement trois mois et demi, de mars à juin 2013, installation et désinstallation comprise.

Les équipes travaillent de sept heures à vingt heures en deux postes, du lundi au samedi. Le flux de circulation quotidien peut atteindre une cinquantaine de camions et la livraison de plus de deux cents mètres cube de béton en 3 heures les jours de bétonnage de panneau de paroi moulée.



L'objectif est d'abord de limiter au maximum les nuisances pour les riverains et ensuite de tenir compte de délais incompressibles, dont six mois de fouilles archéologiques une fois que les parois moulées seront achevées. Les archéologues espèrent en effet retrouver dans le sous-sol rennais des vestiges de l'ancienne porte d'entrée des fortifications de Rennes datant du Moyen Âge ainsi que des vestiges d'habitation de la même époque. La réalisation de la station Saint-Germain en taube permet ensuite de libérer une bonne partie du site en surface.

INSTRUMENTATION

L'auscultation est devenue incontournable sur ce type d'ouvrage. Des moyens importants de surveillance du bâti existant permettent de détecter en temps réel toute anomalie. Sur la station Saint-Germain, par exemple, 3 cyclopes et des inclinomètres permettent de surveiller tout mouvement du bâti environnant. La méthode observationnelle vise à la convergence entre les études de dimensionnement et les déformées observées. Concernant les nuisances sonores engendrées par le chantier, des géophones veillent au respect des seuils maximum imposés.

MOYENS MIS EN ŒUVRE

Quotidiennement, environ 40 personnes sont mobilisées pour réaliser les parois moulées du puits d'entrée et de la station Saint-Germain. Sur le puits d'entrée, deux porteurs Liebherr 875 et 885 assurent le forage à la benne lourde de 23 t et une grue sur chenille de 160 t assure la manutention. Les cages de fabrication foraine atteignent 26 t et sont mises en place en une seule fois. Sur la station Saint-Germain, un cutter BC32 monté sur une grue MC64 et une Liebherr 855 équipée d'une benne



9- Cage d'armatures avec empreinte de passage du tunnelier.

9- Concrete reinforcing cage with TBM passage mark.

lourde forent le terrain. Une grue sur chenille de 90 t permet la manutention. Compte tenu de l'exiguïté du site les armatures sont mises en place par demi cages ne dépassant pas 8 t.

CONCLUSION

Par leur environnement, leur technicité, leurs dimensions, leurs délais, les travaux de fondations spéciales associées aux projets de métro restent de loin les plus exigeants. Avec un contexte géologique particulièrement complexe, le métro de Rennes, qui fait partie des grands projets d'infrastructure du

moment, ne déroge pas à la règle. Les progrès en modélisation, en instrumentation, en géothermie, les évolutions des matériels et des matériaux,

les phasages et méthodes de plus en plus élaborés illustrent une évolution de fond dans la manière d'appréhender les projets d'infrastructures urbaines. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

PAROI MOULÉE DU PUIS D'ENTRÉE :

4 810 m² de forage / 4 300 m³ de béton

PAROI MOULÉE DE LA STATION SAINT-GERMAIN :

5 160 m² de forage / 5 160 m³ de béton

TIRANTS DU PUIS D'ENTRÉE : 56 u / 1 720 m

TIRANTS DE LA STATION SAINT-GERMAIN : 48 u / 1 600 m

BUTONS MÉTALLIQUES PROVISOIRES : 300 t

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : Semtcar

MAÎTRE D'ŒUVRE : Egis et Arcadis

GROUPEMENT D'ENTREPRISES : Dodin Campenon Bernard (mandataire), GTM Ouest, Botte Fondations (3 filiales de Vinci Construction), ainsi que Spie Batignolles TPCI, Spie Fondations et Legendre Génie Civil

ABSTRACT

SPECIAL FOUNDATIONS ON WORK SECTION 1 OF RENNES METRO LINE B

FRÉDÉRIC RENAUD, BOTTE FONDATIONS - JÉRÔME SIEZIEN, BOTTE FONDATIONS

On the 15 km of line B of the Rennes metro, the 8 km which are in a tunnel form work section 1. At present, Botte Fondations is working on five structures of this work section: the TBM entry shaft, and Cleunay, Saint-Germain, Mabilais and Saint-Anne stations. The works in progress on the entry shaft and Saint-Germain station are especially interesting given the geotechnical complexity and constraints of the site in the historical city centre, and the instrumentation and drilling techniques used. The diaphragm walls are fitted with geothermal heat exchangers. □

CIMENTACIONES ESPECIALES EN EL LOTE 1 DE LA LÍNEA B DEL METRO DE RENNES

FRÉDÉRIC RENAUD, BOTTE FONDATIONS - JÉRÔME SIEZIEN, BOTTE FONDATIONS

En los 15 km de la línea B del metro de Rennes, los 8 km que están en túnel constituyen el lote 1. Actualmente, Botte Fondations interviene en 5 estructuras de este lote: el pozo de entrada de la tuneladora y las estaciones Cleunay, Saint-Germain, Mabilais y Saint-Anne. Las obras en curso del pozo de entrada y de la estación Saint-Germain son particularmente interesantes respecto a la complejidad geotécnica, los requisitos del emplazamiento en el centro urbano histórico, la instrumentación y las técnicas de perforación. Las paredes moldeadas están equipadas con intercambiadores geotérmicos. □

