

**S. BAGHERY**  
**O.J. GASTEBLED**  
Coyne & Bellier  
Tractebel Engineering SA  
Gennevilliers, France

# Infrastructure de la tour Odéon à Monaco : calcul 3D d'une fouille de très grande profondeur réalisée à flan de versant en milieu urbain

## Résumé

La tour Odéon, un IGH appelé à culminer à 180 m, se construit en territoire monégasque au sein d'un versant caractérisé par une forte pente orientée suivant la direction montagne-mer (amont-aval). L'insertion de l'ensemble de la tour dans le site nécessite la réalisation d'une fouille de très grande profondeur dans des terrains de caractéristiques moyennes à médiocres. La profondeur des excavations atteindra 72 m sur la partie amont, tandis que de nombreuses constructions situées en bordure et au voisinage de cette fouille doivent être maintenues intactes. Les contraintes topographiques, géologiques et urbanistiques du site, ainsi que les conditions de réalisation du projet, ont conduit à privilégier une solution de soutènement mobilisant un effet de voûte sub-horizontale dans les terrains et dans les parois en amont de la fouille. La quantification de cet apport bénéfique sur la stabilité et les déplacements induits n'a pu être estimée qu'en recourant à une modélisation tri-dimensionnelle par éléments finis volumiques. Les résultats du modèle en termes de déplacements et de plasticité des terrains permettent de mieux saisir le comportement 3D du système de soutènement.

*Mots-clés* : modélisation numérique, modélisation 3D, excavation profonde.

## Basement of Odeon tower in Monaco: 3D modelling of a deep excavation in a densely built sloping site

## Abstract

The Odeon tower, a high-rise building planned to reach a height of 180 m, is currently under construction in Monaco on a steeply sloping terrain. The tower basement and foundations involve a very deep excavation in challenging ground conditions with fair to poor marlstone present at depth. The excavation depth will reach 72 m on the uphill side while several adjacent residential buildings and public facilities must remain undisturbed. The constraints in terms of site configuration and projects requirements lead to adopting a retaining system which takes advantage of 3D arching effects both in the ground and in the diaphragm walls. The quantitative assessment of the benefits of such arching effects on global stability and on induced displacements required the use of 3D finite element analysis with the ground modeled by solid elements. The obtained results are discussed in term of induced ground movements and plasticity in so far that it provides better insight into the way the retaining system fulfils its role.

*Key words*: numerical modelling, 3D models, deep excavation.

## Introduction

La tour Odéon, un IGH, appelé à devenir le plus haut de Monaco, est actuellement en cours de construction sur un site fortement urbanisé et caractérisé par un versant prononcé (pente à 1/3).

La tour culminant à 180 m de haut et comportant 10 niveaux de sous-sol nécessite la réalisation d'une fouille exceptionnelle qui atteindra 72 m de profondeur en amont. La forte pente du versant, l'exiguïté du site, la densité du bâti ainsi que la présence d'une poche de marnes altérées ont contribué à opter pour un calcul 3D et ceci dès la phase de conception du système de soutènement de la fouille. Il s'agissait de s'assurer que la solution adoptée serait apte à garantir à la fois la stabilité en grand du versant durant toutes les phases de travaux, mais aussi la maîtrise des déplacements induits aux avoisinants.

Alors que la justification des soutènements vis-à-vis de leur résistance ultime a pu être menée suivant la pratique usuelle, en ayant recours à des modèles 2D du type méthode aux réactions hyperstatiques (cf. NF P94-282, mars 2009), les conditions extrêmes du projet et le choix d'une solution de soutènement fonctionnant en voûte ont rendu le recours à une modélisation numérique 3D sophistiquée nécessaire pour justifier la faisabilité économique et technique du projet ainsi que pour fixer les critères du DCE en termes de déplacements admissibles.

## Caractéristiques du site

### Implantation et dimensions de la fouille

La tour Odéon est implantée à Monaco sur un versant aménagé en terrasses, délimité, d'une part, à l'aval (est) par le boulevard du Ténario et, d'autre part, à l'amont (ouest) et au nord par la frontière franco-monégasque.

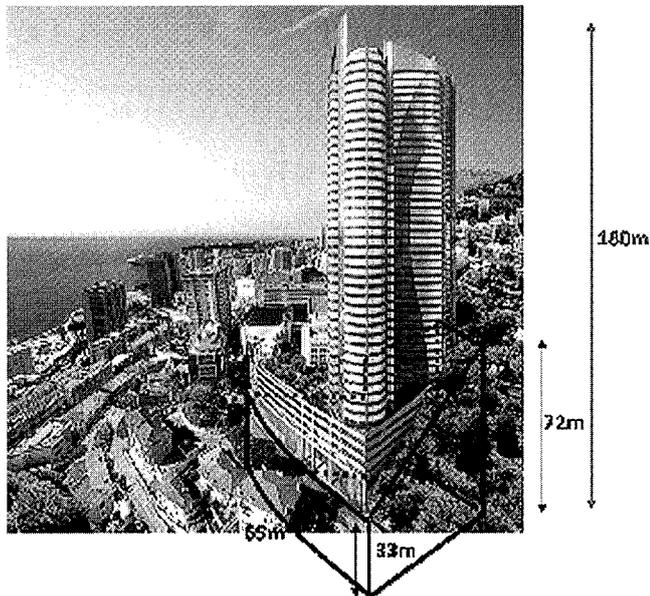


FIG. 1 Implantation et dimensions du projet. Architecture de la tour et esquisse de la fouille.

