

La revue technique des entreprises de Travaux Publics

# Travaux

n°844  
Septembre 2007

## SOLS ET FONDATIONS

- **Restructuration du CHU de Dijon**
- **Salle 3000 à Lyon :** une fouille de première importance
- **Parois moulées de précision pour les puits Carrousel et Victim**
- **Reims - Carré Royal**
- **Station « La Blancarde » à Marseille**
- **Highway 2000 en République Jamaïquaine**
- **Renforcement de sol sur le contournement nord de Brive**
- **Deux viaducs jumeaux sur la rivière Ante**
- **Le deuxième pont de Gignac**
- **Lyon Confluence :** création d'une darse en paroi moulée
- **La méthode observationnelle**
- **Application du procédé « EVE » pour la détermination des efforts internes aux structures**

## Sols

## et fondations



# Du pain sur la planche



Pierre Vezole  
Directeur Scientifique  
Eiffage Construction  
Professeur ECP

**L**es articles que nous pouvons découvrir dans ce numéro donnent une petite idée des défis que nos entreprises et leurs partenaires sont capables de relever, même si les travaux spéciaux géotechniques sont par essence peu spectaculaires car peu visibles. Ils mettent en évidence les efforts consentis pour mieux comprendre les mécanismes en jeu dans le comportement des ouvrages, améliorer les technologies, et par conséquent progresser vers de meilleurs compromis entre la fiabilité, le coût et le délai d'exécution, efforts qu'il convient de saluer.

## L'IREX<sup>1</sup>, un catalyseur efficace

Le pôle Sols de l'IREX a initié des Projets Nationaux aux retombées précieuses ; ces Projets associent fructueusement les mondes professionnel et universitaire, avec le soutien de l'État. Par exemple, ASIRI (renforcement de sols par inclusions rigides) réunit actuellement près de 40 partenaires dont 17 entreprises, et donne lieu à huit thèses de doctorat, dont quatre sont l'objet d'une convention Cifre.

L'IREX, c'est aussi la structure qui a permis d'élaborer et de publier le guide d'application du dimensionnement interactif (ou méthode observationnelle).

Autre exemple de succès récent : le Projet SOLCYP (dont l'objectif est de maîtriser le comportement de pieux soumis à des sollicitations cycliques) a été sélectionné par l'ANR (Agence nationale pour la recherche) lors de la session 2007.

## Normalisation

Dans le domaine géotechnique, un travail important a été réalisé ou est en cours (normes d'application de l'EN 1997 – Eurocode 7) : deux normes portant sur la justification des écrans de soutènement et celle des soutènements en sols renforcés sont soumises à leur enquête probatoire, tandis que les normes portant sur la justification des fondations le seront courant 2008. Il faut signaler l'attitude constructive de tous les contributeurs qui, de quelque bord qu'ils soient, se sont impliqués positivement, à la recherche d'un compromis acceptable, en « oubliant les intérêts particuliers » et en se préoccupant de laisser la porte ouverte à des technologies innovantes et une évolution des modèles.

## Et demain ?

100 fois sur le métier remettras ton ouvrage ; chaque progrès fait prendre conscience de lacunes nécessitant des recherches, il faut adapter les normes en permanence, la société exprime de nouvelles exigences, le climat change... et la profession n'a plus qu'à persévérer dans ses efforts de progrès, en accueillant des jeunes qui y trouvent des perspectives de carrières passionnantes dans des métiers variés.

1. IREX : Institut pour la recherche appliquée et l'expérimentation en génie civil

C'est en septembre 2006 qu'a été lancée l'opération « Bocage central » au cœur du site actuel du CHU de Dijon.

Les travaux emmenés par le groupement Eiffage Construction – Solgec – Pouletty ont pour but de rassembler sur un unique site le nouvel ensemble hospitalier de Dijon (photo 1). Le projet s'articule autour de deux grandes phases.

La première, en cours, est consacrée à la construction d'un nouveau bâtiment et permettra à réception le déménagement des services. Ce n'est qu'alors que débutera la seconde tranche dédiée à la restructuration de l'existant.



Photo 1

Perspective du futur CHU de Dijon

*Perspective view of the future Dijon teaching hospital*

## La restructuration du CHU et reprises en sous-œuvre sensible et d'un contexte

### ■ Le projet « Bocage central » en quelques mots

L'opération s'inscrit dans le cadre du Plan Hôpital 2007. Ce programme de grande ampleur du gouvernement Raffarin consiste en une modernisation des hôpitaux et une amélioration des offres de soins.

Pour le CHU de Dijon, le projet « Bocage central » permettra de répondre à une double stratégie :

- tout d'abord, l'objectif est de garantir la continuité, la qualité et la sécurité des activités et des soins. Ceci passera par le regroupement sur un unique site des activités de court séjour, d'un plateau technique et des activités logistiques. Les patients seront placés au centre de cette nouvelle organisation et profiteront de cette mise en commun des moyens et des compétences;
- le deuxième objectif de cette opération est de conforter l'ancrage local de l'établissement et de développer son rayonnement régional. Le CHU de Dijon constitue en effet pour la région Bourgogne un établissement de référence sur le plan médical, universitaire et sur le plan de la recherche. Le nouvel ensemble hospitalier permettra d'une part de développer des activités de référence pour offrir à tous les patients la possibilité de bénéficier d'une réponse adaptée à ses besoins. D'autre part, en collaboration avec l'université, il favorisera le développement de la politique de formation et de recherche de haut niveau.



Photo 2

Vue du site fin novembre 2006

*View of the site at end November 2006*

### ■ Quelques chiffres sur le projet « Bocage central »

Le futur hôpital offrira une capacité d'accueil pour l'ensemble de ses services d'environ 1103 lits, dont 777 environ feront l'objet d'une construction.

Au total, 113 500 m<sup>2</sup> de surface de planchers seront réceptionnés par le CHU de Dijon à l'horizon 2011.

Le montant des travaux s'élèvera à 175 millions d'euros.

### ■ Problématiques de la première phase de construction

Le premier challenge à relever pour cette opération a été l'organisation des travaux autour des structures existantes (photos 2, 3 et figure 1).

En effet, le nouvel édifice s'insère directement dans les avoisinants pour ne former qu'un seul et même ensemble hospitalier.

Sa réalisation nécessite l'excavation d'un polygone enveloppe de 120 m x 125 m pour un volume décaissé de l'ordre de 170 000 m<sup>3</sup>. La nouvelle structure présente en effet au plus bas trois niveaux de sous-sol. Le niveau de fond de fouille courant est situé à la cote 260,90 NGF pour un niveau du terrain naturel variant entre les cotes moyennes de 271,00 NGF au nord-ouest et 270,50 NGF au sud-est. Le bâtiment qui comprend des hauteurs d'édifices très variables d'un corps à l'autre (de deux à six niveaux) est fondé sur pieux.

Tout autour, les bâtiments existants ont été fondés superficiellement à des niveaux très différents : entre 267,40 NGF pour les fondations les plus hautes et 262,00 NGF pour les plus basses. Ces avoisinants constituent des ouvrages sensibles (blocs opératoires

# de Dijon : soutènements évolutifs au sein d'un site géotechnique complexe



**Photo 3**  
 Le chantier fin mai 2007  
 The site at end May 2007

ou Centre de transfusion sanguine par exemple) qui, de surcroît, restent en activité durant toute la durée du chantier. Le projet comportait donc dans sa première partie la mise en œuvre de soutènements de hauteur significative (jusqu'à 10 m) dans un contexte d'avoisnants très vulnérables.

Tout l'enjeu de cette première phase a été l'adaptation des soutènements aux contraintes de chaque zone. Ce

qui a conduit à la réalisation d'une grande diversité d'ouvrages de soutènement : parois clouées, parois berlinoises, reprises en sous-cœuvres classiques, jet grouting...

## ■ Conditions de réalisation des ouvrages de soutènement

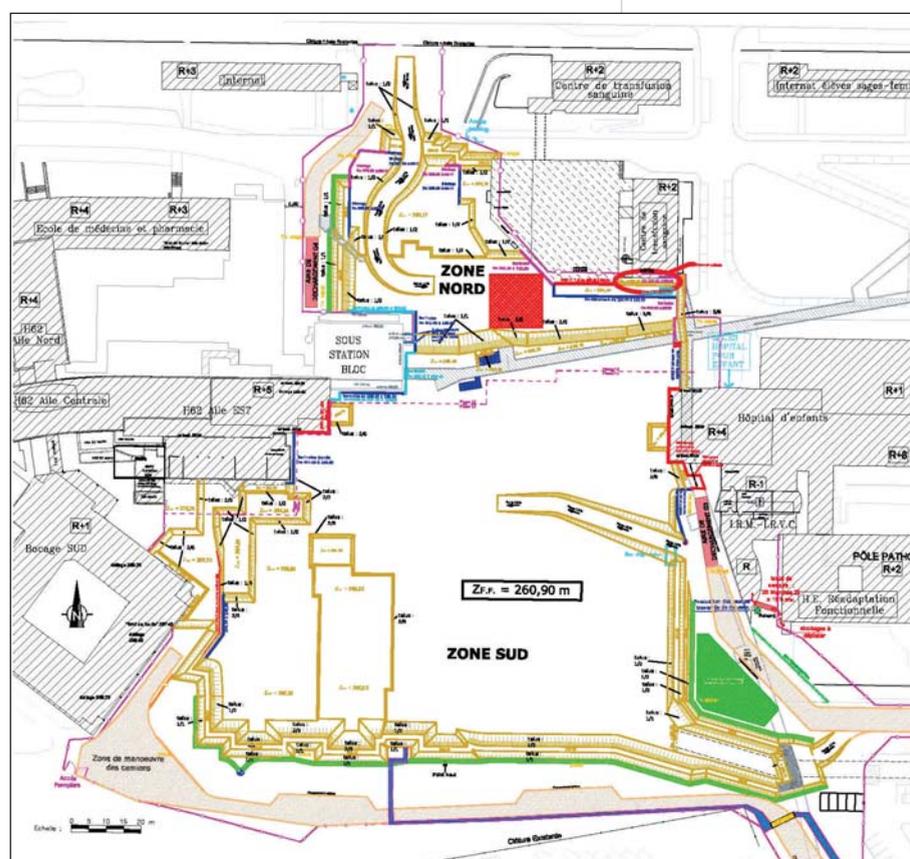
### Contexte géotechnique

D'un point de vue géologique, le site se trouve dans un contexte sédimentaire présentant un substratum marneux plus ou moins altéré en tête. Plusieurs campagnes de reconnaissance ont été menées sur le site avant le démarrage des travaux :

- le BE de sols Geotec est intervenu dans le cadre de missions G12 phase 1, puis G12 phase 2 et G4;
- et le BE de sols Fondasol a réalisé une mission de type G0 + G51.

De façon synthétique les différents horizons traversés sont les suivants :

- sur le premier mètre environ, des remblais de nature diverse (concassé calcaire, remblais plus ou moins limoneux ou argileux) ont été identifiés. Localement, à proximité des existants, ces remblais atteignent des épaisseurs plus importantes (jusqu'à 6,00 m/TN);



**Figure 1**  
 Plan général de terrassement  
 General plan of earthworks

La restructuration du CHU de Dijon : soutènements et reprises en sous-œuvre évolutifs au sein d'un site sensible et d'un contexte géotechnique complexe

Tableau I

Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques

Summary table of mechanical properties

Type de sol	$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	$\phi'$ [°]	Modèle Plaxis HSM				
				$E_{s0}^{ref}$ [MPa]	$E_{ur}^{ref}$ [MPa]	m [-]	$K_0^{nc}$ [-]	$R_f$ [-]
Remblai	18	0	25	10	30	0.5	0.577	0.9
Argile	20	5	25	3	9	0.5	0.577	0.9
Marne peu compacte	20	27	25	40	120	0.5	0.577	0.9

NB : Les sols sont supposés normalement consolidés

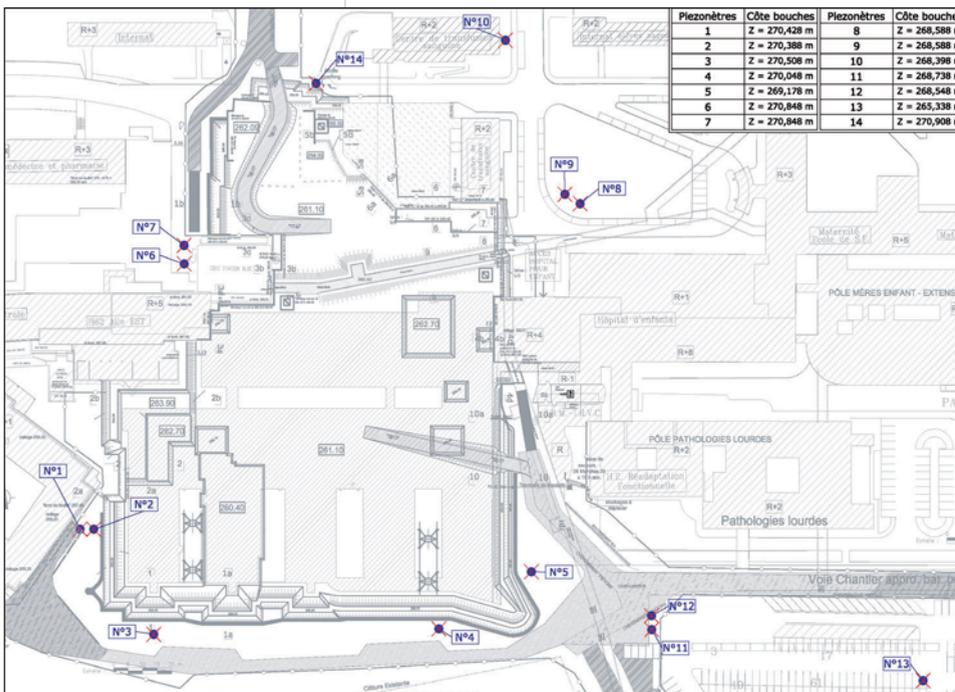


Figure 2  
Schéma de répartition des piézomètres et des CPI (cellules de pression interstitielle) sur l'ensemble du site  
Diagram showing the distribution of piezometers and pore pressure meters over the entire site

- succèdent des argiles en moyenne jusqu'à une cote de 268,00 NGF;
- puis vient une alternance d'horizons marneux plus ou moins calcaires ou sableux présentant des caractéristiques mécaniques très hétérogènes.

D'une manière générale, il ressort des diverses études géotechniques que toute la partie concernée par l'excavation (c'est-à-dire les 10 premiers mètres) présente des formations de compacité faible à moyenne.

Le faciès marneux de tête peu compact correspond vraisemblablement à une altération du substratum sous-jacent. Sur l'ensemble du site, ce n'est qu'à partir d'une cote moyenne de 252,00 NGF qu'un horizon porteur a été identifié.

Dans le cadre de sa mission de suivi d'exécution, l'entreprise a missionné le BE de sols Fugro Géotechnique pour réaliser des sondages carottés complémentaires.

Les échantillons intacts prélevés ont fait l'objet de cisaillement dans la boîte triaxiale (essais de type CU + U). Les résultats ont permis de confirmer les caractéristiques mécaniques retenues dans les hypothèses de calculs (tableau I).

Contexte hydrogéologique

Les premières études hydrogéologiques ont été menées par le cabinet MC Consulting au stade APD et Projet. Elles étaient complétées par les relevés de niveaux d'eau des BE de sols Geotec et Fondasol. Il ressortait de ces études le caractère très variable des niveaux d'eau mesurés d'une zone à l'autre.

Compte tenu du rôle prépondérant du niveau de pression d'eau sur le dimensionnement des ouvrages de soutènement, il a été mis en place sur le site du CHU de Dijon dix piézomètres et quatre cellules de pression interstitielle (CPI) (figure 2). Ces équipements ont été installés par le BE de sols Fugro Géotechnique à qui a également été confiée la mission de suivi des niveaux d'eau.

Les piézomètres ont été répartis sur l'ensemble du site de façon à approcher les circulations d'eau sur l'espace étudié.

Les CPI ont été placées stratégiquement à proximité des ouvrages existants réputés comme très sensibles (blocs opératoires et Centre de transfusion sanguine) ou près des ouvrages de soutènement de grande hauteur. Elles étaient toujours couplées avec une mesure piézométrique.

Le suivi des niveaux d'eau a montré que la zone nord était caractérisée par un niveau d'eau moyen situé à la cote 265,00 NGF. Pour la zone sud, les plus hauts niveaux relevés se situaient environ à la cote 268,00 NGF.

Outre le cadre contractuel, ce suivi a permis la justification des hypothèses hydrogéologiques au droit des différents soutènements.

Par ailleurs, l'évolution des niveaux d'eau entrain également en jeu dans l'interprétation du suivi des déformations.

En terme de perméabilité, les horizons traversés étaient plutôt imperméables : de l'ordre de 10<sup>-7</sup> m/s sur l'ensemble du site. Mis à part des venues d'eau dans des horizons plus sableux, les débits de pompage attendus étaient faibles : estimés à 15 - 20 m<sup>3</sup>/h dans des conditions normales de pluviométrie et augmentés à 60 m<sup>3</sup>/h dans des conditions météorologiques d'orage. Ce qui s'est avéré exact pendant les terrassements.

Par contre, le matériau a été reconnu comme très sensible à l'eau. Ce qui a demandé en phase chantier la

mise en œuvre de dispositions particulières, comme la protection des talus par un polyane, le pompage pour éviter les stagnations d'eau et un mouvement des terres spécifiques en fond de fouille pour collecter l'eau vers des puits de pompage.

### Contraintes inhérentes au chantier

L'organisation des travaux a été l'un des points majeurs du projet. Le phasage des travaux devait notamment tenir compte des problèmes d'interférence entre les différents intervenants sur le chantier : principalement le terrassier Molina, l'entreprise de fondations Botte (qui réalisait les pieux et mettait en œuvre les profilés métalliques des parois berlinoises) et l'entreprise de travaux spéciaux Resirep. Des conditions de travail et de sécurité devaient être aménagées pour chacun.

Le chantier était également caractérisé par la présence d'une galerie technique en son centre. Elle séparait en deux zones les travaux. Cette galerie comportait tous les fluides médicaux, le chauffage et la haute tension. Compte tenu du fonctionnement des structures hospitalières alentours, ces réseaux devaient être conservés jusqu'à leur dévoiement dans une nouvelle galerie logistique. Le phasage des travaux était donc lié à la réalisation de cette nouvelle galerie. Par ailleurs, la séparation en deux zones du chantier impliquait également une contrainte supplémentaire pour les accès au chantier et la circulation des engins.

La sensibilité des avoisinants a demandé la mise en œuvre d'un suivi attentif des déformations. Pour permettre une meilleure interprétation de l'évolution des déplacements, un double suivi en plan et en altimétrie a été mis en place : des cibles ont été posées sur les bâtiments existants mais également sur les ouvrages de soutènement. Ceci permettait de dissocier les déplacements de chacun et de mieux appréhender l'influence des terrassements sur les existants.

Des valeurs d'alerte et d'arrêt sur les déplacements de l'existant ont également été définies, et des mesures d'urgence ont été proposées en cas de dépassement de ces seuils.

Tout l'enjeu de cette méthode observationnelle « aménagée » était l'adaptation au plus près des soutènements en fonction des réactions des avoisinants.

Vis-à-vis du fonctionnement des structures hospitalières aux alentours, des dispositions particulières contre la formation de poussière ont été adoptées, comme par exemple :

- la mise en œuvre d'un polyane en guise de protection de talus au lieu d'un gunitage (photo 4);
- un système d'aspersion a également été mis en place pour éviter l'envol de la poussière mais a demandé une gestion toute particulière du fait de la sensibilité des terrains à l'eau.



Photo 4

Protection des talus en zone sud

Protection of earth banks in the south zone

### ■ Présentation de quelques ouvrages particuliers

#### La paroi clouée du Bocage Sud

##### Problématique

Le soutènement à réaliser était implanté à proximité du bâtiment Bocage Sud. Cet existant en R + 1 rassemble notamment les services d'hématologie, d'angiologie, de microcirculation et les laboratoires d'immunologie. Il constituait donc un avoisinant sensible.

Dans cette zone, le terrain naturel se situait à la cote 270,25 NGF. Les terrassements devaient permettre d'atteindre une cote fond de fouille de 260,60 NGF, soit une hauteur à terrasser de 9,65 m/TN.

Pour réduire cette hauteur, il a été décidé de réaliser une risberme intermédiaire à la cote 268,00 NGF. Le soutènement à exécuter représentait alors un dénivelé de 7,40 m.

Le choix du type de soutènement s'est porté vers un parement cloué. Cette solution rassemblait plusieurs avantages par rapport à la réalisation d'une paroi berlinoise :

- un meilleur délai d'exécution;
- un coût plus réduit;
- et surtout, compte tenu du phasage complexe, la seule intervention de l'entreprise de travaux spéciaux Resirep.

Par contre, le caractère plus déformable de ce type d'ouvrage a conduit à une adaptation de la géométrie du parement : la première partie de la paroi (entre les cotes 268,00 NGF et 264,44 NGF) a été inclinée à 15°; le reste était vertical.

La restructuration du CHU de Dijon : soutènements et reprises en sous-œuvre évolutifs au sein d'un site sensible et d'un contexte géotechnique complexe

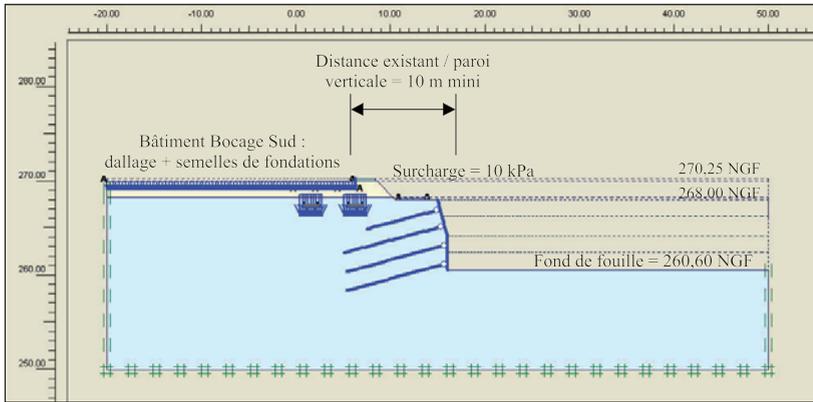


Figure 3  
Modèle PLAXIS 2D  
2D Plaxis model



Principe de dimensionnement

Le dimensionnement devait tenir compte de la présence des semelles isolées du bâtiment Bocage sud. L'arase inférieure de ces fondations était donnée à la cote 267,40 NGF pour un taux de travail du sol de 300 kPa.

Afin d'évaluer l'influence des terrassements sur le déplacement des fondations avoisinantes, une approche aux éléments finis sur le progiciel PLAXIS 2D v.8. a été menée (figure 3).

Ce type de calcul permettait également de modéliser les différentes phases de réalisation de la paroi en conservant l'historique de chacune et de différencier la mise en œuvre du parement du scellement des ancrages. Pour ces passes intermédiaires, il a été tenu compte du fait, qu'à court terme, il était possible de mobiliser une cohésion apparente des marnes peu compactes plus importante qu'à long terme. La dernière étape du calcul intégrait par contre les caractéristiques mécaniques long terme du matériau.

Les matériaux ont été approchés à partir d'un modèle d'élasto-plasticité de type « Hardening Soil Model » (HSM). Cette loi de comportement permet, entre autres, de considérer un module de déchargement du sol plus fort que celui de chargement (facteur multiplicateur de 3) et de prendre en considération l'écroutissement du matériau.

Par ailleurs, les études ayant été menées en déformations planes, le caractère ponctuel des semelles de l'existant ne pouvait être représenté. L'initialisation des charges du bâtiment conduisait d'ailleurs à des valeurs peu compatibles avec le fonctionnement de l'ouvrage : de l'ordre de 4 cm. Pour arriver à des résultats plus réalistes, un calage de la charge a été effectué après avoir opéré une diffusion de la charge 1,00 m plus bas (figure 4).

Enfin, il a été conduit un calcul à la rupture sur le logiciel PLAXIS à partir de la procédure « c-phi reduction ». En phase provisoire, le coefficient minimum à atteindre vaut 1,30.

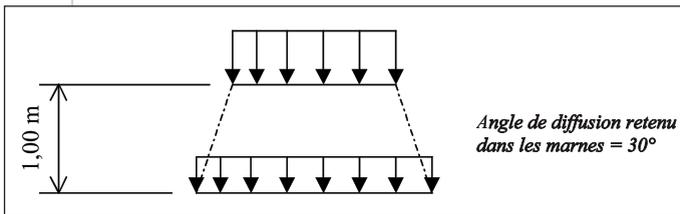
Dans le cadre d'une vérification réglementaire, les études à la rupture ont été complétées par un calcul sur le logiciel TALREN 4. Seule la situation finale avec les caractéristiques long terme a été examinée suivant la méthode de Bishop et pour des coefficients pondérateurs de type « Clouterre fondamental sensible ». Le coefficient minimum visé était alors de 1,00.

Caractéristiques de la paroi (photos 5 et 6)

Le critère dimensionnant était les déformations. Il a conduit au dimensionnement reporté sur le tableau II. Compte tenu des pressions hydrostatiques dès la cote 267,70 NGF, des dispositions de drainage étaient de rigueur (figure 5) :

- mise en œuvre de bandes drainantes derrière le pare-

Figure 4  
Schéma de principe de la diffusion des contraintes sous les semelles isolées  
Schematic diagram of stress diffusion under isolated foundation slabs



Photos 5 et 6  
La paroi clouée  
The soil-nailed wall



Tableau II

Tableau récapitulatif des ancrages de la paroi clouée  
Summary table of soil-nailed wall anchorages

Cote position de l'ancrage	Diamètre de la barre	Diamètre de forage	Longueur de l'ancrage	Espacement horizontal	Inclinaison de l'ancrage
267,00 NGF	25 mm	90 mm	8 m	2,50 m	15°
265,25 NGF			11 m	1,50 m	
263,25 NGF					
261,25 NGF					



Photo 7

La cage d'ascenseur à soutenir  
The lift shaft to be supported

ment sur 1/3 de la surface et arrêtées 1,50 m sous la tête de la paroi afin de limiter les infiltrations d'eau en tête;

- mise en place d'un drain de pied relié à un exutoire pour collecter et évacuer l'eau des bandes drainantes;
- réalisation de barbacanes à raison de une tous les 10 m<sup>2</sup>.

### La paroi berlinoise au droit de la cage ascenseur des blocs opératoires

#### Problématique

Le soutènement se situait contre la cage d'ascenseur d'un bâtiment R + 5. Cette zone était particulièrement sensible pour plusieurs raisons :

- la cage d'ascenseur n'était liée au bâtiment que par le haut (structure rajoutée) et sa fondation a été découverte 2,00 m plus haut (cote 267,00 NGF) que prévu (photo 7);

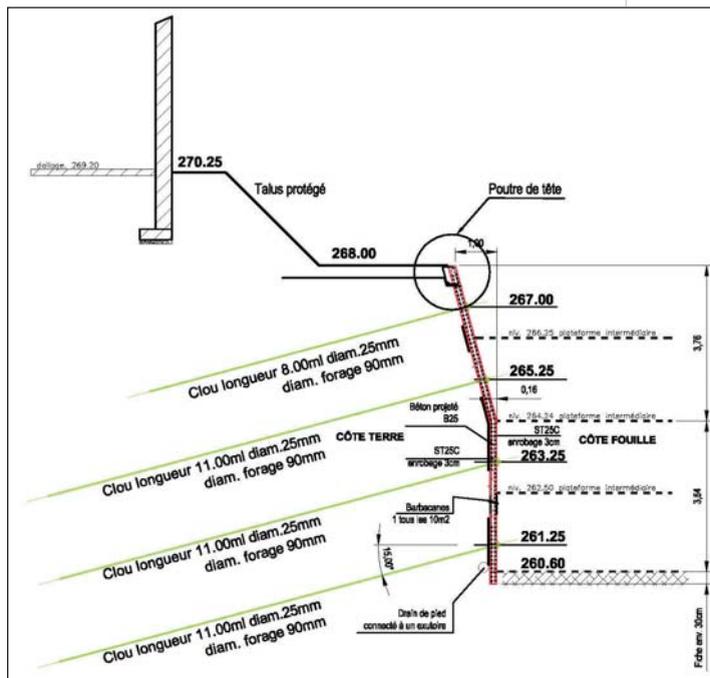


Figure 5

Plan de la paroi clouée  
Drawing of soil-nailed wall

- les blocs opératoires se trouvaient également à l'arrière du soutènement. Des contraintes horaires étaient imposées vis-à-vis des vibrations;
- le soutènement à réaliser était de grande hauteur puisqu'une fosse ascenseur était prévue devant, demandant ainsi une surexcavation (cote 259,75 NGF au lieu de 260,90 NGF). Le soutènement étant réalisé à partir d'une plate-forme de travail à la cote 267,00 NGF, il totalisait donc une hauteur de 7,25 m;
- les charges à l'arrière étaient particulièrement importantes : variant de 240 kN à 1400 kN;
- le niveau d'eau retenu dans les calculs était à la cote 265,70 NGF, soit une hauteur d'eau de près de 6,00 m.

Toutes ces contraintes ont conduit au dimensionnement d'une paroi berlinoise avec ancrages précontraints (tableau III). Par ailleurs, le soutènement provisoire autour des blocs opératoires était constitué de plusieurs berlinoises formant des angles droits entre elles. Compte tenu du fait que les ancrages situés au niveau des angles sont plus fortement sollicités, les longueurs de ces ancrages ont été forfaitairement aug-

N°	Diamètre de la barre	Diamètre du forage	Esp. horizont.	Inclin. /horizont.	Longueur totale	Longueur de scellement	Précontrainte / ancrage
1	40 mm	120 mm	1,50 m	20°	12 m	7 m	150 kN
2					12 m	7 m	150 kN
3					12 m	8 m	180 kN
4					12 m	8 m	180 kN

Tableau III

Tableau récapitulatif des ancrages précontraints suivant le calcul PLAXIS

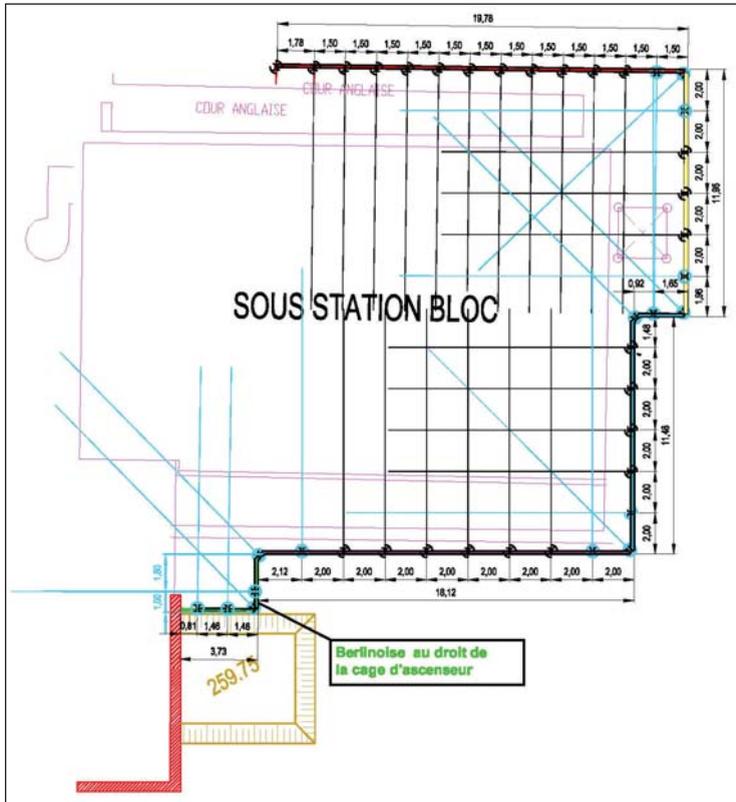
Summary table of prestressed anchorages in accordance with the Plaxis calculation

La restructuration du CHU de Dijon : soutènements et reprises en sous-œuvre évolutifs au sein d'un site sensible et d'un contexte géotechnique complexe

Figure 6

Vue en plan du soutènement par parois berlinoises autour des blocs opératoires. Apparaissent en turquoise les ancrages faisant l'objet d'un allongement forfaitaire de 2 m

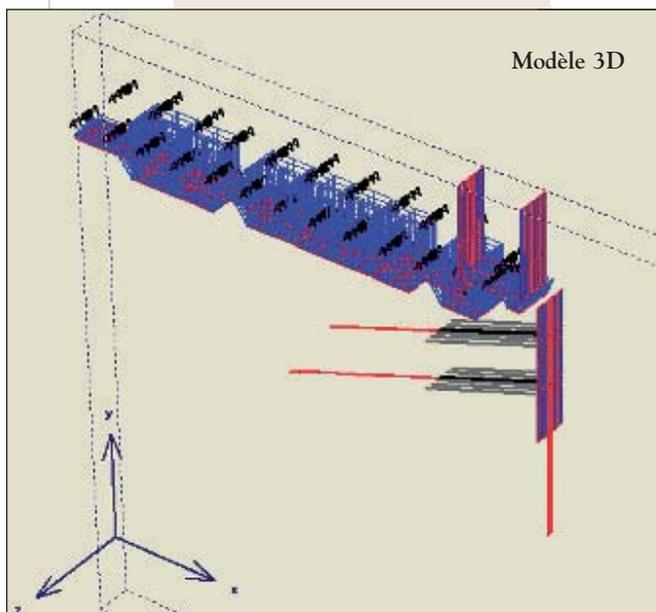
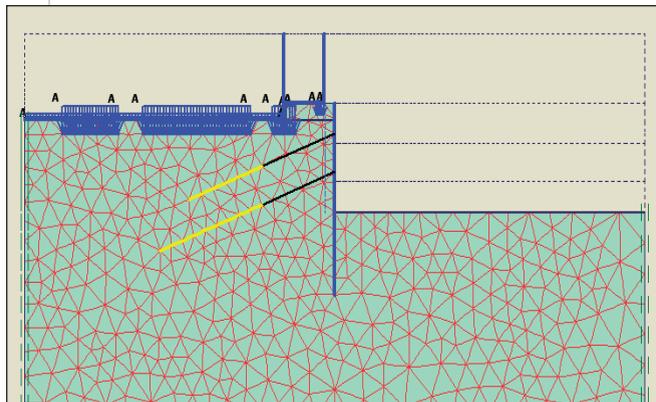
Plan view of Berlin-type retaining wall support around the operating blocks. Anchorages which are extended by a fixed 2-metre length are shown in turquoise



Figures 7 et 8

Exemple de modèles PLAXIS pour l'étude comparative 2D/3D

Examples of Plaxis models for the 2D/3D comparative study



mentées de 2 m. Ainsi des ancrages de 14 m ont été mis en œuvre sur le chantier pour la berlinoise au droit de la cage d'ascenseur.

Le croisement des ancrages a également fait l'objet d'une étude particulière : un décalage des niveaux d'une paroi à l'autre a dû être pris en compte dès la phase d'études (figure 6).

**Particularités du dimensionnement**

De même que pour la paroi clouée présentée précédemment, les études en déformations ont été menées sur le logiciel PLAXIS 2D v.8. avec un modèle plan. Les semelles étant de grande taille et positionnées relativement proches, le caractère ponctuel des fondations n'a pas fait l'objet d'une adaptation dans la représentation.

Par contre la question de la représentativité s'est posée vis-à-vis de la continuité du profilé métallique sur le modèle plan 2D et vis-à-vis de la pression des terres sur le parement calculée sur le logiciel. Plusieurs modèles sous PLAXIS 3D Tunnel v.1. ont alors été montés avec des espacements de profilés différents (entre 1,50 m et 2,50 m). L'interprétation de ces différents résultats a permis de conclure que le modèle 2D était enveloppe du modèle 3D (figures 7 et 8).

Par ailleurs, nous avons en première approche conduit des calculs suivant la méthode des coefficients de réaction. Mais nous avons été confrontés à des problèmes d'initialisation des charges et d'état de contraintes.

**Adaptation pendant les travaux**

Pendant les travaux, cette zone s'est avéré le lieu de nombreuses circulations d'eau. Outre les dispositions de drainage de type bandes drainantes sur toute la surface couplées à des barbacanes, des drains subhorizontaux ont été rajoutés au droit de ces venues d'eau.

Un renforcement des ancrages précontraints (doublement de la première ligne) a également été effectué suite à une évolution anormale de déformations.

Cette paroi est donc l'exemple même de l'adaptation au plus près des soutènements à la situation réelle (photos 8 et 9).

**Reprise en sous-œuvre par jet grouting au droit du bâtiment H62 aile Est**

**Contexte et problématique**

Initialement, il était envisagé la réalisation d'une reprise en sous-œuvre classique sous les fondations du bâtiment H62 aile Est (photo 10). Les hauteurs à reprendre devaient varier entre 0,60 m en zone courante et 1,90 m au droit de la fosse ascenseur. Or il s'est avéré sur le chantier que la semelle de fondations de ce bâtiment se trouvait 3,30 m au-dessus de l'arase infé-



**Photo 8**

Première passe de terrassement au droit de la berlinoise de la cage d'ascenseur

*First earth moving operation at the level of the Berlin-type retaining wall for the lift shaft*



**Photo 9**

Adaptation en phase chantier : doublement des ancrages de la première ligne et mise en œuvre de drains subhorizontaux pour gérer les venues d'eau

*Adaptation at the construction site stage : doubling the first line anchorages and laying of subhorizontal drains to control water ingress*

rieure prévue. La reprise en sous-œuvre passait donc à des hauteurs de 3,90 m et 5,20 m.

Cette augmentation considérable avait une incidence directe sur le dimensionnement de la reprise en sous-œuvre : les pressions horizontales étant proportionnelles au carré de la hauteur, les poussées à reprendre étaient donc multipliées dans un rapport d'environ 42 hors zone fosse ascenseur et 7,5 dans la zone de la fosse. Ce facteur aggravant était d'autant plus important que la zone était réputée comme très humide (observations de venues d'eau sur le chantier), donc les pressions d'eau bien réelles derrière le massif de RSO.

Cette modification avait également des conséquences sur la largeur d'influence du terrassement retenue dans les calculs. En effet, il est habituellement considéré les surcharges contenues dans une largeur de 3 fois la hauteur à soutenir. Il était donc nécessaire de tenir

compte de la présence de semelles situées plus en arrière qu'initialement prévu.

En phase provisoire, les plots de la RSO n'étaient pas capables de reprendre de tels efforts sans la mise en œuvre d'ancrages passifs et/ou actifs.

Par ailleurs, une contrainte supplémentaire était induite par la structure à construire : la RSO à mettre en œuvre devait être « contenue » sous le voile de l'existant; il n'était pas possible de se décaler ou d'avoir un débord. Les travaux auraient donc dû être réalisés sur toute la hauteur sous la semelle de fondations. Ce qui modifiait donc grandement les conditions de délai et de sécurité.

Enfin, aux vues de la géométrie de la fondation relevée sur le chantier, le ferrailage ne devait pas être très conséquent. Il aurait donc fallu travailler en plot restreint tant en largeur qu'en hauteur.



**Photo 10**

Le bâtiment concerné par la reprise en jet grouting

*The building concerned by jet grouting underpinning*

Zone objet de la RSO en jet grouting

La restructuration du CHU de Dijon : soutènements et reprises en sous-œuvre évolutifs au sein d'un site sensible et d'un contexte géotechnique complexe

Atouts	Inconvénients
Gain en terme de <b>délai</b> : traitement de tout le linéaire et sur toute la hauteur depuis la surface ⇒ ouverture des terrassements sur toute la largeur et avec des passes plus importantes	<b>Coût</b> élevé à amortir sur un faible linéaire
Amélioration des conditions de travail et de <b>sécurité</b> pour le personnel : pas d'intervention sous la semelle	
Bon <b>contact</b> entre la semelle existante et les colonnes de jet ⇒ amélioration du report de charges et réduction du risque de déformations	<b>Volume de spoils</b> important et à évacuer
Possibilité de réglages différents en rotation sur l'outil ⇒ <b>adaptation</b> en formes et en dimensions de l'ouvrage de RSO aux contraintes du site	<b>Emprise</b> importante des bacs de décantation sur le chantier ⇒ mise en attente d'une zone de travail

Tableau IV

Tableau récapitulatif des principaux avantages et inconvénients de la solution alternative retenue  
*Summary table of the main advantages and disadvantages of the alternative solution adopted*



Paroi clouée sous la galerie existante



Ainsi, la découverte de la semelle de fondations 3,30 m au-dessus de ce qui était envisagé avait des conséquences directes sur le phasage du planning et la sécurité du personnel. Une solution classique ne permettait pas non plus de contenir les déformations et de reprendre de manière satisfaisante les poussées horizontales.