TRÉSORS DE NOS ARCHIVES : NOUVEAUX DÉVELOPPEMENTS DE LA TECHNIQUE DES FORAGES EN GRANDS DIAMÈTRES POUR FONDATIONS SUR PILES

PAR AUGUSTE POMMIER, ANCIEN ÉLÈVE DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE, INGÉNIEUR-CONSEIL
TRAVAUX N°246 - AVRIL 1955

RECHERCHE D'ARCHIVES PAR PAUL-HENRI GUILLOT, DOCUMENTALISTE-ARCHIVISTE, FNTP

BENOTO, UNE GRANDE MARQUE

Est-ce un apéritif ? Ou une marque de pistolet automatique ? Est-ce un sculpteur du quattrociento ?

Peut-être une automobile du siècle dernier ? Là, on brûle. Il y a un moteur, des bruits de ferraille et cela sent l'huile chaude. Benoto est une célèbre marque de gros matériels de maintenance et de travaux publics notamment des bennes preneuses et des foreuses de pieux en gros diamètre. La firme Benoto, française en dépit de la consonance,

est l'œuvre de Pierre Allard, qui appartient à cette génération qui avait vingt ans en 1914. Sorti très jeune de l'école, il commence à travailler dans l'entreprise familiale installée à Persan-Beaumont dans l'Oise. Pendant sa captivité au cours de la grande guerre il apprend le russe,



le roumain, l'allemand et l'anglais. Dès l'entre-deux-guerres, il exporte ses fabrications aux États-Unis, en Russie, au Japon.

Ses grosses machines de fondations procèdent par havage grâce à un procédé de louvoyage qui permet d'enfoncer un tubage au fur et à mesure du creusement effectué au moyen d'un hammergrab.

Exemples fameux : la Cité Radieuse de Le Corbusier à Marseille et la Maison de la Radio à Paris sont fondées sur des pieux Benoto. Dans les années 50, il réalise un chiffre

d'affaire de 4 milliards de francs et son usine compte 750 ouvriers et techniciens. Les machines de forage sont toujours fabriquées par la société Burton'Steel à Saint-Quentin (02) qui a racheté Benoto International en 1983 et livré depuis plus d'une douzaine d'exemplaires en Algérie, en Australie et à Cuba.

Pierre Allard, Président-directeur général de Benoto, et sa machine à forer "Benoto" grand diamètre.



ABSTRACT

TREASURES FROM OUR ARCHIVES: NEW DEVELOPMENTS IN LARGE-DIAMETER DRILLING TECHNOLOGY FOR FOUNDATIONS ON PIERS.

TRAVAUX N°246 - APRIL 1955

AUGUSTE POMMIER

Benoto, a major brand... Is it an aperitif? Or an automatic gun brand? Is it a sculptor of the Quattrocento? Perhaps a motor car from the last century? There, we're getting close to it. *There is an engine, rattling noises and the smell of hot oil. Benoto is a famous brand of heavy handling and public works equipment, notably clamshell grabs and large-diameter pile drillers. The firm Benoto, French despite the sound of its name, is the work of Pierre Allard, who is a member of the generation that was twenty years old in 1914. Leaving school at age fifteen, he started working in the family firm established at Persan-Beaumont in the Oise region. During his time in captivity in the First World War, he learned Russian, Romanian, German and English. As of the interwar period, he exported his products to the United States, Russia and Japan. His heavy foundation machinery proceeded by undercutting using a tacking process which made it possible to drive in tubing as digging was performed by means of a hammergrab. Le Corbusier's famous Cité Radieuse in Marseille and the Maison de la Radio (Radio House) in Paris were built on Benoto pile foundations. In the 1950s, he generated 4 billion francs in revenues and his factory had 750 workers and technicians. The drilling machines are still manufactured by the company Burton'Steel in Saint-Quentin, which bought Benoto International in 1983 and has since then delivered more than a dozen machines to Algeria, Australia and Cuba. □*

TESOROS DE NUESTROS ARCHIVOS: NUEVOS DESARROLLOS DE LA TÉCNICA DE PERFORACIONES EN GRANDES DIÁMETROS PARA LAS CIMENTACIONES SOBRE PILARES.

TRAVAUX N°246 - ABRIL DE 1955

AUGUSTE POMMIER

Benoto, una gran marca... ¿Es un aperitivo? ¿O una marca de pistolas automáticas? ¿Un escultor del Quattrocento? ¿Tal vez un automóvil del siglo pasado? Caliente, caliente... *Hay un motor, ruidos de chatarra y huele a aceite caliente. Benoto es una conocida marca de maquinaria pesada para mantenimiento y obras públicas, particularmente de cucharas de mordaza y perforadoras de pilotes de gran diámetro. La empresa Benoto, francesa a pesar de la consonancia, es obra de Pierre Allard, que pertenece a esta generación que en 1914 tenía veinte años. Dejó la escuela cuando tenía quince y comenzó a trabajar en la empresa familiar ubicada en Persan-Beaumont en Oise. Durante su cautiverio en el transcurso de la Primera Guerra Mundial aprendió ruso, rumano, alemán e inglés. Desde el período de entreguerras, exporta sus fabricaciones a Estados Unidos, Rusia y Japón. Sus grandes máquinas de cimentación proceden por corte por capas paralelas a la estratificación, gracias a un procedimiento de rodeo que permite una entubación a medida que se realiza la excavación con una cuchara de mordaza de cable. La famosa Ciudad Radiante de Le Corbusier en Marsella y la Casa de la Radio en París se apoyan en pilotes Benoto. En los años 50, registra una facturación de 4.000 millones de francos y su fábrica cuenta con 750 obreros y técnicos. Las máquinas de perforación sigue fabricándolas la empresa Burton'Steel en Saint-Quentin (02) que adquirió Benoto International en 1983 y desde entonces ha suministrado más de una docena de aparatos en Argelia, Australia y Cuba. □*