L'emprise de la tour occupe le quasi-totalité de l'espace disponible, ce qui rend le chantier particulièrement difficile d'accès compte tenu de l'inclinaison du versant (Fig. 1). La tour a une emprise parallépipédique de 70 m de longueur dans la direction amont-aval, de 30 m de largeur à l'amont et de 65 m de largeur à l'aval (Fig. 3). La dénivellation maximale du terrain naturel sur l'emprise est de 39 m (de 70 NGM à 109 NGM) (Fig. 2).

Le fond de fouille final étant terrassé au niveau 37 NGM, la profondeur d'excavation est de 33 m à l'aval et de 72 m à l'amont (Fig. 4). Les parois moulées et les barrettes de fondation sont fichées de 15 m sous le niveau de fond de fouille, soit des pointes à 22 NGM.

### Caractérisation géologique et géotechnique

Le site a fait l'objet d'une campagne de reconnaissances poussée comprenant de nombreux sondages avec enregistrement des paramètres de forage, des essais pressiométriques (pour les terrains de surface) et dilatométriques (pour les roches), des prélèvements d'éprouvettes pour essais de laboratoires, ainsi que de l'imagerie optique de paroi en forage pour l'identification des familles de discontinuités au sein des marno-calcaires.

Une couche relativement épaisse d'éboulis (supérieure à 10 m en certains points) est présente en amont du site. Cette couche s'amincit vers l'aval pour disparaître totalement à mi-longueur de l'emprise (couche superficielle de couleur claire en figure 2).

La couche d'éboulis repose sur une formation marno-calcaire hétérogène de forte puissance régnant sur la totalité de la hauteur des infrastructures et atteignant par endroit le niveau de 10 NGM (plus profond que la pointe des barrettes de fondation). Au sein de cette formation, une poche de marnes altérées présentant des caractéristiques mécaniques faibles a été détectée, localement, en amont de la fouille. Cette anomalie est située en profondeur (37 NGM) sur une épaisseur variant de 10 à 20 m. Le pendage général de la couche marno-calcaire, dirigé vers l'amont, est favorable à la stabilité en grand du versant. Après étude des familles de discontinuités identifiées et en tenant compte de l'échelle de l'ouvrage, une approche de type « milieux continus » avec module et caractéristiques de résistance équivalents a été retenue pour les calculs de déplacements. Des caractéristiques de résistance réduites ont été retenues pour les calculs de stabilités.

### Avoisinants

La fouille de la tour Odéon est excavée dans un site où il existe des bâtiments, des villas et des immeubles publics. L'éloignement de ces ouvrages existants par rapport aux limites de la fouille est variable, mais dans tous les cas, et compte tenu de la profondeur significative des excavations, un certain nombre d'entre eux se situent dans la zone d'influence des déplacements entraînés par les travaux.

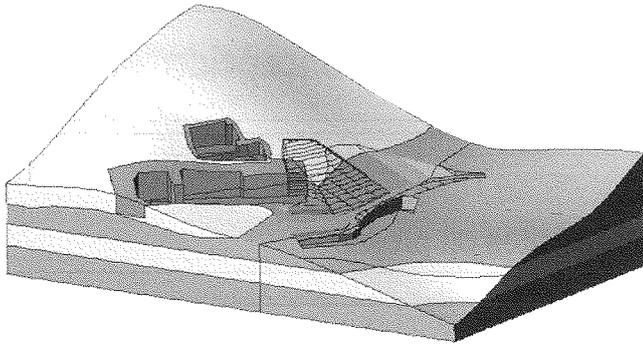


FIG. 2 Perspective du modèle 3D. Terrain naturel et niveau de fondation des avoisinants avant travaux.

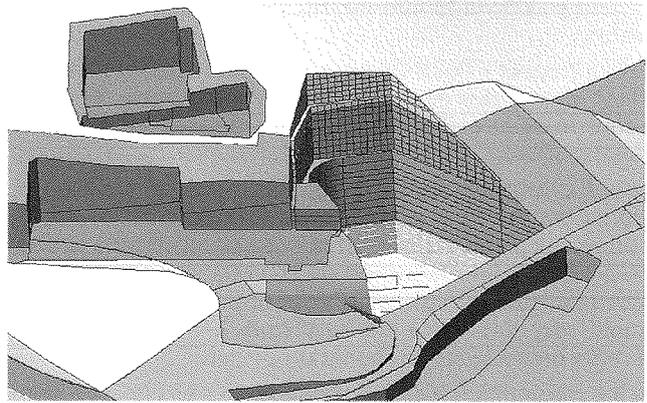


FIG. 4 Vue rapprochée de la perspective. Fouille terrassée et niveaux de fondation des avoisinants.