Compte tenu de l'exiguïté de la zone et de la sensibilité de l'existant, il était donc plus judicieux de se tourner vers une solution globale et fiable tant sur le plan de la technique que sur la maîtrise des délais. C'est pourquoi la solution de jet grouting a été retenue (tableau IV).

**Description de la méthode alternative retenue**

Lors de la rédaction du présent article, les études de jet grouting étaient en cours. Seule une description est donc exposée.

La mission de jet grouting a été confiée à l'entreprise Keller Fondations Spéciales.

L'objectif était de former un massif de jet grouting qui soit autostable en forme de patte d'éléphant. Pour cela, il a été prévu de réaliser par phases des colonnes primaires inclinées, puis des demi-colonnes secondaires verticales. La réalisation devait intégrer les contraintes du site suivantes :

- pour éviter le soulèvement des ouvrages, un jet double est utilisé : les spoils sont alors mieux évacués et la pression d'injection dans le sol est mieux contrôlée;

Photos 11, 12 et 13

Vues générales du chantier

*General photos of the construction site*



- pour enlever un maximum de fines dans le terrain, l'injection de coulis est faite en 2 fois :
  - > premier découpage du sol et injection de coulis de ciment à la remontée,
  - > deuxième passage dans le même forage et injection d'un coulis plus fortement dosé en ciment à la remontée.

Cette double injection permet également d'optimiser le diamètre des colonnes ;

- compte tenu de l'hétérogénéité de la compacité du terrain en place, le diamètre des colonnes de jet est susceptible de varier de manière importante (entre 0,60 m et 1,40 m). Pour assurer le transfert des charges jusqu'au pied du massif de jet, des armatures subverticales dans les colonnes ont été prévues ;
- la géométrie du massif en forme de patte d'éléphant permet de maintenir le taux de travail malgré la suppression du débord de fondation ;
- pour gérer les venues d'eau et les problèmes de surpression derrière le massif de jet, un système de drainage par drains subhorizontaux forés dans les colonnes de jet après réalisation et relié à un collecteur avec exutoire, a été envisagé.

## ■ Conclusion

La première étape de ce grand chantier de restructuration hospitalière du site du Bocage central à Dijon aura donc demandé une organisation complexe pour répondre au mieux aux contraintes de délai et de coût. Tout au long de cette première phase de terrassement, études et travaux ont dû s'adapter au mieux aux spécificités propres du site : prise en compte du fonctionnement des avoisinants sensibles, interférence des différents intervenants, gestion des accès avec la présence d'une galerie existante au centre du chantier, découverte de fondations à des arases plus hautes...

Pour les soutènements, l'objectif était de concevoir des ouvrages suffisamment souples vis-à-vis des aléas du chantier, mais qui ont été optimisés grâce au suivi des déformations et des niveaux d'eau. ■

## ABSTRACT *Structural re-engineering of the Dijon teaching hospital : adaptable supporting structures and underpinning in a sensitive site and a complex geotechnical context*

E. Brunet-Manquat

*It was in September 2006 that work began on structural re-engineering of the Dijon teaching hospital. The initial part of the project involved setting up supporting structures of significant height for the foundations of the new building as far as 10 metres below the natural ground. For optimum compliance with cost and completion time requirements, the design engineering and the works had to adapt continually to the specific features of the site : allowance for the operation of the sensitive neighbouring hospital units, high sensitivity of the material to water, uncovering of existing foundations at higher levels, etc. For the supporting structures, the objective was to design structures sufficiently flexible to allow for construction site contingencies, but which were optimised by monitoring of deformation and water levels. Very precise adaptation of the supporting structures to the constraints of each area also led to the execution of a great diversity of structures (soil-nailed walls, Berlin-type retaining walls, conventional underpinning, jet grouting, etc.) on the whole site.*

## RESUMEN ESPAÑOL *Reestructuración del CHU de Dijon : muros de contención y obra de recalce evolutivos en el interior de un emplazamiento sensible y un contexto geotécnico complejo*

E. Brunet-Manquat

*Los trabajos de reestructuración hospitalaria del CHU de Dijon dieron comienzo en septiembre de 2006. El proyecto incluía en su primera parte la implementación de muros de contención de altura significativa para cimentar el nuevo edificio hasta 10 cm debajo del terreno natural. Para responder con mayor eficacia a los imperativos de coste y de plazo, los estudios y los trabajos tuvieron que adaptarse de forma continua a las especificidades del emplazamiento : integración del funcionamiento de las actividades vecindarios hospitalarias sensibles, elevada sensibilidad del material al agua, descubrimiento de cimentaciones existentes de enrase más altos... Para los muros de contención, el objetivo consistía en el diseño de estructuras bastantes flexibles en relación a las incertidumbres de la obra, pero que han sido optimizadas por medio del seguimiento de las deformaciones y de los niveles de agua. La adaptación lo más cerca de los muros de contención con las restricciones de cada zona también condujo a la ejecución de una gran diversidad de estructuras (paredes enclavadas, paredes berlinesas, obras de recalce convencionales, jet grouting...) en la totalidad del emplazamiento.*

# Salle 3000 à Lyon : importance

**La Salle 3000 à Lyon, qui a été achevée fin 2005 par Bouygues Construction constituée avec les Bureaux Amont, un vaste ensemble venant compléter le Palais des Congrès, réalisée une dizaine d'années auparavant. Les travaux avaient commencé en 2002 par la réalisation d'une fouille spectaculaire, une des plus grandes d'Europe : focus sur les travaux spéciaux de fondation.**

À Lyon entre le Rhône et le parc de la Tête d'Or, Bouygues Construction au travers de ses filiales, Intrafor devenue Europe Fondation et GFC (Groupement Français de Construction), a réalisé entre 2002 et 2005 les infrastructures et une partie des bâtiments constituant une extension du Palais des Congrès, pour lequel Intrafor avait déjà réalisé les fondations dans les années 90.

Une extension qui présente la particularité de comprendre une zone d'activité tertiaire, les Bureaux Amont, faisant l'objet d'un marché privé avec la Sari, et une partie dédiée à des expositions, spectacles et activités diverses, La Salle 3000, faisant partie d'un marché public signé avec la Communauté urbaine de Lyon. Deux marchés, mais un seul chantier de taille impressionnante !

Dessinés et conçus par Renzo Piano Building Workshop, les bâtiments comportent des superstructures de cinq à huit étages surmontant cinq niveaux de sous-sol affectés à des parkings mais aussi à certains locaux nobles (salles d'exposition), les deux premiers niveaux étant alors réunis en un seul volume de plus de 10 m de hauteur.

Côté Parc ce volume débouche à l'air libre, par un espace dénommé « la Douve » sorte de cour anglaise, à la géométrie particulière (photos 1 et 2).

Enfin côté Est, construite sur un seul niveau de sous-

sol, la Salle 3000 proprement dite, vaste amphithéâtre circulaire aux formes futuristes, complète le projet (photo 3).

Le parti architectural est homogène avec celui du Palais des Congrès existant auquel il se raccorde à l'ouest suivant le principe de la figure 1.

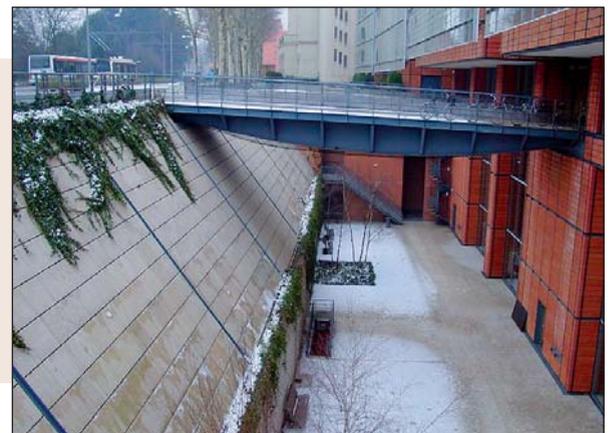
Le projet a nécessité la réalisation d'une fouille d'une vingtaine de mètres de profondeur sur une surface de près de 15000 m<sup>2</sup>, dans les alluvions du Rhône sous une charge d'eau de 15 m pouvant monter jusqu'à 19 m en cas de crue exceptionnelle du Rhône. Des travaux remarquables tant par leur volume que par les solutions techniques utilisées pour les mener à bien et ce dans des délais très stricts !

## ■ Un contexte géologique classique mais pouvant réserver quelques surprises !

La stratigraphie habituelle de la rive droite du Rhône – remblais, alluvions du Rhône, molasse –, a bien été mise en évidence sur le site par l'ensemble des sondages réalisés, mais certaines particularités étaient à redouter. En effet, outre la présence au sein des alluvions de lentilles limoneuses très importantes, le substratum molassique s'était révélé très chahuté lors de la réalisation du Palais des Congrès avec la présence de sillons alluvionnaires fossiles jusqu'à une dizaine de mètres sous le toit moyen de la molasse, et lors de l'exécution de la fouille des Bureaux Aval, où il avait été rencontré, au sein de la molasse, la formation dite « du Jardin des Plantes » (éboulis de blocs en provenance de la proche colline de Croix Rousse). Ces expériences anciennes ont conduit à prendre des mesures particulières de reconnaissance à l'avancement lors de l'exécution des parois moulées, un panneau sur trois étant forés plus profondément dans les zones à risques, afin de s'assurer de la continuité du substratum molassique.

Photos 1 et 2

L'ensemble architectural et le détail de la Douve  
*The architectural system and detail of the Moat*



# une fouille de première

François Pignero  
Pôle Fondations  
Bouygues Construction

Dominique Michel  
Pôle Fondations  
Bouygues Construction



Photo 3

La Salle 3000

« Salle 3000 » hall

## ■ Un design hardi permettant le respect des délais

Compte tenu de la charge d'eau importante et non équilibrée par le poids des bâtiments non uniformément répartis, la technique de fondation choisie a été celle de fondations par semelles isolées, associées à un pompage à maintenir actif durant toute la vie de l'ouvrage.

La solution de base prévoyait l'ouverture de la fouille à l'abri d'une enceinte périmétrale en paroi moulée intégrée de 60 cm d'épaisseur, stabilisée par trois lits de tirants et ancrée en pied dans la molasse pour en assurer l'étanchéité. La mise hors d'eau devait être assurée à l'aide de puits provisoires en phase de travaux, et de puits permanents en phase de service, une solution par radier drainant classique ayant été écartée. Une paroi mitoyenne était prévue entre les deux fouilles, les terrassements pouvant être décalés dans le temps.

Le terrain naturel se situe entre 170 et 171 IGN. Côté Rhône la paroi est à exécuter à partir d'une plateforme haute à la cote 169, alors que du côté opposé elle ne démarre qu'à partir de la cote 165, une structure en béton armé, inclinée à 50° sur l'horizontale assurant le soutènement définitif des terres jusqu'au terrain naturel, constituant ainsi « la Douve » (figures 2 et 3).

Il était clair que la difficulté majeure du chantier résidait dans l'exécution des tirants d'ancrage sous nappe, et que toute solution permettant de réduire les risques inhérents à cette technique présentait beaucoup d'avantages tant en terme de sécurité qu'en terme de planning.

Intrafor a donc proposé de limiter à deux le nombre de lits de tirants, l'épaisseur de la paroi étant portée à 80 cm sur une partie du périmètre : un premier niveau au ras de la nappe et le deuxième niveau une dizaine de mètres en dessous. Cette variante associée à la suppression de la paroi mitoyenne, remplacée par une paroi d'étanchéité et à une solution originale pour la réalisation de la Douve a permis d'achever sans incidents et dans les délais les travaux d'excavation.

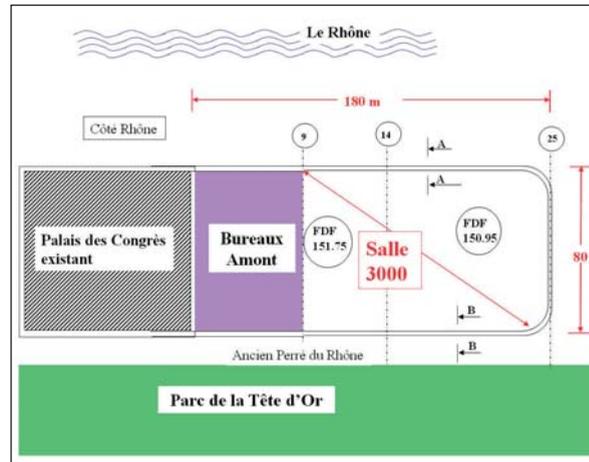


Figure 1

Le raccordement des projets au Palais des Congrès existant  
Connection of the project to the existing Conference Centre

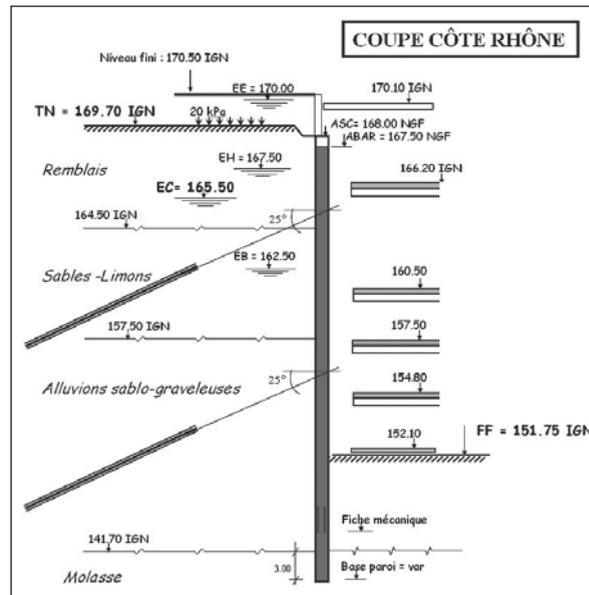


Figure 2

Coupe type côté Rhône  
Typical cross section on the Rhone side

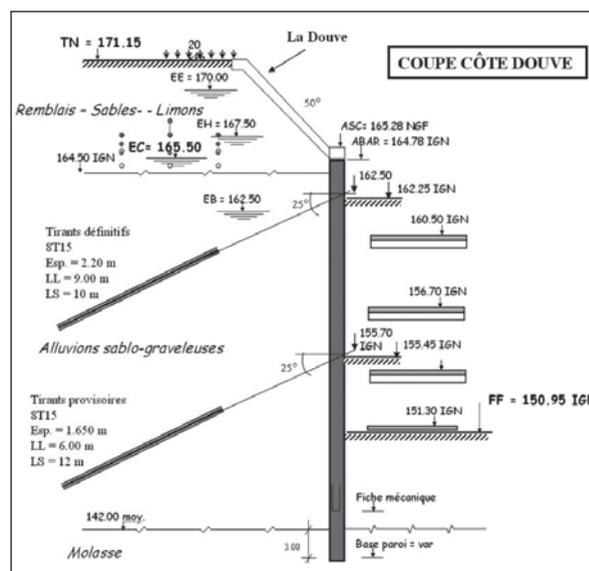


Figure 3

Coupe type côté parc : la Douve  
Typical cross section on the park side : the Moat

Salle 3000 à Lyon : une fouille de première importance

Figure 4

Principe d'exécution de la Douve  
Schematic of Moat construction

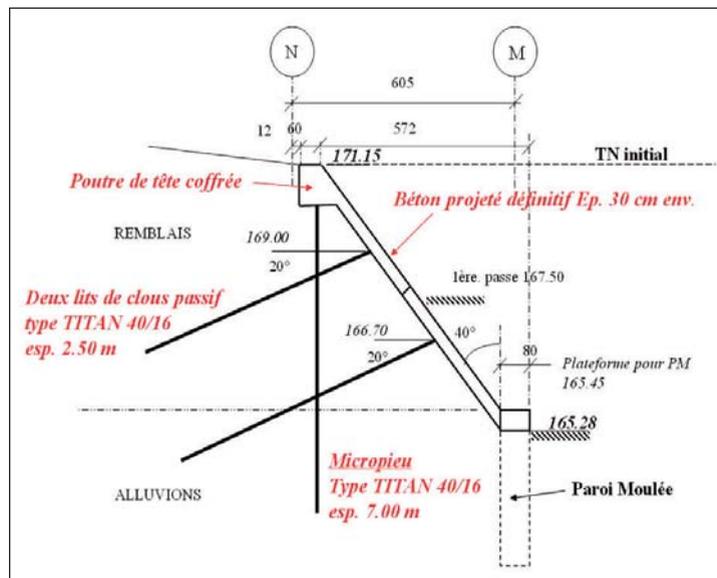


Photo 4

L'ouvrage lors de l'exécution  
The structure during the works



► **La réalisation de la douve**

Alors que la solution de base prévoyait la réalisation d'un soutènement provisoire du talus par béton projeté et trois niveaux de clous puis, après exécution de la paroi moulée, la remontée d'une structure permanente en béton armé s'appuyant sur celle-ci, il a été proposé par Intrafor de réaliser directement en descendant la structure définitive; celle-ci, constituée d'un voile en béton projeté de 30 cm, a été fondée en tête sur des micropieux assurant la reprise temporaire des efforts verticaux, et ancrée au terrain par deux lits de clous définitifs pouvant reprendre les efforts de poussée de terre, mais aussi les poussées d'eau en cas de crue jusqu'à 170,0 IGN. La liaison avec la paroi moulée s'est effectuée ultérieurement lors de l'exécution de la poutre de chaînage de celle-ci (figure 4 et photo 4). Micropieux et clous sont de type Titan de Ischebeck : ce sont des barres creuses, autoforeuses grâce à un taillant perdu, injectées au travers de la tige lors de la

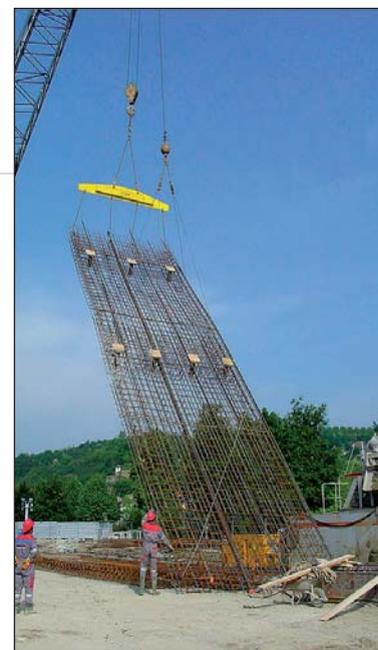


Photo 5

Des cages d'armatures de 150 m<sup>2</sup>  
150 sq. m reinforcement cages

foration, ce qui a assuré, outre une grande rapidité d'exécution, un excellent scellement au terrain, mis en évidence par les essais d'arrachement de clous.

À noter la présence, sur un tracé recoupant celui de la Douve, d'un ancien perré du Rhône, ayant donné bien du souci au chantier, causant en particulier des hors profils importants.

■ **Les parois et la réalisation de la fouille**

Le toit de la molasse s'est révélé fluctuer de la cote 139,0 à la cote 144,5 IGN; un cas unique, très localisé, de couche graveleuse au sein de la molasse a été rencontré côté Douve, nécessitant un approfondissement de la paroi jusqu'à la cote 135.

Les parois ont été descendues en moyenne vers 138,60 IGN côté Rhône et 137,40 côté opposé, soit sur des hauteurs d'environ 30 m, et armées sur 24 m. Les armatures d'une largeur de 6 m, fabriquées sur chantier et mises en place d'un seul tenant comportaient des réservations pour les tirants d'ancrage, au nombre de trois au premier lit et quatre au second.

En ce qui concerne les tirants eux-mêmes, leurs scellements ont été, suite aux essais de conformité réalisés sur site, dimensionnés pour reprendre 140 kN/m lorsqu'ils étaient réalisés dans les alluvions sablo-limoneuse (cas partiel du premier lit côté Rhône) et 160 à 170 kN/m partout ailleurs, selon qu'il s'agissait de tirants permanents ou provisoires (photos 5, 6 et 7).

Point crucial du chantier, l'exécution du deuxième lit sous 10 m d'eau dans un terrain alluvionnaire très perméable est très délicate et requiert la maîtrise d'une grande technicité et beaucoup d'expérience. Le forage s'effectue au travers d'un presse-étoupe, à l'aide d'un sas, permettant le maintien d'une contre-pression du fluide de forage pour équilibrer la nappe en charge, évitant ainsi tout débouillage et entraînement de fines.



Photos 6 et 7

Le forage sous sas et la mise en place des tirants

*Drilling under air lock and placing of tie rods*

L'opération la plus critique reste la mise en place manuelle du tirant, dont la rapidité conditionne la réussite et qui mobilise toute l'équipe du chantier, comme en témoignent les photos.

Remarquable par ses dimensions, cette fouille ouverte « clés en main » a nécessité la mise en œuvre de :

- 13 500 m<sup>2</sup> de paroi moulée épaisseur 0,60 m et 0,80 m;
- 12 000 m<sup>3</sup> de béton; 550 t d'acier;
- 2 100 m<sup>2</sup> de paroi d'étanchéité;
- 424 tirants d'ancrage précontraints dont 74 tirants permanents, et 240 réalisés sous 10 m de charge d'eau.

Les travaux de terrassement – quelque 300 000 m<sup>3</sup> de déblais – ont été réalisés de façon classique. La solution de l'entreprise qui a proposé de remplacer la paroi moulée mitoyenne entre les deux opérations par une paroi au coulis d'étanchéité arasée au fond de fouille a permis de simplifier le terrassement pleine fouille côté Bureaux Amont par suppression des rampes dans une emprise réduite.

Le délai tendu a nécessité la mobilisation de moyens de fondations importants pour la réalisation des parois moulées et des tirants d'ancrage : trois grues de forage sur chenilles à deux postes, trois foreuses à barillet et 30 compagnons en moyenne pendant 8 mois (mars à novembre 2003).

### ■ La mise hors d'eau : prévisions et réalité

Bien que formant un seul chantier, la fouille n'en était pas moins partagée entre deux maîtres d'ouvrage, et en ce qui concerne les pompages, surtout en phase de service, il fallait bien séparer les débits à pomper par chacun d'eux. Il a donc été réalisé, entre les deux projets, une paroi d'étanchéité de 50 cm d'épaisseur recépée au niveau du fond de fouille.

Le pompage a été assuré au moyen de 12 puits filtrants, 8 pour la Salle 3000 et 4 pour les Bureaux Amont. Forés en 800 mm et équipés d'un tube crépiné de 600 mm, ils ont été descendus respectivement aux cotes 142,0 et 144,0 IGN et munis de pompes d'une capacité de 70 m<sup>3</sup>/h.

Les prévisions de débit basées sur une perméabilité horizontale kh de la molasse de  $2,5 \cdot 10^{-5}$  m/s et une anisotropie kh/kv égale à 3 n'étaient pas aisées compte tenu de l'influence des pompages sous l'existant d'une part et d'une fouille sur l'autre, d'autre part.

De l'ordre de 180 à 200 m<sup>3</sup>/h pour la Salle 3000 et d'une centaine de mètres cubes/heure pour les Bureaux (pour une nappe à 165,5 IGN), elles ont été bien confirmées lors des pompages d'essai réalisés avant excavation de la fouille.

Le volume d'exhaure réellement pompé une fois la fouille ouverte était de l'ordre de 200 m<sup>3</sup>/h au total : valeur tout à fait conforme à celle prévue au marché, qui curieusement définissait aussi une valeur minimale à atteindre... 300 m<sup>3</sup>/h pour l'alimentation des pompes à chaleur du projet! La quantité d'eau provenant du fond de fouille n'étant pas suffisante, un puits de pompage extérieur à l'enceinte en paroi moulée a été réalisé afin de compléter le débit d'eau nécessaire au fonctionnement de la climatisation (photos 8 et 9).



Photos 8 et 9

Les terrassements, les puits provisoires et la fouille ouverte; en arrière-plan la paroi moulée réalisée en 1993

*Earthworks, temporary shafts and the open-cut excavation; in the background, the diaphragm wall constructed in 1993*



### Salle 3000 à Lyon : une fouille de première importance

#### ► ■ En conclusion

Bouygues Construction a mené à bien et dans des délais serrés les travaux spéciaux de l'ensemble des deux chantiers, Bureaux Amont et Salle 3000 réunis en un seul, à la satisfaction de ses deux clients qui ont pu démarrer la réalisation des bâtiments conformément au planning prévu.

Ceci a été possible grâce aux solutions proposées par l'entreprise (réduction du nombre de tirants sous nappe, remplacement de la paroi moulée mitoyenne par une paroi étanche, structure définitive de la Douve construite lors du terrassement). Mais bien sûr aussi grâce à la technicité, la maîtrise des travaux et la réactivité, dont a fait preuve l'équipe du chantier, pour réaliser dans des conditions géotechniques difficiles (charge d'eau, pertes de boue dans les alluvions, etc.) une très grande fouille.

GFC, adjudicataire de la Salle 3000, achevait pour sa part 2 ans plus tard en temps et en heure le gros œuvre de cette belle et prestigieuse réalisation, inaugurée et ouverte au public en juin 2006. ■

#### ABSTRACT

##### « Salle 3000 » hall in Lyon : a major excavation

Fr. Pignerol, D. Michel

*The « Salle 3000 » in Lyon, which was finalised by Bouygues Construction late 2005, forms with the « Bureaux Amont » a large ensemble completing the Congress Hall, achieved around ten years ago. Works began in 2002 with a spectacular excavation, one of the most important in Europe : Focus on the special foundations works.*

#### RESUMEN ESPAÑOL

##### Sala 3000 en Lyon : una excavación de primera importancia

Fr. Pignerol y D. Michel

*La Sala 3000 en Lyon, cuya construcción se acabó a finales de 2005 por Bouygues Construction constituye con los « Bureaux Amont », un amplio conjunto que viene a completar el Palacio de Congreso, que se había construido hace unos diez años. Los trabajos dieron comienzo en 2002 por la ejecución de una excavación espectacular, una de las más importantes de Europa : foco sobre las obras especiales de cimentación.*

# Parois moulées de précision pour les puits profonds Carrousel et Victim



**Daniel Viargues**  
Directeur d'exploitation  
de l'agence Paris  
et Centre  
Solétanche Bachy  
France

**Les progrès accomplis dans la technologie des parois moulées – et surtout la parfaite maîtrise des matériels et des procédés – permettent aujourd'hui d'atteindre une qualité d'exécution étonnante. Les parois moulées sont non seulement solides et étanches, mais encore elles ont une forme précise, même à grande profondeur.**

**L'abaissement du seuil de tolérance de verticalité à 0,3 % proposé par Solétanche Bachy permet de réaliser des économies dont le maître d'ouvrage est le premier bénéficiaire. La paroi est ajustée pour sa destination finale, elle est donc aux cotes des aménagements qu'elle abritera et à l'endroit exact où elle se raccordera avec un autre ouvrage tel qu'un tunnel.**

**Deux puits profonds en paroi moulée à l'Hydrofraise qui viennent d'être réalisés en région parisienne par Solétanche Bachy illustrent ce saut technologique.**

## ■ Deux puits qui se ressemblent

Les ouvrages de travaux publics parmi les plus profonds en cours actuellement en Île-de-France sont ceux liés au tunnel de l'autoroute A86 à l'ouest de Paris, d'une part, et ceux liés aux ouvrages d'assainissement, d'autre part.

Deux puits, similaires à bien des égards, viennent d'être réalisés par Solétanche Bachy.

En 2006, le puits du Carrousel a été réalisé en plein cœur de la forêt de Versailles, dans le cadre de l'opération Socatop.



Photo 1

Carrousel - Construction des murettes guides  
Carrousel - Construction of low guide walls

Cet ouvrage constituera l'un des accès de secours à l'autoroute A86 qui, entre Jouy-en-Josas et l'autoroute A13, est enterrée à 80 m de profondeur.

Ce puits de 7,80 m de diamètre intérieur a pour particularité d'être réalisé en paroi moulée jusqu'à 65 m de profondeur, profondeur à laquelle la paroi s'ancre dans des horizons étanches. Le creusement est ensuite poursuivi par une méthode traditionnelle, avec cintres et bois, jusqu'à 85 m de profondeur.

En 2007, le SIAAP a confié à Solétanche Bachy l'ensemble des travaux de génie civil pour la réalisation d'un ouvrage de prise d'eau et d'un puits de chute à Paris XII<sup>e</sup>.

Cette opération, appelée Victim, consiste à réaliser un puits permettant de raccorder le déversoir d'orages Vincennes-Charenton au tunnel profond Tima 2 (on reconnaîtra l'origine de l'appellation).

Fort de la parfaite réussite du puits profond du Carrousel, l'entreprise a proposé de reconduire exactement le même projet sur le puits Victim, en repre-



Photo 2

Carrousel -  
Hydrofraise  
Évolution  
Carrousel -  
Évolution  
hydro-cutter



Photo 3

Carrousel -  
La centrale à boue  
Carrousel - Slurry  
mixing plant

## Parois moulées de précision pour les puits profonds Carrousel et Victim

Photo 4

Carrousel - 65 m de puits vus depuis le fond, sous le pied de la paroi apparaît le blindage par cintres et bois

*Carrousel - 65 metres of shaft viewed from the bottom; under the base of the wall can be seen arch and plank shielding*

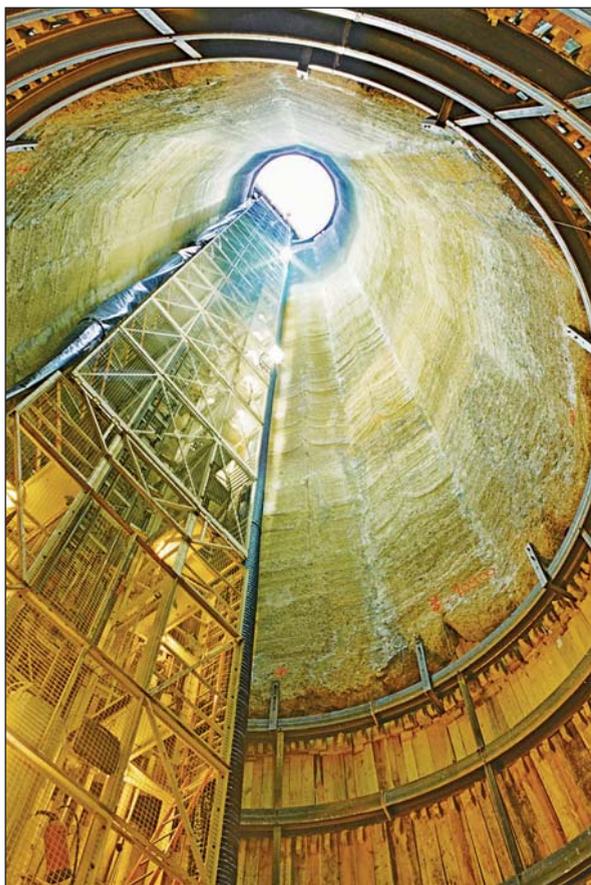


Photo 5

Victim - Situation du chantier en bordure du périphérique, porte de Bercy

*Victim - Site location on the edge of the Paris ring road, Porte de Bercy*



nant le même plan de panneautage et les mêmes épaisseurs de paroi moulée.

Seule la profondeur changeait, la paroi s'arrêtant à 55 m de profondeur.

### ■ Les secrets de la réussite

Pour aller encore plus loin dans la similitude, le chantier Victim a utilisé le même outillage et a été dirigé par le même conducteur de travaux que le chantier Carrousel. On ne change pas une équipe qui gagne ! Réaliser un puits de 7,80 m de diamètre induit un certain nombre de contraintes d'exécution, notamment en ce qui concerne la verticalité de ces parois de 1 m d'épaisseur.

La tolérance de déviation est fixée à 0,3 %. Cela signifie que l'excavation ne doit pas dévier de plus de 150 mm à 50 m de profondeur. On est dans le domaine de précision du forage dirigé.

Pour respecter des conditions aussi sévères, plusieurs paramètres sont à gérer avec la plus grande attention. L'équipement embarqué sur l'atelier Hydrofraise doit être précis et fiable quelle que soit la profondeur.

Le système Enpafraise développé par Solétanche Bachy permet à l'opérateur de visualiser sur ses écrans en cabine, en temps réel, la position exacte de l'outil de creusement.

L'opérateur voit ainsi apparaître immédiatement une éventuelle amorce de déviation, ce qui lui permet d'intervenir avant qu'elle ne s'installe.

### ■ Pourquoi une telle précision ?

Les raisons qui imposent une telle précision peuvent se résumer ainsi :

- solidité : il faut conserver la forme circulaire du puits sur toute sa hauteur et en particulier à grande profondeur pour disposer dans la paroi d'un anneau parfait d'épaisseur suffisante dans lequel l'effet voûte puisse se développer;

#### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

##### **Puits du Carrousel (profondeur 65 m)**

- Paroi moulée d'épaisseur 1,02 m : 1800 m<sup>2</sup>
- Béton : 1850 m<sup>3</sup>

##### **Puits Victim (profondeur 55 m)**

- Paroi moulée d'épaisseur 1,02 m : 1520 m<sup>2</sup>
- Béton : 1600 m<sup>3</sup>



Photo 6

Victim - Évolution hydro-cutter

Victim - Hydrofraise Évolution



Photo 7

Victim - La centrale à boue

Victim - Slurry mixing plant



Photo 8

Victim - Construction des murettes guides

Victim - Construction of low guide walls

- étanchéité : la qualité des joints entre panneaux, qui ne souffre aucune déviation, est essentielle pour résister à la pression hydrostatique croissant linéairement avec la profondeur;
- respect des fonctionnalités du puits : l'exemple du puits Victim est des plus parlants puisque Solétanche Bachy a prévu de mettre en place un escalier hélicoïdal préfabriqué, d'une part, et le puits est traversé en partie basse par un tunnelier, d'autre part.

À propos de ce tunnelier qui traversera le puits avant terrassement, la précision d'exécution s'impose du fait que des réservations dans les cages d'armature sont positionnées sur l'axe du tunnel à réaliser.

## ■ Les moyens

Ces puits exceptionnels sont exécutés par Solétanche Bachy avec une Hydrofraise Évolution de dernière génération, conçue et fabriquée par Solétanche Bachy. La grue qui porte l'outil de forage est équipée d'un système compact d'enrouleurs qui permet de déployer l'ensemble des flexibles (boues de forage, hydraulique mettant en mouvement vérins et moteurs embarqués sur l'outil de forage).

Au service de cet outillage de creusement, est installée une centrale de grosse capacité de traitement et de stockage des boues.

Les fluides de forage sont mis en circulation avec des débits de l'ordre de 350 m<sup>3</sup>/h. Une unité de criblage et de desiltage permet de séparer la boue d'un côté et les déblais de forage de l'autre.

Sur l'opération de Socatop des volumes de bétonnage de l'ordre de 450 m<sup>3</sup> par panneau étaient assurés à des cadences de vidange de l'ordre de 80 m<sup>3</sup>/h.

## Parois moulées de précision pour les puits profonds Carrousel et Victim

De telles livraisons ne pouvaient se faire qu'en fin de journée, avec un début vers 18 heures et une fin parfois au-delà de minuit.

On utilise des bétons de type « autoplaçant ».

S'il est une phase de travaux relativement facile dans la réalisation de tels puits, c'est le terrassement. En effet, on creuse en continu en découvrant au fur et à mesure un énorme tuyau autostable.

C'est aussi la phase la plus gratifiante puisqu'elle consacre le succès de l'opération en vérifiant la conformité de la paroi avec le projet et les mesures faites à l'Enpafraise pendant sa réalisation.

On aura compris que la difficulté d'exécution d'une paroi moulée circulaire croît en sens inverse de son diamètre. Un autre pas vient d'être franchi avec succès par Solétanche Bachy en réalisant une fosse d'usine de 19 m de profondeur, avec pose de joints waterstop entre panneaux, dont le diamètre est seulement de 5,60 m. ■

### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

#### Puits du Carrousel

- Maître d'ouvrage : Cofiroute
- Maître d'œuvre : Socatop
- Entreprise de fondations : Solétanche Bachy France

#### Puits Victim

- Maître d'ouvrage : SIAAP
- Maître d'œuvre : SIAAP - Direction Grands Travaux
- Entreprise générale : Solétanche Bachy France

### ABSTRACT

#### *Precision diaphragm walls for the Carrousel and Victim deep shafts*

D. Viargues

*Progress achieved in diaphragm wall technology – and especially the perfect control of equipment and processes – now make it possible to achieve work of astonishing quality. Diaphragm walls are not only solid and watertight, but they also have a precise shape, even at great depths.*

*Lowering of the verticality tolerance threshold to 0.3 %, proposed by Solétanche Bachy, makes it possible to achieve savings from which the client is the first to benefit. The wall is adjusted for its final destination, and it therefore matches the dimensions of the developments it will shelter and is in the exact location at which it will be connected with another structure such as a tunnel.*

*Two deep shafts with a diaphragm wall shaped by hydro-cutter recently executed in the Paris region by Solétanche Bachy illustrate this technological leap.*

### RESUMEN ESPAÑOL

#### *Pantallas continuas de precisión para los pozos profundos Carrousel y Victim*

D. Viargues

*Los progresos alcanzados en la tecnología de las paredes continuas – y sobre todo el perfecto dominio de los materiales y procedimientos – permiten en la actualidad alcanzar una calidad de ejecución asombrosa. Las paredes continuas son no sólo sólidas y herméticas, pero además disponen de una forma precisa, e incluso a gran profundidad.*

*La disminución del límite de tolerancia de verticalidad de 0,3 % propuesto por Solétanche Bachy permite conseguir ahorros cuyo primer beneficiario es la empresa contratante. Se ajusta el muro para su destino final y, por consiguiente, dispone de las dimensiones exactas para las ordenaciones de que constará y en el lugar preciso en que se deberá conectar con otra estructura como por ejemplo un túnel. Dos pozos profundos de pantallas continuas mediante Hidrofresa acaban de ser ejecutados en la región parisienne por Solétanche Bachy y permiten ilustrar este salto tecnológico.*

# Reims - Carré Royal.

## Au bonheur des bennes dans les Galeries Rémoises

L'arrivée du TGV Est stimule l'activité immobilière dans la belle ville de Reims. On voit pousser une série de projets dont celui appelé Carré Royal, à côté de l'hôtel de ville, en plein centre historique.

Un immeuble d'habitation et de commerces est prévu dans l'emprise d'un bâtiment des Galeries Rémoises construit en 1923.

Les Galeries Rémoises sont une institution fondée en 1847, avec un peu d'avance sur l'illustre série des grands magasins de Paris qui commence avec le Bon Marché en 1852, lequel inspirera à Zola son roman « Au bonheur des dames ».

Le projet actuel conserve les façades de style art-déco. Sa situation dans un secteur où le stationnement est limité a conduit le maître d'ouvrage à le doter d'un profond parking souterrain.

Le chantier a été attribué en lots séparés. Solétanche Bachy s'est vu confier le confortement des façades préservées, la réalisation des parois moulées et des tirants, ainsi que le pompage provisoire.

### ■ Contexte du chantier

Le bâtiment des Galeries Rémoises, édifié en 1923, est constitué d'une construction métallique à laquelle a été ajoutée plus tard une partie en maçonnerie. Il comportait, avant démolition, quatre niveaux en élévation sur un niveau sous-sol.

Le maître d'ouvrage privé Palm Promotion est assisté par le maître d'œuvre Pingat Ingénierie et par le bureau de contrôle Veritas. Le projet du Carré Royal consiste en un immeuble R+4 de commerces et d'appartements de standing sur quatre niveaux de parkings souterrains, à la place de ces Galeries Rémoises, entre l'hôtel de ville et la cathédrale.

La mairie de Reims a imposé deux conditions principales avant de donner son aval au projet : le maintien des façades existantes à intégrer au futur bâtiment et la cession d'une partie du parking souterrain à la municipalité, pour délester le stationnement de surface dans le centre-ville.