Nouveaux développements de la technique des forages en grands diamètres pour fondations sur piles

Par Auguste POMMIER

Ancien Élève de l'École Polytechnique
Ingénieur-Coroll.

Les grands ouvrages requièrent, en général, d'importantes fondations dont l'exécution pose toujours des problèmes délicats.

À cet égard, on doit noter le développement de l'emploi des fondations sur piles qui peuvent être exécutées rapidement sans risque d'ébranler le sol à proximité d'ouvrages ou d'édifices existants, sans limitation pratique de profondeur et avec possibilité d'ancrage dans les roches sous-jacentes, en assurant ainsi un contrôle absolu de la force portante.

Pour l'exécution de ces piles, il est nécessaire de procéder à des forages en grand diamètre pour lesquels les procédés « Benoto » présentent des possibilités déjà soulignées par de nombreuses communications françaises et étrangères, non seulement d'ailleurs en ce qui concerne l'établissement de fondations très chargées, mais aussi en ce qui concerne les problèmes d'adduction d'eau ou de recherches minérales diverses.

* * *

Rappelons que le procédé consiste à forer dans le sol, au diamètre voulu — jusqu'à 1,50 m de diamètre actuellement — avec une sorte de benne préense cylindrique spéciale pouvant recevoir divers types de mâchoires exceptionnellement robustes et adaptées à la nature des terrains traversés, et jouant à la fois le rôle de trépan et de cuillère des matériels classiques de forage (fig. 1).

Lorsque le terrain a tendance à s'écrouler, ou lorsque le forage doit être profond, un tubage est mis en place au fur et à mesure du forage, au moyen d'une tubeuse très spéciale qui comporte essentiellement un vérin hydraulique horizontal, à haute pression, commandant, par l'intermédiaire d'un bras extensible, un collier enserrant l'extrémité du tubage et lui donnant un mouvement alternatif de rotation qui a pour effet de détruire l'adhérence extérieure du sol au tube dont l'enfoncement s'effectue ainsi sous son seul poids. Ce mouvement alternatif, dit « mouvement loupoyant », évite le moutonnage des tubes et permet de les réaliser en tôles relativement minces.

Après bétonnage par les méthodes normales, s'il s'agit de fondations, après mise en place du tubage définitif, s'il s'agit d'hydraulique, ou après étude des terrains, s'il s'agit de recherches, le tube peut être

ensuite retiré en lui imprimant, comme pendant la descente, le mouvement loupoyant précité et en le balant avec un treuil de la foreuse.

Les avantages du procédé sont, en définitive, les suivants : — mise en place immédiate du matériel quelle que soit l'importance du chantier, il n'y a pas de travaux préparatoires ;

- encombrement minimum du chantier ;
- possibilité de travailler à proximité d'ouvrages ou d'édifices sans ébranler le sol ;
- rapidité d'exécution ;
- renseignements complets sur la nature des terrains traversés ;
- absence de limitation à la profondeur des fondations et

pratiquement possibilités d'atteindre le bon sol dans tous les cas ;

— possibilité d'ancrage dans les roches courantes et contrôle concret de la force portante.

* * *

Nous nous proposons, aujourd'hui, d'attirer l'attention sur la conception et les possibilités de la nouvelle machine « Benoto 55 », type E. D. F. (fig. 2, 3, 4 et 5).

L'expérience acquise, les observations judicieuses des utilisateurs, les perfectionnements constants apportés à ses divers matériels, ont conduit le constructeur à la conception d'une machine de travaux publics exceptionnellement robuste, répondant aux exigences de la technique d'une fondation moderne.

Dans ce but, le constructeur a associé et synchronisé des moyens mécaniques et hydrauliques expérimentés à une très grande échelle dans les divers départements de ses fabrications et sur de nombreux et importants chantiers internationaux.

La nouvelle machine permet d'obtenir des ancrages dans tous les terrains, pratiquement sans limite de profondeur, sans