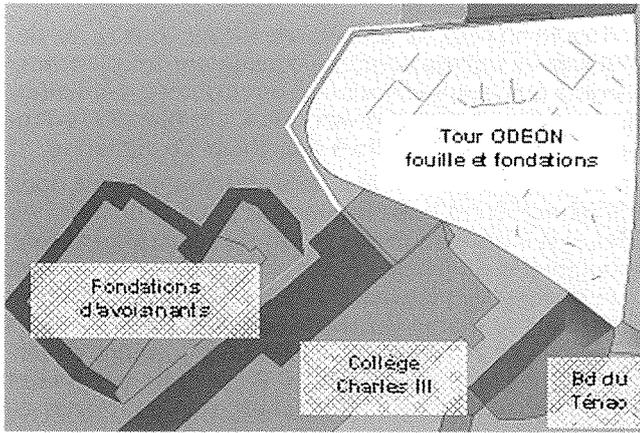


FIG. 3 Vue en plan du modèle 3D. Emprise de la fouille et fondations des avoisinants.

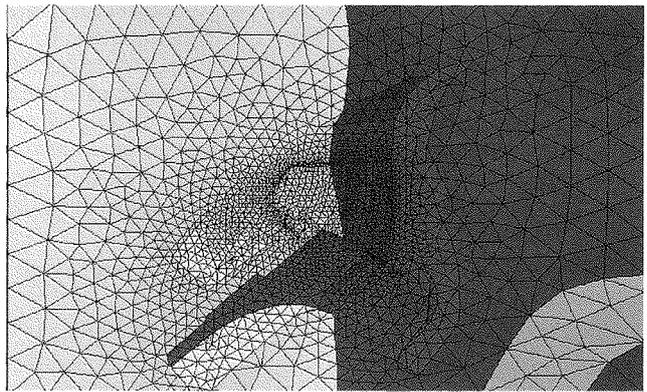


FIG. 6 Vue rapprochée du maillage en perspective. Emprise de fouille (trait blanc) et fondations des avoisinants.

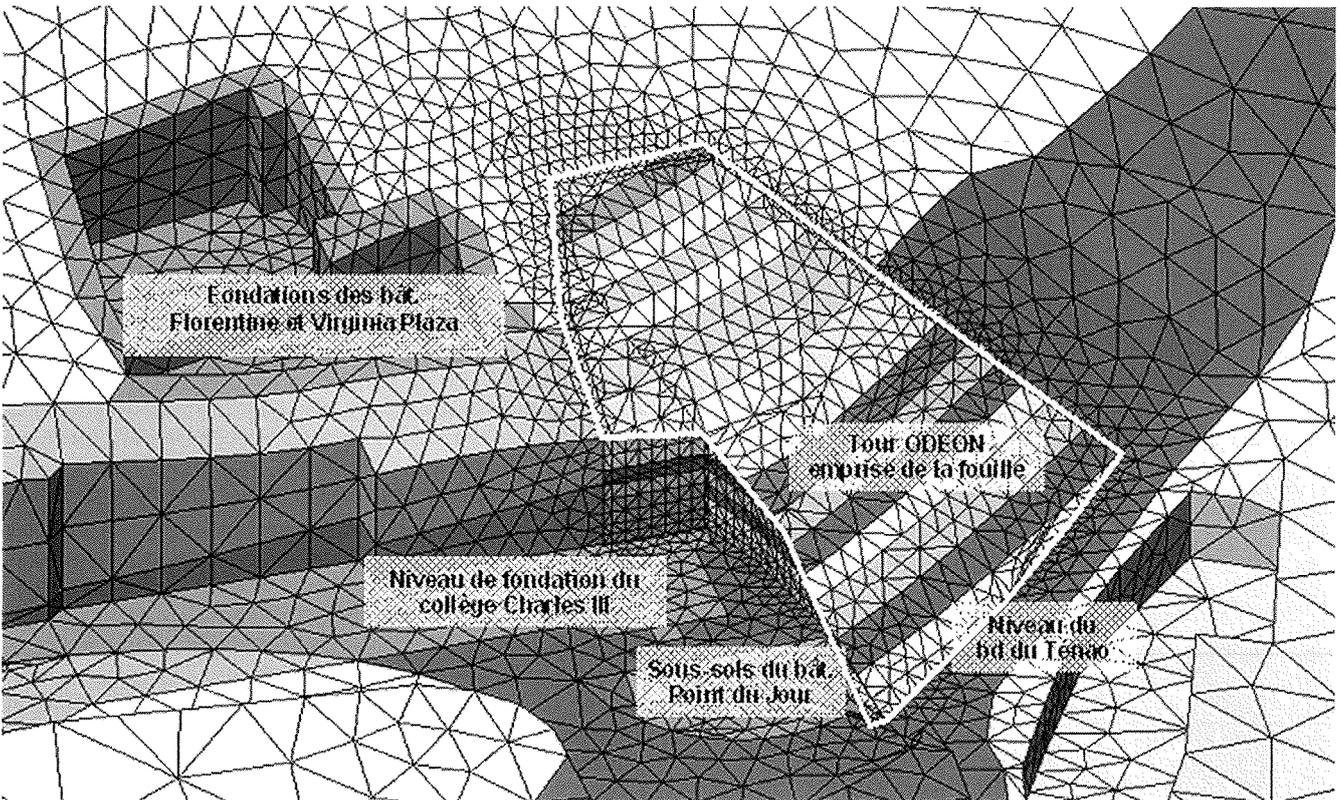


FIG. 5 Vue en plan du maillage. Emprise de la fouille (trait gris). Affleurants : éboulis en blanc et marno-calcaires en foncé.