Le chantier a été scindé en lots séparés, dont les principaux ont été confiés à France Démolition pour la partie démolition, à Solétanche Bachy pour les fondations, à Rabot Dutilleul pour le terrassement et le gros œuvre.



Photo 1

Réalisation des tirants dans le sous-sol existant  
Execution of tie anchors in the existing subsoil

### ■ Déroulement des travaux

#### Première intervention

Le chantier a débuté par des fouilles archéologiques, destinées à inventorier l'occupation des sols à l'époque gallo-romaine.

Solétanche Bachy est intervenue ensuite, préalablement à la grosse démolition pour :

- la réalisation de micropieux de fondation pour les contreforts de la façade;
- la mise en œuvre d'un voile en béton projeté ancré sur le mur du premier sous-sol existant (photo 1), destiné à reprendre la poussée des terres une fois le butonnage par le plancher du rez-de-chaussée supprimé.

Des tirants actifs, de type « éco », ont traversé les niveaux de caves remblayées et ont été ancrés dans la craie.

Il faut remarquer la forte co-activité dans ce sous-sol exigu, où – un peu comme à l'heure de pointe dans le métro – évoluaient démolisseurs, maçons, désamian-teurs, et spécialistes en fondations de Solétanche Bachy.



**Pierre Lagarde**  
Ingénieur travaux  
Solétanche Bachy  
France



**Alain Laforce**  
Ingénieur commercial  
Solétanche Bachy  
France



**Daniel Viargues**  
Directeur d'exploitation  
de l'agence  
Paris & Centre  
Solétanche Bachy  
France

Reims - Carré Royal. Au bonheur des bennes dans les Galeries Rémoises

Photo 4

Excavation au ras des façades  
Excavation at the level of the facades



© Patrice Lasue - 75016 Paris



© Patrice Lasue - 75016 Paris

Photo 2

Façades style art-déco des anciennes Galeries Rémoises  
Art deco style facades of the former Galeries Rémoises



Photo 3

Exécution de la paroi moulée  
Execution of the diaphragm wall



Deuxième intervention

Après la pose des contreforts métalliques (photo 2), la démolition de la structure intérieure du bâtiment et l'évacuation des gravats ont duré deux mois.

Le « matériel rouge » a alors investi le chantier pour la deuxième fois (photo 3), pour la réalisation d'une paroi moulée servant d'enceinte au parking souterrain et de fondation du futur bâtiment.

Avant excavation de la paroi moulée, il a fallu traiter les remblais et les caves qui minent le sous-sol rémois, parfois sur trois niveaux. L'excavation dans la craie fracturée a pu alors être entreprise dans des conditions sûres.

On devine déjà quelles auront été les difficultés spécifiques de ce chantier : travailler à l'intérieur des façades conservées et depuis la plate-forme du sous-sol existant, excaver au ras des façades, en centre-ville, face à la mairie et à la Banque de France. Pour corser l'affaire, le client demandait d'aller vite en pleine période estivale.

La première difficulté a été résolue surtout grâce au professionnalisme des équipes. Des grutiers particulièrement expérimentés et flegmatiques, manœuvrant adroitement des bennes KS 3-2 aisément orientables (photo 4), ont chatouillé sans dommage les façades et les murs mitoyens.

Pour gagner de la place sur la plate-forme, la centrale

## LES PRINCIPALES QUANTITÉS

### Micropieux

46 micropieux de type II, profondeur 11 m

### Voile projeté ancré

520 m<sup>2</sup>, ancré provisoirement par 52 tirants actifs de longueur 17 m et 10 clous passifs de longueur 8 m

### Paroi moulée

2 440 m<sup>2</sup>, épaisseur 0,50 m, profondeur 12 m

### Jupe injectée sous la paroi

2 070 m<sup>2</sup>, hauteur 10 m

### Dispositif de pompage

4 puits de 12 m de profondeur

### Ancrage de la paroi

73 tirants actifs de longueur moyenne 16 m, 6 butons d'angle

### Dates d'intervention

Du 20 février 2006 au 15 novembre 2006, en plusieurs interventions

à boue avait été fractionnée : la partie fabrication, sans silo, placée à l'extérieur entre les contreforts, la partie stockage et recyclage installée à l'intérieur dans un coin de la fouille. Également, les cages d'armatures étaient livrées déjà montées.

La situation en centre-ville était un handicap qui ne s'est révélé gênant que pour l'organisation en deux postes de production. Les autres problèmes ont été résolus par une bonne information des riverains, une attention renforcée à la propreté et aux nuisances sonores. Une coordination des travaux a été organisée avec les convois alimentant la Banque de France.

Il a fallu déployer quelques astuces pour éviter toute perte de production et permettre, malgré les difficultés d'approvisionnement en période estivale, de réduire le délai d'exécution :

- l'unique accès à la fouille se faisant au travers de la façade par une rampe, l'excavation et le bétonnage ont été réalisés depuis cette rampe, les murettes-guides étant construites en escalier pour suivre la rampe. Ceci a permis le maintien de l'accès durant presque toute la durée du chantier;
- la partie stockage et recyclage de la centrale à boue a été déménagée en cours de chantier et en temps masqué, la partie fabrication étant située à l'extérieur et permettant l'alimentation directe de l'excavation;
- la craie ayant présenté une bonne tenue, le panneauutage a été modifié pour allonger les panneaux.

Dans la foulée a été mis en place un dispositif de pompage pour rabattre la nappe pendant le terrassement et le coulage du radier étanche. Le dispositif comprenait une jupe injectée sous le pied de la paroi moulée destinée à augmenter la fiche hydraulique, des puits de pompage et piézomètres de contrôle.



Photo 5

Réalisation des tirants

*Execution of tie anchors*



Photo 6

Fouille en cours de terrassement

*Excavation site during the earthworks*

La réalisation de la jupe injectée a comporté plusieurs étapes : collage de la paroi, puis injections primaires et secondaires dans la craie dans des forages nus réalisés à l'obturateur simple au travers de la paroi en utilisant des tubes en attente.

### Troisième intervention

Après un essai de pompage dont le résultat a été satisfaisant, le feu vert a pu être donné pour commencer les terrassements.

Une nouvelle équipe de Solétanche Bachy a suivi le terrassement pour réaliser, au fur et à mesure de la progression, la mise en place des tirants d'ancrage pré-contraints et des butons d'angle (photo 5).

Reims - Carré Royal. Au bonheur des bennes dans les Galeries Rémoises

▶ De l'avis général, l'intervention de Solétanche Bachy, précédant comme souvent celles des autres entreprises, a permis de lancer le chantier sur une bonne dynamique. Le passage de témoin aux autres intervenants s'est effectué dans les meilleures conditions (photo 6). Le bâtiment est actuellement en construction. Solétanche Bachy est intervenue pour détendre les tirants et déposer les butons. Les premières livraisons de cet ensemble immobilier de prestige sont prévues début 2008. ■

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

**Maître d'ouvrage**

Palm Promotion

**Maître d'œuvre**

Pingat Ingénierie

**Bureau de contrôle**

Veritas

**Démolition**

France Démolition

**Fondations spéciales**

Solétanche Bachy France

**Gros-œuvre**

Rabot Dutilleul Construction

**Terrassement**

Jurovitch

**ABSTRACT**

**Reims – Carré Royal.  
The Galeries Rémoises  
renovation project**

*P. Lagarde, A. Laforce, D. Viargues*

*The advent of the TGV East high-speed train line is stimulating real estate activity in the beautiful city of Reims. A series of projects are underway, including that called Carré Royal, alongside the town hall, in the heart of the historic centre.*

*A residential and commercial building is planned on the premises of a Galeries Rémoises building dating from 1923.*

*Galeries Rémoises is an institution founded in 1847, slightly before the illustrious series of Paris department stores which began with Le Bon Marché in 1852, which was to inspire Zola's novel "Au bonheur des dames".*

*The present project keeps the art deco style facades. Since it is located in a sector where parking time is limited, the client decided to provide a deep underground car park. The project was awarded in separate work sections. Solétanche Bachy was awarded the contract for consolidation of the preserved facades, execution of the diaphragm walls and tie anchors, and temporary pumping.*

**RESUMEN ESPAÑOL**

**Reims – Carré Royal. Para la  
felicidad de las cubas en las  
Galeries Rémoises**

*P. Lagarde, A. Laforce y D. Viargues*

*La llegada del TGV Este permite fomentar la actividad inmobiliaria en la bella ciudad de Reims. Se puede observar una serie de proyectos que crecen entre los cuales, aquel denominado Carré Royal, justo al lado del ayuntamiento, en pleno casco histórico.*

*Un edificio de vivienda y de comercios esta previsto en la superficie de un edificio de las Galeries Rémoises construido en 1923.*

*Las Galeries Rémoises son una institución creada en 1847, con un poco de avance respecto a la celebre serie de grandes almacenes de París que se inició con el Bon Marché en 1852, y que inspiró a Zola en su romance "Au bonheur des dames".*

*El proyecto actual conserva las fachadas de estilo art-deco. Su ubicación en un sector en que el aparcamiento queda limitado ha llevado a la empresa contratante a la ejecución de un aparcamiento subterráneo profundo.*

*La obra fue adjudicada en lotes separados. Solétanche Bachy ha conseguido la consolidación de las fachadas preservadas, la realización de las pantallas continuas y de los tirantes, así como el bombeo provisional.*

# Station « La Blancarde » à Marseille. Comportement d'une paroi moulée à ancrages actifs

Dans le cadre du prolongement de la ligne 1 du métro de Marseille entre La Timone et La Fourragère, une paroi moulée périmétrique a été mise en œuvre pour le soutènement des fouilles destinées à la réalisation de la station du métro et à la création en sous-sol de 350 places de stationnement sous les tabliers du boulevard Frangin et du tramway. Les travaux ont été réalisés dans un contexte géologique et environnemental délicat et complexe.

Plusieurs panneaux ont été instrumentés afin de suivre les déformations de la paroi et de vérifier la compatibilité des déplacements mesurés avec les prédictions des calculs réalisés au préalable pour vérifier la stabilité des fouilles et des mitoyens.

Nous présenterons ci-après les critères du projet, brièvement le contexte géologique et géotechnique et plus en détail les résultats des déplacements mesurés qui seront confrontés aux prédictions basées sur le concept du coefficient de réaction (calcul « R1D0 ») et à des calculs en éléments finis par le logiciel PLAXIS - 2D.

## ■ Présentation du projet

Le projet comprend :

- une station de métro;
- un parc de stationnement de 350 places;
- la création de tabliers sous le boulevard Frangin et le tramway.

L'emprise de la paroi s'étale sur 100 m de long x 45 m de large avec une hauteur maximale de 25 m. La paroi présente une développée totale de 10450 m<sup>2</sup>. Elle est ancrée par 330 tirants actifs.

Derrière la paroi périmétrique principale qui ferme l'enceinte, sont réalisées aux angles nord-est, sud-est et sud-ouest de la fouille, des parois en jambes de panta-

lon sur des hauteurs de 17 à 19 m pour le soutènement des fouilles destinées aux locaux techniques (gainés de ventilation aux angles sud-ouest et nord-est) et aux rampes d'accès (côté sud-est).

Les volumes terrassés, à l'abri de huit poteaux préfon-dés de 28 m, sont de 100000 m<sup>3</sup>. Le béton présente un volume total de 24000 m<sup>3</sup> pour 24000 kN d'acier.

Le coût de la paroi et des tirants représente environ 20 % du montant total du marché.

Le délai global est de 31 mois dont 24 mois de travaux. La figure 1 présente une vue en plan de l'enceinte et de la paroi périmétrique et l'implantation des divers sondages et essais géotechniques ainsi que la localisation des panneaux instrumentés.

## ■ Données géotechniques

### Géologie du site

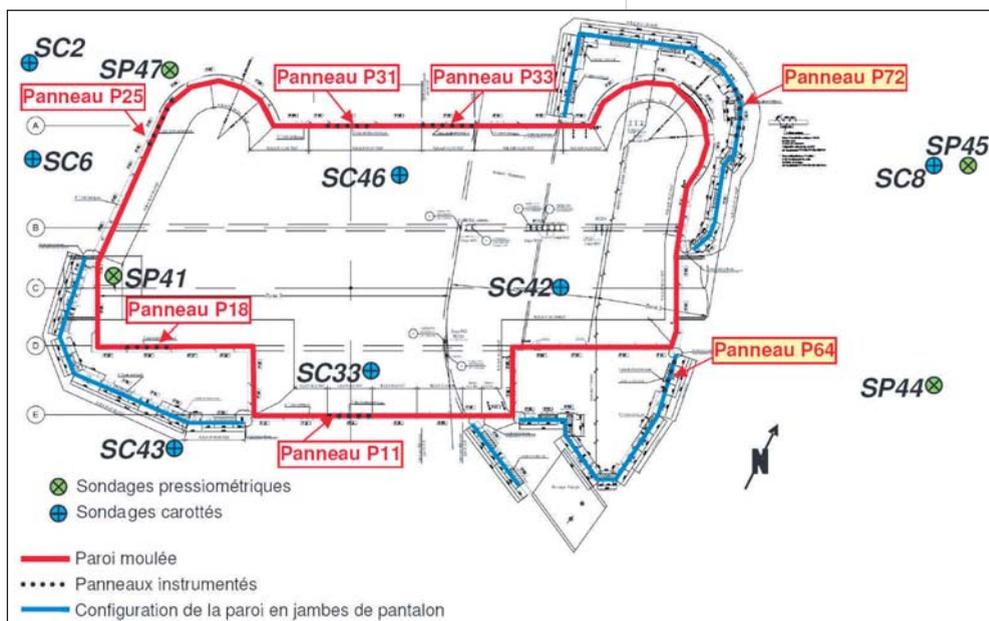
L'ensemble des sondages et essais réalisés sur le site ont permis d'établir plusieurs coupes types, qui mettent en évidence de haut en bas des remblais limono-argileux sur les formations du Stampien sous forme de :

- grès et marne du Stampien;
- poudingues du Stampien;
- grès et marne plus ou moins sableuse du Stampien.

Figure 1

Emprise du projet et vue en plan de la paroi moulée périmétrique

Land covered by the project and plan view of the perimetric diaphragm wall



**Ammar Dhouib**  
Chef du Service  
géotechnique  
Vinci Construction  
France (VCF)



**Sophie Lelièvre**  
Ingénieur d'études  
géotechniques  
Vinci Construction  
France (VCF)



**Philippe Idrac**  
Directeur Travaux  
Chantiers Modernes



**Olivier Betoux**  
Directeur Agence TP  
Grand Sud  
GTM GCS

## LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

**Maître d'ouvrage**  
CUMPM

**Maître d'œuvre**  
SMM

**Groupement d'entreprises**  
GTM GCS, CM Sud, Spie TPCI, CBM et Spie  
Fondations

Station « La Blancarde » à Marseille. Comportement d'une paroi moulée à ancrages actifs

Figure 2  
Coupe SO-NE déduite des reconnaissances géotechniques au droit de la station La Blancarde et présentant les formations du Stampien SW-NE section deduced from geotechnical reconnaissance at the level of La Blancarde station, showing formations from the Stampian

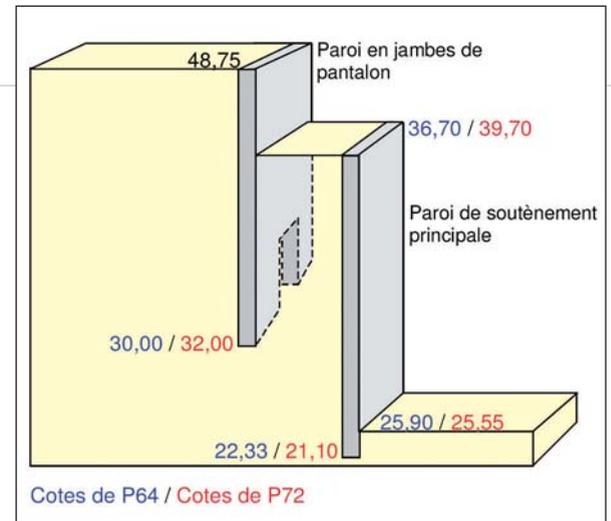
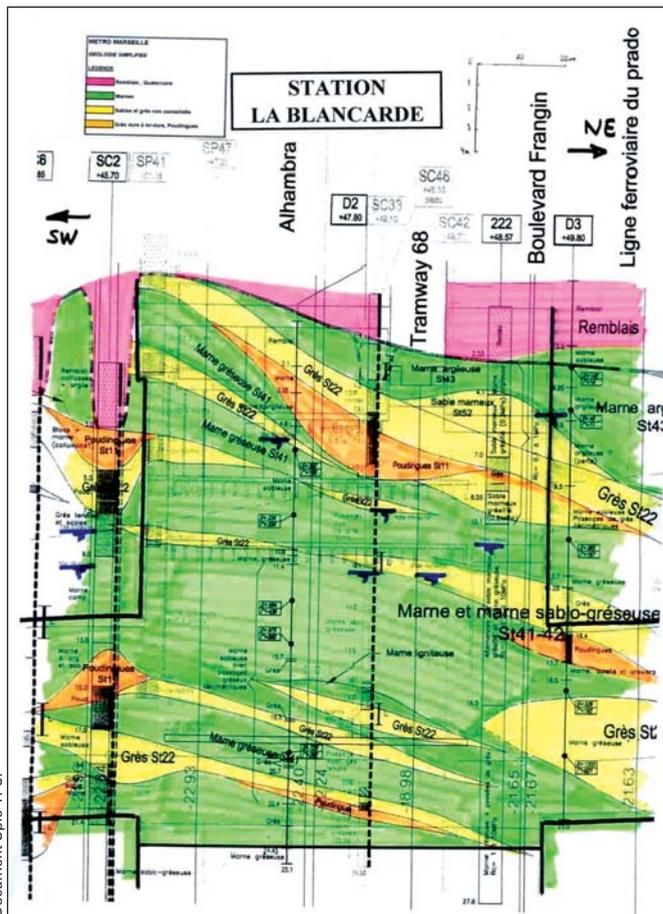


Figure 3  
Schéma de principe de la paroi intermédiaire en jambes de pantalon au droit des panneaux P64 et P72  
Schematic diagram of the intermediate pier wall at the level of panels P64 and P72

	Formation	Niveau de base (NGF)	Épaisseur (m)
1	Remblais limono-argileux	46	2,8
2	Grès / Marne du Stampien	41	5
3	Poudingues du Stampien	40	1
4	Grès / Marne ± sableuse du Stampien	< 29,00	> 11,0

Tableau I  
Différentes couches de sols et leurs épaisseurs  
Various soil layers and their thicknesses

La figure 2 présente une coupe type sud-ouest/nord-est qui met en évidence l'alternance des formations du Stampien : grès, sables plus ou moins grésifiés, poudingues plus ou moins cimentés et marnes plus ou moins sableuses. Les « découpages » des couches se sont appuyés principalement sur les carottes de sols et subsidiairement sur les caractéristiques mécaniques mises en évidence par les essais pressiométriques. Les cotes de la base des remblais et des différentes stratifications du Stampien ainsi que les épaisseurs moyennes sont présentées dans le tableau I.

Conditions hydrologiques

Un niveau d'eau a été retenu à la cote 40,00 NGF, qui correspond au toit des marnes plus ou moins sableuses.

Tableau II  
Données géotechniques  
Geotechnical data

Formation	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Caractéristiques de cisaillement				Caractéristiques mécaniques		
		Court terme		Long terme		Module pressiométrique $E_M$ (MPa)	Coefficient rhéologique $\alpha$	Module d'Young $E$ (MPa)
		$c_u$ (kPa)	$\varphi_{cu}$ (°)	$c'$ (kPa)	$\varphi'$ (°)			
1 Remblais	20	5	20	0	30	10	1/2	40
2 Grès/ Marne	20	40	20	20	30	45	2/3	130
3 Poudingues	22	80	25	40	30	45	2/3	130
4 Grès / Marne ± sableuse	22	100	25	50	30	150	2/3	450

Nota : Les valeurs des modules d'Young E prises en compte correspondent à des modules de décompression du terrain ( $2E_M$ ).

Figure 4

Profil géotechnique du panneau P64  
Geotechnical profile of panel P64

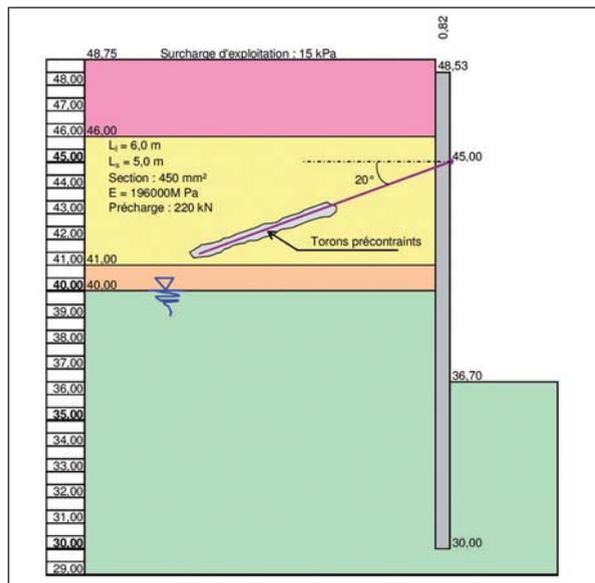
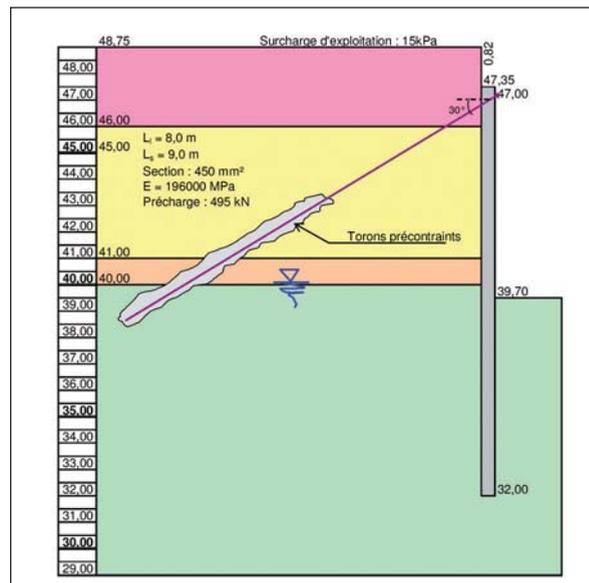


Figure 5

Profil géotechnique du panneau P72  
Geotechnical profile of panel P72



### Aspect mécanique du site

Les données géotechniques issues des essais pressiométriques et essais mécaniques en laboratoire sont récapitulées dans le tableau II.

### ■ Hypothèses des modélisations « RIDO » et « PLAXIS »

#### Profils étudiés

La paroi moulée a fait l'objet d'une instrumentation comprenant dans l'ensemble :

- sept tubes inclinométriques de diamètre 102-114 millimètres;
- sept profils d'auscultation sonore comprenant chacun six tubes de diamètre 50/60 mm.

La présente étude est limitée aux deux panneaux de la paroi moulée :

- panneau 64 localisé au sud de la fouille;
- panneau 72 situé côté nord-est de la paroi.

Au droit de ces deux panneaux, le soutènement comprend deux parois moulées :

- paroi en jambes de pantalon, côté extérieur;
- paroi de soutènement principale continue, qui clôture l'enceinte des travaux de terrassement.

La figure 3 schématise les deux parois au droit des panneaux P64 et P72.

Pour chacun de ces panneaux, un profil type a été établi. Sur chaque profil sont rappelées les différentes couches de sols; la géométrie de la paroi est présentée et les caractéristiques des tirants actifs sont décrites. Les figures 4 et 5 illustrent les deux profils étudiés.

Les photos 1 et 2 présentent deux vues de la fouille



(1)

Photos 1 et 2

Vues de la fouille pendant la réalisation de la paroi moulée et les travaux d'excavation.

- 1) Vue générale de la future fouille et de son environnement.
- 2) Profil sud-ouest de la paroi moulée

Views of the excavation during execution of the diaphragm wall and the excavation work.

- 1) General view of the future excavation and its environment.
- 2) Southwest profile of the diaphragm wall

(2)



Station « La Blancarde » à Marseille. Comportement d'une paroi moulée à ancrages actifs

Tableau III  
Coefficients de réaction  
du panneau P64  
Moduli of subgrade reaction  
of panel P64

Sols	Cotes (NGF)	Coefficients de réaction (MPa/m)								
		Chadeisson		Recommandations de Balay			Schmitt			
		Court terme	Long terme	1 <sup>ère</sup> excavation	Mise en tension des tirants	Excavation finale				
1	47,35	15	28	Excav.	103,4	Excav.	40 (Cote 41,9)	Excavation	19,9	26
	46,5									
2	46	24	35	Fiche	231,6	Fiche	231,6	Excavation	28,2	52
	41									
3	40	45	45	Fiche	771,9	Fiche	771,9	Fiche	94,1	258
	39,7									
4	32	45	45							

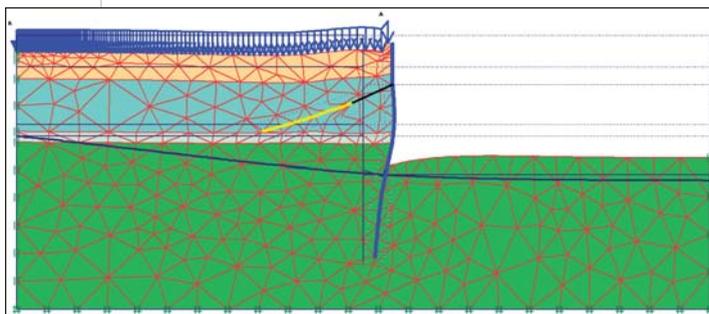


Figure 6  
Modèle en éléments finis (maillage déformé du panneau P64)  
Finite-element model (deformed meshing of panel P64)

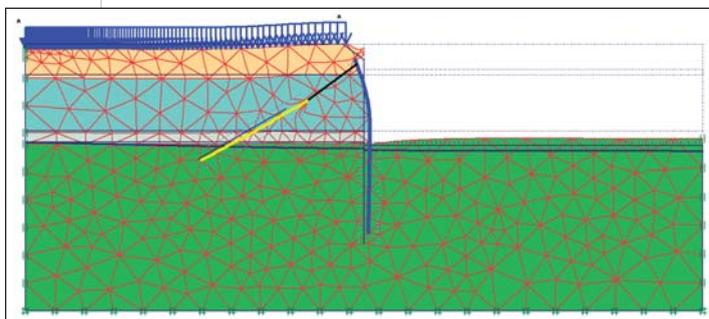


Figure 7  
Modèle en éléments finis (maillage déformé du panneau P72)  
Finite-element model (deformed meshing of panel P72)

Tableau IV  
Coefficients de réaction  
du panneau P72  
Moduli of subgrade reaction  
of panel P72

Sols	Cotes (NGF)	Coefficients de réaction (MPa/m)								
		Chadeisson		Recommandations de Balay			Schmitt			
		Court terme	Long terme	1 <sup>ère</sup> excavation	Mise en tension des tirants	Excavation finale				
1	48,53	15	28	Excav.	33,4	Excav.	116	Excavation	13,9	26
	46									
2	44,5	24	35	Fiche	67,7	Fiche	225,5	Excavation	19,5	52
	41									
3	40	45	45	Fiche	67,7	Fiche	225,5	Excavation	64,9	258
	36,7									
4	30	45	45							



pendant la réalisation de la paroi moulée et les travaux de terrassement.

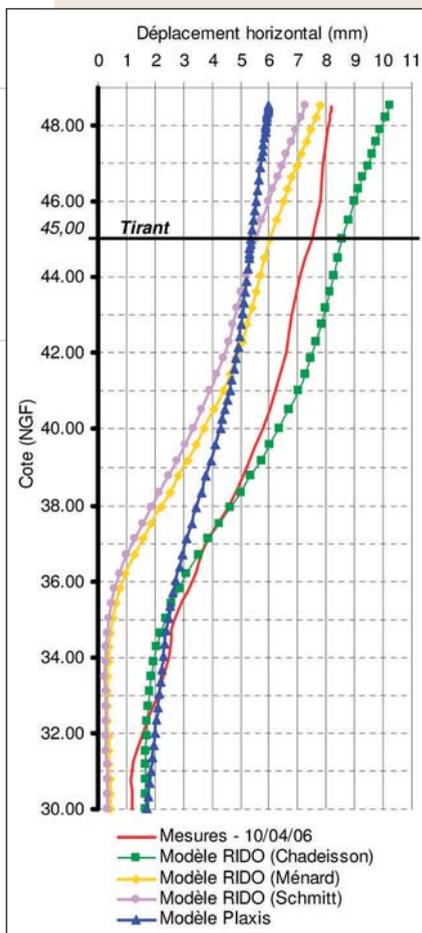
Coefficients de réaction (calcul R10)

Plusieurs approches de calcul du coefficient de réaction sont utilisées de nos jours en France. Afin de réaliser ici une étude comparative des différentes méthodes, les coefficients de réaction sont déterminés :

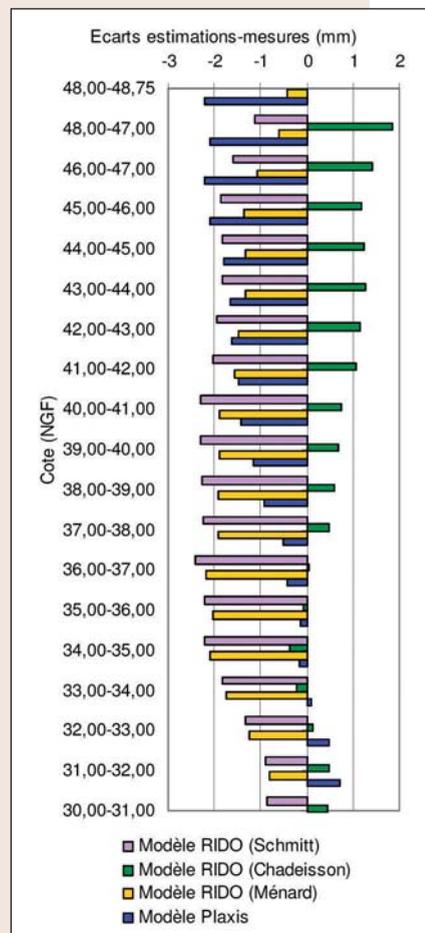
- à partir de l'abaque de Chadeisson (Monnet, 1994);
- en utilisant les recommandations de Balay (1985);
- par la formule de Schmitt (1995, 1998).

Rappelons que :

- l'abaque de Chadeisson (Monnet, 1994) permet de déterminer le coefficient de réaction en fonction des paramètres de cisaillement (cohésion et angle de frottement) des différentes couches de sol;
- les recommandations de Balay (1985) font appel à la méthode de Ménard (Ménard et Bourdon, 1965) qui prend en compte, dans le calcul du coefficient de réaction, le module pressiométrique  $E_M$  et le coefficient rhéologique  $\alpha$  de chaque couche de sol ainsi que la géométrie de l'ouvrage (différentes phases d'excavation de la fouille);
- la méthode de Schmitt (1995, 1998) nécessite la connaissance du module pressiométrique  $E_M$  et du



(a)



(b)

Figure 8

Déplacements horizontaux mesurés et calculés (a) et histogrammes des écarts entre ces déplacements (b) en fonction de la profondeur - Panneau P64.

A) Déplacements horizontaux de la paroi - B) Écart entre déplacements mesurés et calculés

Horizontal displacements measured and calculated (a) and bar charts of the deviations between these displacements (b) as a function of depth - Panel P64. A) Horizontal displacements of the wall - B) Deviation between measured and calculated displacements

coefficient rhéologique  $\alpha$  de chaque couche de sol ainsi que la rigidité (EI) de l'écran.

Les tableaux III et IV récapitulent les coefficients de réaction calculés par chacune des approches successivement pour les deux panneaux 64 et 72.

### Modélisation en éléments finis (PLAXIS - 2D)

Un modèle en déformations planes est élaboré à l'aide du logiciel « PLAXIS - 2D » en simulant dans la modélisation les différentes phases d'excavation prises en compte dans les calculs « RIDO ». Les figures 6 et 7 illustrent le modèle déformé en phase finale d'excavation des deux panneaux étudiés : P64 et P72.

### ■ Présentation et interprétation des déplacements

L'étude du comportement de la paroi moulée s'est focalisée ici sur l'évolution des déplacements horizontaux en fonction de la profondeur.

#### Panneau P64

Sur la figure 8 sont portés en fonction de la profondeur (cote NGF) :

- l'évolution des déplacements horizontaux mesurés par les tubes inclinométriques (notés  $u_m$ ) et calculés (notés  $u_c$ ) par RIDO pour les trois approches d'évaluation des coefficients de réaction et par PLAXIS (figure 8a) ;

- les histogrammes des écarts de déplacements entre les valeurs calculées ( $u_c$ ) et les mesures ( $u_m$ ), moyennées sur des intervalles de un mètre (figure 8b).

À la lumière des résultats obtenus, il y a lieu de noter d'une manière générale les points suivants (figure 8a) :

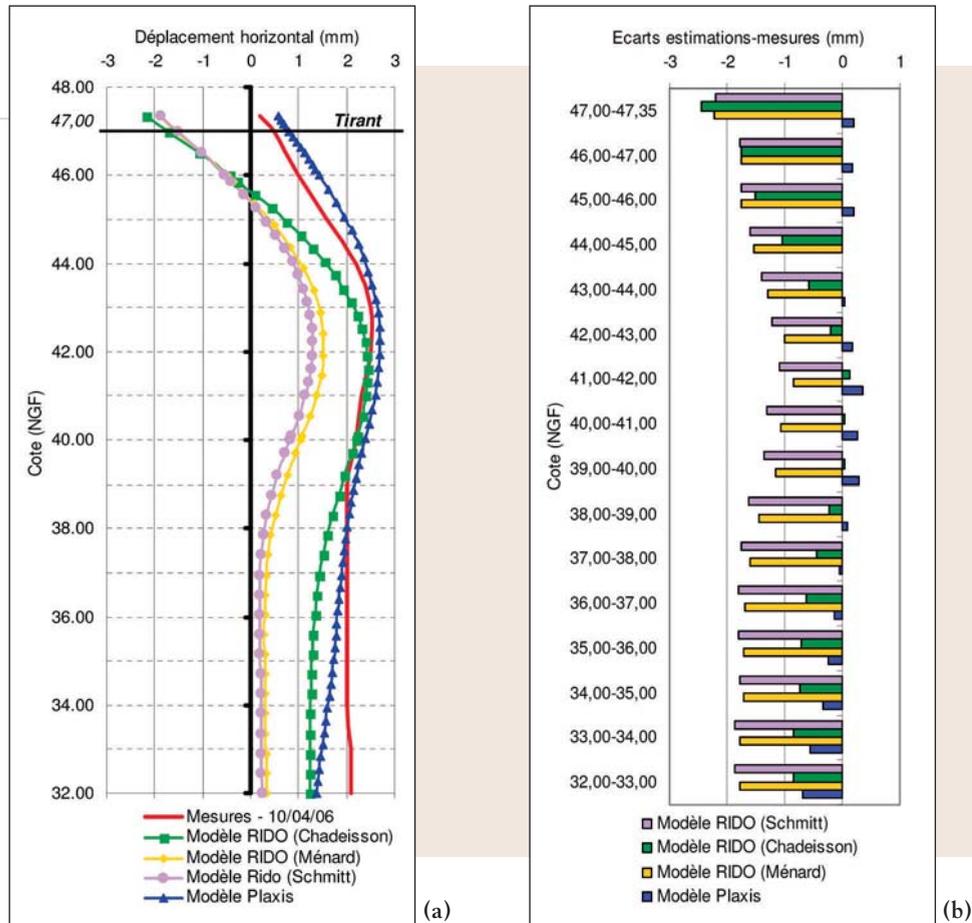
- les déplacements horizontaux maximaux sont mobilisés en tête de la paroi. La valeur maximale mesurée est de 8 mm, les déplacements calculés par la méthode au coefficient de réaction (RIDO) et par les éléments finis (PLAXIS) évoluent de 6 à 10 mm ;
- les mesures constituent une moyenne des divers calculs dans la partie supérieure de l'écran. Dans le tiers bas, les calculs convergent vers les mesures pour deux calculs : PLAXIS et RIDO (coefficients de réaction déduits de l'abaque de Chadeisson).

Par ailleurs, une analyse fine des histogrammes de la figure 8b montre que :

- le calcul élasto-plastique RIDO avec des coefficients de réaction ( $k_h$ ) déduits de l'abaque de Chadeisson (Monnet, 1994) surestime les déplacements. L'erreur est faible dans la partie excavée (1 mm environ), et elle est négligeable en fiche ;
- le calcul RIDO prenant en compte des coefficients de réaction calculés selon les recommandations de Balay (formule de Ménard avec l'hypothèse de  $3 k_h$ ) s'ajuste parfaitement avec les calculs conduits avec des coefficients de réaction calculés par l'approche de Schmitt (1995, 1998). Les deux approches sous-estiment les déplacements de la paroi sur toute la profondeur. Dans l'hypothèse d'un coefficient de réaction déterminé par la méthode de Ménard et non affecté d'un facteur de 3, les déplacements calculés divergent totalement avec les mesures sur les

Station « La Blancarde » à Marseille. Comportement d'une paroi moulée à ancrages actifs

Figure 9  
Déplacements horizontaux mesurés et calculés (a) et histogrammes des écarts entre ces déplacements (b) en fonction de la profondeur - Panneau P72.  
A) Déplacements horizontaux de la paroi.  
B) Écart entre déplacements  
*Horizontal displacements measured and calculated (a) and bar charts of the deviations between these displacements (b) as a function of depth - Panel P72.*  
A) Horizontal displacements of the wall.  
B) Deviation between displacements



- deux tiers supérieurs de la paroi et convergent en fiche;
- les calculs en éléments finis PLAXIS sous-estiment les déplacements dans la partie excavée. L'erreur est comprise entre 1 et 2 mm dans cette partie et devient négligeable dans le tiers bas de la paroi (en fiche).

**Panneau P72**

La figure 9 présente également pour le panneau P72 et en fonction de la profondeur (cote NGF) :

- l'évolution des déplacements horizontaux mesurés par les tubes inclinométriques (notés  $u_m$ ) et calculés (notés  $u_c$ ) par RIDO pour les trois approches d'évaluation des coefficients de réaction et par « PLAXIS - 2D » (figure 9a);
- les histogrammes des écarts de déplacements entre les valeurs calculées ( $u_c$ ) et les mesures ( $u_m$ ), moyennées sur des intervalles de un mètre (figure 9b).

Les résultats de la figure 9a appellent les remarques suivantes :

- les déplacements horizontaux maximaux sont mobilisés à environ 5 m de profondeur par rapport à la tête de la paroi. Les valeurs maximales mesurées sont très faibles et sont comprises entre 2 et 3 mm, celles calculées par la méthode au coefficient de réaction (RIDO) et les éléments finis (PLAXIS) évoluent de 0 à 3 mm;

- la paroi reste « accrochée » au tirant situé à 0,35 m de profondeur par rapport à la tête de l'écran et subit une translation sur toute la hauteur.

Les histogrammes de la figure 9b montrent que :

- les déplacements calculés par PLAXIS s'accordent parfaitement avec les mesures;
- le calcul élasto-plastique avec des coefficients de réaction ( $k_h$ ) déduits de l'abaque de Chadeisson sous-estime les déplacements dans le tiers supérieur du mur. L'erreur est de l'ordre de 2 mm;
- les calculs élasto-plastiques prenant en compte des coefficients de réaction ( $3 k_h$ ) calculés selon les recommandations de Balay (formule de Ménard) et par l'approche de Schmitt convergent entre eux, mais restent, à l'instar des résultats du panneau P64, faibles par rapport aux mesures.

**Conclusion générale**

Les concepts de calcul des déplacements horizontaux et des efforts qui en résultent basés sur le principe des coefficients de réaction du sol sont une « innovation » française.

Ces calculs dits abusivement « élasto-plastiques » sont faciles à mettre en œuvre et les logiciels mis au point (RIDO, PAROI, DENEbola-LCPC, K-REA de Terrasol...) sont globalement faciles à gérer, même s'ils nécessitent l'introduction de plusieurs paramètres : caractéris-

tiques des sols, de l'écran de soutènement et des ancrages, données liées à l'eau, aux phases d'excavation et aux coefficients de réaction des sols.