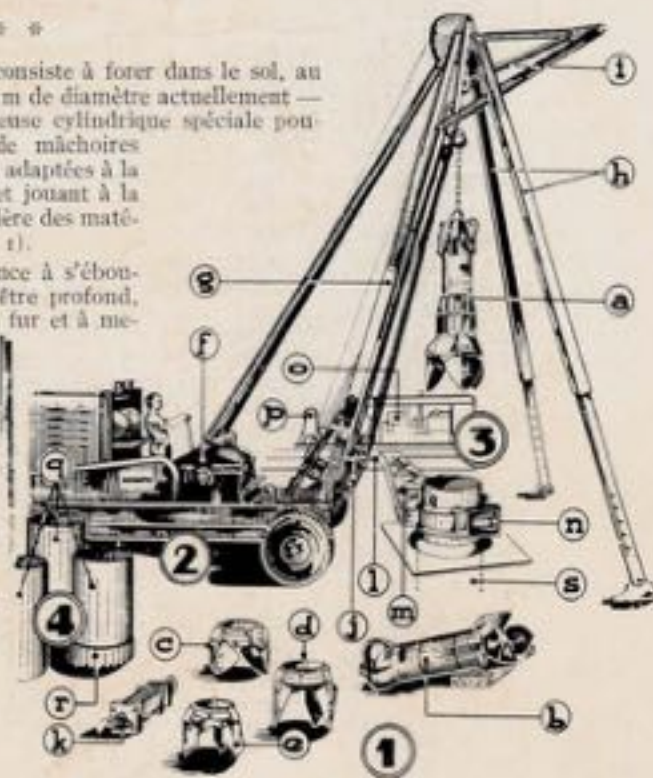


FIG. 1. — Ensemble de forage.

1) HAMMER-GRAB

a. Hammer-Grab n° 1. — b. Hammer-Grab n° 2. — c. Coudilles tétraédriques étanches. — d. Coudilles 1/2 longes étanches. — e. Coudilles courtes, sans étanches.

2) TUBEUSE

f. Vérin de commande de loupoyement. — g. Flèche de loupoyement. — h. Collier de serrage. — i. Générateur. — j. Cintreux.

3) MACHINE DE MANŒUVRE

k. Treuil de manœuvre du Hammer-Grab et d'arrachage. — l. Bâche Bébé. — m. Jambes de force. — n. Bras oscillant. — o. Moutons d'arrachage. — p. Amortisseur.

4) VIROLES

q. Virole. — r. Pied de colonne avec trousser dite « compasse ». — s. Tube guide.



remaniement du terrain qui conserve sa cohésion initiale.

Le taux de travail du béton est toujours porté à son maximum 50/60 kg/cm², sans répercussion nuisible sur la résistance du sol.

Les poussées horizontales peuvent être absorbées par l'exécution de piles pouvant aller jusqu'à 15° d'inclinaison sur la verticale.

On obtient une fondation économique et rapide :

— en réduisant à quelques minutes les déplacements de pile à pile, même dans l'encombrement des étais (fig. 6) ;

— en aménageant d'une façon très importante les temps morts imposés par les travaux de tubage et de dé tubage ;

FIG. 2. — Nouvelle machine de forage « Benoto » 1955, type E.D.F. (position de travail).



FIG. 3. — Nouvelle machine de forage « Benoto » 1954, type E.D.F. (en travail).



FIG. 4. — Nouvelle machine de forage « Benoto » 1955, type E.D.F. (mise sur roues).



FIG. 5. Nouvelle machine de forage « Benoto » 1955, type E.D.F. (état du slope 10° de déplacement « Otario »).

FIG. 6. Nouvelle machine de forage « Benoto » 1955, (montée sur chevalets). Fondations dans l'ombrière des étais, à proximité d'un immeuble existant.



- en comprimant les effectifs de plus en plus coûteux ;
- en exécutant très vite mais de façon impeccable la mise en place du béton dans les piles.

Ces résultats sont atteints :

- en groupant sur la même machine le dispositif de forage et de tubage, et en formant ainsi un ensemble robuste et compact ;

- en montant la machine sur chenilles ou sur dispositif breveté « Otarie » permettant de se déplacer sur tous terrains sans avoir à opérer une manœuvre de flèche ;

- en permettant un montage additionnel sur puciers pour un déplacement rapide de chantier à chantier ;

- en passant, grâce à sa hauteur de jumelles, des tubes à verrouillage rapide de 6 à 10 m de longueur ;

- en groupant, sur une centrale hydraulique :

- la commande automatique du mouvement louvoyant ;
- le serrage et desserrage instantané du collier ;
- un mouvement alternatif de levage et d'enfoncement des tubes ;

- une commande rapide de relevage et d'inclinaison de flèche ;
- une commande de basculement de la benne dans la goulotte de vidage ;

- le dispositif de réglage du nivellement du châssis ;
- le dispositif de relevage du tablier « Otarie » ;

- en assurant le découpage du terrain par le mouvement alternatif d'une trousse coupante à haute résistance et en maintenant une garde de tube dans le terrain à forer ;

- en utilisant le Hammer-Grab à blocage de coquilles qui permet un avancement rapide et un ancrage des pieux verticaux ou inclinés dans les terrains les plus variés : marnes, schistes, calcaires durs, basaltes, conglomérats, argiles très dures et compactes ;

- en permettant dans les sols mous le fonçage de pieux de 0,400 à 0,950 de diamètre, à base élargie par une embase à vis.

D'autre part, la puissance des vérins à double effet de relevage et de fonçage permet un remplissage total de la colonne de forage avant son relevage, tandis que le mouvement alternatif des vérins assure une compacité parfaite du béton dont le tassement lui assure une adhérence absolue avec le terrain dans lequel il pénètre dans les moindres replis.

La nouvelle machine permettant des vitesses horaires de 6 ml de forage et des rendements au moins égaux pour le bétonnage, les déplacements rapides de chantier à chantier et la gamme des diamètres possibles en font une machine s'adaptant aux réalisations les plus modestes comme les plus importantes, permettant ainsi une utilisation constante et par là même un amortissement rapide et judicieux du matériel sans charges anormales pour l'entreprise.