Au sud de la fouille, se trouvent les avoisinants suivants :

- l'immeuble « Point du jour », un bâtiment de 7 étages, dont la cote des semelles filantes varie entre 55 NGM (côté fouille) et 57 NGM (côté opposé) ; il possède 4 sous-sols ;
- le Collège Charles III, un bâtiment de 10 étages, construit sur une plate-forme à la cote 70 NGM, et fondé sur pieux/puits dont la base se situerait à la cote 63.50 NGM. La réalisation de ce collège a nécessité un terrassement du versant amont et un mur de soutènement stabilisé par 4 lits de tirants. Une partie de ces tirants empiète sur la fouille du projet ;
- les immeubles Virginia Plaza et Florentine, qui sont des bâtiments de 5 et 10 niveaux respectivement. La fondation de Virginia Plaza, sur radier, se situe à la cote 95 NGM. La villa Florentine est située sur des cotes plus élevées.

La fouille est bordée à l'est par le boulevard du Ténao à la cote 67 NGM environ, qui domine à son tour la suite du versant vers l'aval. Ce boulevard contient en son sein des égouts, une galerie technique et autres réseaux. Au nord et à l'ouest le versant, aménagé en terrasses, remonte jusqu'à la rue Guynemer et poursuit sa montée avant d'atteindre une pente moins raide. La villa dite Bataglia se situe sur le versant à l'aval de la rue Guynemer.

Ce voisinage impose des contraintes d'exécution, notamment en termes de :

- nuisance sonore ;
- nuisance vibratoire ;
- déplacement des ouvrages existants.

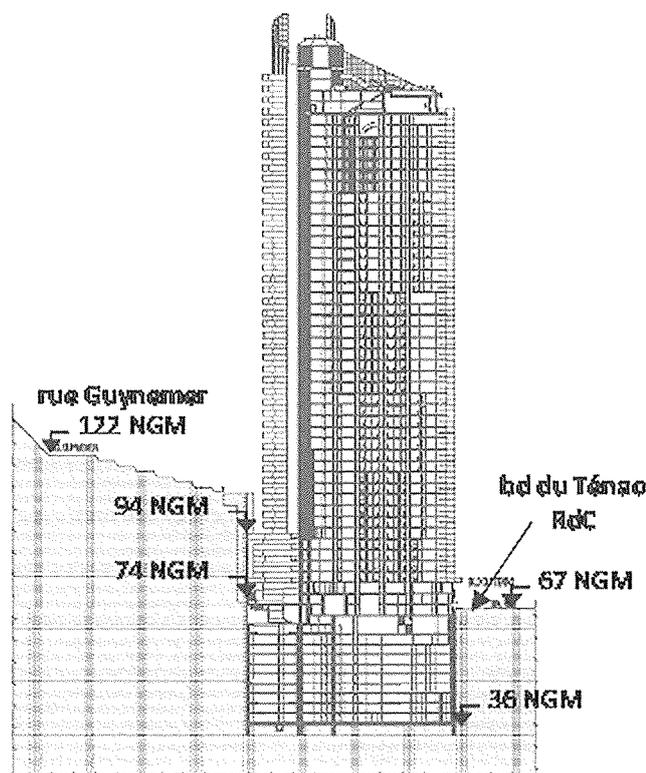


FIG. 7 Coupe de la tour et des infrastructures.

3

## Soutènements : conception et méthodes

3.1

### Spécificités du projet

La partie visible de la tour Odéon est composée d'un socle de sept niveaux sur lequel se dresse la tour proprement dite. Cette dernière se divise en deux ailes constituées pour la plus haute de 50 niveaux de planchers (R+50) et pour l'autre de 46 niveaux (R+46), au-dessus de la dalle de rez-de-chaussée (approximativement au niveau du boulevard du Ténao). Les deux ailes sont perpendiculaires et sont mécaniquement solidaires.

Les 10 niveaux de sous-sol de la tour sous le rez-de-chaussée (« infrastructure ») constituent les planchers servant aux emplacements d'environ 500 véhicules, aux locaux techniques et aux caves. Les planchers d'infrastructure seront réalisés sans joints de dilatation.

Le choix d'un système de soutènement sera donc adapté aux conditions topographiques énoncées : en effet, si la stabilisation des parois de soutènement sous le boulevard du Ténao pourra être assurée au moyen d'un système de planchers butonnants, elle ne peut pas l'être avec le même dispositif pour les parois situées au-dessus de ce boulevard à cause de l'absence de terrain offrant butée en vis-à-vis. Il est donc nécessaire d'envisager un système de stabilisation au moyen de tirants pour ces parois.

3.2

### Principes généraux et phasage de réalisation

Afin de sécuriser le soutènement des parois excavées sous le niveau de rez-de-chaussée, d'une part, et de réduire les délais de réalisation de l'ensemble des ouvrages du projet, d'autre part, la méthode de réalisation *up and down* a été adoptée pour les travaux de réalisation du gros œuvre du bâtiment.