La difficulté réside dans l'estimation des coefficients de réaction, qui peuvent être très différents et influencer sensiblement sur les déplacements horizontaux de l'écran comme le montre l'exemple de la paroi moulée étudiée dans cet article.

Les calculs numériques par la méthode des éléments finis constituent un bon outil pour appréhender, d'une part les déplacements horizontaux de l'écran de soutènement, et d'autre part le comportement du sol derrière le soutènement.

Mais, malgré la convivialité qu'offre le code PLAXIS - 2D, les calculs en éléments finis sont assez lourds et nécessitent l'introduction de plusieurs paramètres et le choix d'un modèle de comportement. Ce qui rend l'utilisation des éléments finis pour le dimensionnement des parois de soutènement limitée et exceptionnelle, par exemple pour les projets importants où une forte interaction avec des ouvrages existants (galerées de métro, bâtiments en surface...) serait à étudier. ■

### Références bibliographiques

- Balay J. « Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction » - Note d'information technique, LCPC, 1985, 82 pages.
- Ménard L., Bourdon G. « Calcul des rideaux de soutènement : méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement » - Sols-Soils 12, 1965, p. 18-32.
- Monnet A. « Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements » - Revue Française de Géotechnique, n° 65, 1994, p. 67-72.
- Schmitt P. « Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples » - Revue Française de Géotechnique, n° 71, 1995, p. 3-10.
- Schmitt P. « De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations et ordres de grandeur » - Revue Française de Géotechnique, n° 85, 1998, p. 79-87.

### Remerciements

Les auteurs remercient Pascal Jouchoux (Spie TPCI) d'avoir fourni quelques données utiles et contribué à l'élaboration de cet article.

### ABSTRACT « La Blancarde » station in Marseilles : behaviour of a diaphragm wall with prestressed anchors

A. Dhoub, S. Lelièvre, Ph. Idrac,  
O. Betoux

*This paper presents a study of the behaviour of the diaphragm wall anchored by prestressed tie rods at the La Blancarde station in Marseilles located under the slab of the tramway and Boulevard Frangin.*

*In the first part, we present the project criteria and the complex geological and geotechnical context for execution of the earthworks and construction of the diaphragm wall, several panels of which were instrumented with inclinometers or sonic monitoring tubes to investigate the behaviour of the wall during the excavation phases.*

*In the second part, we conduct a study comparing the horizontal displacements of the instrumented panels with those predicted by the "Rido" software and by finite-element calculations with the "Plaxis" code.*

*The comparative study shows that it is not always easy to find agreement between the measurements and calculations making use of the moduli of subgrade reaction. It illustrates the difficulties faced with the finite-element method to achieve convergence between the results of the numerical calculations by "Plaxis" and the measurements.*

### RESUMEN ESPAÑOL Estación « La Blancarde » en Marsella : comportamiento de una pantalla continua de anclajes activos

A. Dhoub, S. Lelièvre, Ph. Idrac  
y O. Betoux

*En esta entrega se presenta un estudio del comportamiento de la pantalla continua anclada mediante tirantes activos de la estación de la Blancarde en Marsella ubicada debajo la losa del Tranvía y del Bulevar Frangin.*

*En un primer capítulo, se presenta los criterios del proyecto y el contexto geológico y geotécnico complejo en el cual se inscriben los trabajos de movimientos de tierra y de la ejecución de la pantalla continua, de la cual varios paneles fueron instrumentados mediante inclinómetros o tubos de auscultación acústicos con objeto de conocer el comportamiento de la pantalla durante las etapas de excavación.*

*En el segundo capítulo, se lleva a cabo un estudio comparativo de los desplazamientos horizontales de los paneles instrumentados con aquellos mencionados por el software "Rido" y por los cálculos en elementos acabados por medio del código "Praxis".*

*El estudio comparativo permite demostrar que no resulta siempre fácil encontrar una concordancia entre las mediciones y los cálculos que recurren a los coeficientes de reacción para poder hacer confluír los resultados de los cálculos digitales por "Praxis" con las mediciones.*

# Highway 2000 : Une première en

Dans des conditions géotechniques très difficiles Bouygues Travaux Publics a réalisé de 2002 à 2004 les fondations d'un tronçon de l'autoroute Highway 2000, partie d'un lot de 34 km acquis dans le cadre d'une concession de 35 ans accordée par l'État jamaïcain, et mis en service en juillet 2006. L'article met l'accent sur la très mauvaise qualité des sols de fondation et les solutions mises en œuvre pour réaliser les travaux avec succès.

En République Jamaïcaine Bouygues Travaux Publics a acquis en 2002 un contrat de concession pour la réalisation et l'exploitation d'une autoroute à péage destinée à relier Kingston, capitale de la Jamaïque et Mandeville, ville d'extraction de bauxite située à l'ouest de l'île. Ce projet, baptisé Highway 2000, long de 34 km incluait la mise aux standards autoroutiers d'une voie existante de 14 km, dont un tronçon de 7 km environ à réaliser dans des conditions géotechniques très difficiles, entre l'échangeur de Marcus Garvey et celui de Dawkins Drive (figure 1).

Ce projet situé entre mer et lagune consistait, dans sa majeure partie, à la mise en place de remblais « courants » de quelques mètres de hauteur mais comportait également des échangeurs avec des remblais de plus grande hauteur au voisinage de petits ouvrages d'art, une gare de péage, et enfin un pont destiné à franchir la passe d'accès de la lagune à la mer, le Hunt's Bay Bridge.

Un aperçu des conditions géotechniques rencontrées (remblais sur mangroves dans la lagune, proximité de la nappe) est donné par les photos 1 à 3.

L'adaptation du projet à un sous-sol difficile et de surcroît en conditions sismiques a nécessité le recours à des techniques particulières, améliorations de sol et fondations profondes, qui font l'objet de l'article.

## ■ Un cadre particulier de contrat

Il s'agit d'un projet en concession d'une durée de 35 ans attribué par le gouvernement de Jamaïque à Bouygues Travaux Publics au travers de sa filiale, la Transjamaïcain Highway Cie. C'est la première concession attribuée dans ce pays.

Pour les remblais routiers, des spécifications plutôt succinctes puisque les obligations se résumaient aux conditions suivantes :

- assurer une cote du projet au-dessus d'une cote de sécurité fixée à + 5,50 RL afin de protéger la voie contre les intempéries violentes dans cette région de cyclones;

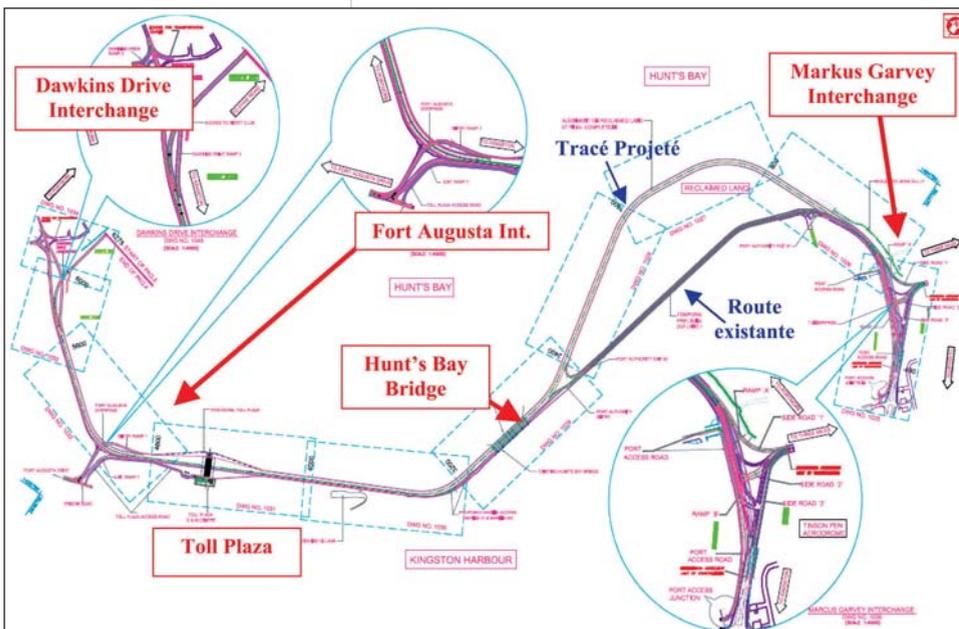


Figure 1  
L'ensemble du projet autoroutier  
*The whole motorway project*

Photos 1, 2 et 3  
Aperçu des conditions initiales du site  
*General view of initial site conditions*



# République Jamaïquaine

- limiter les tassements résiduels après mise en service de la route à 200 mm sur les 35 années de la concession;
- assurer aux talus de remblais un coefficient de sécurité supérieur à 1,30 vis-à-vis de la rupture à long terme, et vérifier les conditions de non-liquéfaction sous sollicitations sismiques.

En ce qui concerne le pont de Hunt's Bay des spécifications beaucoup plus précises et sévères, basées principalement sur les règles américaines AASHTO ont régi le dimensionnement des fondations, en particulier la prise en compte des spectres définis par ces règles pour des accélérations horizontale et verticale égales respectivement à 0,3 à 0,1 g.

Pour les culées et les zones de transition aux remblais courants, les traitements de sols ont été adaptés pour satisfaire aux mêmes exigences en matière de conditions sismiques.

## ■ Des conditions géotechniques délicates

La géologie de la baie est relativement mal connue. Les terrains de surface sont constitués par les dépôts quaternaires de l'Holocène, sous forme d'alternance de sédiments marins lâches du Marshland (sables calcaires et silts) et récents (argiles molles organiques, tourbes), résultat sur la végétation des périodes de transgression et régression marines. Ces couches surmontent la formation du Liguanea (Pliocène - Pléistocène) constituée sur de très fortes épaisseurs (180 à 300 m) par des argiles raides entrecoupées de sables denses, avec occasionnellement des graviers et blocs.

La stratigraphie tout au long du tracé a été mise en évidence par une campagne de reconnaissance préliminaire, réalisée par Fugro en plusieurs étapes, basée principalement sur des essais au pénétromètre statique ou au piézocône, et complétée par une campagne de sondages carottés, avec essais au SPT, menée par Jentech, avec prise d'échantillons pour la réalisation d'essais de laboratoire.

Pas moins de 88 piézocônes avec 44 essais de dissipation de pression interstitielle et quatorze essais sismiques au CPTS, quinze sondages carottés dont un à 200 mètres de profondeur, et des essais scissométriques ont constitué l'investigation préliminaire, complétée

localement au fur et à mesure de l'avancement du chantier.

Dans sa majeure partie le projet est à réaliser sur des sols extrêmement compressibles (sables lâches, argiles molles et/ou organiques, tourbes), disposés en une ou deux strates séparées par des sables denses, et surmontant le substratum constitué principalement d'argiles raides. Ces terrains sont partiellement recouverts par des remblais sableux (d'épaisseur 0 à 10 m) constituant l'assise de la route existante.

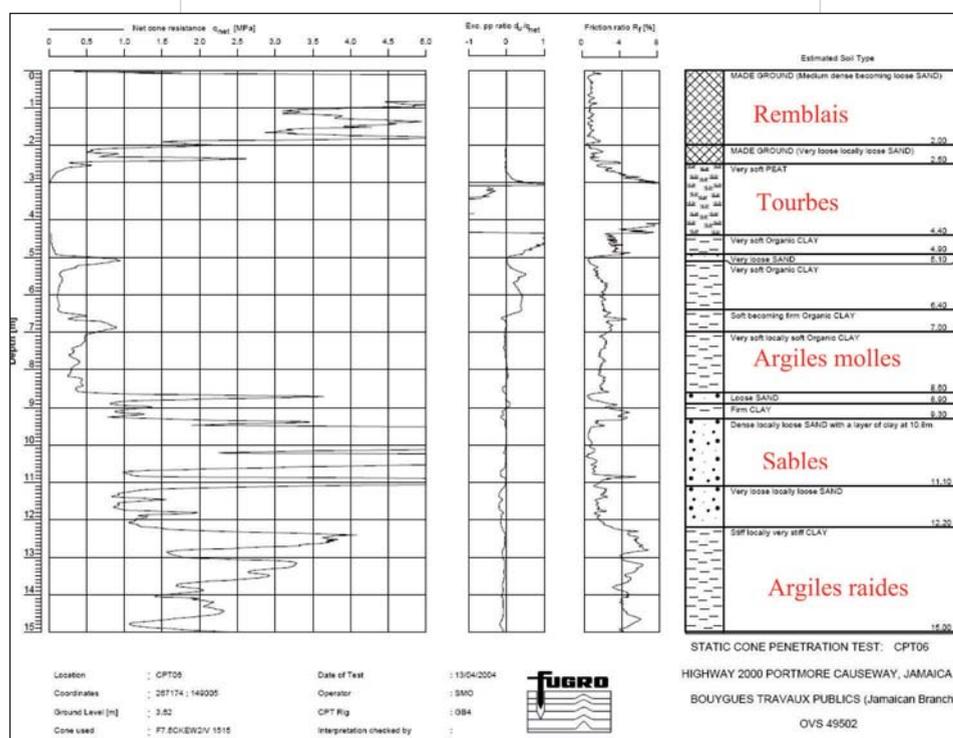
Les épaisseurs de sol compressible varient de 2,00 m au droit de Markus Garvey à près de 20 m à l'endroit du pont pour diminuer progressivement à 13 m à Dyke Road. Les couches tourbeuses sont rencontrées principalement entre 2 et 5 m de profondeur, mais on en rencontre également entre 10 et 14 m à Fort Augusta et dans la zone du port située entre le pont et Markus Garvey.

Les figures 2 et 3 montrent deux résultats typiques d'essais au piézocône, l'un avec un seul horizon compressible et l'autre avec deux.

Figure 2

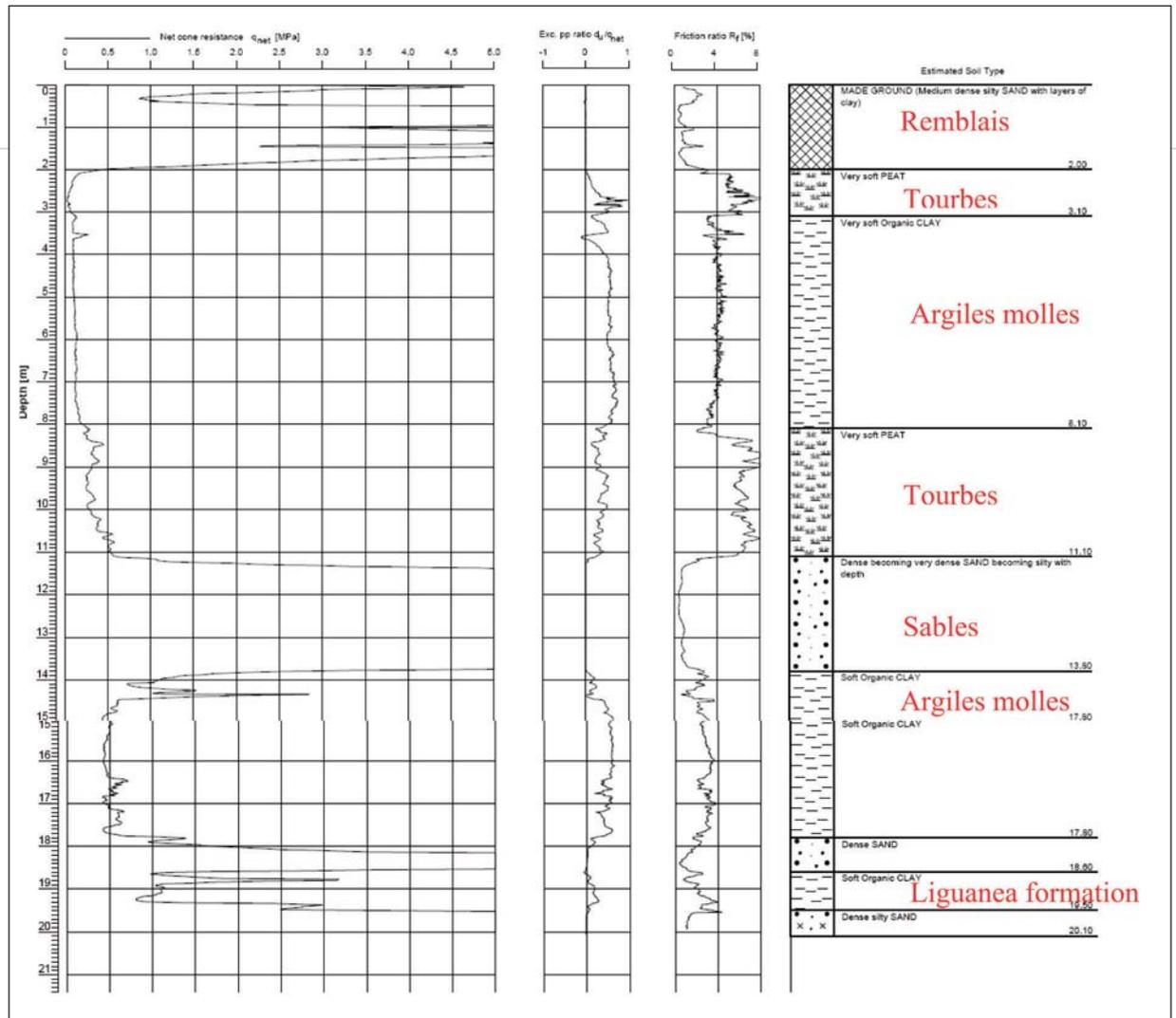
Piezocône CPT6 au chaînage 0 + 420,00

Piezocône CPT6 at chain measurement 0 + 420.00



Highway 2000 : Une première en République Jamaïquaine

Figure 3  
Piézocône CPT12 au chaînage  
0 + 2350 (voisinage du pont)  
Piezocone CPT12 at chain  
measurement 0 + 2350  
(vicinity of the bridge)



Il s'agit donc de terrains très compressibles, les résistances à la pointe pouvant être de l'ordre de 0,1 à 0,2 MPa sur des hauteurs non négligeables. Leurs caractéristiques géotechniques déterminées en laboratoire et à partir des essais *in situ* en utilisant des corrélations calibrées sont résumées tableau I.

■ Remblais autoroutiers : les solutions proposées

Compte tenu des très faibles caractéristiques des terrains superficiels – la seule mise en place d'une plate-forme de travail pouvant provoquer la rupture des argiles superfi-

Tableau I  
Les paramètres des sols  
de fondation  
Foundation soil parameters

			Argiles molles	Tourbes	Sables	Argiles raides
Identification	$W_{nat}$	(%)	13-127	28-389	-	11-48
	WL	(%)	16-129	35-365	-	19-65
	IP	(%)	7-81	7-121	-	6-50
	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	15.5	12	16	20
Cisaillement	$C_u$	kPa	7 à 20 (+1 à -20 RL)	10	-	75 à 250
	$C'$	kPa	5	3	-	5
	$\Phi'$	(°)	24°	24°	28°	25°
Compressibilité	$m_v$ (In situ - +50 kPa)	m <sup>2</sup> /MN	0.6 à 1.1	2 à 3.65	-	0.16
	$m_v$ (+50 - +100 kPa)	m <sup>2</sup> /MN	0.2 à 0.63	1.5 à 2.88	-	0.15
	$m_v$ (+100 - +200 kPa)	m <sup>2</sup> /MN	0.2 à 0.41	1 à 2.10	-	0.14
	$C_v / C_h$ (+0 - +50 kPa)	m <sup>2</sup> /an	5 / 7.5	8 / 20	-	4.5
	$C_v / C_h$ (+50 - +100)	m <sup>2</sup> /an	2.5 / 4.5	5 / 15	-	3.0
	$C_v / C_h$ (+100 - +150)	m <sup>2</sup> /an	1.5 / 2.5	2.5 / 8	-	1.5
	$C\alpha$	-	0.006	0.02	-	0.002

cielles –, des précautions particulières vis-à-vis de la stabilité et des tassements ont dû être mises en œuvre. Dans les zones de remblais courants, à construire sur une épaisseur supérieure à 3 m d'argile, c'est une solution de préconsolidation avec drains qui a été retenue. Suivant les épaisseurs de remblais à mettre en œuvre la construction a été faite par étapes de façon à permettre la consolidation des argiles et l'amélioration de leur cohésion avant l'étape suivante de chargement. La hauteur totale de remblai mis en œuvre tient compte des tassements estimés (consolidation primaire et secondaire) de façon à satisfaire les spécifications du contrat.

À titre d'exemple la section PK 4 + 700 au PK 5 + 200 présentait le profil géologique suivant :

- remblais sableux sur 1,50 m de + 2,50 à + 1,00 RL;
- tourbe sur 5,50 m de hauteur avec  $q_c = 0,2$  MPa;
- sables de - 4,50 à - 9,00 (hauteur 4,5 m);
- argile molle sur 6,00 m avec  $q_c = 0,4$  MPa;
- sables et argiles raides.

Les paramètres de calcul retenus pour cette zone ont été :

$$C_c/1 + e_0 = 0,354 \quad C_{ce} = 0,094$$

( $C_c$ ,  $C_{ce}$  : indices de compression primaire et secondaire (modifiés),  $e_0$  : indice des vides)

$$C_v = 1,5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s} \quad C_v/C_h = 2$$

( $C_v$ - $C_h$  : coefficients de consolidation verticale et horizontale)

Le temps total de construction était de 12 mois.

Pour satisfaire aux spécifications et aux contraintes de planning il a été nécessaire de mettre en place, à partir d'une plate-forme à la cote + 3,50, un réseau de drains au maillage de  $1 \times 1 \text{ m}^2$  puis de charger la plate-forme, en trois étapes d'une durée de 1,5 à 2 mois chacune, par 5,50 m de remblais, conformément à la figure 4.

Un tassement total de 2,60 m environ était attendu au moment de l'ouverture de la route à la circulation, permettant de garantir un tassement résiduel inférieur à 200 mm durant les 35 années de concession.

Par ailleurs, des calculs de stabilité des remblais à chaque phase de construction ont montré qu'en tenant compte de l'augmentation de la cohésion non drainée des tourbes, passant d'une valeur de 13 kPa initiale à 21 puis 30 et 36 kPa, les coefficients de sécurité étaient supérieurs à 1,30 lors des chargements successifs.

Les remblais d'accès aux ouvrages d'art, et en particulier ceux constituant les culées du Hunt's Bay Bridge devaient atteindre jusqu'à 12 m de haut. Compte tenu de ces hauteurs, des tassements qu'elles pouvaient engendrer et des volumes considérables de surcharges qu'il aurait été nécessaire de mettre en œuvre, il a été

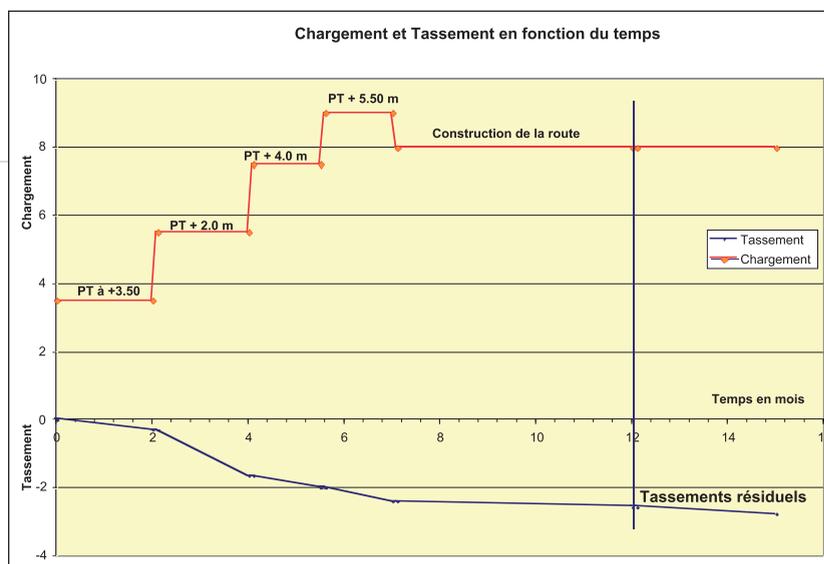


Figure 4

Étapes de construction et tassements

Construction stages and subsidence

décidé de fonder ces remblais sur des inclusions rigides, en l'occurrence des colonnes à module contrôlé proposées par Ménard Soltraitement. Cette solution permettait également de solutionner les problèmes de frottement négatif sur les pieux de culée du pont.

Il a donc été mis en place des réseaux de colonnes CMC, d'un diamètre de 35 cm suivant des mailles variables de  $2,5 \times 2,5$  à  $1,3 \times 1,3$  en fonction de la hauteur du remblai, renforcé par une ou deux couches de Geogrid. L'étude du chargement de ces colonnes et des tassements a été réalisée à l'aide de calculs aux éléments finis (PLAXIS) complétés par des calculs de consolidation en fonction du temps et des calculs de stabilité effectués avec TALREN.

À noter que pour les ouvrages d'art de Fort Augusta les remblais prévus initialement ont été remplacés par des murs en terre armée, de façon à limiter les emprises et le nombre de CMC qui devaient être descendues à cet endroit à une vingtaine de mètres.

## ■ Le franchissement de la baie

Le Hunt's Bay Bridge comporte cinq travées de 38 à 45 m et s'élève à la cote + 11 RL, pour laisser une passe navigable de 30 m de large et 8,8 m de haut. Il s'agit d'un pont mixte, le tablier étant constitué de caissons métalliques portant une dalle béton de 240 mm d'épaisseur.

Chaque pile a été fondée sur quatre pieux constitués de tubes métalliques spiralés de 1,50 m de diamètre et de 16 mm d'épaisseur ouverts à leur base, battus au refus dans le substratum argileux.

Ces tubes ont été remplis de béton sur 30 m de hauteur, de façon à assurer la liaison avec les chevêtres de pile, et reprendre d'importants efforts de flexion, sous vent et surtout sous séisme. La médiocrité des terrains a conduit en effet à négliger leur réaction latérale jusqu'à

Highway 2000 : Une première en République Jamaïquaine



Photos 4 et 5

Vues du Hunt's Bay Bridge en construction, et achevé  
*Views of Hunt's Bay Bridge undergoing construction, and completed*



Photo 6

Mise en place des plates-formes  
*Placing the formation levels*



Photo 7

L'argile refoulée  
*Discharged clay*



Photos 8, 9 et 10

Mise en place des drains verticaux et horizontaux  
*Installation of vertical and horizontal drains*

Photo 11

Exécution des drains et CMC

Execution of drains and CMC



- 12,50 RL soit sur plus de 15 m, générant ainsi des moments de plus de 11000 kNm sous action sismique. Pour des problèmes de corrosion leur section est négligée sur la partie hors sol (fond de mer à - 2,50 RL) (photos 4 et 5).

Les efforts verticaux en service (de l'ordre de 6200 kN par pieu) sont dimensionnants.

La prévision de fiche des pieux battus faite à partir des valeurs de paramètres de cisaillement des sols, suivant les British Standards et pour un coefficient de sécurité requis de 2,25, ont conduit à prévoir des pieux descendus à - 45 RL.

Ces prévisions se sont révélées pessimistes lors du battage des pieux, qui ont trouvé le refus entre - 34 et - 38 RL, pour des capacités portantes supérieures à 8000 kN.

### ■ La réalisation des travaux

Le projet technique d'amélioration de sol a été défini, suivi et réalisé par Ménard Soltraitement, en fonction des impératifs de chantier définis par Bouygues TP, qui a réalisé en propre les drains, les terrassements, l'ensemble des ouvrages d'art et de l'autoroute jusqu'au dernier équipement.

La réalisation des plates-formes a nécessité la mise en place de géotextiles, et a provoqué par endroits des ruptures de l'argile molle, repoussée latéralement. Les photos 6 et 7 montrent bien le type de matériau et les difficultés rencontrées, ainsi que l'excellente qualité du matériau de remblai calcaireux.

Les drains préfabriqués, de type Amerdrain 407 ou Akwadrain 6", ont été mis en place par vibrofonçage à l'aide de mâts montés sur des pelles hydrauliques. Le drainage horizontal était assuré par des bandes drainantes reliant les têtes de drains verticaux, et permet-



Photo 12

Le battage des pieux

Pile driving

tant l'évacuation de l'eau dans des fossés latéraux (photos 8, 9 et 10).

Les inclusions de type CMC ont été réalisées par Ménard Soltraitement à l'aide d'une machine spécifique importée. Compte tenu de l'agressivité des terrains, le ciment fabriqué localement ne pouvait pas assurer la pérennité des colonnes; il a donc été nécessaire de recourir à des importations en provenance de Belgique (photo 11).

Les fondations des piles et culées (28 pieux) de l'ouvrage ont été réalisées par moyens terrestres et nautiques (grue Manitowoc de 130 tonnes montée sur une barge flottante de 45 x 15 x 3 m), la méthodologie d'exécution étant :

- mise en place d'un gabarit de forage;
- vibrofonçage des tubes au vibreur Foster 4150 (tubes de longueur 14,00 m raboutés par soudure) sur les 27 premiers mètres;
- battage des tubes jusqu'au refus à l'aide d'un marteau hydraulique IHC SC 200. Les opérations de battage étaient suivies et contrôlées sur le dernier élément de tube par un enregistrement des paramètres de battage (PDA);
- contrôle de la portance de 50 % des pieux par essai dynamique (chute d'une charge de 20 t sur une hauteur de 2,65 m avec enregistrement des paramètres au travers de deux accéléromètres, quatre jauges de contrainte et d'un PDA). Les capacités portantes mesurées ont été supérieures à 800 t;
- recépage de la tête de pieu;
- excavation à l'intérieur du tube à la benne preneuse sur une hauteur de 30,00 m;
- mise en place d'une cage d'armature sur la hauteur du pieu;
- bétonnage du pieu au tube plongeur avec un béton de grade C40 (photo 12).

### Highway 2000 : Une première en République Jamaïquaine

#### ► ■ En conclusion

Dans des conditions de sous-sol très difficiles Bouygues TP a su mener à bien, et dans les délais impartis, la réalisation de ce tronçon délicat de Highway 2000 en République Jamaïquaine, acquérant ainsi un grand savoir-faire.

Au total plus de 1,4 million de mètres linéaires de drains, quelque 8000 colonnes CMC, et 1,5 million de mètres cubes de remblais ont été mis en œuvre, à la très grande satisfaction de l'État jamaïquain, qui, depuis, a confié à l'entreprise la réalisation de nouveaux contrats. Un bel avenir en perspective : il reste encore 145 km pour atteindre l'ouest de l'île! ■

#### ABSTRACT

##### *Highway 2000. A first in the Republic of Jamaica*

*Fr. Pignerol, Ch. Carail*

*In very difficult geotechnical conditions Bouygues Travaux Publics worked out from 2002 to 2004 the realization of a motorway section, part of a contract for the construction, operation and maintenance during 35 years of a 34 km long section of the Highway 2000 in Jamaica; the highway was open to traffic in July 2006. The publication focuses on the very poor soil quality and the proposed solutions to manage the works successfully.*

#### RESUMEN ESPAÑOL

##### *Highway 2000. Una primicia en República Jamaicana*

*Fr. Pignerol y Ch. Carail*

*Según condiciones geotécnicas sumamente difíciles Bouygues Travaux Publics ha realizado entre 2002 y 2004 las cimentaciones de un tramo de la autopista Highway 2000, que forma parte de un lote de 34 km adquirido en el marco de una concesión de 35 años otorgada por el Estado Jamaicano, y cuya entrada en servicio se efectuó en julio de 2006. El presente artículo hace hincapié sobre la calidad sumamente mala de los suelos de cimentación y las soluciones implementadas para ejecutar los trabajos con éxito.*

# Renforcement de sol par géotextile alvéolaire M3S®

## Contournement nord de Brive - RD 1089

**Younes Haddani**  
Docteur-Ingénieur  
Responsable technique  
Sol Solution

**Frédéric Lefur**  
Conducteur de travaux  
Charier TP

Située au carrefour des deux autoroutes A20 et A89, Brive-la-Gaillarde draine un trafic important. Des projections sur l'évolution du trafic sur l'agglomération de Brive ont montré la nécessité d'un tracé de contournement au nord de la ville.

Ce projet permettra de :

- diminuer la circulation en traversée d'agglomération, notamment celle des poids lourds;
- d'améliorer la sécurité routière, la qualité de vie des riverains.

Au niveau local, ce tronçon servira à mieux irriguer le territoire de l'agglomération.

Ce projet porte également une préoccupation environnementale qui permettra de diminuer la pollution du centre-ville.

### ■ Présentation sommaire du projet

#### Le tracé

Le tracé du projet se développe sur 7,5 km et relie la RD1089 à l'entrée Est de Malemort à l'autoroute A20. Un échangeur est prévu avec les deux axes importants rencontrés, la RD44 et la RD920 (figure 1).

Le relief mouvementé du secteur traversé engendre des déblais et remblais de grande hauteur (2 500 000 m<sup>3</sup> de déblais dont 1 500 000 m<sup>3</sup> de déblais rocheux), deux viaducs (Cluzan et des Saulières).

Figure 1

Tracé du projet de contournement nord de Brive  
Route of the Brive northern bypass project



### ■ Contexte géologique et géotechnique

#### Topographie

Le tracé se situe dans le socle cristallin à son extrémité Est et dans le bassin permotrasique de Brive pour le reste du projet.

L'altitude varie entre 120 m dans la vallée de la Corrèze à Malemort et 265 m à Saint-Antoine-les-Plantades pour redescendre à 110 m en bordure de l'autoroute A20.

L'occupation du sol est constituée principalement de prairies et de bois (photo 1). Le projet recoupe des vallées profondes encaissées (la Couze) ou plus ouvertes mais tout aussi importantes (ruisseau des Saulières ou vallée du Maumont).

#### Géologie

Le tracé étudié se développe au sein de deux grandes entités géologiques : les formations cristallines à l'est et les formations sédimentaires du bassin de Brive.

Les formations cristallines sont constituées par des micaschistes à grenats.

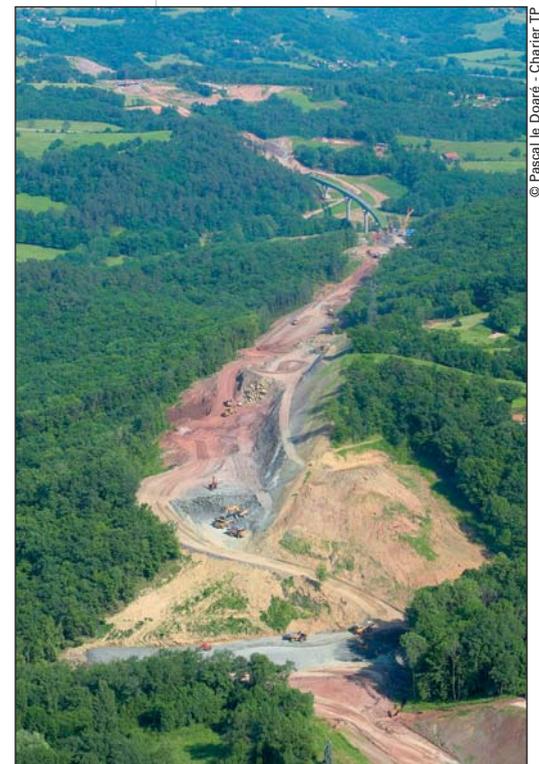
La roche est généralement recouverte par des colluvions de micaschistes, de colluvions argilo-gréseuses du Permien ou d'alluvions récentes. La roche affleure ponctuellement, notamment sur les flancs de la vallée de la Couze.

La lithologie du Permien est grés-argileuse et son épaisseur varie de 600 à 1000 m. Cette formation regroupe différents faciès qui sont caractérisés par des variations latérales fréquentes (lentilles).

La formation dominante est constituée de grès et pélites (schistes argileux) fins à grossiers, avec une matrice micacée plus ou moins argileuse.

Dans cette formation, les niveaux piézométriques sont proches de la surface et les colluvions présentent une très forte humidité (cause principale d'instabilité des colluvions).

Une étude complète reposant sur une large campagne d'essais de laboratoire a permis de caractériser les différentes formations et de préciser les modalités d'extraction ainsi que les possibilités de réemploi et le talutage.



© Pascal le Doaré - Charier TP

Photo 1

Vue aérienne d'une partie  
du tracé

Aerial view of part  
of the route

Renforcement de sol par géotextile alvéolaire M3S®. Contournement nord de Brive - RD 1089

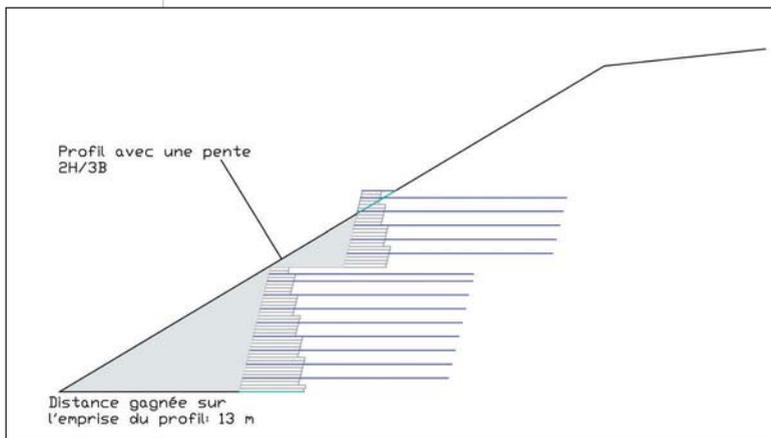


Figure 2  
Illustration du gain d'emprise grâce au procédé M3S®  
Illustration of the land area gained using the M3S® process

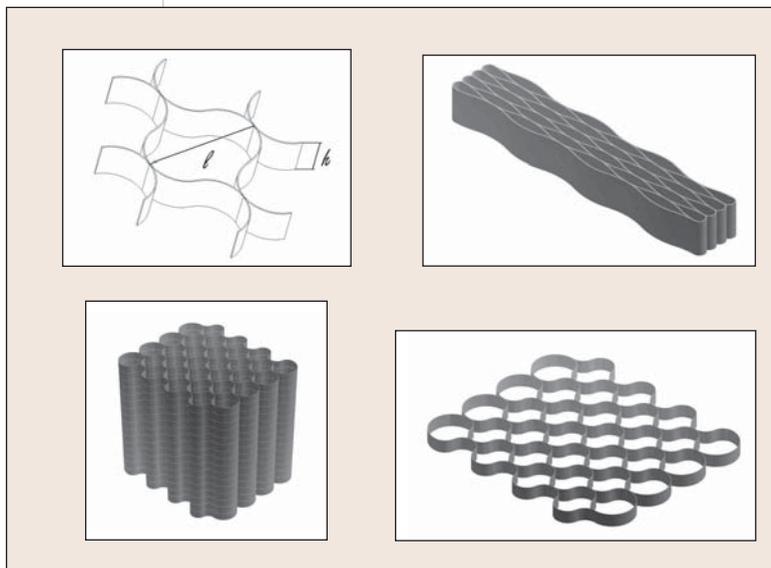
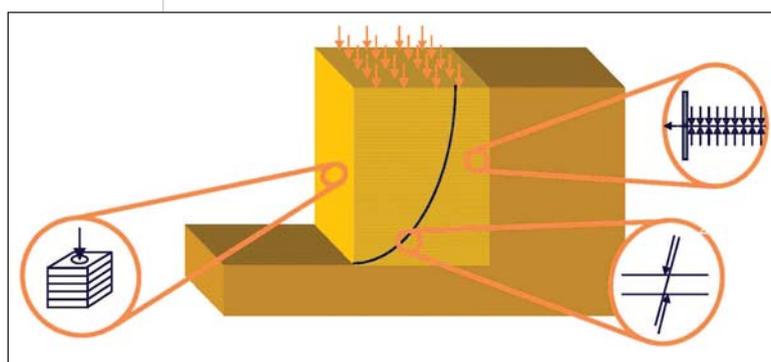


Figure 3  
Caractéristiques du procédé M3S®  
Characteristics of the M3S® process

Figure 4  
Modes du fonctionnement mécanique du procédé M3S®  
Mechanical operating modes of the M3S® process



Compte tenu des caractéristiques des matériaux et de l'emprise du projet, il a été nécessaire de réaliser des murs de soutènement sur trois remblais (R1, R2 et R14).