D'autre part, on doit souligner que les perfectionnements mécaniques apportés dans la conception et dans la construction des matériels, ainsi qu'une recherche particulièrement poussée de la qualité et du traitement des matières premières, ont permis d'étendre l'emploi de cette technique à des terrains de plus en plus compacts, voire même rocheux, tout en accroissant encore considérablement le rendement, la sécurité de manœuvre et la régularité des travaux sur les chantiers et en réduisant notablement la consommation de pièces de rechange et les frais d'exploitation.

Les coquilles spéciales monoblocs, en acier nickel-chrome traité, ont permis, notamment dans les terrains durs ou rocheux, des résultats exceptionnels qui ont dépassé les prévisions. C'est ainsi

qu'au Valdabon, dans les calcaires du Jura, une série de forages ont permis une vitesse de 1 m en 33 minutes, et que, à Bitche, dans les grès des Vosges, on a obtenu en pleine roche 1 m en 64 minutes.

La nouvelle technique du mouvement louvoyant a permis, de plus, d'atteindre des profondeurs de forage dépassant 100 m, sans réduction notable des vitesses commerciales d'avancement.

Les perfectionnements mis au point ont également permis la récupération régulière, sans incident, de toutes les colonnes de forage, à des vitesses élevées.

La technique du chantier permet, enfin, de contrôler et de rétablir aisément au besoin la verticalité des puits à moins de 1/1 000. C'est ainsi qu'à Milan un puits de 77 m n'a accusé qu'un déport de 6 cm et un puits de 70 m un déport de 2 cm.

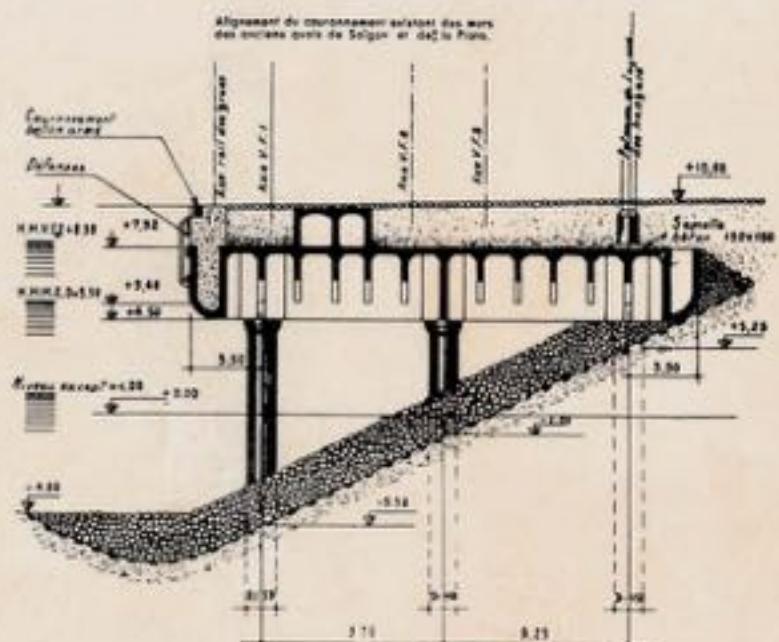
Au surplus, il est désormais possible d'exécuter, avec ces matériels, des forages inclinés sur la verticale jusqu'à 10 ou 15° environ, avec une vitesse d'avancement sensiblement analogue à la vitesse obtenue en forage vertical.

C'est ainsi que le viaduc d'Abidjan comportera des piles forées de 1,50 m de diamètre et de 70 m de profondeur avec inclinaison de 10°.

Afin de rappeler les possibilités de cette technique qui s'est désormais bien affirmée, on trouvera, ci-dessous, les données pratiques de différents chantiers où ont déjà été appliqués les procédés, dont l'extension sera désormais encore plus largement favorisée par les nouveaux progrès matérialisés par la nouvelle machine 55, type E. D. F.

Indépendamment des travaux bien connus au port du Havre (fig. 7) (20 000 m de piles de 1 m à 1,50 m supportant de 350 à 800 t) ou à Marseille (immeuble Le Corbusier, fondé sur 32 piles triples, portant 2 000 t chacune), on peut notamment citer les travaux de fondations de la nouvelle gare maritime du port d'Alger, implantée sur un remblai ancien qui, compte tenu des surcharges admises, imposait l'appui sur le micaschiste sous-jacent à une profondeur moyenne de

Fig. 7. — Le Havre, Reconstruction du quai Bellin (longueur 1 200 m).