Les séquences des travaux et la méthode de soutènement adoptée consistent à :

- réaliser les travaux de soutènement et d'excavation des terrains dans l'emprise du projet, à partir de la surface du terrain en amont jusqu'au niveau du terrain en aval. Il s'agit des parois de soutènement exécutés à l'aide des parois berlinoises en amont (ouest), au nord et au sud du projet, stabilisées par des tirants d'ancrage et confortées à l'aide du béton projeté armé ;
- réaliser les parois de soutènement périphériques en panneaux de paroi moulée, sous les parois berlinoises jusqu'au fond de fouille. Le niveau d'arase des panneaux est variable mais correspond approximativement au niveau du rez-de-chaussée ;
- exécuter les excavations en « taupe » sous le niveau du rez-de-chaussée, et construire successivement et en descendant les planchers des différents niveaux d'infrastructure à l'abri des panneaux de paroi moulée. Cela nécessite donc l'exécution des fondations profondes à partir du niveau de rez-de-chaussée. Il s'agit de barrettes de fondation de forte section et de haute capacité de portance.

Il est à noter que le massif de terre formant le boulevard du Ténac s'étend sur une faible largeur, et à son aval les terrains « plongent » sur le plan topographique vers le bas. Cela signifie que la butée aval de la fouille est très faible, voire nulle sur une certaine hauteur.

### 3.3

## Parois berlinoises

Deux types de parois berlinoises sont envisagés, distinguées par le type de profilés verticaux qui les forment : une première série (appelée « mini-berlinoise ») constituée de « micropieux » métalliques, pour soutenir les premiers mètres du terrain (environ 10 mètres). Les pressions de terres y sont réduites, en revanche les caractéristiques géotechniques y sont moins bonnes (éboulis). Compte tenu de la forte inclinaison topographique des terrains et des difficultés d'accès des engins de forage sur les zones de travaux, il s'agit d'une solution adaptée, puisqu'elle emploie des engins moins lourds et peu encombrants. A l'abri des parois réalisées avec cette méthode, des plates-formes de travail sont constituées, rendant possible l'emploi d'engins plus lourds pour le forage des pieux en béton armé qui formeront la seconde série de paroi berlinoise (appelée « berlinoise »).

La paroi dite « berlinoise » sera formée de « pieux » en béton armé de diamètre 1 000 mm, munis de réservations, « trompettes » et plaque d'appui pour le passage et l'ancrage des câbles des tirants. Un certain nombre de ces réservations seront réalisées à titre conservatoire. Ce choix est guidé par le fait de pouvoir intervenir sur n'importe quels « pieux », indépendamment de sa position géographique. Les pieux contiennent, également, au sein de leur cage d'armatures principales, des armatures en attente assurant la liaison avec les panneaux provisoires en béton projeté entre « pieux ».

Au sud du projet, et sur le segment de paroi le plus en amont, la présence des immeubles « Virginia Plaza » et « Villa Florentine », et l'absence d'autorisation pour loger des tirants d'ancrage au sein des tréfonds correspondants, imposent une orientation de tirants non perpendiculaire à la paroi. Ces tirants seront arrêtés à la limite de la propriété. Cette orientation induit une composante d'efforts de tirants dans le plan de la paroi, mettant en butée l'extrémité de ce tronçon côté amont.

### 3.4

## Comblement du vide entre parois berlinoises et voiles périphériques du bâtiment

Conformément à la méthode de réalisation *up and down*, les structures des niveaux supérieurs seront réalisées en même temps que les travaux d'excavation et de réalisation des planchers de sous-sol. Ainsi, les voiles périphériques définitifs du bâtiment seront exécutés devant les parois berlinoises. Un dispositif de drainage et de collecte des eaux sera réalisé entre les parois de soutènement et les voiles périphériques. Afin d'améliorer la stabilité générale du versant lors de l'excavation des niveaux de sous-sol de plus en plus profonde, le vide entre les parois berlinoises et les voiles périphériques du bâtiment sera comblé avec de la grave ciment au fur et à mesure de la réalisation des niveaux de plancher au-dessus du rez-de-chaussée.

### 3.5

## Paroi moulée/contrefort/barrette de fondation

Le système de soutènement des niveaux de sous-sol est une paroi moulée, renforcée dans les zones les plus sollicitées par des contreforts.

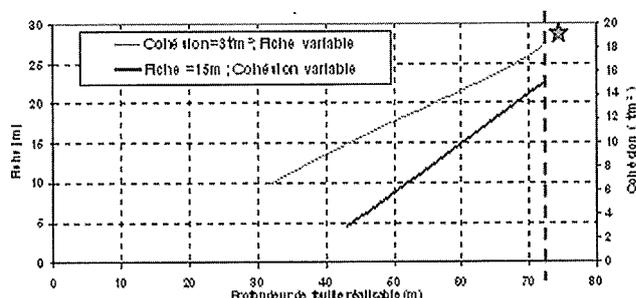
Les parois moulées seront soutenues par planchers-diaphragmes butonnants, réalisés en « taupe » à partir du niveau de rez-de-chaussée. Ces planchers (et les poutres associées) seront liaisonnés aux panneaux de paroi moulée, contreforts et barrettes.

La présence de contreforts dans des zones de poussée les plus sollicitées auront deux rôles mécaniques :

- améliorer la rigidité des parois lors des excavations, avant même la réalisation des planchers butonnants ;
- frotter le sol devant les parois, et améliorer sa cohésion apparente.