Après analyse technique et financière, il s'est avéré que la solution de remblai renforcé par géotextiles alvéolaires M3S était la plus intéressante pour répondre aux contraintes du projet, notamment pour les problèmes d'emprise (figure 2).

Sur ce chantier, la surface globale de soutènement M3S sera d'environ 1 700 m<sup>2</sup>.

■ **Choix technique de la solution de confortement**

**Présentation du produit**

Le produit M3S® est une structure textile tridimensionnelle (figure 3). Ce produit qui se présente sous forme de nappe cellulaire s'utilise en association avec un matériau de remplissage qui peut être du sol, des déchets (MIOM), des granulats...

La structure composite obtenue possède ainsi des **caractéristiques mécaniques bien plus fortes** que le contenu seul. En effet, la présence de ce géotextile crée un mécanisme de confinement du matériau qui améliore sa résistance au cisaillement et à la traction.

Il s'agit d'une nappe alvéolaire obtenue en assemblant des bandes géotextiles entre elles. Le matériau de base est un **géotextile non-tissé**, en filaments de polyéthylène et polypropylène.

Ce type de géotextile est semi-rigide, rendant la mise en œuvre aisée, tout en conservant de bonnes caractéristiques de perméabilité.

Le principe est de renforcer le sol par effet d'interaction cellulaire et par fonctionnement en membrane des géotextiles. Le gain de résistance peut être assimilé à celui d'un liant souple du sol contenu, telle une cohésion apparente. Ce principe de renforcement de sol permet la réalisation d'ouvrages inclinés ou verticaux.

La réutilisation des matériaux de déblais du site dans le corps du massif est un atout considérable pour la mise en œuvre et le déplacement des terres.

Sur des terrains médiocres, cette technique présente une grande tolérance aux tassements différentiels et de ce fait, évite d'avoir recours à des fondations coûteuses. La structure souple permet une géométrie sur mesure avec une multitude de solutions de parement s'intégrant avec harmonie à l'environnement (végétalisation, parement minéral, bois...).

Ce procédé bénéficie du label Ivor qui traduit la reconnaissance de l'intérêt d'une innovation mise en œuvre dans un ouvrage réellement mis en service, qui constitue l'ouvrage de référence. Ce label est délivré

par la DRAST (Direction de la recherche et de l'animation scientifique et technique).

## Dimensionnement

Le document qui fait référence en ce qui concerne l'action du sol sur le mur, la définition et les valeurs caractéristiques de ces actions, la définition des différents états limites (ultimes et de service), ainsi que les combinaisons d'actions, les sollicitations de calcul et les résistances, est la norme NF G 38064 « Dimensionnement des massifs en sol renforcé par géosynthétiques ».

Par ailleurs, les travaux sont réalisés en respect des règles de l'art définies dans les DTU.

Pour les géotextiles, on applique les normes en vigueur. On se place également dans le cadre des Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre, éditées par le CFG.

La prise en compte du phénomène sismique se fait selon la règle PS69 complétée par les A.F.P.S. et les règles PS92.

Les structures sont vérifiées en considérant, a priori, que la masse de sol renforcée réagit aux sollicitations extérieures comme un corps rigide, hypothèse similaire à celle faite pour les murs renforcés par des éléments plans. Ainsi la stabilité externe vis-à-vis des ruptures par glissement, renversement ou poinçonnement est évaluée par les méthodes conventionnelles.

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. Les justifications sont de trois ordres :

- la stabilité interne de la structure doit être justifiée, à l'état limite ultime, vis-à-vis du glissement sur la base, du poinçonnement de la couche de fondation et de la résistance à la traction du géotextile (justification vis-à-vis de la résistance des sections);
- la stabilité externe doit être vérifiée à l'état limite ultime pour des ruptures sur des surfaces de glissement (justification vis-à-vis de la résistance des sections) (figure 5);
- la stabilité interne et externe doit être vérifiée à l'état limite de service pour l'allongement maximum autorisé du géotextile ainsi qu'au poinçonnement de la couche de fondation (justification vis-à-vis des déformations admissibles). La prise en compte du fluage est réalisée par une réduction forfaitaire de la résistance à la traction des géotextiles. On pose un critère de dimensionnement en imposant un allongement maximum au géotextile en fonction du niveau de charge.

La figure 4 représente les différents modes de fonctionnement de la structure. Au sein de l'ouvrage apparaissent des sollicitations en compression d'un massif d'alvéoles. Le long d'une ligne de rupture potentielle,

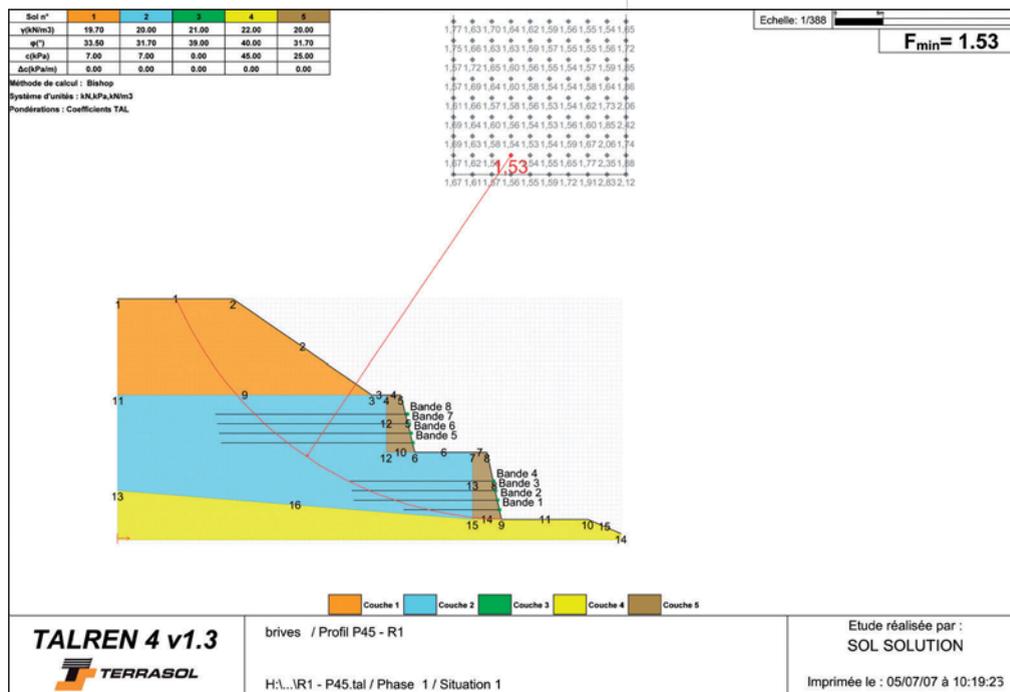


Figure 5

Exemple de calcul de stabilité externe du procédé M3S®  
Example of calculation of external stability of the M3S® process

des sollicitations complexes sont à envisager avec les sollicitations de cisaillement et d'extraction de nappes. Le dimensionnement interne de cette structure a été réalisé en intégrant les mécanismes de rupture présentés précédemment. Pour cela Sol Solution a développé plusieurs modèles locaux à partir d'approches expérimentales, numériques ou analytiques. Plusieurs programmes de recherche et développement ont été menés entre Sol Solution et le laboratoire Lermes-CUST de l'université Blaise-Pascal de Clermont-Ferrand. Ce programme exhaustif a mis en évidence l'interaction alvéolaire ainsi que le gain de résistance lié à la mise en place de géotextile festonné dans le sol. Le gain de résistance est assimilable à une cohésion apparente de 25 kPa à long terme.

Pour des ouvrages plus conséquents, la résistance au cisaillement du massif armé et accrue avec la mise en place de nappes de renforcement bidimensionnelles entre les lits cellulaires. Dès lors, chaque renforcement bidimensionnel induit à son intersection avec la surface de rupture une force horizontale stabilisatrice. Les actions des renforcements complémentaires sont introduites dans les équations d'équilibre limite conformément à la méthode des tranches.

Pour le présent chantier, les renforcements choisis sont des géogrilles dont l'espacement et l'ancrage ont été calculés pour chaque profil étudié.

## Renforcement de sol par géotextile alvéolaire M3S®. Contournement nord de Brive - RD 1089

Photo 2

Mise en place des nappes M3S®  
Placing M3S® layers



Photo 3

Remblayage des nappes  
Layer backfilling



Photo 4

Compactage des matériaux  
Material compaction



### ■ Réalisation des ouvrages et contrôles

#### Mise en œuvre

L'organisation générale du poste soutènement est répartie comme suit :

- une équipe de terrassement composée de :
  - > une pelle mécanique avec chauffeur,
  - > un compacteur + plaque vibrante télécommandée,
  - > deux manœuvres, un pour le compactage et un pour régaler le matériau;
- une équipe de pose du géotextile composée de :
  - > un chef de chantier spécialisé,
  - > un technicien pour le contrôle qualité et l'assistance technique,
  - > deux manœuvres pour la pose,
  - > un compresseur,
  - > des agrafeuses.

Les rendements atteints sont de l'ordre de 35 m<sup>2</sup> de parement/jour.

La succession des tâches est organisée autour de trois ateliers :

- mise en place du géotextile M3S avec découpes ou liaisons éventuelles (figure 5);
- remplissage des alvéoles grâce à une pelle mécanique (photo 2). Cette technique offre l'avantage de ne pas nécessiter de coffrage extérieur;
- compactage des matériaux suivant les règles de l'art en adaptant le protocole de compactage à la classification et à l'état hydrique des matériaux (photo 3).

En section courante, le compactage se fait avec un cylindre, les alvéoles de rive sont compactées par un compacteur télécommandé pour minimiser les risques de chute.

Ces opérations sont répétées jusqu'à atteindre la cote projet (photo 4).

En parallèle aux différentes phases de construction s'établit un contrôle qualité à plusieurs niveaux :

- qualité des matériaux;
- mise en œuvre du remblai - compactage;
- mise en place du parement.

#### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Montant global : 70 M€
- Surface de parement M3S : 1700 m<sup>2</sup>
- 2 viaducs
- 6 ouvrages (2 passages inférieurs et 4 passages supérieurs)



Photos 5 et 6

L'ouvrage M3S® du remblai R1 avant pose du parement  
The M3S® structure of embankment R1 before placing the facing

## Contrôle des matériaux

Un suivi méticuleux des matériaux a été réalisé par le laboratoire de l'entreprise Charier TP. Ce suivi a consisté en :

- deux prélèvements d'échantillons par jour pour la caractérisation des teneurs en eau et l'IPi;
- une identification complète par semaine + une identification à chaque changement de matériau.

Outre la possibilité de réutilisation des matériaux, ces identifications ont permis d'ajuster le protocole de compactage, notamment par rapport aux teneurs en eau des matériaux.

## Contrôle de compactage

Un contrôle de compactage régulier a été réalisé à l'avancement du chantier dès qu'un mètre de nappe M3S était posé.

Ce contrôle interne réalisé au pénétromètre dynamique à énergie variable Panda (norme XP 94-105) a permis au terrassier de s'assurer que la qualité de compactage Q4 demandée était bien atteinte au fur et à mesure de la réalisation de l'ouvrage (photos 5 et 6). Un contrôle externe est réalisé a posteriori par le LRPC de Clermont-Ferrand.

## Le parement

Pour terminer l'ouvrage, la mise en place d'un parement est indispensable et doit constituer une protection efficace de la paroi extérieure du mur contre des agressions telles que les rayons ultra-violet et le vandalisme afin de conserver les propriétés du géotextile. Par ailleurs, le parement doit résister à l'érosion due à l'écoulement des eaux pluviales et s'intégrer au paysage et à l'environnement.

Deux solutions de parements ont été adoptées sur le projet :

- parement végétalisable sur les remblais M3S R1 et R2 pour maximiser l'intégration paysagère;
- parement vertical minéral pour le remblai R14.

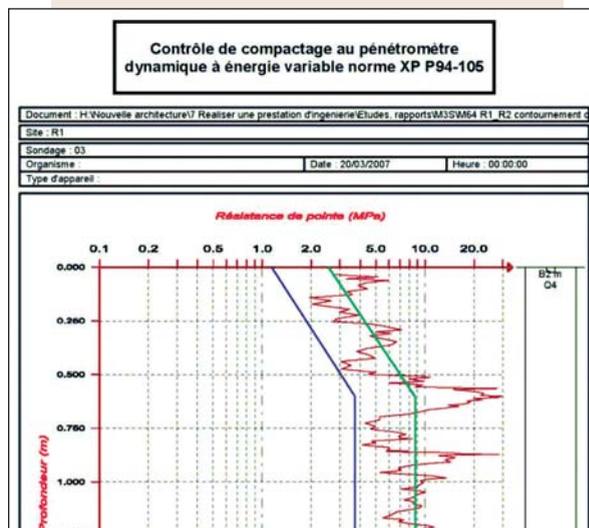
Au niveau du parement végétal, le talus raidi a une pente de 1H/4V. Une toile de jute est alors fixée sur la



Photo 7 et figure 6

Réalisation d'un essai de contrôle de compactage et résultat

Performance of a compaction control test and result



structure M3S. Un ensemencement hydraulique est réalisé par projection.

Le parement minéral a été adopté sur une zone où les contraintes d'emprise étaient maximales dans la mesure où le procédé permet de réaliser des parements verticaux.

Le principe consiste à agraffer un grillage électrosoudé à mailles rectangulaires à la structure M3S. Les interstices entre le géotextile et le parement sont alors remplis du matériau de parement calibré (photo 7 et figure 6).

## Renforcement de sol par géotextile alvéolaire M3S®. Contournement nord de Brive - RD 1089



**Photos 8 et 9**  
 Un ouvrage M3S® vertical avec parement minéral du remblai R14  
 A vertical M3S® structure with mineral facing on embankment R14



▶ Ainsi, sur ce projet, 1700 m<sup>2</sup> de structure M3S® ont été mis en place sur trois remblais tout en réutilisant les matériaux de déblais avec un suivi rigoureux tant en terme de contrôle des matériaux que de contrôle de compactage. ■

### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

**Maître d'ouvrage**

Conseil général de Corrèze

**Maître d'œuvre**

Conseil général de Corrèze

**Entreprise attributaire du marché terrassements généraux**

Charier TP

**Sous-traitant pour les sols renforcés**

Sol Solution

### ABSTRACT

#### Soil reinforcement with M3S® honeycomb geotextile – Brive northern bypass – County road RD 1089

Y. Haddani, Fr. Lefur

The Brive northern bypass project is part of a plan to reduce traffic passing through the town while ensuring better access to the urban area.

The works to achieve this 7,5 km section includes : important earth-works (2500000 m<sup>3</sup> of earth excavation including 1500000 m<sup>3</sup> of rock excavation), two viaducts (Cluzan and des Saulières), two inferior way structure and four superior way structure...

Given space constraints and material quality, three M3S® retaining walls have been built up. This cellular geotextile soil reinforcement technique allowed to re-use the excavated material for retaining walls that could reach 15 m of height.

1700 m<sup>2</sup> of M3S® retaining walls have been achieved in this project with two facing solutions (mineral and vegetal).

### RESUMEN ESPAÑOL

#### Refuerzo de suelo mediante geotextil alveolar M3S® – Variante norte de Brive – RD 1089

Y. Haddani y Fr. Lefur

El proyecto de variante norte de Brive se inscribe en el marco de una reducción del tráfico vial en travesía de aglomeración combinada con una mejor gestión de las llegadas por carretera a la ciudad.

El programa de los trabajos de construcción de este tramo de 7,5 km incluye : importantes movimientos de tierra (2500000 m<sup>3</sup> de escombros de los cuales 1500000 m<sup>3</sup> de materiales rocosos extraídos), dos viaductos (Cluzan y Saulières), dos pasos inferiores y cuatro pasos superiores, etc.

Habida cuenta de las limitaciones de dominio del proyecto y de calidad de los materiales, tuvieron que ser ejecutadas tres estructuras de contención M3S®. Este procedimiento de refuerzo de suelo mediante geotextil alveolar ha permitido el reemplazo de materiales de escombros para diversas estructuras que pueden alcanzar una altura total de 15 m.

1700 m<sup>2</sup> de contención M3S® fueron así implementadas para esta obra con dos soluciones de paramento (mineral y vegetal).

# Deux viaducs jumeaux sur la rivière Ante

## Fondations superficielles sur massif rocheux renforcé

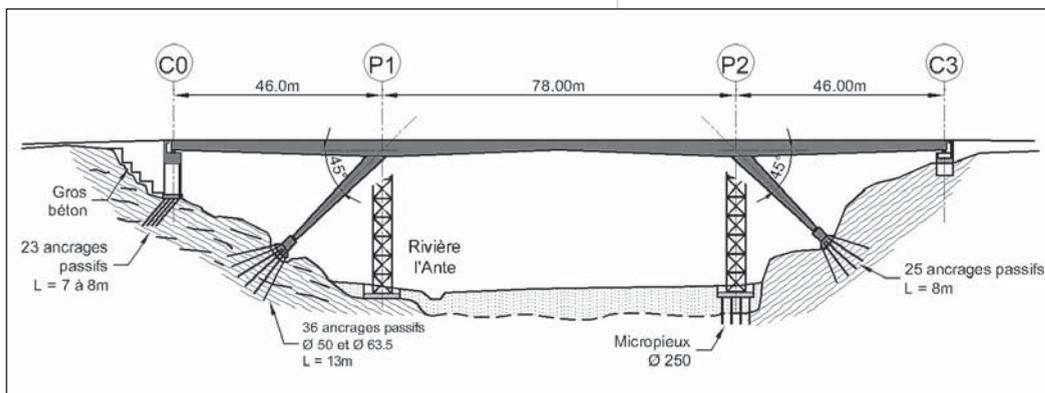
La construction d'un nouveau viaduc, identique et très proche du viaduc existant, pouvait laisser espérer que les principes de fondation des culées, palées provisoires et béquilles seraient reconduits sans aucun aléa.

Les reconnaissances géologiques et géotechniques de chantier (levés structuraux en cours de terrassement et sondages de reconnaissance complémentaires) ont montré que les conditions de fondation pouvaient suffisamment varier en quelques mètres pour justifier des modifications significatives des projets de fondation :

- renforcement du massif rocheux par ancrages passifs travaillant en traction et cisaillement sous la culée C0 afin de se prémunir contre des mécanismes de glissement de type dièdre et plan qui n'existaient pas sous le premier ouvrage;
- augmentation du renforcement du massif rocheux par ancrages passifs travaillant en compression sous la béquille P1 afin de se prémunir contre des mécanismes de déformation du substratum, plus fracturé que prévu, sous la descente de charge de la béquille P1;
- modification du mode de fondation de la palée provisoire P2 avec mise en place de micropieux en remplacement d'un massif superficiel, permettant de se prémunir contre les tassements d'une zone compressible implantée dans un chenal fossile de la rivière Ante.

Figure 1

Coupe schématique du viaduc de l'Ante et des principes de renforcement des fondations par ancrages passifs  
Schematic cross section of the Ante viaduct and passive anchor foundation reinforcement techniques



### Le projet de doublement du viaduc de l'Ante

#### Un ouvrage « à l'identique »

Le projet concerne la construction de l'ouvrage de doublement du viaduc de l'Ante situé sur la RN158, au niveau du contournement de Falaise (14). Cette déviation s'intègre dans la future liaison autoroutière A88 Caen - Falaise - Sées.

Le nouvel ouvrage, espacé de 12 m d'axe à axe du premier, est destiné à permettre le franchissement d'une vallée et d'une rivière, à une trentaine de mètres au-dessus du fond de vallée (photo 1 et figure 1).

L'ouvrage de doublement est identique à l'ouvrage existant : c'est un ouvrage d'art en ossature mixte à béquilles métalliques, de 172 m de longueur. Ce viaduc est constitué d'un tablier de 10,75 m de largeur totale hors tout, de type caisson en ossature mixte à trois travées de portées : 46, 78 et 46 m. Le tablier est encastré sur ses appuis intermédiaires qui sont des béquilles métalliques de 27 m, inclinées à 45°.

Compte tenu de la configuration du terrain au niveau de l'appui nord (culée C0), il a été retenu une fondation par culée creuse d'une hauteur d'environ 13 m, constituée de deux portiques transversaux de 10 m de long.

La culée sud (C3) est constituée d'un chevêtre de 1 m d'épaisseur, de 3,60 m de largeur et 12,40 m de longueur, reposant sur une semelle de gros béton appuyée directement sur le substratum rocheux.

Les deux béquilles métalliques articulées à leur base, ont la forme d'un Y, dont chaque branche est un caisson.



Sébastien Grange  
Chef de groupe travaux  
Quille



Stéphane Curtil  
Ingénieur géotechnicien  
Chef de projet  
Terrasol



Laure Parneix  
Ingénieur géotechnicien  
Chargé d'affaire  
Terrasol



Photo 1

Ancien et nouveau viaducs de l'Ante  
Old and new viaducts over the Ante

Deux viaducs jumeaux sur la rivière Ante.  
Fondations superficielles sur massif rocheux renforcé

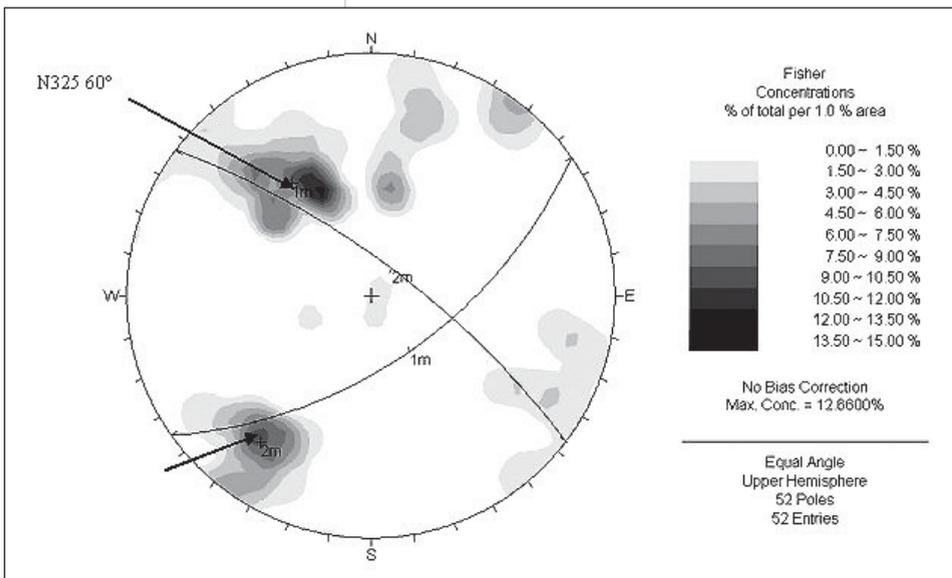


Figure 2  
Projection stéréographique des fractures sous P1 -  
Hémisphère supérieur  
*Stereographic projection of fractures under P1 -  
Upper hemisphere*

Des entretoises sont réparties régulièrement dans ces caissons. Les socles de fondation en béton armé sont appuyés directement sur le substratum rocheux qui est renforcé par des ancrages passifs. Le tablier de l'ouvrage est une poutre-caisson continue en ossature mixte acier-béton de hauteur variable. La hauteur du caisson est de 3,60 m au droit des béquilles, et varie linéairement jusqu'à atteindre 2,10 m au droit des culées et à la clé. La dalle de couverture en béton armé a une épaisseur variable avec une moyenne de 30 cm.

**Des opérations de construction sensibles**

Les béquilles et l'ossature métallique du caisson ont été réalisées en usine par tronçons, transportées sur le site par voie routière puis assemblées par soudage sur l'aire de montage située en fond de vallée. Deux palées provisoires de hauteur 30 m ont été érigées pour soutenir les béquilles lors de la mise en place de l'ouvrage. Les deux semelles de fondation des palées provisoires reposent pour l'une sur un massif béton de substitution et pour l'autre sur des micropieux. Les éléments de charpente métallique ont été posés avec une grue treillis depuis la plate-forme en fond de vallée. Après soudure en place des éléments, un hourdis béton coulé en place a été réalisé avec un équipement mobile.

**Un massif de quartzites fracturées**

**Particularités géologiques du site**

Les viaducs franchissent la vallée de l'Ante au niveau d'une charnière d'un pli synclinal très serré. Les deux versants sont ainsi formés par des grès quartzites armoricains et le cœur du synclinal correspondant à la vallée est formé par les schistes. La rivière Ante a creusé, à la faveur de la moindre résistance des schistes, une vallée à fond plat, très encaissée, de direction N120 et large d'une centaine de mètres. Le fond de la vallée est couvert d'alluvions modernes de la rivière Ante qui circule au pied du versant nord. Les formations affleurantes dans la zone de l'ouvrage sont des grès et quartzites blancs de l'Ordovicien (O2).

**Des conditions de fracturation très variables**

Les études géologiques et géotechniques réalisées pour la construction du premier viaduc ont mis en évidence la fracturation qui découpe le massif selon un système de discontinuités composé de deux familles principales et de fractures diffuses :

- famille F1 de direction parallèle à la vallée à pendage très redressé en direction de la vallée;
- famille F2 de direction quasi perpendiculaire à l'axe de la vallée;
- des fractures de direction diffuse.

On notera également la présence d'accidents importants sur le site des ouvrages :

- sur la rive sud, une faille de direction N20 est située entre les deux culées sud et longe la béquille sud de l'ouvrage actuel. Elle est doublée par une réplique située 20 m à l'ouest;
- sur la rive nord, un accident décrochant de direction N60 se trouve au bord ouest de la culée existante et influe sur la zone de la culée nord du nouvel ouvrage.

La fissuration des massifs est importante dans les zones des accidents géologiques et sur la rive nord de l'Ante. Des levés géologiques et structuraux réalisés par Terrasol avant les travaux et en cours de terrassement ont montré des contextes de facturation du massif très contrastés selon les différents appuis du viaduc. Au niveau de la culée C0, les relevés de terrain ont révélé un massif rocheux très fracturé et sans famille bien identifiée, avec néanmoins quelques fractures de très grande extension. Au niveau de la pile P1 le massif présente une intense fracturation avec deux familles principales de discontinuités dont une correspond à la stratification du massif (figure 2).

Au niveau de la pile P2, le massif fait apparaître une paroi minée avec une faible densité de fracturation, où seules la stratification et une seconde famille sont présentes de façon systématique.

Au niveau de la culée C3, au sommet du plateau sud, le substratum rocheux n'est pas affleurant.

### ■ Le projet de fondation : reconduction des principes de fondation du premier viaduc

La particularité du projet réside dans la présence d'un premier ouvrage construit en 1993. Ainsi les principes de conception des fondations du premier ouvrage ont été reconduits par le maître d'œuvre pour le second sans qu'il ne soit réalisé de nouvelles reconnaissances de sol.

Pour limiter les tassements différentiels entre les appuis à des valeurs admissibles, c'est-à-dire inférieures à 1 cm, il était nécessaire de renforcer et homogénéiser le massif rocheux sous les béquilles par les barres métalliques scellées au coulis.

#### Culée C0

Le projet prévoyait que la culée C0 soit une culée creuse fondée superficiellement sur des semelles en escalier, implantées sur le versant.

Le dimensionnement des fondations sur substratum rocheux avait été réalisé de façon tout à fait classique en prenant en compte l'influence de la fracturation et de la proximité des talus sous-jacents.

#### Béquilles P1 et P2

Les études du projet avaient mis en évidence l'influence majeure du système de discontinuités (famille F1) sur les caractéristiques de déformabilité du massif rocheux soumis aux efforts des béquilles. En effet, cette famille a un fort pendage, conforme aux talus de chacun des versants de la vallée, et a subi un mécanisme de décompression par fauchage. Ce mécanisme est à l'origine d'une forte fracturation du massif rocheux, le rendant susceptible de se déformer de manière importante. Les efforts normaux appliqués à ces discontinuités successives génèrent une déformation des joints (par sollicitation de leur raideur normale) dont le cumul est incompatible avec les critères imposés aux fondations des béquilles.

Afin de se prémunir contre ces déformations à la fois excessives en amplitude et pouvant être hétérogènes, le projet prévoyait le renforcement du massif rocheux par des ancrages passifs par barre de diamètre 50 mm (photo 2), travaillant en compression, dont le nombre



(30 HA 50 côté sud et 40 HA50 côté nord à ce stade) avait été déterminé à partir des résultats d'essais dilatométriques réalisés dans le massif rocheux dans la zone de diffusion des contraintes des fondations des béquilles. Les ancrages passifs ont été implantés dans le massif selon un cône correspondant à la diffusion des efforts apportés par les béquilles.

#### Culée C3

La culée C3, implantée sur le plateau, hors des zones de faille a été fondée sur le substratum rocheux après coulage d'un gros béton de fond de fouille conformément au projet.

### ■ La confrontation au terrain et l'adaptation des fondations en cours de travaux

Les résultats des levés géologiques établis dans la vallée de l'Ante en cours d'exécution sont en cohérence avec les grandes familles de discontinuités décrites lors de la construction du premier viaduc. Cependant des variations locales des directions de familles, liées à des zones de cisaillement, ont pu être mises en évidence sous le nouvel ouvrage. L'intégration de ces variations locales a conduit, en cours de chantier, à des adaptations des renforcements du massif rocheux.

Les principales problématiques rencontrées au cours des études géotechniques d'exécution ont concerné la stabilité de versants rocheux, la limitation des tassements différentiels entre appuis et l'influence des nouveaux appuis sur les fondations existantes.

#### Fondations de la culée C0

##### Relevés structuraux

L'analyse structurale de détail au cours des terrassements a montré que sous l'appui de C0 les conditions

Photo 2

Ancrages passifs implantés en cône au niveau de la fondation de la pile P1

*Passive anchors laid out in conical pattern at the level of the pier P1 foundation*

Deux viaducs jumeaux sur la rivière Ante.  
Fondations superficielles sur massif rocheux renforcé

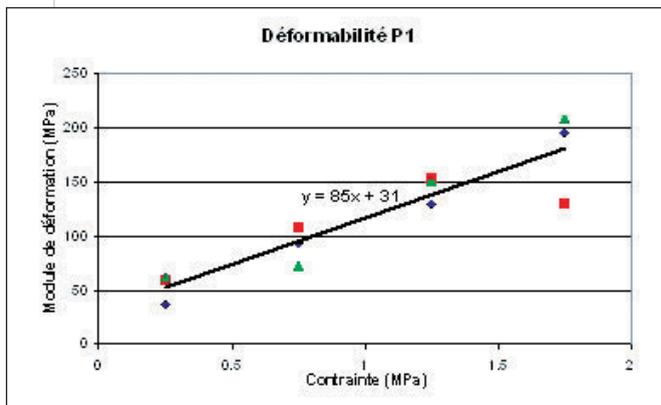
Photo 3

Atelier de forage des ancrages  
de la culée C0  
*Drilling equipment  
for the anchors of abutment C0*



Figure 3

Loi de déformation  
du massif rocheux sous P1  
*Deformation mode  
of the rock mass under P1*



de fondation étaient différentes de celles qui avaient été observées sur l'ouvrage existant, ce qui imposait de revoir et adapter le mode de fondation proposé au projet. En particulier, une bande de cisaillement traversant la zone explique la variabilité locale des directions de fracturation et a conduit à une vigilance accrue en phase de terrassement de cet appui implanté en sommet de versant.

Notamment, l'étude géologique et structurale a mis en évidence que la présence de grandes discontinuités, générant des cinématiques de glissements plan et dièdre sous l'assise de la fondation, remettait en cause la stabilité de l'appui.

**Adaptation du projet de fondations de la culée C0**

Un renforcement par des clous de diamètre 32 mm de 8 à 10 m de long a permis l'ancrage en profondeur dans

le massif des zones instables et du massif de culée. Pour faciliter l'exécution des forages de renforcement un premier niveau de béton de fondation a été coulé avec des réservations pour les ancrages, puis les forages ont été réalisés depuis cette plate-forme (photo 3). En outre, une zone de faille a également été mise en évidence et traitée par purge des poches d'altération et substitution en béton.

**Fondations des béquilles P1 et P2**

**Relevés structuraux des béquilles P1 et P2**

Au niveau des appuis des deux béquilles, des préterrassements avaient été réalisés sur le site du second viaduc lors des travaux du premier ouvrage. Les terrains rocheux ainsi découverts ont été soumis à l'altération météorique et à l'action de la végétation dont les racines s'étaient développées à la faveur des fractures subverticales de la stratification, en particulier dans la zone de la béquille nord. Cette altération locale du massif rocheux a conduit à recommander la purge du premier banc de quartzite sur une épaisseur de l'ordre de 1 m sous P1.

**Principe de dimensionnement des renforcements**

**Déformabilité du massif sans renforcements**

L'étude des tassements de la fondation des béquilles a été réalisée en considérant que le module de déformation du massif en premier chargement est défini dans le domaine des contraintes inférieures à 2 MPa par une fonction linéaire de la contrainte.

La figure 3 présente les résultats des essais dilatométriques réalisés au droit de P1 : le module de déformation est indiqué en fonction de la plage de contraintes sur laquelle il a été mesuré lors des trois essais. La droite correspond à la régression linéaire de ces données; elle permet de définir les paramètres  $E_{r0}$  (ordonnée à l'origine) et  $\kappa$  (pente) introduits dans le modèle de déformabilité

L'analyse des résultats des essais dilatométriques réalisés conduit à considérer :

- au droit de P1 :  $E_{r0} = 30$  MPa et  $\kappa = 85$  MPa/MPa;
- au droit de P2 :  $E_{r0} = 100$  MPa et  $\kappa = 180$  MPa/MPa.

**Déformabilité du massif avec renforcements**

Le dimensionnement des ancrages passifs est réalisé en tenant compte de la solidarité entre les barres, le rocher et le coulis d'injection. Par application de la méthode d'homogénéisation, on peut calculer le module d'élasticité équivalent de l'ensemble rocher-coulis-acier en fonction du nombre de barres d'acier, de leur diamètre et du diamètre de forage.

Cette méthode permet d'obtenir la déformation élé-

mentaire du massif à une profondeur donnée calculée selon la loi de déformabilité du massif sous premier chargement. Le tassement total est ensuite obtenu en « sommant » ces déformations élémentaires jusqu'à la profondeur Z au-delà de laquelle on peut considérer que les déformations seront négligeables. Il est fonction du nombre de barres et de leur longueur.

Le dimensionnement des renforcements consiste donc à calculer le nombre « n » de barres et leur longueur L permettant de réduire les tassements sous charges d'exploitation aux valeurs admissibles par l'ouvrage.

Par ailleurs, compte tenu des observations au droit de P1 concernant l'altération de surface du rocher (altération et décompression), il est réalisé sous cet appui une substitution du rocher sur une épaisseur de 1 m par du gros béton pour lequel on considérera un module de déformation du béton de 20000 MPa.

#### Adaptation des fondations des béquilles

Suite à ces calculs il a été décidé, lors des études d'exécution, de mettre en œuvre 36 barres de 50 mm sous P1, longues de 11 m hors semelle, et 25 barres de 50 mm sous P2, longues de 8 m hors semelle.

#### Béquille P1

Les premiers forages réalisés pour la mise en place des renforcements ont montré que désolidarisés et altérés par un mécanisme de fauchage et par l'action météorologique sur leurs épontes ouvertes et remplies de matériaux divers, les premiers bancs rocheux risquaient de générer des tassements pluri-centimétriques, inacceptables, sous les béquilles. Des auscultations par caméra

#### LES PRINCIPALES QUANTITÉS

Les principales quantités suivantes ont été mises en œuvre sur cette opération sur une période d'exécution de 28 mois entre décembre 2004 et avril 2007 pour un montant des travaux de 4830 K€ HT :

- Béton des culées : 904 m<sup>3</sup>
- Béton des socles de béquilles : 110 m<sup>3</sup>
- Béton de tablier : 509 m<sup>3</sup>
- Armatures : 214 t
- Coffrage des appuis : 1623 m<sup>2</sup>
- Coffrage du tablier : 1743 m<sup>2</sup>
- Ancrages passifs Ø 32 mm : 195 ml
- Ancrages passifs Ø 50 mm : 88 ml
- Ancrages passifs Ø 63 mm : 558 ml
- Ossature métallique : 549 t
- Protection anticorrosion : 6930 m<sup>2</sup>
- Étanchéité principale : 1770 m<sup>2</sup>
- Barrières BN4 : 391 m
- Corniche caniveau : 189 m
- Corniche simple : 182 m
- Déblais rocheux : 500 m<sup>3</sup>
- Terrassements : 3250 m<sup>3</sup>

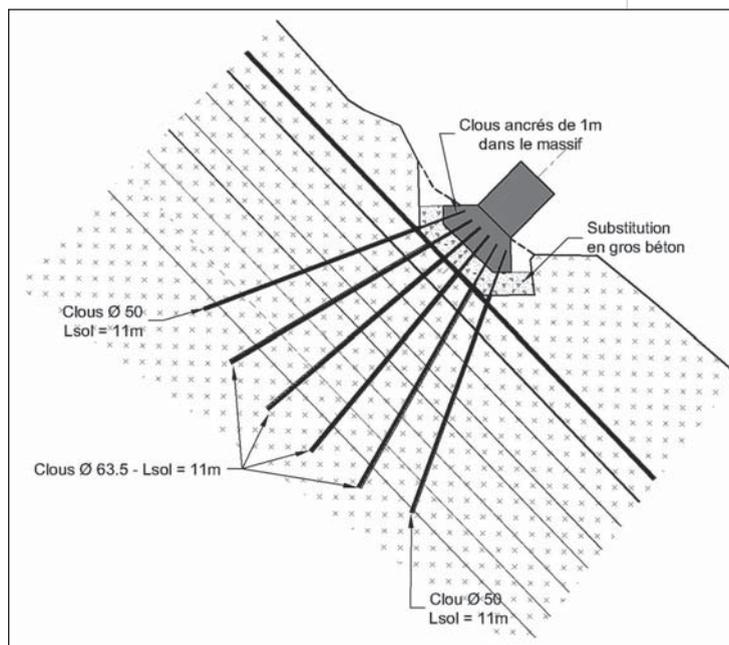


Figure 4

Principe de renforcement par ancrages passifs sous la béquille P1

*Technique for reinforcement by passive anchors under prop P1*

endoscopique des forages ont confirmé la présence de zones décomprimées dans la stratification.

Le BE géotechnique a donc proposé et dimensionné le complément de renforcement de l'assise des béquilles en augmentant la section et le nombre de barres disposées en « éventail » sous les massifs d'appuis des béquilles. Ainsi, 16 des 36 barres de renforcement prévues sous P1 ont été remplacées par des barres de diamètre supérieur (63,5 mm) apportant un complément de renforcement qui a permis de limiter les déformations au domaine de l'acceptable (figure 4).

#### Béquille P2

Les forages des ancrages passifs sous cet appui ont confirmé les caractéristiques attendues du massif rocheux ce qui a permis le renforcement du substratum conformément aux études d'exécution.

#### Résultats du suivi topographique

Chacune des béquilles a été instrumentée par plusieurs points topographiques qui ont permis un suivi des déformations durant la construction du viaduc.

Entre un premier relevé réalisé avant la mise en place de la charpente et un autre réalisé sur l'ouvrage achevé à vide (après épreuve de chargement), les béquilles accusent les tassements moyens suivants :

- 5 mm (±3 mm) pour la béquille P1 ;
- 6 mm (±3 mm) pour la béquille P2.

## Deux viaducs jumeaux sur la rivière Ante. Fondations superficielles sur massif rocheux renforcé

Photo 4

Atelier de déroctage  
sous la culée C0  
Rock excavation  
equipment  
under abutment C0



Photo 5

Réalisation  
de la culée creuse  
C0  
Execution of hollow  
abutment C0



### *Amplitudes des tassements issues des calculs*

En adaptant la méthode de calcul utilisée pour le dimensionnement aux charges appliquées à l'ouvrage durant le suivi topographique, et en réalisant un calcul à court terme (sans prise en compte de la corrosion des aciers), on obtient les valeurs théoriques de tassement suivantes :

- 6 mm à 11 mm pour la béquille P1, en fonction de la profondeur de diffusion des contraintes considérée dans le calcul;
- 7 mm à 9 mm pour la béquille P2.