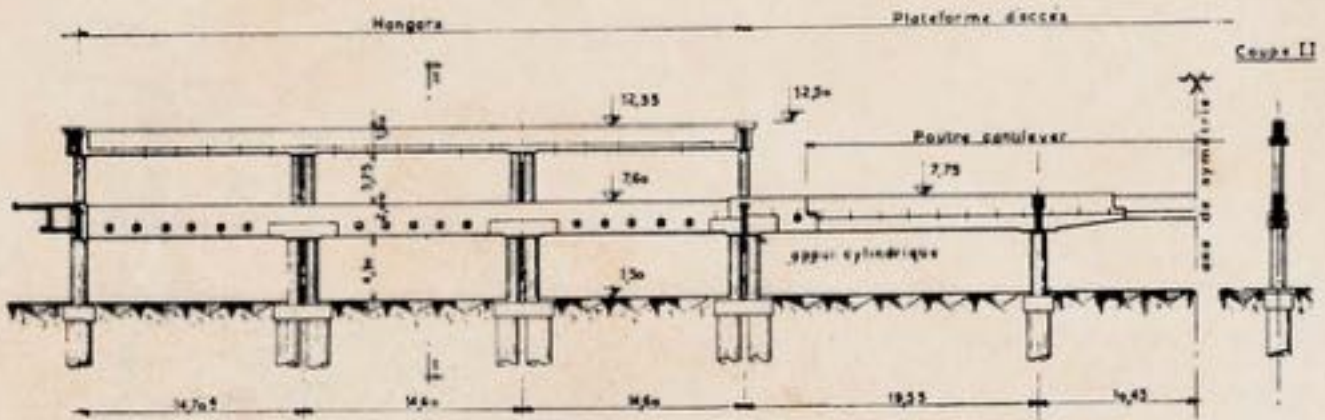


Fig. 3. — Fondations de la nouvelle gare maritime du port d'Alger.



16 m. L'ensemble de la fondation est constitué par 205 piliers de chacun 2 piles jumelées de 1,50 m de diamètre, ancrées dans le micaschiste dur (fig. 8). Le diamètre de forage de 1,50 m a, en outre, permis de descendre à l'air libre au fond du puits en fin de creusement pour se rendre compte de la nature exacte du terrain, lorsque la trousse inférieure du tube, après avoir traversé le remblai sableux et la couche de micaschiste altéré, venait s'ancrer de 50 cm environ dans le micaschiste dur. Ce diamètre permettait également de remonter directement au Hammer-Grab les entrecroisements d'épaulement du quai que devaient traverser les forages, l'intervention de l'air comprimé à l'aide d'un sas sondé à la partie supérieure du tube n'ayant été rendue nécessaire que pour trois puits seulement. Le remplissage des puits fut effectué au « Colcrète » : mise en place d'un squelette pier-



Fig. 5. Extraction directe d'entrecroisements à travers le tubat.

Nature des terrains	Cotes	
	0,00	
Remblais fins	- 1,80	
Remblais en blocs de schistes de très grosses dimensions		
Schistes avec quartzite	- 9,00	
	- 10,00	
Schistes stratifiés liables	- 11,50	
Schistes stratifiés avec quartzite	- 14,10	
Schistes avec diabases		

Fig. 10. — Aciéries de Darnitzkapp, Coupe de terrain.

reux avec injection de « Colgrout » au fur et à mesure de la remontée du chemisage d'acier.

On peut également citer à Stockholm les travaux d'infrastructure du viaduc du chemin de fer sur le lac Maclar. Il s'agissait de retrouver le granit d'assise à une profondeur moyenne de 32 m, en traversant des terrains très durs comportant sur 15 à 20 m des remblais de roches (fig. 9) provenant du creusement du Tunnel ferroviaire voisin, ainsi que des couches de galets de la grosseur d'une tête d'homme, d'origine glaciaire. L'impossibilité de battre les pieux en raison de la nature de ces terrains était aggravée par la nécessité d'éviter les tassements ou les glissements de terrain qu'avait amorcés le battage de pieux d'essai et qui étaient particulièrement inquiétants en raison de la proximité de nombreux immenses. Le diamètre adopté pour les piles a été de 1,50 m.

En matière d'infrastructure des grands ouvrages industriels, on peut citer aux Aciéries de Cornigliano, sur le port de Gènes, un important ensemble de fondations (laminoirs, passerelles de fours « Martin », parc à Bloom) représentant plus de 12 000 m de piles d'une profondeur moyenne unitaire de 16 à 20 m. Les terrains traversés (fig. 10) étaient constitués par d'anciens remblais de schistes, d'anciens épis de protection de la plage et des blocs de schistes ou de diabases pesant jusqu'à 2 000 kg ; l'ancrage a été réalisé sur 1 m à 1,50 m de profondeur dans les diabases. Le remplissage des puits fut effectué au béton colloïdal « Prepakt ». La gamme

de diamètres retenus en fonction des charges a été la suivante :

0,400 m	pour charges de	50 t
0,600 m	—	de 70 t
0,800 m	—	de 150 t
1 m	—	de 250 t
1,25 m	—	de 500 t
1,50 m	—	de 750 t

Les fondations des grandes centrales modernes, qui conduisent également à des charges importantes, relèvent fréquemment de cette technique. On peut citer, à cet égard, la centrale thermique de Ringsend, au port de Dublin, reposant sur des remblais anciens et récents (fig. 11). Non seulement on ne pouvait compter sur aucune résistance de frottement latérale des pieux, mais en outre, le tassement des remblais récents aurait entraîné une charge supplémentaire sur les pieux. Il était donc nécessaire de descendre les piles jusqu'au calcaire bleu compact sous-jacent à une profondeur de 40 à 70 m. Il a été exécuté 160 piles de 1 m de diamètre portant chacune en moyenne 300 t, et d'une longueur totale de 0 000 m. Les terrains traversés ont été des sables et des galets plats atteignant jusqu'à 15 à 20 cm, des gros galets et des sables argileux, une argile noire compacte, une couche de galets tête d'homme et, enfin, une première couche de calcaire bleu friable en dessous duquel l'assise a été trouvée sur le calcaire bleu compact. Etant donné la hauteur des piles, un contrôle constant et rigoureux de la verticalité a été exécuté au cours des travaux et le déport à la base est resté pour tous les puits inférieur à 2 cm.