En revanche, pour éviter que les efforts induits dans la paroi moulée et dans le contrefort ne soient excessifs, les contreforts ne seront pas mécaniquement liés aux parois. Ce choix n'augmente pas considérablement la flexion d'ensemble mais a l'avantage d'éviter de générer de trop grands efforts dans les contreforts.

En effet, nous rencontrons, ici, la problématique générale consistant à assurer une butée suffisante en fond de fouille lorsque la hauteur excavée dépasse les profondeurs de 40-50 m, dans des sols de cohésion faible à moyenne. Soit il faut mobiliser une masse très importante de sol en butée, ce qui nécessite une fiche de paroi très rigide et surtout très profonde, soit il faut améliorer la cohésion apparente du sol. Nous avons opté pour cette deuxième solution en introduisant le frottement du sol au pied des parois de grande profondeur. La figure 8 ci-dessous illustre une comparaison de ces deux solutions.



Dans ce terrain, l'équilibre des poussées exige soit 28 mètres de fiche égale avec la cohésion de base ( $3 \text{ t/m}^2$ ), soit une cohésion améliorée de  $18 \text{ t/m}^2$  avec 15 mètres de fiche. Cette dernière longueur de fiche conduit à une hauteur totale de permis de 60 mètres.

FIG. 8 Relation entre profondeur d'équilibre et fiche ou cohésion.

La présence de contreforts dans la zone de poussées importantes, associée à des barrettes de fondation contribue au frottement du sol en butée devant les parois de soutènement. Pour ce qui concerne le frottement du sol devant les parois, les volumes de sol situés vers les derniers niveaux de sous-sol sont également renforcés par clouage en fibre de verre. Ce clouage sera réalisé en particulier près des panneaux, et les clous seront découpés au fur et à mesure des excavations.

Le dimensionnement des parois moulées, contreforts et barrettes tiendra compte notamment du comportement de l'ensemble du bâtiment issu d'une modélisation à trois dimensions, intégrant les ouvrages de soutènement et les structures béton du bâtiment avec simulation des phases de construction.

Les barrettes, les contreforts et certains panneaux de paroi moulée seront équipés de tubes soniques et d'extensomètres.

### 3.6

## Drainage de fond et drainage de peau

Le drainage de fond est assuré au moyen de drains forés dans le massif du terrain à l'arrière des parois. Ces drains conduiront les eaux devant les parois de soutènement, puis à l'intérieur des volumes du bâtiment où elles seront collectées et acheminées vers des exutoires. Au droit des parois berlinoises, les barbacanes et drains évacueront les eaux récoltées au sein d'une nappe drainante posée sur le voile en béton projeté, et recouverte par un non-tissé et une membrane en polyane armé. Un drainage de pieds associé à un collecteur acheminera les eaux vers les exutoires.

Un drainage de peau est également réalisé à l'arrière des parois berlinoises (avec micropieux et pieux) sur environ 25 % de la surface. Des barbacanes sont placées à travers le béton projeté pour évacuer les eaux éventuelles vers l'avant des parois de soutènement. Un tapis drainant est réalisé en fond de fouille.

### 4

## Modélisation numérique

Un modèle tri-dimensionnel des terrains et des infrastructures de la tour (comprenant soutènements, sous-sols et fondations) a été défini sous le logiciel aux éléments finis, midas GTS. Les frontières du modèle ont été choisies suffisamment éloignées de la fouille pour minimiser les effets de bord. Les dimensions en plan du modèle sont de 375 m dans la direction amont-aval et de 250 m dans la direction nord-sud. Le fond du modèle est placé à 7 NGM ce qui conduit à des épaisseurs de terrain modélisé variant de 60 m à 100 m sur l'emprise de la fouille (Fig. 2).

L'utilisation d'un mailleur automatique générant des tétraèdres a permis une totale liberté dans la définition géométrique des solides et dans le raffinement local du maillage (Figs. 5 et 6). La taille de maille varie de 2 m à proximité de la fouille, à plus de 25 m aux frontières du modèle. Un total de 154 400 éléments linéaires tétraédriques a été généré, pour un total de 30 900 nœuds. La précision sur les déplacements de surface est apparue satisfaisante avec ce maillage d'éléments linéaire après comparaison des résultats obtenus avec le même maillage d'éléments quadratiques (différence < 10 %).

### 4.1

## Sols et roches

Le comportement de tous les terrains (sols et roches) a été modélisé par l'approche des milieux continus et en retenant une loi élasto-plastique de type Mohr-Coulomb. L'incapacité de ce modèle à refléter le

changement important de module lors du passage du chargement primaire au déchargement est compensé, en partie, grâce à la manipulation suivante : le module de compressibilité,  $K$ , est défini sur la base du module de déchargement, alors que le module de cisaillement,  $G$ , est défini sur la base du module de chargement primaire. Cette manipulation conduit à une approximation acceptable du comportement des roches tendres soumises à un chemin de chargement correspondant aux travaux de fouille (cf. Schweiger, 2002).