On constate une bonne adéquation entre les amplitudes calculées et les amplitudes mesurées, la modélisation se plaçant légèrement du côté de la sécurité.



Photo 6

Vue d'ensemble du chantier avant la mise en place de la charpente métallique

General view of the site before setting up the steel structure

### ■ Les palées : des appuis provisoires aux strictes déformations admissibles

#### Un projet de fondations superficielles

Le projet du maître d'œuvre prévoyait la fondation des palées provisoires en fond de vallée sur des massifs superficiels à 2,7 m de profondeur. Il n'était pas prévu au marché de reconnaissances géotechniques sous les nouvelles palées.

L'analyse géomorphologique du site lors des études d'exécution a mis en évidence le risque de présence de chenaux fossiles, probablement remplis de matériaux compressibles, dans le fond de la vallée. Ainsi il a été recommandé la réalisation de reconnaissances spécifiques au droit de ces ouvrages provisoires.

#### Adaptation du projet de fondation des palées provisoires

Les sondages à la pelle mécanique puis pressiométriques réalisés avant les travaux de fondation ont confirmé la présence d'un horizon rocheux résistant

sous la palée de la béquille P1, conformément aux hypothèses du projet.

En revanche, les reconnaissances réalisées sous la palée provisoire de la béquille P2 ont mis en évidence la présence d'un ancien lit fossile de l'Ante rempli de matériaux compressibles sur une épaisseur de 6 m. Cette hétérogénéité géologique, si elle n'avait pas été détectée, aurait pu être à l'origine de tassements absolus et différentiels de grande amplitude, inacceptables pour la palée et pouvant mettre en péril la stabilité provisoire de la béquille.

Les critères de déformations admissibles pour la palée étaient les suivants :

- tassement moyen absolu de la semelle < à 1 cm;
- déplacement horizontal de la tête de palée < à 3 cm pour une palée haute de 27 m;
- tassement différentiel entre palées inférieur à 1 cm.

La présence de la nappe phréatique à 3 m sous le terrain naturel ainsi que l'approfondissement du substratum résistant ont conduit à préconiser et dimensionner la réalisation de fondations profondes ancrées de 6 à 9 m dans les terrains gréseux/schisteux altérés, soit des longueurs de 12 à 15 m sous la base de la semelle de liaison. La descente de charges, en pied de palée provisoire, avec des efforts transversaux et des moments importants, a imposé, pour respecter des critères de déplacement en tête de palée extrêmement contraignant, la mise en œuvre de huit micropieux ancrés de 9 m dans le substratum, de diamètre 250 mm renforcés par des tubes de diamètre 139,7 x 9,5 mm.

### ■ La réalisation des terrassements et des fondations

Les terrassements rocheux de la culée creuse et des béquilles avaient fait l'objet d'un préminage lors des terrassements du premier ouvrage. Un complément de terrassement a été réalisé avec une pelle de 22 t équipée d'un BRH (photo 4).

Les conditions d'accès à la culée creuse (zone accidentée dans la falaise) ont nécessité la mise en place de la pelle avec une grue. L'évacuation des déblais était faite à l'aide d'une benne à gravats et d'une grue.

Outre les diamètres d'ancrages importants, les difficultés de réalisation des ancres de la culée C0 et des béquilles étaient liées :

- aux conditions d'intervention en site difficile d'accès (photo 5);
- aux implantations et aux orientations des ancres conformément au cône de diffusion définie par le calcul (figure 4);
- à la réalisation des massifs de fondations en béton avec une longueur de barre encastrée dans la fondation de l'ordre de 1 m.



Photo 7

Levage de la partie centrale du tablier (150 t)

Lifting the central part of the deck (150 tonnes)

### ■ Le déroulement du chantier de génie civil

Les travaux d'assemblage de la charpente métallique ont été réalisés depuis une plate-forme aménagée en fond de la vallée de l'Ante (photo 6). Les travaux de réalisation des appuis provisoires et définitifs et des fondations de palées provisoires ont été menés en parallèle.

L'opération de levage s'est ensuite déroulée début mars 2006 pendant une semaine.

Les éléments de charpente ont été mis en place à l'aide d'une grue treillis type Demag CC 2800 de capacité 800 t avec 76 m de flèche (photo 7).

#### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

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

D.R.E. Basse Normandie – SRMO Caen

##### **Maitre d'œuvre**

DIRNO, SIR de Caen

##### **Groupement d'entreprises**

Quille (génie civil, mandataire) – CM Paimboeuf (charpente métallique)

##### **Sous-traitant Quille**

- Terrasol, bureau d'études d'exécution pour le dimensionnement des fondations des palées provisoires et des appuis définitifs
- Foremine, travaux d'ancrages

## Deux viaducs jumeaux sur la rivière Ante. Fondations superficielles sur massif rocheux renforcé



Photo 8

Réalisation du hourdis béton  
Execution of the concrete slab

Le poids des pièces de charpente à mettre en place était de :

- 77 t pour les béquilles P1 et P2;
- 140 t pour chaque tronçon de rive;
- 150 t pour le tronçon central.

Les plots d'armatures du hourdis ont été lancés sur la charpente métallique par plot de 12 m depuis la culée C3.

Un hourdis en béton a été coulé en place par pilotage par plots de 9,25 à 11,50 m (photo 8) à l'aide d'un équipement mobile. ■

### ABSTRACT

*Two twin viaducts over the Ante River. Shallow foundations on reinforced rock mass*

S. Grange, S. Curtil, L. Parneix

*The construction of a new viaduct, identical and very near to the existing one, could let hope that the principles of foundations would be renewed without any risk.*

*The geological and geotechnical investigations which were made during the construction works (geological survey during earthworks and complementary boreholes) showed that the conditions of foundation could vary enough in a few meters to justify significant modifications in the projects of foundation :*

- *Reinforcement of the rocky foundation by passive anchorages under the C0 abutment, in order to guard it against mechanisms of landslide, of the dihedral or plan type, which did not exist under the first viaduct;*
- *Increase in the reinforcement of the rock mass by passive anchorages under the P1 prop, in order to guard it against mechanisms of deformation of the substratum, which is more fractured than envisaged;*
- *Modification of the principle of foundation for provisional prop P2. The installation of micro-piles avoids the settlements of a compressible zone in a paleo-channel of the Ante River.*

### RESUMEN ESPAÑOL

*Dos viaductos gemelos sobre el río Ante. Cimentaciones superficiales en macizo rocoso reforzado*

S. Grange, S. Curtil y L. Parneix

*La construcción de un nuevo viaducto, idéntico y muy parecido del viaducto ya existente, podía dejar pensar que los principios de cimentación de los estribos, arriostrados provisionales y soportes se efectuarían sin presentar mayor inconveniente.*

*Los reconocimientos geológicos y geotécnicos de obra (levantamientos estructurales durante el transcurso de los movimientos de tierra y sondeos de reconocimiento complementarios) han permitido demostrar que las condiciones de cimentación podían alterarse de forma suficiente de algunos metros para justificar diversas modificaciones significativas de los proyectos de cimentación :*

- *refuerzo del macizo rocoso mediante anclajes pasivos que trabajan en tracción y cizallamiento bajo el estribo C0 con objeto de precaverse contra los mecanismos de deslizamiento de tipo diedra y plano que no existían por debajo de la primera estructura;*
- *aumento del refuerzo del macizo rocoso mediante anclajes pasivos que trabajan en compresión bajo el soporte P1 con objeto de precaverse contra diversos mecanismos de deformación del substrato, que presenta mayor fracturas de los previsto, por debajo del cálculo de las cargas del soporte P1;*
- *modificación del modo de cimentación del arriostrado provisional P2 con implantación de micropilotes en sustitución de una macizo superficial, permitiendo así precaverse contra el asentamiento de una zona compresible implantada en un canal fósil del río Ante.*

# Le deuxième pont de Gignac (Hérault)

## Fondation sur micropieux de l'appui rive gauche



**Frédéric Badet**  
Directeur  
AFR (Aquitaine -  
Fondations -  
Rénovation)

Le pont de pierre qui franchit l'Hérault à Gignac sur la RN 109, à 25 km environ au nord-ouest de Montpellier, fut mis en service en 1810, après 34 ans de travaux difficiles dus en particulier à de nombreux problèmes pour la réalisation des fondations. Conçu par Bertrand Garipuy, directeur des travaux publics de la province de Languedoc, ce pont, connu pour être l'un des plus beaux de France, comporte une arche centrale en anse de panier de 48 m de portée, encadrée par des arches en plein cintre; la longueur totale du pont est de 175 m.

Le deuxième pont de Gignac, situé à l'aval de ce pont historique, est destiné à permettre le franchissement de l'Hérault par la A750 reliant Montpellier à la A75. Le projet en conception a été notamment retenu parce qu'il rentrait en harmonie avec le style du pont actuel; d'où le projet d'un ouvrage en arc de 70 m d'ouverture avec contre-béquille, de longueur totale de 130 m, à réaliser en BHP (béton à hautes performances) dans un délai de 26 mois.

L'article décrit le système original de fondation sur micropieux adopté pour l'appui rive gauche de ce nouveau pont (cf. encadré « Les principaux intervenants ») (photos 1 et 2).

### ■ Problème de la fondation de l'appui rive gauche du pont

À partir du niveau inférieur de la dalle de l'appui RG, les terrains sont les suivants :

- grave sableuse sur 5,50 m (de 32,5 à 27 NGF);
- grave sur 5 m (de 27 à 22 NGF);
- marne altérée sur 1 m (de 22 à 21 NGF);
- marne saine à partir de 21 NGF.

L'appui RG est soumis à un effort horizontal dû à la dissymétrie de l'ouvrage. Le projet d'origine prévoyait de fonder cet appui sur le terrain naturel consolidé par un traitement préalable (colonnes de jet grouting), mais c'est en définitive une solution de fondation sur



Photo 1

Vue du chantier de micropieux en RG de l'Hérault. Au fond, à l'amont, le vieux pont de Gignac

*General view of the micro-piles construction site, on the left bank of the Herault river. Upstream, in the background, the old Gignac bridge*

### LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

#### Maître d'ouvrage

Direction Régionale de l'Équipement  
Service de Maîtrise d'ouvrage (SMO) du Languedoc-Roussillon

#### Maître d'œuvre

Direction Méditerranée  
Service d'Ingénierie Routière (SIR) de Montpellier

#### Bureau d'études (exécution)

Arcadis Lyon

#### Concepteurs

- SECOA
- Michel Virlogeux Ouvrages d'Art
- Architecture et Ouvrages d'Art
- Cabinet Lavigne & Cheron

#### Entreprise générale

GFC Construction

#### Entreprise spécialisée (micropieux)

Aquitaine Fondations Rénovation (AFR)

Montant du marché micropieux : 750 k€



Photo 2

Vue du chantier vers l'aval depuis le vieux pont de Gignac

*View of the jobsite from the upstream old Gignac bridge*

Le deuxième pont de Gignac (Hérault). Fondation sur micropieux de l'appui rive gauche

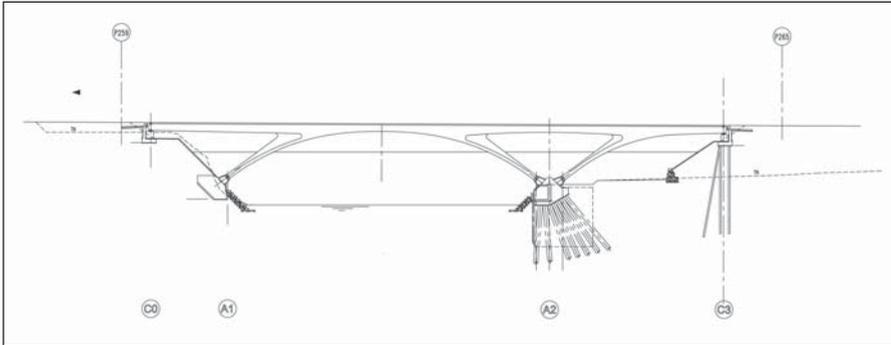
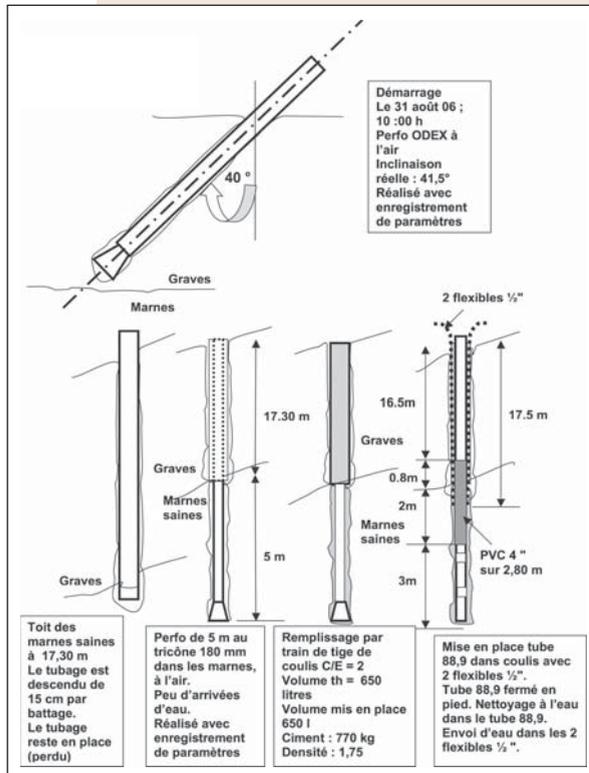


Figure 1  
Coupe en travers du pont et schéma du massif de micropieux en RG  
Cross-section of the bridge and scheme of the LB micro-piles group

Figure 2  
Schéma 3D du massif de micropieux  
3D-scheme of the micro-piles group



Figures 3 et 4  
Phases de réalisation du micropieu d'essai n° 92  
Construction sequence of the test micro-pile # 92

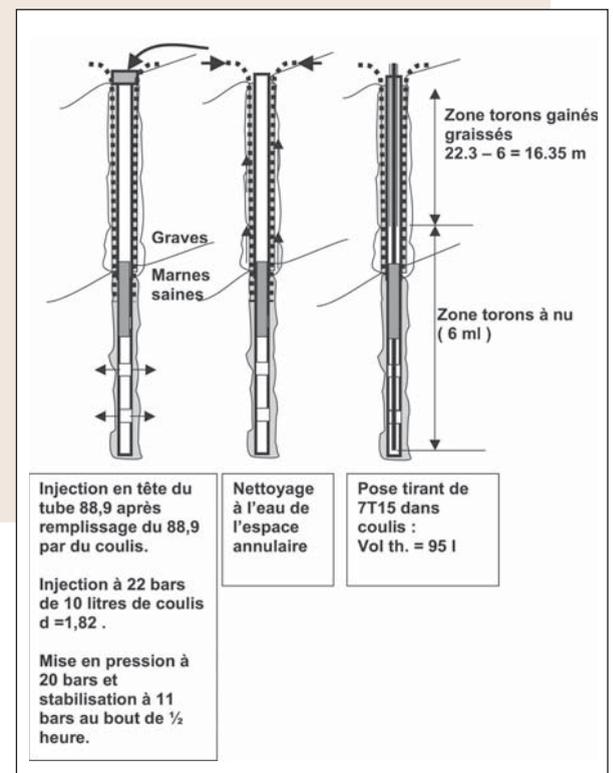


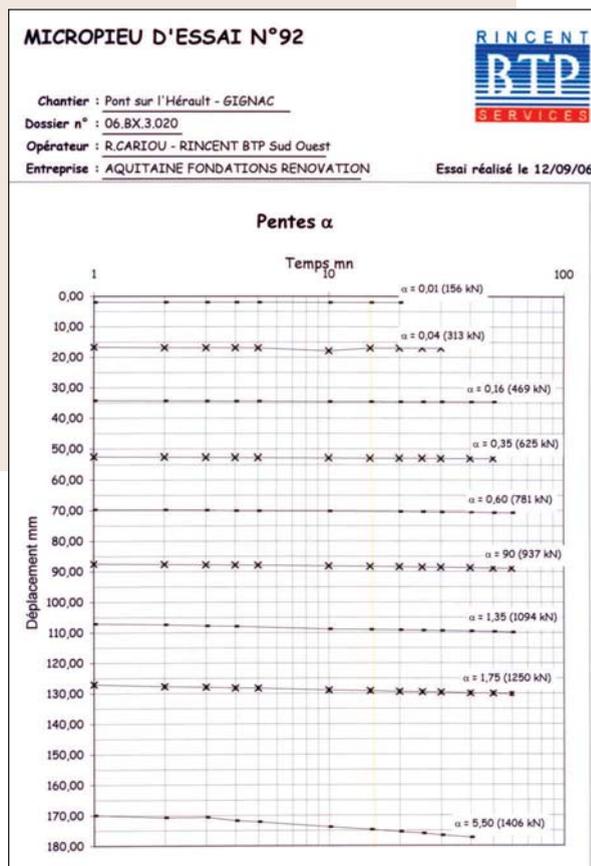
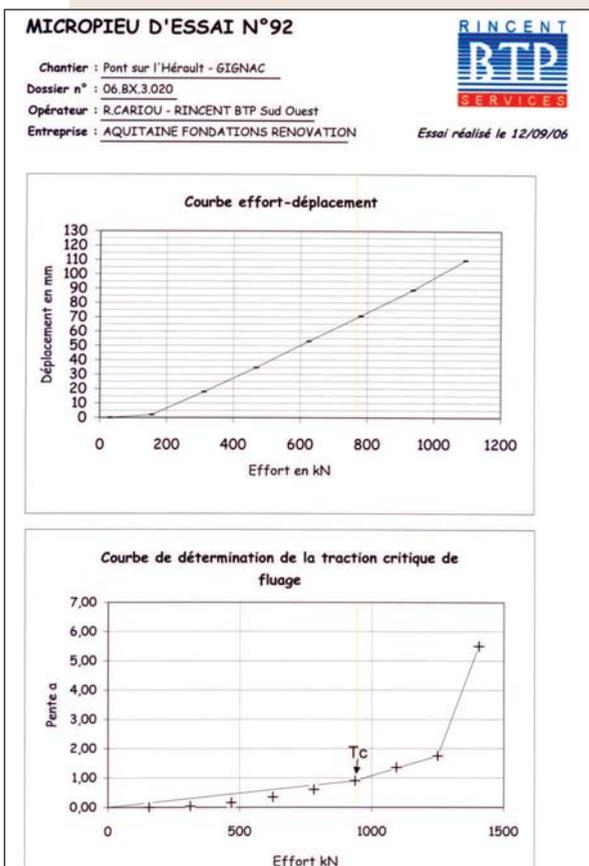
une « batterie » de 90 micropieux (figures 1 et 2) qui fut adoptée et confiée à l'entreprise AFR (Aquitaine-Fondations-Rénovation). Le projet prévoyait que chaque micropieu, défini pour reprendre une charge maximale de l'ordre de 130 t de compression aux ELS, soit ancré de 6 m environ dans la marne saine, cette hypothèse devant être confirmée par deux essais destructifs préalables.

■ Essais préalables

Ces essais ont consisté en deux phases :

- l'exécution de trois micropieux MP 91 - 92 - 93 avec pour objectifs de valider les procédures de perforation, équipement et injection, y compris essais sur éprouvettes de coulis de ciment; l'un des forages (MP 93), arrêté au toit des marnes, est réalisé seulement pour tester le frottement au contact de la couche supérieure de graves; les deux autres (MP 91 et MP 92) sont destinés aux essais de traction;
- les essais proprement dits; ces essais ont été réalisés par Rincent BTP Sud-Ouest pour le compte de AFR. L'objectif de ces essais réalisés sur deux micropieux « hors ouvrage », était de vérifier les hypothèses de calcul et de dimensionnement, les coefficients de sécurité vis-à-vis de la rupture et du fluage critique et d'en déduire les spécifications relatives à la longueur





Figures 5 et 6  
 Courbes d'essai du micropieu n° 92  
 Test curves of micro-pile # 92

d'ancrage des micropieux dans les marnes saines. Pour rester dans des limites d'efforts de traction compatibles avec les moyens classiques d'essais (vérin hydraulique de 1700 kN), l'ancrage des micropieux d'essai dans la marne a été limité à 3 mètres.

### Exécution des micropieux d'essai MP 91 et 92

À titre d'exemple, les figures 3 et 4 décrivent schématiquement les sept étapes de réalisation du micropieu incliné n° 92.

On notera que, les filetages des tubes de diamètre 88,9 mm constituant les micropieux n'étant pas dimensionnés pour reprendre les efforts de traction, les charges appliquées pour l'essai sont transmises par un tirant de 7 T 15 (classe 1860 MPa) scellé de 6 m dans le micropieu. Le scellement est réalisé avec un coulis C/E = 2 (CEM III/C 32,5).

La capacité du tirant 7 T 15 est de 173,6 t à la rupture; l'effort de traction maximum (0,9 Tr), soit 156 t, est largement supérieur à la tension d'essai de 130 t (cf. *infra*).

### Essais de traction des micropieux MP 91 et 92

Par hypothèse, le frottement dans les marnes saines est estimé à 51 t/m<sup>2</sup> et la capacité nominale du micropieu Ø 180 mm est ainsi estimée à 28,8 t/ml (180 mm/1000 x 3,14 x 51 t/m<sup>2</sup>), soit Q<sub>n</sub> = 86,4 t pour une longueur de scellement de 3 m.

Le mode opératoire des essais est conforme aux prescriptions de la norme NF P 94-150-2 « Essai statique de pieu isolé sous effort axial - Partie 2 (en traction) » (décembre 1999).

Un essai préalable à 1,5 x Q<sub>n</sub> = 130 t est effectué en dix paliers incrémentés de 130/10 et de 1 heure chacun, puis déchargement avec arrêts d'une minute aux mêmes paliers. Les courbes d'essai du MP 92, reproduites figures 5 et 6, correspondent en réalité à des incréments de 1/10 de la traction maximum du tirant 7 T15, soit 15,6 t.

### Résultats des essais (extrait du rapport Rincenc BTP Sud-Ouest)

Pour le MP 92, l'analyse des pentes de fluage en fonction de la charge montre une accélération signi-

Le deuxième pont de Gignac (Hérault). Fondation sur micropieux de l'appui rive gauche

Photo 3

Au premier plan, tubages de micropieux non recépés; au second plan, micropieux terminés

In the foreground, casings not yet cut; in the background, the micropiles are achieved



Photo 4

Dalle amont, micropieux terminés

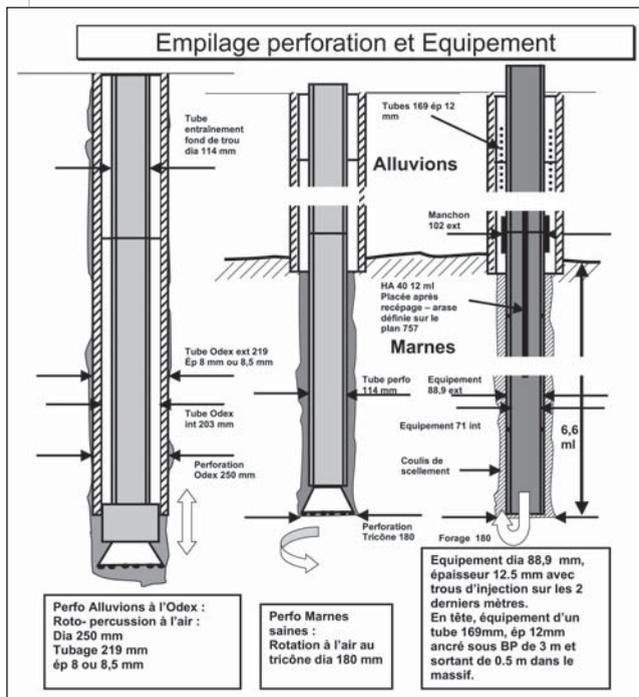
Upstream slab completed micropiles



Figure 7

Phases principales de forage d'un micropieu

Main drilling phases of a micro-pile



ficative du fluage entre les paliers de 78,1 et 93,7 t (781 et 937 kN).

Du fait de l'importance des valeurs de déplacement aux paliers à 937 et 1 250 kN alors que la rupture n'est pas encore atteinte, les valeurs admissibles de dimensionnement proposées sont :

- traction critique de fluage : 937 kN;
- traction limite de rupture : 1 406 kN.

Pour le MP 91, l'analyse des pentes de fluage en fonction de la charge montre une accélération significative du fluage au palier de 937 kN, avec début de rupture à 40 minutes, qui rend difficile le choix d'une pente pour ce palier.

Les valeurs admissibles proposées pour le micropieu 91 sont :

- traction critique de fluage : 781 kN;
- traction limite de rupture : 1 287 kN.

**Conclusions**

Il a donc été logiquement proposé de retenir comme valeur de fluage critique 781 kN pour 3,00 m de scellement dans les marnes saines et pour un diamètre de forage de 180 mm, soit 260 kN/ml de scellement.

La valeur de rupture à retenir est la plus petite des deux valeurs mesurées, soit 1 187 kN pour 3,00 m de scellement, soit 395 kN/ml de scellement.

Ces résultats ont conduit à valider la longueur de 6,60 m de scellement des micropieux dans la couche de marne saine prévue avant les essais ci-dessus.

**Exécution des micropieux**

**Installation de chantier - Opérations préalables**

Les travaux sont exécutés à partir de deux dalles de béton armé 6 m x 6 m x 30 cm (photos 3 et 4).

Des avant-trous Ø 250 mm sont réalisés à travers les dalles pour définir l'inclinaison et l'azimut de chacun des 90 forages. (Cf. encadré « Planning des travaux de micropieux »).

**PLANNING DES TRAVAUX DE MICROPIEUX**

- 30 août 2006 : Début des travaux - Réalisation des trois micropieux d'essai (non intégrés à la structure)
- 11 septembre 2006 : Réalisation des deux dalles de travail et des préforages
- 11 - 14 septembre 2006 : Essais à la rupture sur deux micropieux n° 91 et 92
- 26 septembre - 8 janvier 2007 : Exécution des 90 micropieux
- 8 janvier 2007 : Essais de réception
- 18 janvier 2007 - 6 février 2007 : Recépage - Finitions



Photo 5

Dispositif d'essai de traction

*Pulling test device*

### Réalisation et équipement des forages

Le réglage de l'azimut puis de l'inclinaison du mât de la foreuse est une opération délicate (matérialisation de trois points sur la dalle).

La figure 7 explique clairement les trois phases principales : forage à l'Odex (avec tubage perdu) dans les graves – forage rotation tricône dans les marnes sur 6,60 m – enfin, équipement du forage.

Tous les forages sont réalisés avec enregistrement automatique des paramètres, ce qui permet le cas échéant de connaître les niveaux d'anomalies éventuelles avant de procéder à la mise en place de l'« équipement », c'est-à-dire le tube Ø 88,9 mm, épaisseur 12,5 mm qui constitue réellement l'armature du micropieu; ce tube est équipé de manchettes en partie basse (sur 2 m) pour permettre l'injection en remontant du coulis de ciment.

Ensuite, le tube de renfort vis-à-vis des efforts de flexion, Ø 169 mm, épaisseur 12 mm, est mis en place en une seule longueur avec la grue à tour ou la pelle.

Enfin, le coulis de ciment est injecté (C/E = 2; pression d'injection > 10 bars; volume de l'ordre de 1,5 fois le volume théorique soit environ 240 litres; vitesse d'injection environ 1 m<sup>3</sup> / heure).

### FICHE TECHNIQUE

#### Matériel spécialisé

- Foreuse TEC Alto avec barillet et système Odex
- Centrale d'injection (capacité 300 l)
- Compresseur 21000 l
- Ensemble pompe d'injection - Mélangeur - Patouilleur
- Pompe d'alimentation en eau
- Enregistreur de paramètres de forage type Géopuce 2005 GSM (le GSM permettant la transmission automatique par téléphone des données telles que numéro de forage, avancement, etc.)
- Vérin annulaire type DSI HOZ 1700 kN avec pompe hydraulique (pour essais de traction) (photo 5)

#### Quantités - Matériaux

- 2 x 45 micropieux type III-IGU de longueur variable de 18 à 22 m
- Tubes intérieurs Ø 88,9 mm et Ø169 mm en acier  $\sigma_e = 560$  MPa
- Tubes de forage jusqu'au niveau des marnes saines Ø 219 en acier  $\sigma_e = 355$  MPa
- Longueur d'ancrage dans les marnes saines : 6,6 m
- Coulis de scellement C/E = 2; ciment Calcia - CEM III/B32,5 NCE PM-ES NF

#### Personnel d'exécution

- 1 directeur de travaux à mi-temps
- 1 chef de chantier
- 1 opérateur foreur + 1 aide
- 1 centraliste + 1 aide
- 1 opérateur injecteur

Les essais de traction (effectués selon la norme sur deux des micropieux) sont réalisés deux semaines après la fin de l'injection (photo 6). (Cf. encadré « Fiche technique »).



Photo 6

Tête de micropieu terminé

*Head of completed micropile*

Le deuxième pont de Gignac (Hérault). Fondation sur micropieux de l'appui rive gauche

▶ **Contrôle qualité**

Les contrôles qualité portent essentiellement sur :

- l'enregistrement des paramètres de forage et d'injection;
- les résultats des essais de traction;
- les résultats des contrôles du coulis de scellement (trois prises d'échantillons par jour - Six éprouvettes par semaine).

**ABSTRACT**

*The second Gignac Bridge  
(Hérault region).  
Foundation on micropiles  
for the left bank support*

Fr. Badet

*A new bridge is under construction on the Herault river, a few meters downstream the existing historical Gignac bridge built in 1810; the bridge is on the A750 highway which links Montpellier to the A75. The paper describes the original solution selected for the foundation of the left bank pier, consisting of 90 micro-piles submitted to a maximum 130 ton load each. Three test micro-piles were installed before starting construction of the 90 permanent ones; tests until failure were carried out satisfactorily on two of these micro-piles. The author also describes the construction sequence of the piles, the equipment used and the drilling methods.*

**RESUMEN ESPAÑOL**

*Segundo puente de Gignac  
(Hérault). Cimentación  
sobre micropilotes  
del estribo del margen  
izquierdo*

Fr. Badet

*Se encuentra en curso de construcción un nuevo puente sobre el río Hérault, a unos diez metros aguas abajo del puente histórico de Gignac construido en 1810, sobre el trazado de la autopista A750 que pondrá en comunicación Montpellier con la autopista A75. En el presente artículo se describe la solución original de cimentación del estribo ubicado en el margen izquierdo del puente, consistente en un macizo de 90 micropilotes sometidos cada uno a un esfuerzo máximo de 130 t. Tuvieron que ser ejecutados tres micropilotes de prueba antes de que dieran comienzo las obras; dos de estos micropilotes fueron sometidos a diversas pruebas destructivas que resultaron satisfactorias. El autor describe además la secuencia de construcción de los micropilotes así como los métodos de excavación y el material implementado.*

# Lyon Confluence : création d'une darse en paroi moulée

**Pierre-Alain Guet**  
Ingénieur d'affaire  
Spie Fondations

**Frédéric Cadet**  
Chargé de travaux  
Spie fondations

**Dans le cadre de la réhabilitation du quartier La Confluence de Lyon, Spie fondations intervient dans l'aménagement de la place Nautique. Elle construit les murs de quai de la darse en paroi moulée. Ces travaux, réalisés sur un site en cours de dépollution, imposent au personnel d'exécution un protocole de sécurité strict.**

## ■ Lyon Confluence : l'ambition du renouveau

La confluence du Rhône et de la Saône, dans le II<sup>e</sup> arrondissement de Lyon, est un territoire de 150 ha en plein réaménagement. Au sud de Perrache, ce site était autrefois un chapelet d'îles remblayé au cours du temps et dédié à une intense activité industrielle. Face au déperissement de ce quartier, le Grand Lyon a initié une opération de large envergure. L'objectif de cette réhabilitation est de doubler la capacité du centre-ville historique inscrit par l'Unesco au Patrimoine mondial de l'Humanité.

Le projet comprend la réalisation d'espaces publics nouveaux, dont la place Nautique de 4 ha, l'un des éléments significatifs de cette rénovation.

Première phase de construction de la ZAC Lyon Confluence, elle abrite en son centre un grand bassin intérieur de 2 ha alimenté par les eaux de la Saône : la darse. Celle-ci s'étend d'est, cours Charlemagne, en ouest, Saône, sur une longueur de 400 m environ (figure 1). Elle est large de 40 m à l'est et 70 m à l'ouest. Elle est franchie par une passerelle piétons mobile à l'ouest, une passerelle piétons fixe centrale et un ouvrage d'art SNCF à l'est (photo 1).

## ■ Le marché de la darse

Le creusement de la darse a été confié à l'automne 2005 par la SEM Confluence, dirigée par Jean-Pierre Gallet, au groupement GRS Valtech, mandataire - Spie fondations & al. Il comporte :

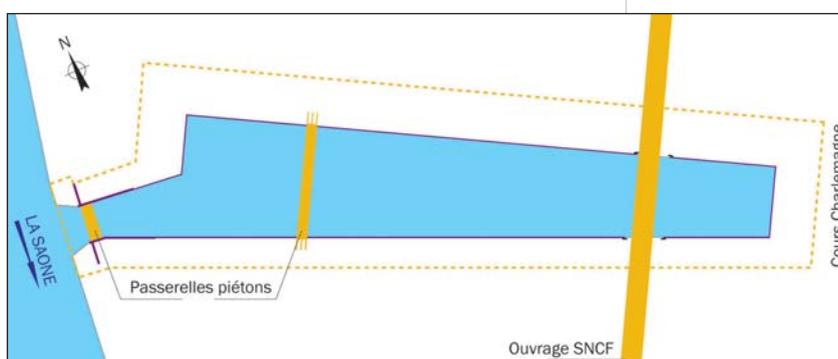
- les terrassements (185 000 m<sup>3</sup>) en site pollué, dont une partie sous nappe;
- le mur de quai en paroi moulée coiffée d'une poutre de couronnement et d'un parement architecturé;
- la fondation des passerelles par barrettes.

Sous maîtrise d'œuvre Sogréah (Pascal Lefebvre), l'ordre de service de démarrage des travaux a été délivré à l'automne 2006, après une année d'analyses des pollutions et autorisations administratives diverses

(Dire, préfecture...). En effet, les terrassements sont réalisés dans le cadre d'une ICPE (Installation classée pour la protection de l'environnement), au périmètre strict, initiée par le maître d'ouvrage, instruite par le groupement et le maître d'œuvre, et validée par la préfecture. Les procédures (analyses, traçabilité, filière des matériaux...) définies dans l'arrêté préfectoral sont appliquées aux déblais de paroi moulée.

## ■ Description de l'ouvrage

Le mur de quai, d'altitude variable (164,25 m et 165,25 m au sud, 163,25 m au nord), est constitué d'une paroi moulée autostable. Assurant d'abord la solidité et la stabilité de l'ouvrage, cette paroi en console permet en outre de confiner les terres polluées.



**Figure 1**  
Vue d'ensemble de la darse  
General view of the dock



**Photo 1**  
Vue d'ensemble de la darse avec vue sur l'ouvrage SNCF  
General view of the dock with view of the railway structure

Lyon Confluence : création d'une darse en paroi moulée

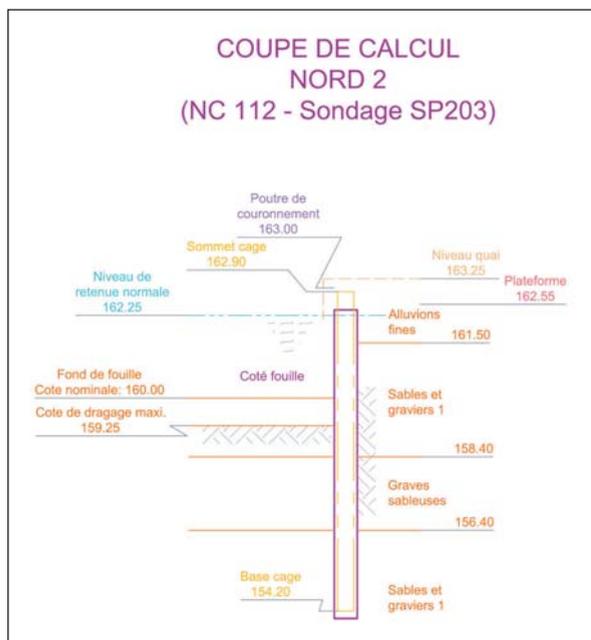


Figure 2  
 Vue en coupe de la paroi moulée nord  
 Cross-section view of the northern diaphragm wall



Photo 2  
 Vue d'ensemble côté est  
 General view of the eastern end

**LES PRINCIPALES QUANTITÉS**

- 900 ml de murettes guides
- 11000 m<sup>2</sup> de paroi
- 8000 m<sup>3</sup> de béton
- 800 t d'armatures



Elle est réalisée en différentes épaisseurs :

- 0,62 m à l'est et au nord;
- 0,82 m au sud;
- 1,22 m dans la zone du chenal (raccordement de la darse à la Saône).

Le fond de terrassement général est à 159,75 m dans la darse (soit un tirant d'eau de 2,50 m avec une nappe à 162,25 m) jusqu'à 156 m dans le chenal.

Les sols en place sont :

- des remblais;
- des limons sur 3 m;
- puis des gravés plus ou moins sableuses et plus ou moins compactes au-delà.

Enfin, un raccord doit être fait avec le morceau de mur de quai réalisé en pieux sécants, peu de temps avant, sous le pont-rail SNCF.

Les études d'exécution et les plans (figures 2 et 3) ont été réalisés en interne chez Spie Fondations par P. Louvel (ingénieur bureau d'études) et F. Leveque (dessinateur projeteur).

■ **Le chantier de paroi moulée**

Après une première phase de terrassement permettant d'atteindre les niveaux de plates-formes requis, les travaux de paroi moulée ont commencé fin avril 2007. Sous la direction de Fr. Cadet et Ch. Persiani (chargés de travaux chez Spie Fondations), ils ont débuté à l'est de l'ouvrage SNCF avec un atelier; ils se poursuivent actuellement à l'ouest avec deux ateliers, pour une fin programmée fin août 2007 (photo 2).

Le panneautage adopté permet d'adapter la longueur des panneaux à la tenue des terrains :

- 7,50 m (deux passes de 2,80 m et un merlon) pour deux cages d'armatures de 3,10 m;
- 10,50 m (trois passes de 2,80 m et deux merlons) pour trois cages d'armatures de 3,10 m.

L'excavation, variant de 9,50 m de profondeur à l'est à 18 m dans le chenal, est effectuée sous boue bentonitique à la benne à câbles (photo 3).

Les moyens mis en œuvre permettent de réaliser quelques 100 ml de paroi par semaine, nécessitant le concours de deux bétonniers!

■ **Des mesures d'hygiène**

Hydrocarbures, cyanures, métaux lourds, phénols : voilà quelques exemples de polluants auxquels le personnel de chantier est exposé pendant la réalisation de la paroi moulée.

En attendant la seconde phase de terrassement, qui aura lieu après la construction du mur de quai et permettra de dépolluer les terres conformément à l'arrêté

préfectoral, le site est découpé et balisé en quatre zones (figure 4), dont l'accès est strictement contrôlé :

- verte : base vie du chantier;
- jaune : emprise des travaux;
- orange : mailles de catégorie 1 comprenant des terres polluées et surveillées;
- rouge : zones qui présentent une pollution anormale de l'air lors de la réalisation des travaux.

Outre une formation spécifique aux risques du chantier, cette pollution impose aux équipes une discipline d'airain en termes d'hygiène et sécurité dont :

- interdiction de fumer et de manger sur le chantier;
- vestiaires sales et propres (un service de nettoyage des vêtements de travail est assuré par une entreprise spécialisée);
- respect des signalisations;
- shorts et tee-shirts interdits sur le chantier;
- équipements de protection spécifiques à portée de main, etc.

À ces consignes basiques, s'ajoutent des manœuvres précises en cas d'atteinte des seuils limites admissibles ou de changement climatique.