Fig. 11. — Centrale de Ringsend. Coupe de terrain et temps de forage.

Cotes	Temps part.	Temps tot.	Terrains traversés	Forage
0.00			Sables et galets plats et ronds dimen. max. 15 à 20 cm.	
- 13.50	32% 55	32% 55		
- 16.800			Gros galets et sables argileux	
- 18.200				
- 26.00	10% 10	23% 05	Argile noire et compacte	
- 28.55				
- 30.900			Argile noire et pierres compactes	
- 32.50	4% 20	27% 25		
- 41.200			Argile très compacte	
- 45.200	13%	40% 25		
- 44.200	5% 50	45% 55	Rocher calcaire bleu friable Rocher bleu en place	

Dans le même ordre d'idées, la nouvelle centrale du Caire, en Égypte, a fait appel à la technique du Hammer-Grab en raison des conditions particulières de compression et d'élasticité du terrain qui étaient telles qu'au cours du battage des pieux primitivement prévu, chaque battage produisait la remontée des pieux voisins, précédemment battus : le dispositif adopté compte des piles d'un diamètre de 1 m environ et d'une profondeur de 18 m reposant sur un gravier compact.

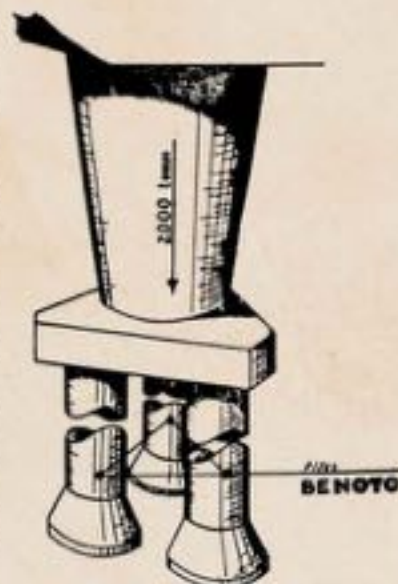


Fig. 12. — Fondations de la cité Le Corbusier, à Marseille.

Il est également fréquemment fait appel aux fondations sur piles de grand diamètre lorsqu'une rigidité particulière est spécialement nécessaire et on peut citer, à cet égard, les applications qui en ont été réalisées pour des fondations de fours à coke dans différents charbonnages. En outre, en matière de charbonnages, on peut également citer, en particulier, les charbonnages de Zonguldak, en Turquie, qui ont utilisé le procédé pour l'infrastructure de laveries de charbons dont le projet primitif comportait le battage de 1 100 pieux au travers de remblais particulièrement difficiles. Ces 1 100 pieux ont été remplacés par 180 piles de 1 m de diamètre, portant 300 t chacune et ancrées dans le micaschiste de 20 à 25 m de profondeur.

Les fondations des grands immeubles peuvent également être réalisées utilement sur piles de grand diamètre et c'est ainsi, par exemple, qu'à Marseille, après l'intéressante réussite de la fondation de l'unité d'habitation Le Corbusier (fig. 12), de nombreuses fondations ont été effectuées, notamment sur le Vieux Port en piles de 1,25 m de diamètre et de 10 à 14 m de profondeur pour des charges allant de 200 à 350 t.

De même à Marseille, les fondations de la nouvelle usine Nestlé ont été réalisées sur 400 piles de 1,25 m à 1,50 m de diamètre, élargies à leur base d'appui et supportant chacune 200 à 800 t.

De même encore, à Fontainebleau, les bâtiments américains du S. H. A. P. E. ont été réalisés, dans des délais extrêmement brefs, sur 800 piles de 1 m à 1,50 m de diamètre.

On peut citer aussi au Venezuela, à Caracas, les fondations d'un grand immeuble de 400 appartements en 18 étages. Cet immeuble repose sur 60 points d'appui chargés chacun de 1 000 t environ et comportant au total 150 piles de 1 m de diamètre et de 16 m de profondeur, ancrées dans 1,50 m de roche bleue. L'ensemble de ces fondations ayant été réalisé en un délai de quatre mois.

Egalement, il n'est pas inutile de rappeler les possibilités toutes particulières offertes par ce procédé pour effectuer des reprises en sous-œuvre dans des cas difficiles et notamment lorsque les conditions de stabilité des ouvrages existants interdisent le battage : c'est ainsi que les fondations du prolongement Nord de la gare maritime de Cherbourg ont été reprises en sous-œuvre par des piles de 1 m et 1,50 m de diamètre, ancrées dans le rocher.