Les caractéristiques de résistance isotropes équivalentes au comportement de la masse rocheuse ont été retenues pour les calculs de déplacement (état limite de service, ELS) (Tableau I). Pour les calculs de stabilité en grand (état limite ultime GEO), nous nous sommes placés à la sécurité en imposant la vérification de deux hypothèses défavorables :

- réduction de la résistance caractéristique de la masse rocheuse par l'utilisation des facteurs de sécurité partiels spécifiés dans les recommandations CLOUTERRE (Tableau II) ;
- adoption des caractéristiques nominales des joints (non réduites) supposés diffus et non orientés (loi isotrope) (cf. Tableau III).

### 4.2

## Infrastructures et soutènements

La mini-berloise a été modélisée par la combinaison d'éléments de coque représentant le béton projeté, d'éléments de poutre horizontaux représentant les liernes et d'éléments de poutre verticaux représentant des groupes de micro-pieux sur la base de 1 pour 2 ou de 1 pour 4.

La berloise en pieux forés a été modélisée par la combinaison d'éléments de coque pour le béton projeté et d'éléments de poutre verticaux pour les pieux béton sur la base de 1 pour 1 (Fig. 9).

La paroi moulée, les barrettes de fondation et les planchers butonnants ont été modélisés par des éléments de coque (Fig. 10). Les contreforts ont été modélisés par des éléments de poutre connectés à leur axe neutre avec la paroi moulée. L'hypothèse est faite que les frottements à l'interface entre ces deux éléments structuraux sont négligeables (Fig. 11).

Un comportement linéaire élastique est retenu pour tous les éléments de structures (béton et acier). Ce choix est justifié dans la mesure où le modèle est essentiellement développé pour le calcul des déplacements induits (ELS) et que les vérifications à la rupture des éléments de structures (ELU - STR) sont vérifiées de façon indépendante par les méthodes 2D classiques.

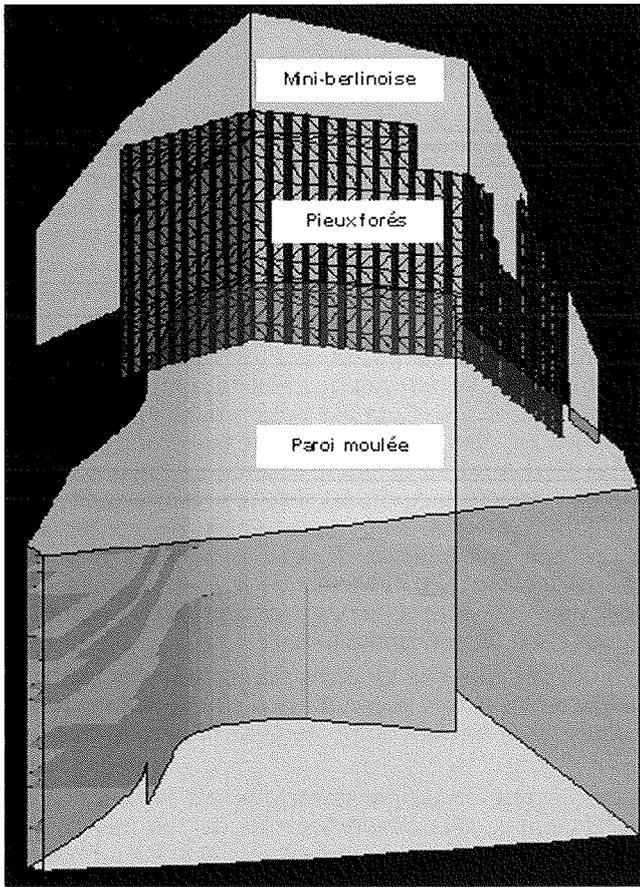


FIG. 9 Vue de face (vers l'ouest) du système de soutènement à trois niveaux. La paroi moulée est représentée transparente.

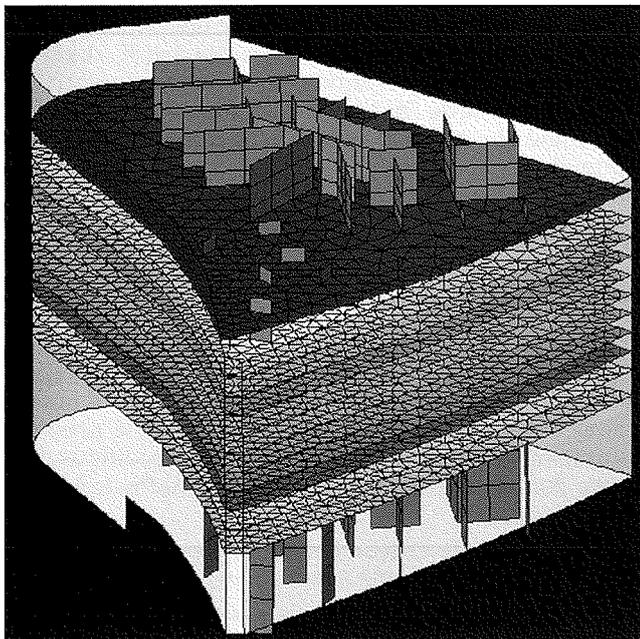


FIG. 10 Vue en perspective des barrettes de fondation et des planchers butonnants représentés dans l'enceinte de la paroi moulée (transparente).