Figure 3

Vue en coupe de la paroi moulée : chenal sud  
 Cross-section view of the diaphragm wall :  
 southern channel

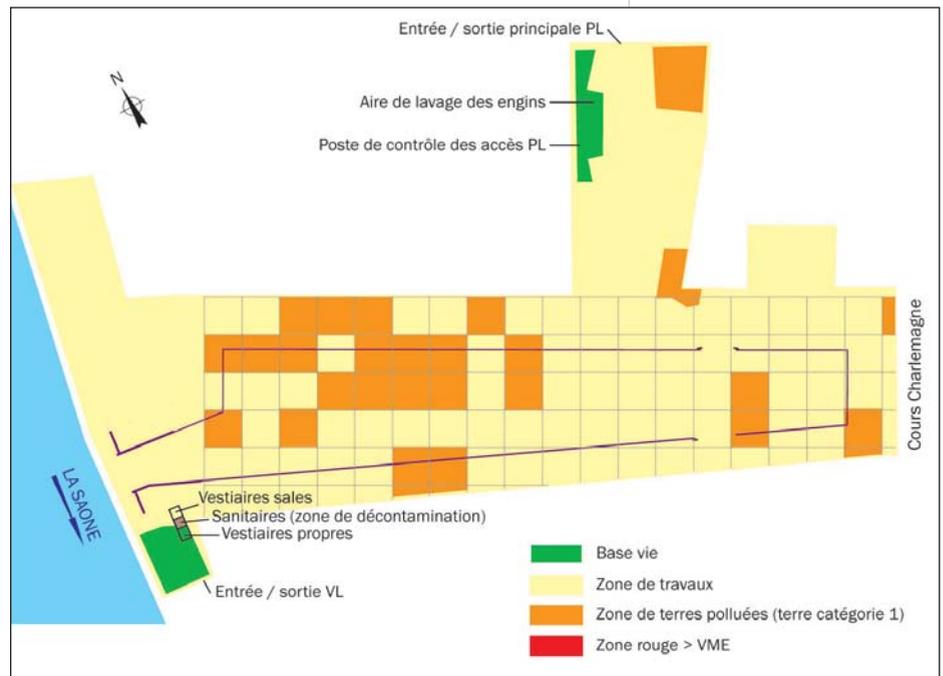
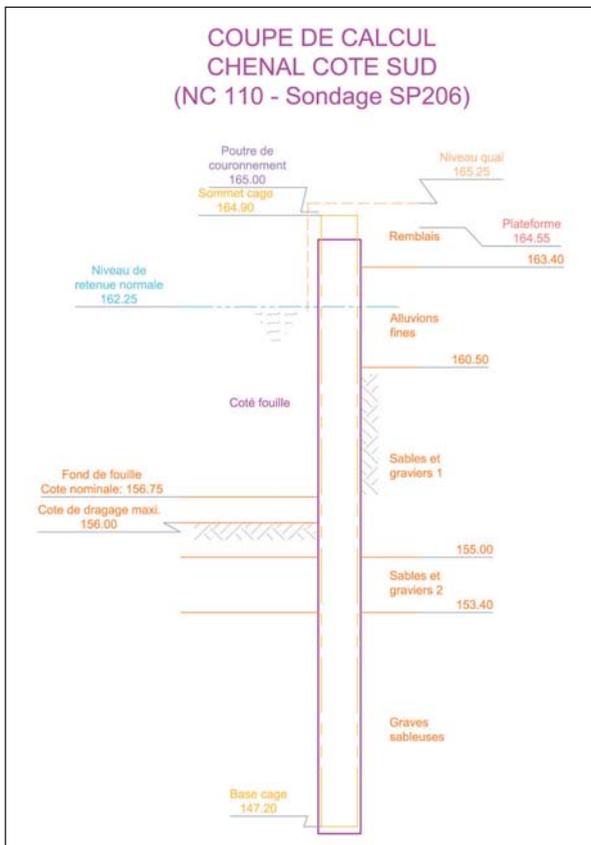


Figure 4  
 Zonage des terres  
 Land zoning



Photo 3  
 Atelier de forage avec la benne à câble  
 Drilling equipment with the cable grab

### Lyon Confluence : création d'une darse en paroi moulée

▶ Par exemple, en cas de vent sur le chantier, le port du masque anti-poussière à cartouche de type P3 est obligatoire. Idem pour la zone orange : lorsqu'une balise se déclenche, les équipes doivent porter le masque à cartouche Abek et impérativement quitter les lieux.

#### ■ Gestion d'inattendus...

Ce site, autrefois construit, a réservé quelques surprises : deux pieux de diamètre 900 et 1 200 mm, de 8 m de profondeur, armés, ont été découverts dans l'encombrement de la paroi au sud.

Il a fallu les extraire à l'aide d'un atelier de paroi après avoir pratiqué des excavations de décompression sous boue. Ces « cratères » ont été remblayés en gravement.

Dans la zone nord, des deux côtés de l'ouvrage SNCF, les graves sont crues, la boue de forage ne parvient pas à stabiliser les sols pendant l'excavation. Après plusieurs éboulements, Spie Fondations a dû recourir au prétraitement des alluvions par injection de coulis bentonite/ciment pour conférer à ces terrains la cohésion nécessaire. ■

#### ABSTRACT

##### *Lyon Confluence : Creation of a diaphragm wall dock*

*P.-A. Guet, Fr. Cadet*

*As part of the renovation of the La Confluence district of Lyons, Spie Fondations is involved in development of Nautique square. It is building the pier walls of the dock by the diaphragm wall technique. This work, carried out on a site undergoing decontamination, requires a strict safety protocol for the operating personnel.*

#### RESUMEN ESPAÑOL

##### *Lyon Confluencia : creación de una dársena en pantalla continua*

*P.-A. Guet y Fr. Cadet*

*En el marco de la rehabilitación del barrio La Confluencia de Lyon, Spie Fondations interviene para la ordenación de la Plaza Náutica. Esta empresa construye los muros del muelle de la dársena en pantalla continua. Estos trabajos, ejecutados en un emplazamiento en curso de descontaminación, presuponen que el personal de ejecución se atiene a un estricto protocolo de seguridad.*

# La méthode observationnelle : du suivi géotechnique au dimensionnement interactif



**Pierre Schmitt**  
Directeur du bureau  
d'études Eurofrance  
Solétanche Bachy  
France



**François Schlosser**  
Professeur honoraire  
et conseiller scientifique  
du CERMES à l'École  
nationale de Ponts  
et Chaussées

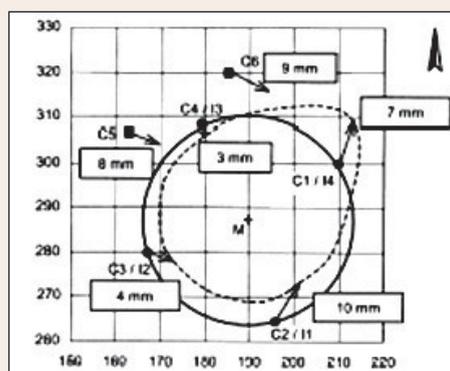
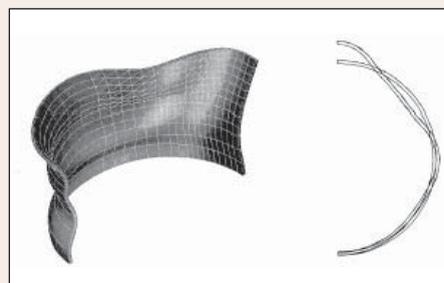
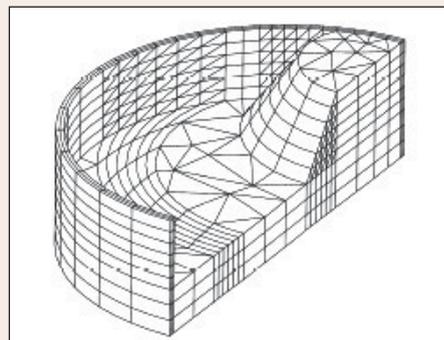
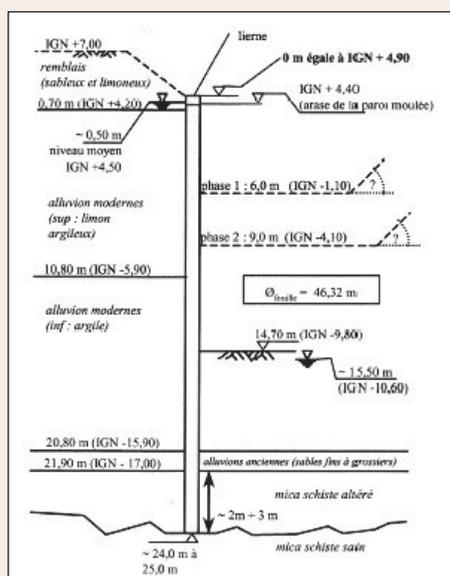
**« Quand il est difficile de prévoir le comportement géotechnique d'un ouvrage, il peut être approprié d'appliquer l'approche connue sous le nom de « méthode observationnelle », dans laquelle la conception est revue pendant la construction ».**

**Cette méthode fait l'objet du présent article qui en présente le développement actuel et en donne des exemples d'application dans le domaine important des soutènements de grandes excavations. On verra qu'il s'agit de bien autre chose qu'une posture humble et pragmatique qui permettrait de faire des économies en se disant « on y va doucement, sans en faire de trop, et on verra bien ». La méthode observationnelle n'induit pas de prise de risque, oblige à de grandes précautions et comporte de strictes contraintes. C'est une méthode rationnelle.**

La méthode observationnelle, qui consiste schématiquement à ausculter un ouvrage géotechnique pendant sa construction pour en renforcer le dimensionnement si les mesures en montrent la nécessité, n'est pas un concept nouveau, puisque Peck l'avait déjà introduit en 1969.

La nouveauté c'est la consécration de la méthode observationnelle par les recommandations et règlements européens, qui en font dorénavant une méthode de dimensionnement à part entière, que ce soit en Angleterre (rapport CIRIA, 1999), en France (guide Irex-RGCU, 2005), et finalement dans l'Europe entière (Eurocode 7, 2005, réseau GeoTechNet, 2005), voire bientôt dans le reste du monde (groupe de travail TC37 de la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique).

Le but de cet article est de faire le point sur le développement de cette approche dans un domaine particulier, mais important, qui est celui des écrans de soutènement.



Figures 1, 2, 3, 4 et 5

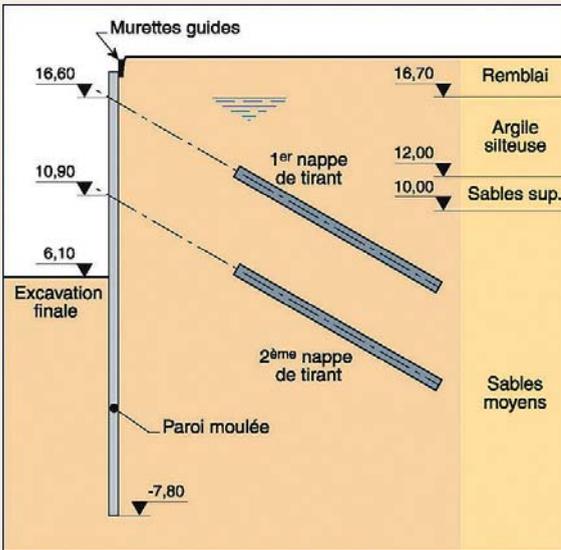
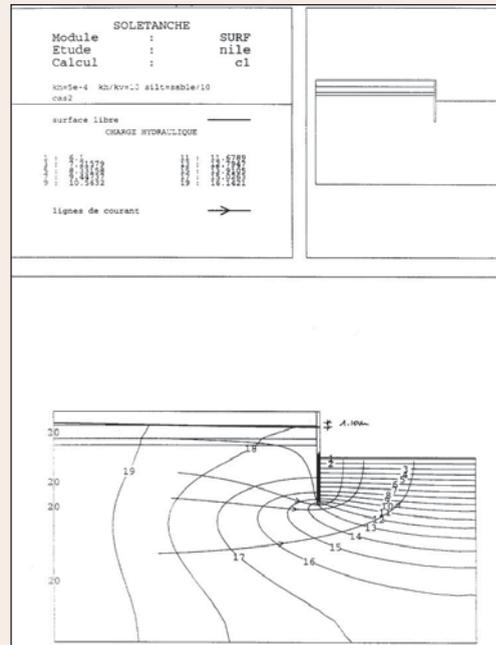
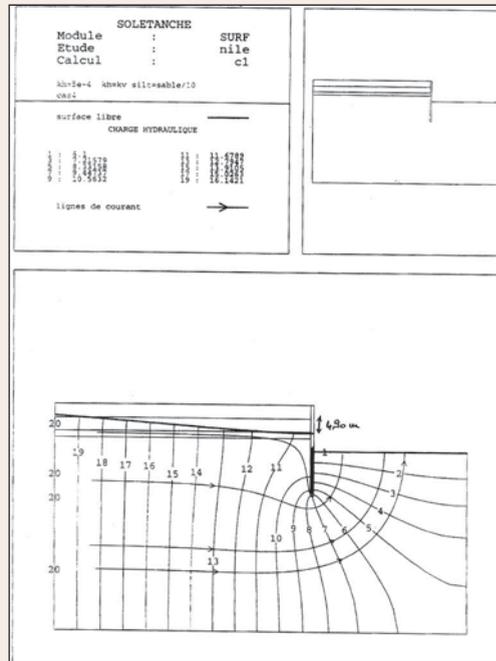
Nantes Îlot 7 : exemple de suivi géotechnique.

Le suivi géotechnique de cette paroi moulée circulaire réalisée dans des argiles vasardes a mis en évidence une ovalisation significative, qui a pu être expliquée a posteriori par la procédure de terrassement dissymétrique, et modélisée au LCPC par un calcul aux éléments finis 3D. Sans conséquence sur la sécurité dans ce cas précis, ce suivi a permis de montrer que la prise en compte du mode de terrassement, traditionnellement ignoré dans les calculs de dimensionnement, pourrait être à considérer dans le cas d'ouvrages de grand diamètre réalisés dans des terrains très compressibles.

*Geotechnical monitoring of this circular diaphragm wall executed in muddy clays highlighted significant out-of-roundness, which was able to be explained a posteriori by the asymmetric earthwork procedure, and was modelled in the LCPC laboratory by 3D finite-element calculations.*

*This monitoring, having no consequences for safety in this specific case, was able to show that allowance for the earthwork method, traditionally ignored in design calculations, could be a factor to be considered in the case of large-diameter structures executed in highly compressible ground*

La méthode observationnelle : du suivi géotechnique au dimensionnement interactif



Figures 6, 7, 8, et 9

Le Caire Nile City : exemple d'optimisation envisageable grâce au dimensionnement interactif. Cette grande excavation a été réalisée dans les sables du Caire et à proximité du Nil; l'absence de constructions proches a permis d'éviter la réalisation d'un radier injecté à la base des parois moulées, au prix d'un rabattement de quelques milliers de m<sup>3</sup>/h. Les calculs de dimensionnement sont traditionnellement menés en négligeant la diminution de poussée résultant du rabattement extérieur, compte tenu de la grande incertitude sur l'anisotropie de perméabilité du sol qui conditionne l'ampleur de ce rabattement. Ainsi, selon l'hypothèse effectuée, les réactions d'appui du soutènement pouvaient varier dans un rapport de 1 à 2, nécessitant de mettre en place un tirant par cage d'armature dans le cas de l'hypothèse optimiste (perméabilité isotrope et rabattement extérieur maximal), deux tirants par cage dans le cas de l'hypothèse pessimiste (rapport d'anisotropie égal à 10 et rabattement extérieur minimal). Trois réservations par cage d'armature ont donc été mises en place, de façon à ménager la possibilité d'un choix en fonction des résultats des mesures de la piézométrie extérieure effectuées pendant les terrassements. Dans ce cas précis, les mesures n'ont pas permis de valider l'hypothèse optimiste

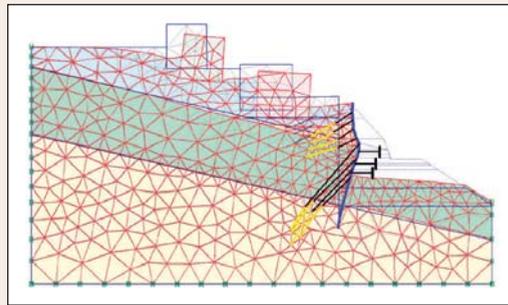
Cairo Nile City : Example of optimisation made possible by interactive design.

This major excavation was executed in the sands of Cairo in the vicinity of the Nile; due to the absence of nearby buildings, it was possible to avoid executing a cement-grouted foundation raft at the base of the diaphragm walls, by groundwater lowering at a rate of several thousand cubic metres per hour.

Design calculations are traditionally performed neglecting the reduced thrust resulting from external groundwater lowering, given the great uncertainty regarding the anisotropy of soil permeability which influences the extent of this groundwater lowering.

Accordingly, depending on the assumption adopted, the reactions of the supporting structure could vary by a factor of one to two, requiring the installation of one tie rod per reinforcement cage for the optimistic assumption (isotropic permeability and maximum external groundwater lowering), and two tie rods per cage for the pessimistic assumption (anisotropy ratio equal to 10 and minimum external groundwater lowering). Three wall pockets per reinforcement cage were therefore established, to allow a choice to be made depending on the results of the external piezometry measurements performed during the earthworks.

In this specific case, the measurements did not enable the optimistic assumption to be validated

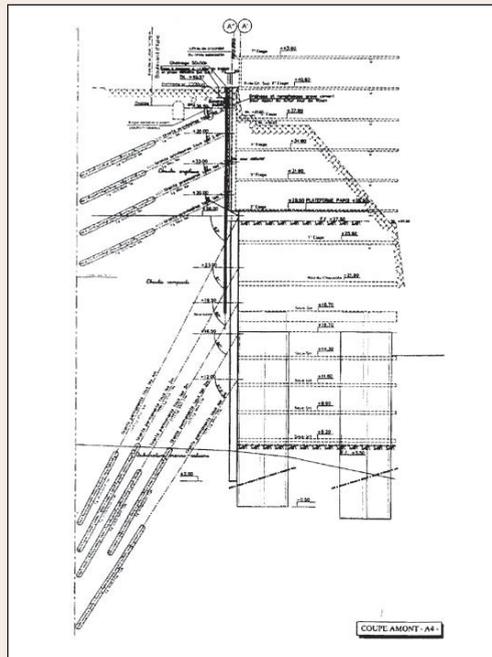
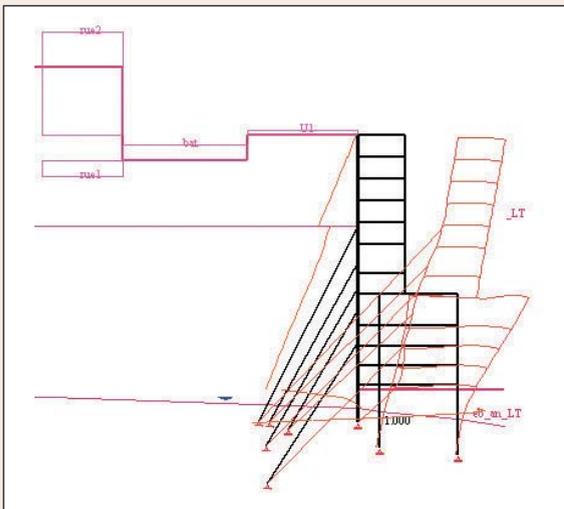


Figures 10, 11, 12 et 13

Monaco Testimonio : exemple de dimensionnement interactif adapté au cas d'un comportement géotechnique incertain.

Cette excavation de 35 m de hauteur, maintenue par un double rideau de soutènement (microberlinoise en partie supérieure, paroi moscovite en partie inférieure), a été réalisée dans des éboulis très hétérogènes, à 15 m d'immeubles sensibles dans le tréfonds desquels il n'était pas autorisé de disposer des tirants d'ancrage, ce qui aurait pourtant été nécessaire pour éviter l'apparition d'un déplacement d'ensemble, potentiellement préjudiciable aux constructions, et impossible à évaluer précisément par le calcul.

La solution confortative retenue dans le cadre de la procédure de dimensionnement interactif était ici l'intercalation de vérins plats prenant appui sur les planchers de la nouvelle structure, construite simultanément en remontant et en descendant à partir d'une dalle-transfert réalisée à mi-hauteur de l'excavation, ce qui aurait permis, au cas où les mesures en auraient montré la nécessité, de restreindre les déformations du massif amont



Monaco Testimonio : Example of interactive design adapted to the case of uncertain geotechnical behaviour.

This excavation, 35 metres high, held in position by a double supporting curtain (micropile Berlin wall in the upper section, Muscovite wall in the lower section), was executed in very heterogeneous rubble, 15 metres from sensitive buildings in whose subsoil anchor ties could not be placed, although this would have been necessary to prevent the occurrence of mass displacement, potentially harmful to the buildings, and impossible to evaluate precisely by calculation.

The consolidation solution adopted as part of the interactive design procedure was in this case the insertion of flat cylinders bearing on the floors of the new structure, built simultaneously by raising and lowering from a transfer slab executed at mid-height in the excavation, so that it would have been possible, if measurements showed the need for this, to restrict deformation of the soil mass upstream



## ■ La méthode observationnelle selon l'Eurocode 7

L'Eurocode 7, règlement officiel fixant les règles communes à appliquer en Europe pour le calcul des ouvrages géotechniques, a l'immense mérite de mettre l'accent sur le caractère incertain du calcul : « Chaque fois que c'est possible, il convient de vérifier les calculs par rapport à des expériences comparables... Il convient de ne pas considérer comme précis les calculs de tassement. Ils donnent seulement une indication approchée... »

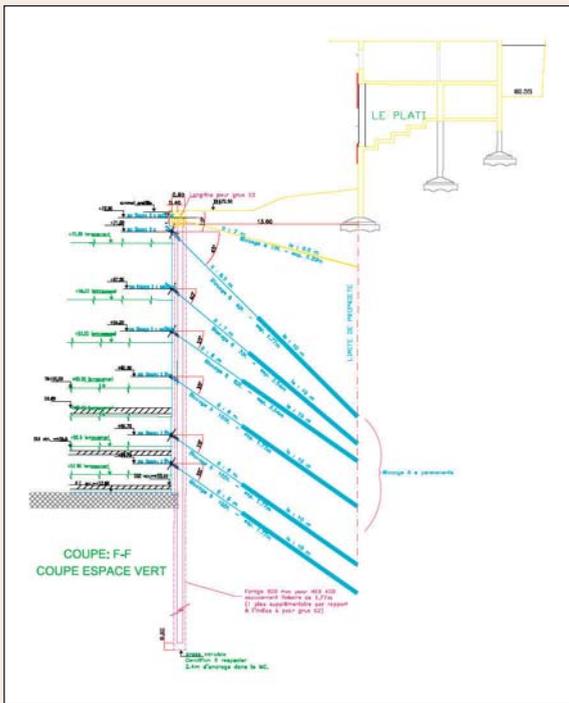
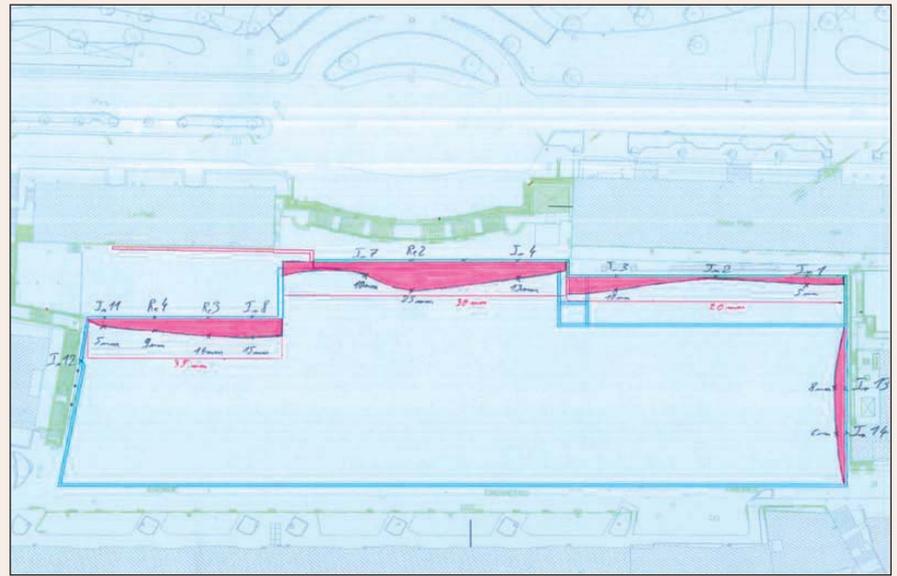
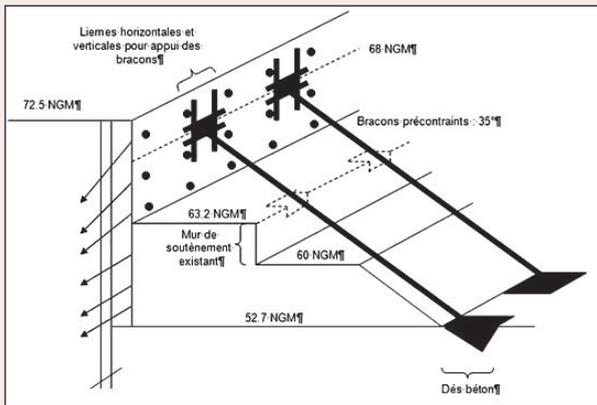
Une estimation prudente de la distorsion et du déplacement des ouvrages de soutènement... doit toujours être faite à partir d'expériences comparables. »

Mais un remède efficace permettant de pallier le manque de fiabilité du calcul est aussitôt proposé : « Quand il est difficile de prévoir le comportement géotechnique d'un ouvrage, il peut être approprié d'appliquer l'approche connue sous le nom de "méthode observationnelle", dans laquelle la conception est revue pendant la construction ».

Il convient de préciser que cette méthode de dimensionnement n'est en aucun cas une facilité, qu'il pourrait être tentant d'utiliser pour justifier de dangereuses économies sur les études et investigations géotechniques préalables; elle impose au contraire des contraintes très lourdes à l'ensemble des intervenants, contraintes résumées par cinq préceptes fondamentaux qu'il est impératif de respecter :



La méthode observationnelle : du suivi géotechnique au dimensionnement interactif



Figures 14, 15, 16 et 17

Monaco Minerve : exemple de dimensionnement interactif adapté au cas d'un comportement géotechnique incertain.

Cette autre excavation de 35 m de hauteur était maintenue par des écrans berlinois, étagés par endroits, et ancrés par des tirants actifs dont la longueur était localement limitée à 13 m pour ne pas engager le tréfonds de l'immeuble Plati.

La solution confortative retenue pour limiter, si nécessaire, le déplacement d'ensemble dans le cadre du dimensionnement interactif était ici la mise en œuvre de gigantesques bracons appuyés sur le fond de fouille, solution très lourde de conséquence sur les délais de terrassement et de construction du génie civil.

Ce scénario a pu être évité en augmentant la précontrainte et le nombre initialement prévu de tirants longs de la zone adjacente, dont les déplacements mesurés menaçaient par ailleurs d'atteindre les seuils d'intervention; on a ainsi pu bénéficier dans la zone du Plati d'un report de charges horizontal par constitution d'un arc de décharge prenant appui sur le côté de l'excavation d'une part, et sur le point dur artificiellement créé par augmentation de précontrainte et mise en butée du sol dans la zone adjacente, d'autre part

Monaco Minerve : Example of interactive design adapted to the case of uncertain geotechnical behaviour.

This other excavation 35 metres high was held in position by Berlin type screens, tiered in places, and anchored by prestressed tie rods whose length was locally limited to 13 m so as to avoid entering the subsoil of the Plati building.

The consolidation solution adopted to limit, if necessary, mass displacement within the framework of interactive design was in this case to set up huge stays bearing on the bottom of the excavation, a solution with major consequences for earthworks and civil engineering work completion times.

This scenario was able to be avoided by increasing the prestressing and the originally planned number of long tie rods in the adjacent area, whose measured displacements, moreover, were close to the intervention thresholds; in this way the Plati area benefited from horizontal load transfer by the establishment of a discharge arch supported by the side of the excavation on the one hand, and by the hard spot artificially created by increased prestressing and support from the soil in the adjacent area on the other hand



- « les limites du comportement acceptable de l'ouvrage doivent être établies;
- le domaine des comportements possibles doit être analysé, et on doit montrer qu'il existe une probabilité acceptable que le comportement réel soit compris dans le domaine des comportements acceptables;
- un plan d'instrumentation doit être établi, pour vérifier si le comportement réel est compris entre les limites acceptables;
- le temps de réponse des instruments de mesure et les procédures d'analyse des résultats doivent être suffisamment rapides par rapport à l'évolution possible du système;
- un plan d'actions de sauvegarde doit être établi, pour être mis en œuvre si le suivi révèle un comportement sortant des limites acceptables ».

C'est donc bien lorsque le comportement géotechnique est intrinsèquement difficile à prévoir, en dépit des efforts consentis au niveau de la reconnaissance du sol et de l'étude du projet, qu'il y a lieu d'envisager l'application d'un scénario à l'évidence contraignant pour l'ensemble des intervenants : le bureau d'études va en effet devoir multiplier les analyses préalables et interpréter les résultats des mesures en temps réel, le chantier va devoir mettre en place, maintenir opérationnel et assurer le relevé périodique, voire continu, d'un système de mesures suffisamment complet pour permettre ces analyses, le maître d'œuvre va devoir envisager l'éventuelle mise en place de dispositifs de confortement pouvant s'avérer conséquents en termes de coûts et d'incidence sur les délais.

En résumé, la méthode observationnelle, telle qu'elle découle de l'Eurocode 7, est une véritable procédure de « dimensionnement interactif », permettant de traiter les cas, malheureusement pas si exceptionnels dans le domaine de la géotechnique, où les méthodes et programmes de calculs disponibles ne permettent pas de rendre compte de la complexité réelle de l'ouvrage et du sol, et où la sécurité associée aux coefficients réglementaires devient illusoire, car d'un ordre de grandeur plus petit que l'incertitude inhérente au modèle géotechnique lui-même.

Le terme de « dimensionnement interactif » a d'ailleurs été introduit par le TC37 de la SIMSG en remplacement de celui de « méthode observationnelle » considéré comme insuffisamment représentatif de la méthode elle-même.

### ■ La méthode observationnelle : un outil pour optimiser ?

En complément de l'Eurocode 7, qui introduit exclusivement la méthode observationnelle comme palliatif des insuffisances du calcul géotechnique, le guide Irex-

RGCU, intitulé « La méthode observationnelle pour le dimensionnement interactif des ouvrages », met également en évidence l'intérêt de pouvoir justifier, y compris dans les cas courants, un jeu d'hypothèses plus favorables permettant de parvenir à un dimensionnement plus économique.

Peck écrivait ainsi, dès 1967 : « Si le projet permet des modifications du dimensionnement pendant la construction, des économies importantes peuvent être faites au moyen d'un dimensionnement basé sur les hypothèses les plus probables plutôt que sur les plus défavorables ».

Cette optimisation impose en pratique la définition, en amont des études d'exécution et en accord avec les différents intervenants dans l'acte de construire, de deux jeux d'hypothèses, l'un réputé « probable », qui va permettre la définition du projet dit optimisé, et l'autre réputé « pessimiste », qui va permettre la définition d'un dispositif de confortement que l'on mettra ou non en place en fonction des résultats de l'instrumentation, laquelle devra donc permettre de valider l'une ou l'autre des hypothèses envisagées.

Il importe de souligner, même si cette procédure est très semblable et impose en pratique les mêmes contraintes que celles décrites dans l'Eurocode 7, qu'une analyse préliminaire limitée à la mise en œuvre d'un double jeu de paramètres de calculs ne saurait être considérée comme suffisante lorsqu'il s'agit, non plus d'optimiser, mais de pallier une incertitude importante portant sur la validité même du modèle géotechnique. Dans ce cas, en effet, l'Eurocode 7 insiste en premier lieu sur la nécessité de définir au préalable les limites du comportement acceptable, limites qui résultent non pas du calcul mais des contraintes environnementales, notamment de celles imposées par la prise en compte des ouvrages avoisinants, que seules une investigation et une analyse structurale conduites bien en amont des études peuvent permettre d'appréhender.

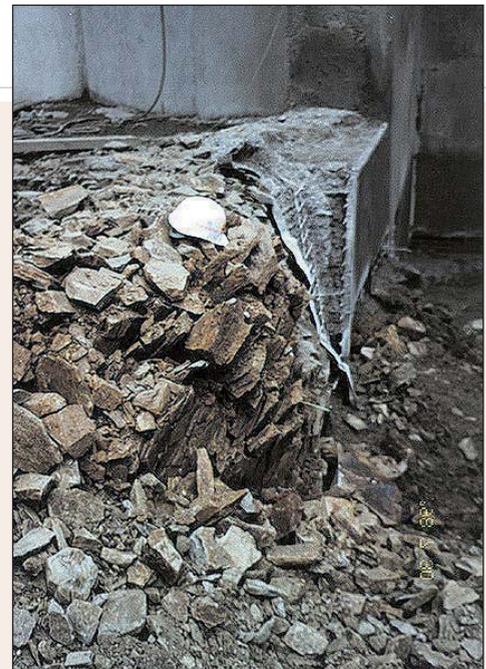
Les limites du comportement probable, que le second précepte de l'Eurocode imposent également de définir, ne devraient pas non plus découler du calcul, dont la fiabilité, dans ce cas, est précisément réputée insuffisante : c'est la raison pour laquelle l'EC7 recommande expressément d'estimer le comportement prévisible par référence non pas au calcul, mais à des expériences comparables, dont il est bien évidemment nécessaire de pouvoir disposer...

### ■ De l'importance du suivi géotechnique

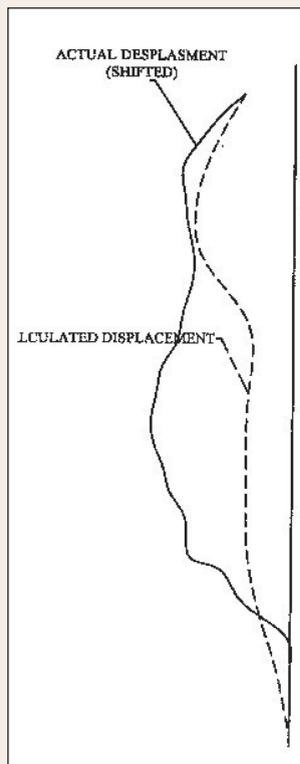
C'est ici qu'intervient le « suivi géotechnique », trop souvent assimilé à la méthode observationnelle dont il ne constitue que l'un des aspects.



La méthode observationnelle : du suivi géotechnique au dimensionnement interactif



(21)



Figures 18, 19, 20 et 21

Métro de Rennes : exemple de passage du suivi géotechnique au dimensionnement interactif.

Les stations du métro de Rennes ont nécessité la réalisation d'excavations de plus de 20 m de profondeur dans un massif schisteux de bonnes caractéristiques, maintenu par des parois berlinoises butonnées.

Le suivi géotechnique a cependant révélé, sur certaines stations, une discordance inquiétante entre déformations calculées et mesurées, notamment au niveau des appuis, ce qui a conduit le bureau d'études de l'entreprise à alerter le chantier; la mise en œuvre in extremis de butons supplémentaires aura ainsi permis d'écarter la probabilité d'un sinistre.

Le comportement imprévu de ce massif schisteux a pu être attribué a posteriori à un mécanisme de fauchage non pris en compte par les théories classiques, comme en témoigne la photo 21.

*Rennes underground railway : Example of transition from geotechnical monitoring to interactive design.*

*The Rennes underground railway stations required the execution of excavations more than 20 metres deep in a shaly soil mass with good properties, supported by stayed Berlin-type retaining walls.*

*However, geotechnical monitoring revealed, on some stations, a worrying discrepancy between calculated and measured deformations, especially at the support level, which led the contractor's engineering office to alert the site; last-minute installation of additional stays thus made it possible to eliminate the likelihood of a disaster.*

*The unforeseen behaviour of this shaly soil mass was attributed a posteriori to a bending mechanism not taken into account by conventional theories, as shown by photo 21*



Suivre le comportement d'un ouvrage géotechnique, c'est mettre en place un dispositif de mesures qui fera l'objet de relevés et d'interprétations au cours des différentes étapes de la construction, conformément au troisième précepte de l'Eurocode, sans que cela fasse pour autant l'objet d'une procédure aussi systématique que dans le cas d'un véritable dimensionnement interactif : l'objectif est généralement de vérifier que l'ouvrage se comporte comme prévu, même si l'on n'a pas de raison particulière d'en douter, tout simplement parce que le sol a la fâcheuse réputation de réserver parfois des surprises, y compris à ceux qui ont tout fait pour s'en préserver (c'est ce que l'on appelle communément « l'aléa géotechnique »).

Mais l'intérêt majeur d'assurer chaque fois que possible un suivi géotechnique, y compris dans le cas des ouvrages courants, est aussi de se forger petit à petit l'expérience nécessaire pour être en mesure de répondre, dans le cas d'ouvrages sensibles relevant non plus du calcul traditionnel mais du dimensionnement interactif, à la question fondamentale soulevée au paragraphe précédent, qui est celle du comportement prévisible et de ses limites lorsque le modèle de calcul est incertain. C'est ainsi que la géotechnique progresse depuis ses origines, et c'est l'expérience qui en résulte, et elle seule, qui va permettre aux concepteurs d'apprendre à repérer, et progressivement à repousser les frontières qui séparent le connu de l'incertain, et à savoir ainsi distinguer le plus en amont possible les projets qui doivent impérativement relever non plus d'un simple suivi géotechnique, mais bien d'un véritable dimensionnement interactif.

L'objectif étant de limiter les cas, non couverts par les procédures réglementaires, bien que faisant intégralement partie de la géotechnique, où un simple suivi se transforme de façon improvisée en dimensionnement interactif, pour faire face à un comportement géotechnique « plus imprévu que prévu », et prendre in extremis les dispositions confortatives qui s'imposent pour maintenir la sécurité de l'ouvrage.

## ■ Conclusions

Ce récapitulatif avait pour but de mettre en évidence la grande diversité de ce qu'il est convenu d'appeler méthode observationnelle, et qui recouvre dans la pratique des situations très différentes : projet classique faisant l'objet d'un suivi géotechnique « de routine », projet optimisé à l'aide d'une procédure de dimensionnement interactif, comportement géotechnique incertain imposant le recours au dimensionnement interactif, anticipé ou non...

Des exemples de ces situations diverses sont donnés à travers les illustrations de l'article.

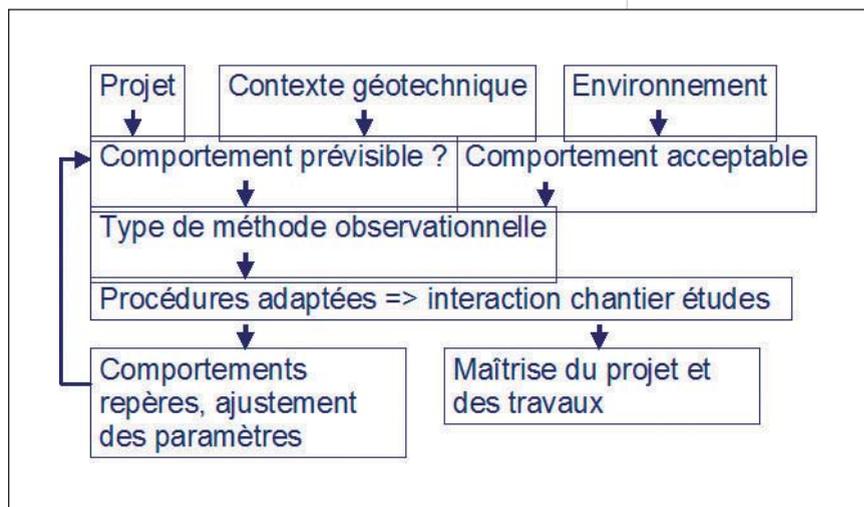


Figure 22

Application de la méthode observationnelle : logigramme

Application of the observational method : Process flow diagram

Il se dégage finalement de tout cela une conclusion claire, et une question sans réponse.

La conclusion est que la mise en œuvre de la méthode observationnelle est un exercice pratiquement imposé par la nature même de la géotechnique (Peck n'avait pas attendu l'Eurocode 7 pour le mettre en évidence), mais exigeant une anticipation et une coordination extrêmement rigoureuse de la part de l'ensemble des intervenants, y compris bien évidemment l'entreprise, qui doit notamment être en mesure d'assurer une communication continue et efficace entre le chantier et son bureau d'études, en charge de conduire les analyses « en temps réel ».