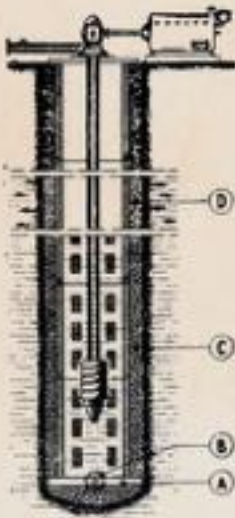


Fig. 13. — Puits d'adduction d'eau au Venezuela (schéma).
A) Bascule de descente de la colonne de béton en béton mis en place après achèvement du forage. — B) Puits de descente du bécicot. — C) Gravieron de premier filtrage. — D) Anneau de béton reliant les nappes souterraines.

Fig. 14. — Mission Paul-Emile Victor au Groenland. La foreuse de grand diamètre « Bannote » en action à la Station central.

On distingue la benne pressée avec ses pelles ouvertes, prête à descendre dans le trou, à l'arrière-plan, le treuil; au premier plan, un homme manœuvre le treuil pour élever les déblais.



Toutefois, si importantes que soient les réalisations de forage en grand diamètre pour coulée dans le sol de piles de fondations, on ne saurait négliger les applications extrêmement intéressantes du procédé pour des recherches d'eau notamment dans les contrées où la sécheresse constitue souvent un danger national (fig. 13).

D'importantes campagnes de forages ont été effectuées en Italie (Milan, Crescenzago, Brera, Vialba, Trecate, Turin, Verone, Bari), au Venezuela (plan d'irrigation de la région des Rios Guamal et Acarigua), au Brésil et bien entendu dans toute l'Union française (Sénégal, Mauritanie, Congo, Tchad, Cameroun, Niger).

On doit également citer les résultats obtenus en recherches minières. Le National Coal Board, en Angleterre, comme de nombreux organismes au Congo Belge, en Guinée, en Oubangui, ont ainsi utilisé les grands avantages que permet le grand diamètre dans l'étude précise des terrains.

En outre, le procédé s'est révélé extrêmement intéressant pour la traversée de couches glacées et de terrains gelés.

Au Groenland, la mission Paul-Emile Victor a exécuté un certain nombre de sondages de reconnaissance dans la glace à des profondeurs moyennes de 15 à 20 m avec un diamètre des puits de 750 mm (fig. 14).

En Norvège, des forages ont été exécutés en diamètre de 60 cm en traversant une épaisseur de terrain gelé de plus de 2 m, en des temps de l'ordre de 2 à 3 heures.

Ainsi cette technique s'avère-t-elle très intéressante en

pays froids en permettant d'amorcer des travaux de fondations avant même le début de la belle saison.

••

Il a paru intéressant de faire ce bref tour d'horizon pour attirer l'attention des spécialistes sur l'immense chemin qui a été parcouru par la technique du forage en grand diamètre au Hammer-Grab depuis l'origine des travaux portuaires du Havre.

Le procédé est actuellement utilisé dans toutes les parties du monde, non seulement pour les fondations de gros ouvrages, mais aussi pour des applications particulières très spéciales.

Les constructeurs de barrages peuvent envisager désormais une utilisation très large des écrans d'étanchéité par piles jointives (fig. 15).

Les constructeurs d'ouvrages d'art se voient ouvrir de nouvelles possibilités par la réalisation des piles inclinées.

Les mineurs peuvent réaliser rapidement des puits d'aération et de service, des puits d'alimentation d'eau ou des puits de passages de câbles.

Les pays déshérités peuvent réaliser une politique hardie d'eau abondante.

D'autres développements, actuellement envisagés, ouvrent de vastes horizons et justifient la confiance mise dans ces procédés qui contribuent à montrer le rôle que la technique française continue à tenir dans le monde moderne.

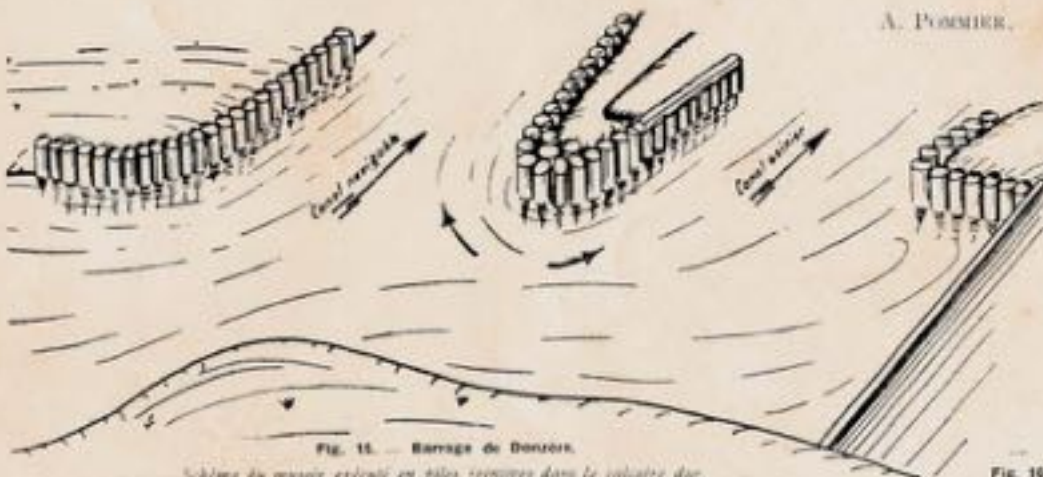


Fig. 15. — Barrage de Bonzoïn.

Schéma du massif exécuté en piles jointives dans le valcêtre des.

A. POMMER.



Fig. 16.