La question porte sur les aspects contractuels, qu'il est impossible d'éluder, et qui sont d'ailleurs très clairement abordés dans le guide Irex-RGCU : comment concilier ce que l'on observe trop souvent, à savoir l'application d'un prix forfaitaire, qui intègre par définition la prise en compte des aléas normalement prévisibles du comportement du sol, et l'application de la méthode observationnelle, qui constitue par définition même l'aveu qu'aucun des intervenants n'est réellement capable d'anticiper convenablement ces mêmes aléas ?

Une question sans réponse étant généralement mal posée, sans doute conviendrait-il de la reformuler en y introduisant la notion manquante, qui est probablement celle de partenariat ?



## Bibliographie

- NF EN 1997-1 : Eurocode 7, calcul géotechnique, partie 1 : règles générales, 2005.
- « La méthode observationnelle pour le dimensionnement interactif des ouvrages » - Guide technique publié aux Presses de l'ENPC sous la direction de D. Allagnat, 2005.
- E. Bourgeois, J.-M. Jeanty, S. Marten : « Comportement tridimensionnel d'une paroi circulaire à Nantes, observations et modélisation numérique » - Journée des Sciences de l'Ingénieur du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 2003.
- J. Robert, T. Moreau, J. Lavisse, P. Schmitt : « Le dimensionnement interactif pour la réalisation d'une fouille profonde sur le flanc d'un versant fortement urbanisé à Monaco » - XIV<sup>e</sup> Congrès européen de mécanique des sols et de géotechnique, Madrid, 2007.
- Fr. Schlosser : « Le renforcement des sols et le multi-ancrage pour les grandes excavations » - Forum praticiens/universitaires - XIV<sup>e</sup> Congrès européen de mécanique des sols et de géotechnique - Madrid, 2007.

### ABSTRACT

#### *The observational method : from geotechnical monitoring to interactive design*

P. Schmitt, Fr. Schlosser

« When it is hard to predict the geotechnical behaviour of a structure, it may be appropriate to apply the approach known as the "observational method", in which the design is revised during construction ».

This method is the subject of the present article, which outlines its current level of development and gives examples of its application in the important area of supporting structures for major excavations. It will be seen that this is something very different from a humble, pragmatic attitude with a view to achieving savings by a « gently does it, don't overdo it, and we'll see how it goes » approach. The observational method entails no risk taking, it requires great precaution and has strict constraints. It is a rational method.

### RESUMEN ESPAÑOL

#### *El método observacional : desde el seguimiento geotécnico hasta el cálculo dimensional interactivo*

P. Schmitt, Fr. Schlosser

« Cuando resulta difícil prever el comportamiento geotécnico de una estructura, puede ser adecuado aplicar el método conocido bajo la denominación de "método observacional", en el cual se reactualiza el establecimiento del concepto durante la construcción ». Este método se describe en el presente artículo en el cual se detalla el estado actual de los conocimientos, de las experiencias y de las normativas. Se podrá observar que se trata en realidad de otra cosa que una postura humilde y pragmática que permitiría obtener ahorros diciéndose « adelantamos paso a paso, sin hacer demasiado, y veremos lo que pasa ». El método observacional no induce ninguna toma de riesgo, obliga a tomar grandes precauciones y consta de imperativos estrictos. Se trata de un método racional.

# Application du procédé « EVE » pour la détermination des efforts internes aux structures

Olivier Pal  
BET Géotechnique  
Eiffage Travaux Publics

Thierry Vassail  
Bureau Veritas

**Le suivi des ouvrages de génie civil complexes et qui s'inscrivent notamment dans un contexte géotechnique sensible peut nécessiter d'avoir accès aux efforts qui transitent dans les structures. L'objet de cet article est de présenter dans le cadre de la réalisation du parking République à Marseille, l'application d'une méthode non destructive appelée EVE pour l'évaluation des efforts à partir d'une analyse vibratoire spécifique de la structure. Cette nouvelle approche est comparée avec satisfaction à des mesures *in situ* plus classiques telles que mesure au vérin plat, jauges de contraintes, fils invar ainsi qu'à des modélisations numériques. Toutes ces mesures et analyses ont été réalisées indépendamment les unes des autres et montrent une assez bonne corrélation entre elles.**

## ■ Le parking de la République

Le parking République situé près du vieux port de Marseille, en cours de réalisation, est un ouvrage souterrain composé de cinq niveaux. Les soutènements latéraux sont assurés par des parois moulées ancrées dans le substratum communément appelé Stampien et butonnées entre elles par les planchers du parking. Au cours des différentes phases de terrassement, le suivi des déformations des parois a mis en évidence des divergences par rapport aux valeurs attendues ce qui a conduit à un renforcement de l'auscultation et en particulier dans le cas présent à une estimation des efforts repris par les planchers. Les figures 1 et 2 présentent respectivement une coupe type et une vue en élévation de l'ouvrage.

Figure 2

Vue en élévation de la structure du parking de la République à Marseille

*Elevation view of the La République car park structure in Marseilles*

## ■ Investigation et analyses

L'évaluation des efforts de butonnage a été conduite selon trois méthodes radicalement différentes mais permettant d'obtenir les mêmes informations à des fins de comparaisons. Il doit être précisé que ces trois vérifications ont été conduites en « aveugle », c'est-à-dire sans aucune concertation entre les équipes afin de ne pas influencer les méthodes d'intervention et les interprétations de résultats.

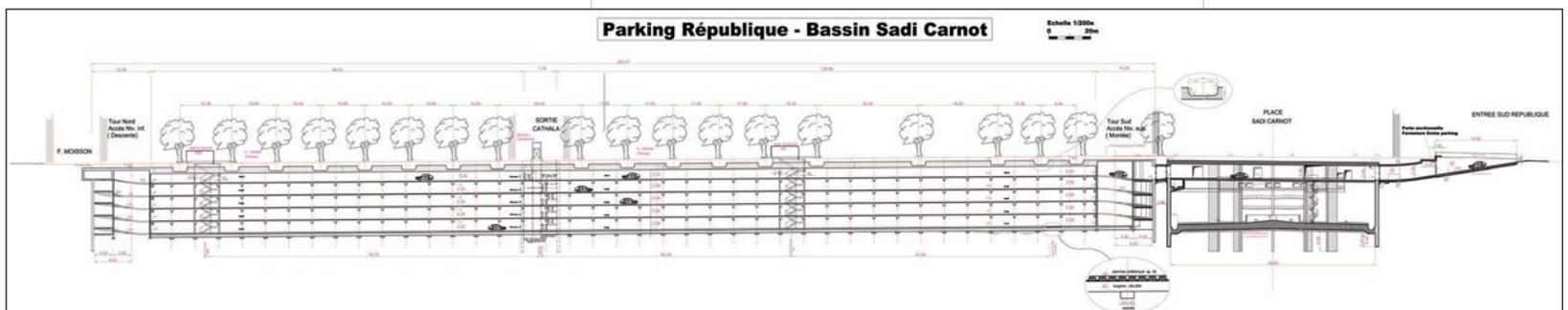
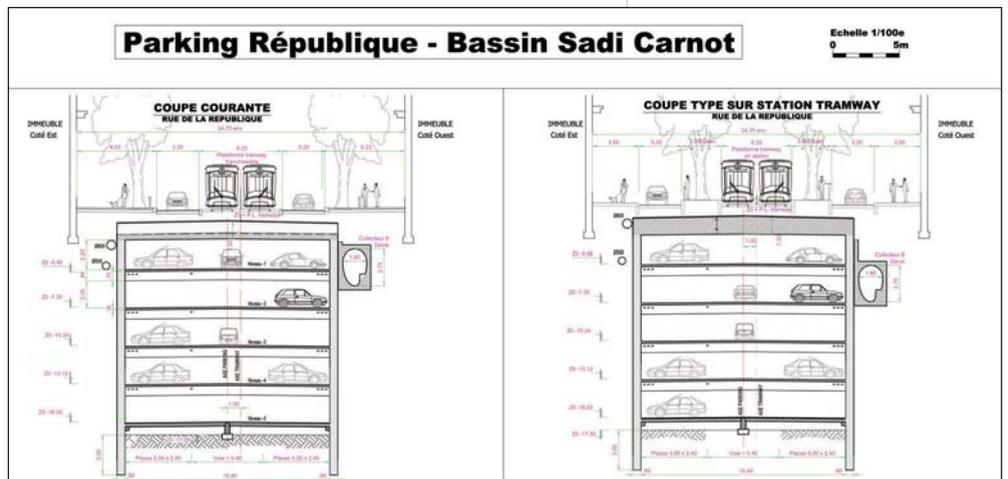
Les deux premières analyses font appel à des moyens et techniques assez habituels en génie civil :

- modélisation numérique type MEF des ouvrages et de l'interaction sol-structure dont les données d'entrée sont issues de l'exploitation des études géotechniques du projet et d'essais complémentaires spécifiques;
- essais *in situ* sur les éléments BA de l'ouvrage en des points jugés représentatifs. Il s'agit essentiellement de mesures de contraintes dans les butons et dalles BA du parking.

Figure 1

Coupe type de la structure du parking de la République à Marseille

*Typical cross section of the La République car park structure in Marseilles*



Application du procédé « EVE » pour la détermination des efforts internes aux structures

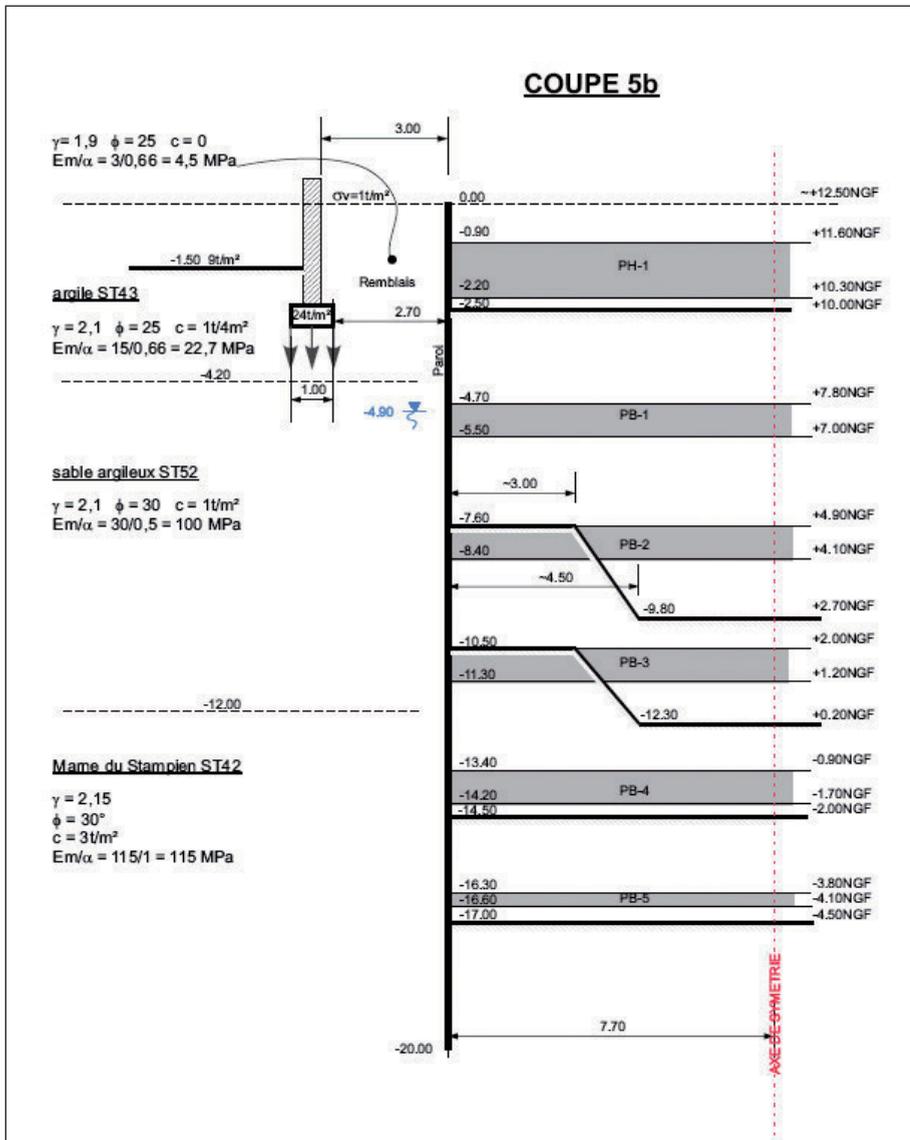


Figure 3

Coupe lithologique et phase de terrassement au droit du profil 5

Lithological cross section and earthworks phase at the level of profile 5

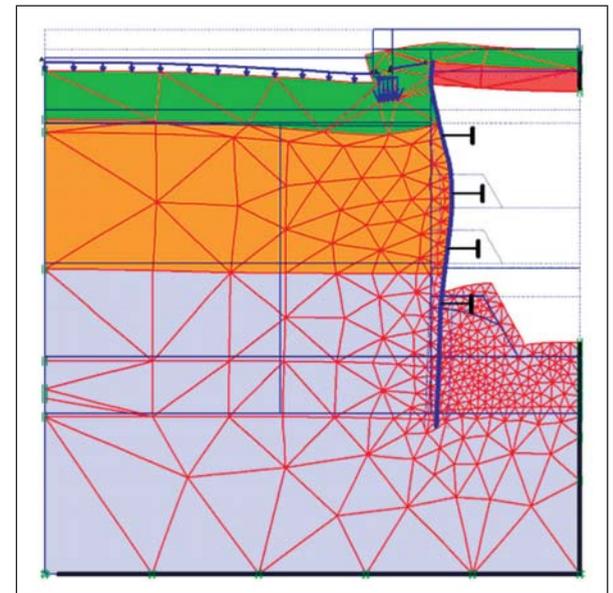


Figure 4

Maillage déformé associé à la phase de terrassement du dernier niveau

Deformed meshing associated with the earthworks phase for the last level

La troisième méthode utilisée est plus novatrice et originale en matière de structure d'ouvrage. Elle est issue de plusieurs années de R&D entre Bureau Veritas et Miage en matière de vulnérabilité des bâtiments et ouvrages d'art.

**Modélisation numérique par la méthode des éléments finis**

Au-delà des études d'exécution établies à l'aide d'approches classiques de type module de réaction, il a été mis en œuvre différents modèles aux éléments finis bidimensionnels et tridimensionnels afin de prendre en compte plus précisément l'incidence des facteurs suivants :

- état de contrainte initial;
- lithologie et rhéologie des matériaux;
- hydrogéologie;
- phasage des travaux.

En raison du caractère bidimensionnel du problème, l'analyse globale a été conduite à l'aide du logiciel éléments finis PLAXIS V8.2 en déformations planes puis la structure paroi moulée + poutre + hourdis a été étudiée localement à l'aide d'une modélisation volumique à

partir de la version tridimensionnelle de PLAXIS. La rhéologie des matériaux suit le formalisme des lois élastoplastiques avec écrouissage cinématique et la prise en compte du champ des pressions interstitielles découle d'un couplage standard après détermination du réseau d'écoulement en régime permanent pour chaque phase de terrassement. La paroi moulée est modélisée également à l'aide d'une loi élastoplastique rigide afin de prendre en compte la formation éventuelle de rotules plastiques.

Les analyses bidimensionnelles par éléments finis ont mis en évidence des efforts transmis au niveau des poutres et des planchers assez différents de ceux estimés par les approches classiques.

Notre propos n'est pas d'alimenter le débat récurrent entre le calcul au module de réaction et l'analyse par éléments finis pour la justification des soutènements mais simplement de souligner que ces différences significatives nous ont conduits à réaliser différents types de mesures *in situ* afin d'apprécier l'ordre de grandeur des efforts réellement repris par la structure.

Les analyses et mesures *in situ* présentées concernent le profil n° 5 situé au sud du parking.

La figure 3 présente au droit du profil 5, la coupe type retenue pour la modélisation bidimensionnelle.

La figure 4 présente une vue du maillage déformé associé à la phase de terrassement du dernier plancher à l'aide de la version V8.2 de PLAXIS.

Figure 6

Analyse volumique : carte des isovaleurs des contraintes de flexion longitudinales sous l'action du poids propre et des conditions aux limites imposées par la paroi moulée  
 Volume analysis : map of iso-values of longitudinal bending stresses under the action of dead weight and the boundary conditions imposed by the diaphragm wall

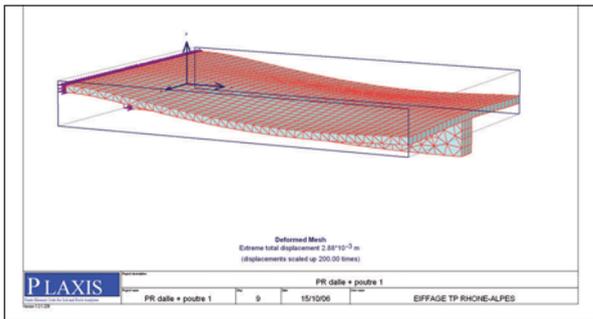
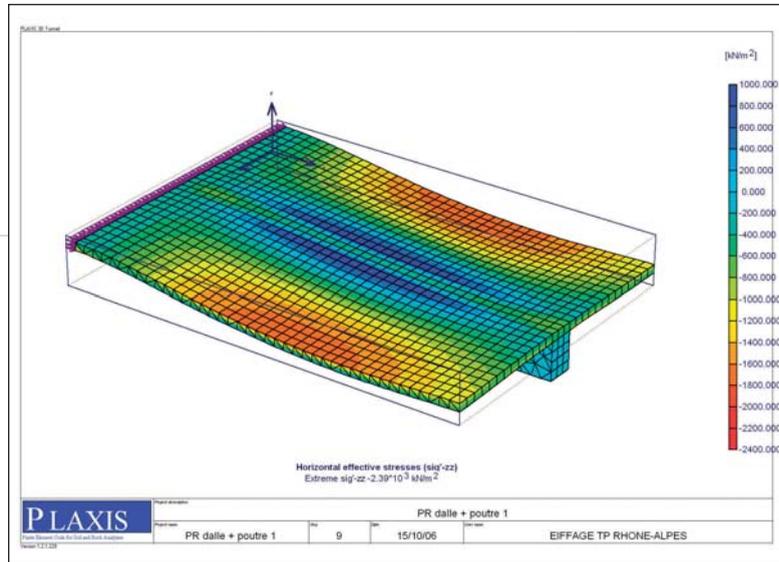


Figure 5

Analyse volumique : maillage déformé sous l'action du poids propre et des conditions aux limites imposées par la paroi moulée  
 Volume analysis : deformed meshing under the action of dead weight and the boundary conditions imposed by the diaphragm wall

Les figures 5 et 6 présentent respectivement la déformée et la carte isovaleur des contraintes de flexion longitudinales pour une demi-travée transversale constituant une trame d'un niveau de parking. Les différentes modélisations ont permis d'aboutir à un encadrement de l'effort normal repris par le niveau -2 en fin de terrassement du niveau -4 :

$$3\,300\text{ kN} < N < 3\,600\text{ kN}$$

### Essais sur matériaux : analyse destructive à l'aide de vérins plats

Des mesures de contraintes à partir d'essais destructifs ont été menées par la société Advitam au droit du profil concerné en différents points clés des poutres et hourdis. Afin de s'affranchir de tout effort parasite induit par une rotation éventuelle des panneaux de paroi, il a été mené neuf essais destructifs par poutre. Après analyse des mesures avec prise en compte ou non de la fissuration du béton, les mesures destructives ont mis en évidence une contrainte moyenne conduisant à un effort normal compris entre :

$$3\,800\text{ kN} < N < 4\,000\text{ kN}$$

La figure 7 présente la localisation des sections investiguées par mesures destructives. Le principe de l'essai consiste à mesurer le déplacement induit par la libération de contrainte résultant de la création d'une cavité standard au point de mesure.

La figure 8 présente une courbe typique de suivi des déplacements au droit du point de mesure lors des différentes phases de l'essai.

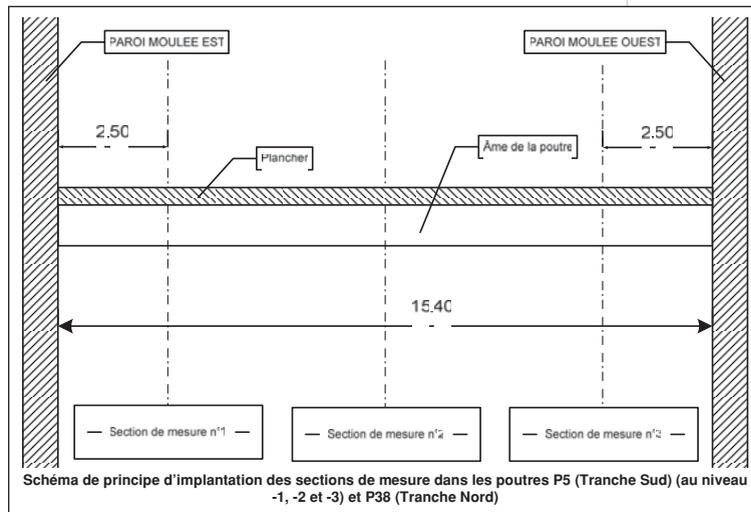


Figure 7

Localisation des sections investiguées par mesures destructives  
 Location of the sections investigated by destructive measurements

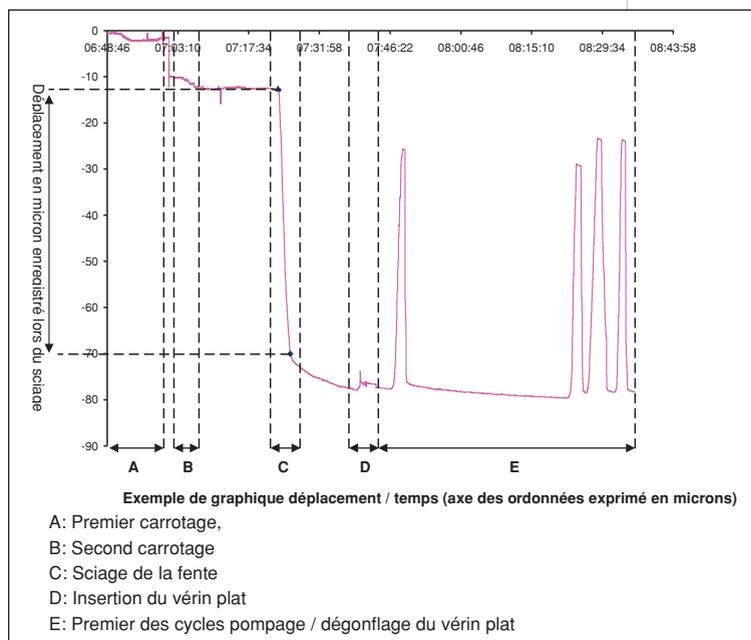


Figure 8

Variation des déplacements au droit du point de mesure lors des différentes phases de l'essai  
 Variation of displacements at the level of the measuring point during the various test phases

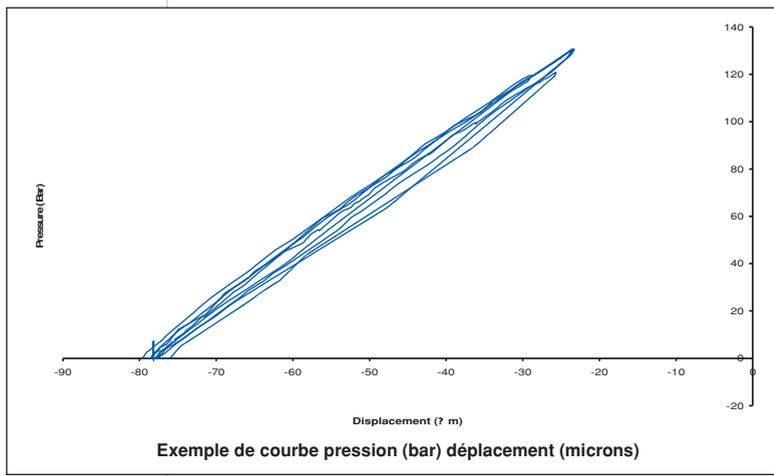
- Exemple de graphique déplacement / temps (axe des ordonnées exprimé en microns)
- A: Premier carottage,
  - B: Second carottage
  - C: Sciage de la fente
  - D: Insertion du vérin plat
  - E: Premier des cycles pompage / dégonflage du vérin plat

Application du procédé « EVE » pour la détermination des efforts internes aux structures

Figure 9

Courbe caractéristique de chargement et de déchargement au droit du point de mesure afin de déterminer le module de réaction locale

Characteristic curve of loading and unloading at the level of the measuring point in order to determine the local modulus of subgrade reaction



Les figures 9, 10 et 11 présentent respectivement la position des neuf points de mesure pour chacune des trois poutres testées au droit du profil 5.

Instrumentation non destructive

Principes de base de la méthodologie

« EVE »

« EVE » signifie (Évaluation de la vulnérabilité existants) cette méthode développée par Bureau Veritas et Miage trouve son origine dans le domaine du génie parasismique.

L'analyse de la vulnérabilité des ouvrages existants sous action sismique est en effet une problématique récurrente exposée à la profession depuis de nombreuses années.

La compréhension du comportement dynamique d'une structure nécessite la connaissance de nombreux paramètres intrinsèques à celle-ci (géométrie, géotechnique locale, technique de construction...) et à son matériau constitutif (modules, amortissement...). Ces éléments peuvent être approchés avec une précision raisonnable pour un ouvrage neuf mais sont généralement inconnus pour un existant, surtout lorsqu'il est ancien.

Il a donc fallu imaginer une méthode permettant de lever ces inconnues pourtant nécessaires à une analyse de comportement fiable d'un ouvrage.

Les équipes de Bureau Veritas et Miage se sont donc naturellement intéressées à l'instrumentation dynamique des structures, seule technique pouvant répondre aux nombreuses interrogations évoquées ci-dessus.

Figure 10

Localisation des points de mesure en élévation au droit du profil 5 pour les planchers -2, -3 et -4

Location of measuring points in elevation at the level of profile 5 for floors -2, -3 and -4

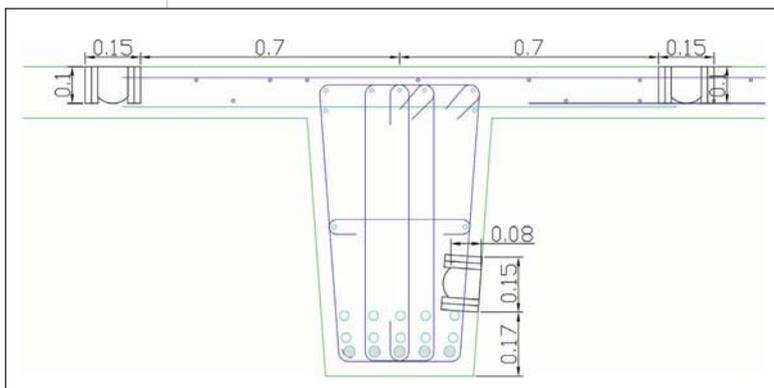
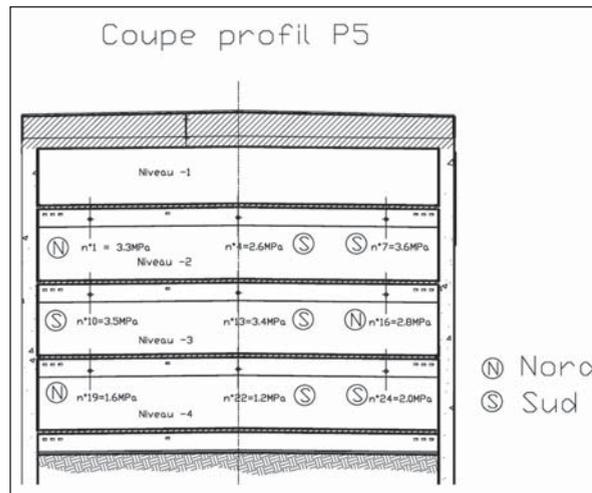


Figure 11

Localisation de l'essai au niveau du talon inférieur de la poutre

Location of the test at the level of the girder's lower heel

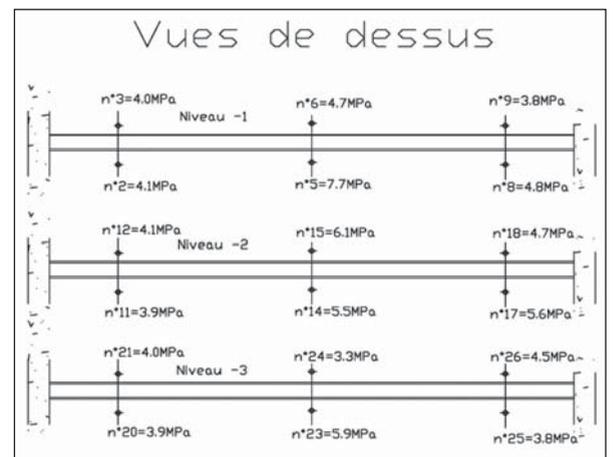


Figure 12

Localisation des essais au niveau de la table supérieure des différentes poutres concernées

Location of tests at the level of the upper table of the various girders concerned

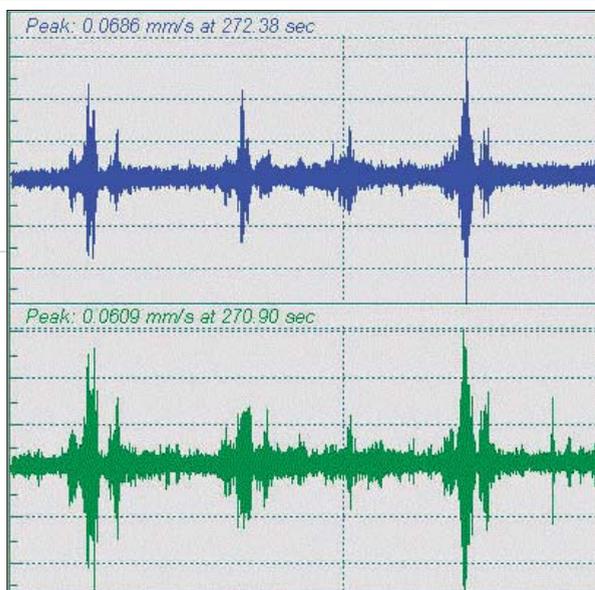


Figure 13

Exemple d'enregistrement avant traitement  
*Example of recording before processing*

Le concept même d'instrumentation n'est pas nouveau, les systèmes utilisés pour mener à bien une telle approche, tant sur le plan du matériel de mesures que sur celui des techniques d'excitation, ont cependant limité son utilisation par leurs lourdeurs et coûts d'utilisation. L'originalité de EVE est de ne nécessiter aucune excitation particulière autre que le « bruit de fond » ambiant. Cette sollicitation de très faible énergie a la particularité d'être quasi universellement présente, gratuite et d'exciter les structures de manière uniforme sur une bande de fréquence très large et couvrant la totalité des réponses dynamiques d'ouvrages.

Grâce à un système de mesures et acquisitions performant, développé spécifiquement pour cette méthodologie, le traitement et l'analyse fréquentielle des oscillations mesurées permettent ainsi de déterminer les paramètres caractérisant le comportement dynamique d'une structure sous faibles sollicitations : fréquences, déformations, amortissement, couplages, etc. (figure 13).

#### Application au parking de la République

Les efforts appliqués à chaque niveau de planchers du parking sont directement reliés à la déformée de ces derniers. Chaque torseur appliqué à un buton correspond en effet à une seule déformée modale.

Un buton travaillant ici en flexion composée, les grandeurs accessibles sont entre autres les couples  $M$  (moment de flexion) et  $N$  (effort normal).

La méthode proposée a consisté dans un premier temps à évaluer la déformée modale théorique normée du profil n° 5 puis à la comparer à la déformée modale mesurée et également normée.

Nous avons donc cherché à approcher les déformées de plancher avec précision, pour cela les planchers (hourdis et buttons) ont été instrumentés en deux phases :

- **phase 1** : instrumentation des niveaux -1 à -3 au droit des butons 5, 6 et 19.

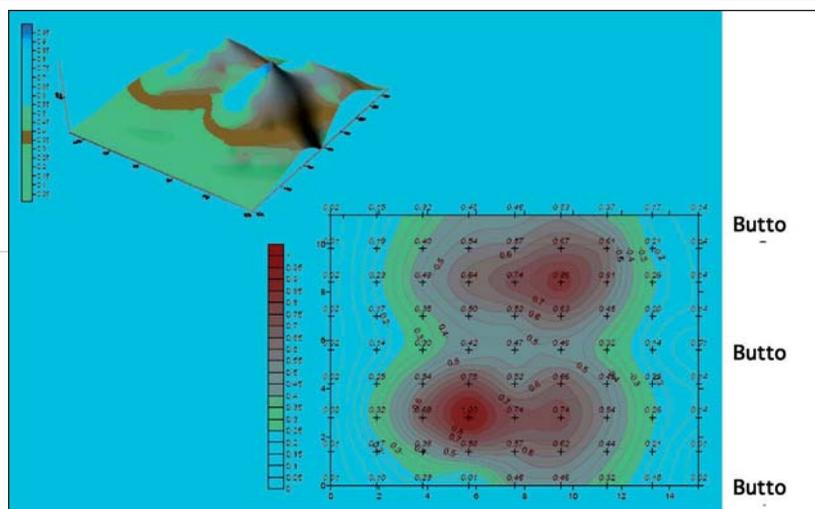


Figure 14  
 Enveloppe des amplitudes mesurées au niveau -2  
 Range of amplitudes measured at level -2

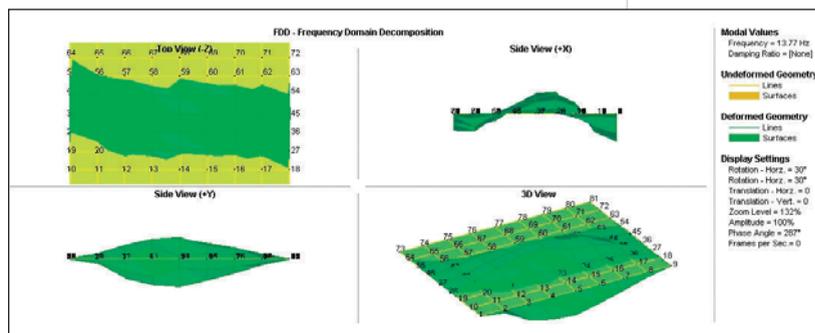


Figure 15

Zone de hourdis participante mode 2  
*Mode 2 participating slab area*

Soit 60 points de mesures. Ces mesures étaient destinées à identifier un profil représentatif de l'ouvrage ;

- **phase 2** : instrumentation du niveau -2 au droit du buton 5 (hourdis complet du buton 4 au buton 6).

Soit 81 points de mesures. L'objectif de cette série complémentaire était de préciser le comportement du profil préalablement identifié et de rechercher les grandeurs caractéristiques utiles à la vérification des sections.

Le buton n° 5 niveau -2 a été retenu pour la suite des investigations en raison de :

- la stabilité des enregistrements effectués ;
- l'absence de perturbations structurelles proches au moment des mesures ;
- la fréquence élevée du mode fondamental pouvant traduire une rigidité apparente plus importante (rigidité structurelle ou de chargement).

Ont pu ainsi être déterminées :

- la largeur de hourdis participante ;
- les déformées modales des modes principaux du buton n° 5.

Les figures 14 et 15 synthétisent ces observations.

Afin de fiabiliser les résultats, une étude de l'influence des paramètres d'entrée du modèle théorique a été réalisée sur trois grandeurs essentielles :

- module d'Young du béton ;
- densité du béton de constitution ;
- inertie de calcul (vérification de la fissuration potentielle).

Application du procédé « EVE » pour la détermination des efforts internes aux structures

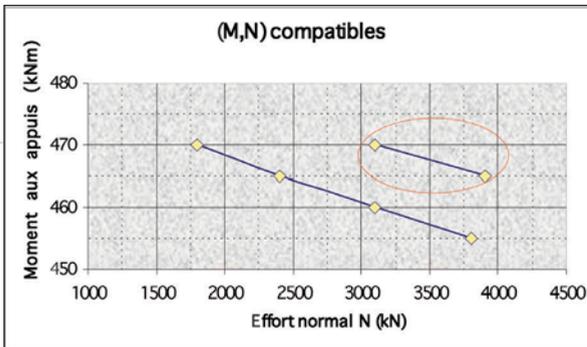


Figure 16

M, N compatibles

M, N compatible

Il a ainsi été retenu :

- un module  $E_y = 13\,200$  MPa (C30);
- une densité  $d = 2,35$  t/ml de buton (y compris table participante);
- une inertie  $I = 0,0754$  m<sup>4</sup>.

Il est d'ailleurs notable d'observer que cette dernière valeur a été validée par les mesures effectuées et la visualisation précise de la table de compression associée à chaque buton (figure 15). Dans ce cas particulier les formulations habituelles existantes dans la littérature étaient insuffisantes pour le degré de précision recherché.

La recherche du couple (M, N) représentatif de l'état de contrainte de chaque buton a ensuite nécessité d'élaborer des filtres de tri performants basés sur les grandeurs mesurées.

Plusieurs filtres de tri ont été retenus pour les choix de couples M, N possibles :

- aire de la déformée normée;
- fréquence du mode correspondant;
- valeur de l'encastrement aux appuis;
- domaine de validité BAEL (béton entièrement comprimé).

Il a ainsi été possible d'identifier, parmi plusieurs milliers de valeurs, quelques couples M, N compatibles avec un écart de fréquence de  $\pm 0,05$  Hz et un écart sur l'aire de la déformée inférieur à 20 % (figure 16).

$3\,100 \text{ kN} < N < 3\,800 \text{ kN}$  et  $465 \text{ kNm} < M < 470 \text{ kNm}$

■ Conclusions

Les trois approches présentées ont été réalisées en « aveugle ». Elles confirment et convergent vers un niveau moyen d'effort transmis au droit du profil 5 pour le niveau -2 compris entre 3 300 kN et 4 000 kN par travée. Les bornes de cet encadrement sont de loin supérieures à la valeur d'exécution. Cette analyse confirme, une fois de plus, la nécessité d'instrumenter et de suivre les ouvrages non seulement en termes de déplacements mais également en termes d'efforts. L'application de l'analyse vibratoire au travers de la méthodologie « EVE » ouvre donc un nouveau champ d'investigation dans l'étude du comportement des ouvrages à l'aide d'essais rapides, fiables et non destructifs. ■

**ABSTRACT**  
*Application of the « EVE » process (Evaluation of Vulnerability of Existing structures) for determining internal forces in structures*

O. Pal, Th. Vassail

*For monitoring complex civil engineering structures built, in particular, in a sensitive geotechnical context, it may be necessary to know the forces passing through the structures. The aim of this article is to describe, in the context of construction of the La République car park in Marseilles, the application of a non-destructive method called EVE for the evaluation of forces based on specific vibration analysis of the structure. This new approach compares satisfactorily with more conventional in-situ measurements such as measurement by flat cylinder, strain gauges, invar wire meters and numerical models. All these measurements and analyses were performed separately from one another and show a fairly good inter-correlation.*

**RESUMEN ESPAÑOL**  
*Aplicación del procedimiento « EVE » (Evaluación de la vulnerabilidad de los existentes) para la determinación de los esfuerzos internos a las estructuras*

O. Pal y Th. Vassail

*El seguimiento de las estructuras complejas de ingeniería civil y que figuran, fundamentalmente, en un contexto geotécnico sensible puede suponer tener acceso a los esfuerzos que transitan en las estructuras. El objeto de este artículo consiste en presentar en el marco de la realización del aparcamiento República en Marsella, la aplicación de un método no destructivo denominado EVE para evaluación de los esfuerzos a partir de un análisis vibratorio específico de la estructura. Este nuevo modelo se compara con satisfacción a diversas medidas in situ más convencionales como por ejemplo, medición mediante gato plano, calibres de tensión, alambre invar así como a modelizaciones digitales. Todas estas mediciones y análisis se han realizado de forma independiente una respecto a otra y permiten demostrar una correlación bastante correcta entre ellas.*