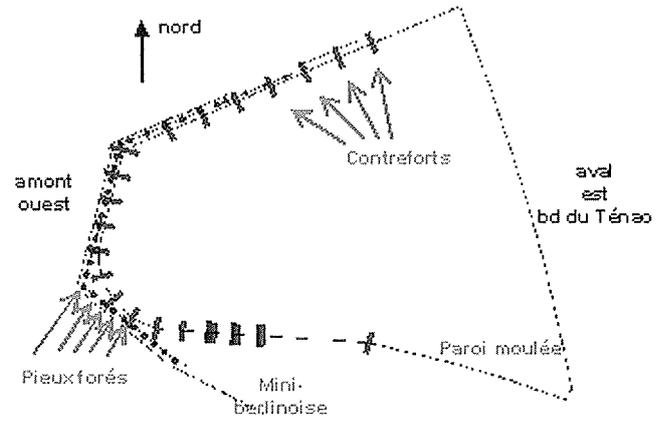


FIG. 11 Vue en plan des écrans de soutènement.

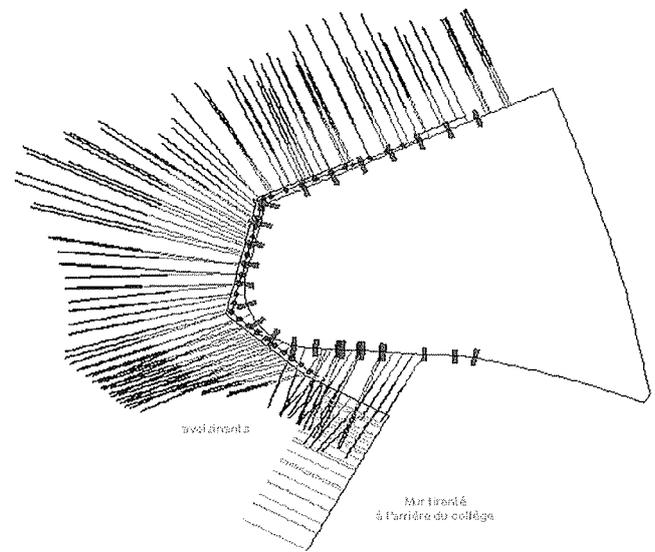


FIG. 12 Vue en plan du système de tirants. Bulbes d'ancrage représentés en traits épais.

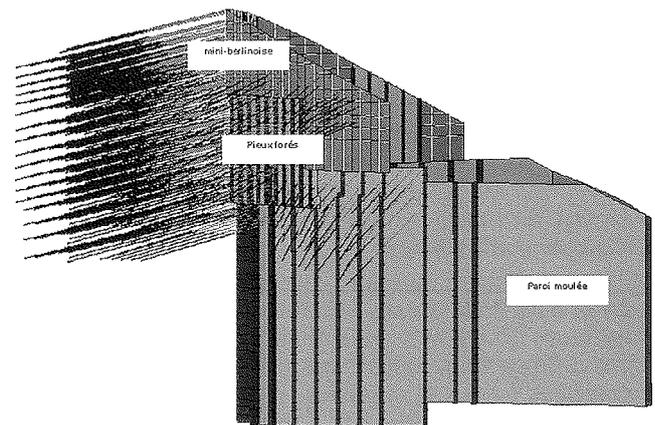


FIG. 13 Vue de côté (vers le nord) du système de tirants.

**TABEAU I** Valeurs caractéristiques des propriétés des terrains.

	E (GPa)	$\nu$ (-)	c (kPa)	$\phi$ (deg)	$\psi$ (deg)
Éboulis	0,101	0,30	10	30	5
Marno-calcaires	1,218	0,30	30	32	1
Marnes altérées	0,205	0,30	20	22	0

**TABEAU II** Propriétés des terrains pour le calcul de stabilité avec caractéristiques de masse rocheuse réduites.

	E (GPa)	$\nu$ (-)	c (kPa)	$\phi$ (deg)	$\psi$ (deg)
Marno-calcaires	1,218	0,30	17	24	1
Marnes altérées	0,205	0,30	11	16	0

**TABEAU III** Propriétés des terrains pour le calcul de stabilité avec caractéristiques de joints généralisés.

	E (GPa)	$\nu$ (-)	c (kPa)	$\phi$ (deg)	$\psi$ (deg)
Marno-calcaires	1,218	0,30	10	25	1
Marnes altérées	0,205	0,30	11	16	0

#### 4.3

### Tirants précontraints

Le modèle comprend un total de 520 tirants précontraints répartis sur 19 lits (Figs. 12 et 13). L'orientation ainsi que les longueurs libres et scellées de chaque tirant ont été représentées de manière détaillée dans le modèle. Les sections de tirant et les efforts de précontrainte retenus pour le modèle 3D sont issus de calculs 2D menés selon la méthode classique de dimensionnement des parois tirantées (logiciel RIDO reposant sur la méthode des réactions hyperstatiques).

Les longueurs de tirant scellées au terrain sont modélisées par des « éléments de barre incorporés » dont l'emplacement et l'orientation peuvent être fixés indépendamment du maillage solide dans lequel ils s'inscrivent, tout en respectant la compatibilité des champs de déplacement, ce qui correspond à une hypothèse d'adhérence parfaite entre bulbe d'ancrage et terrain. Pour améliorer la précision du modèle, la connectivité nodale entre terrain et tirant a été respectée au point limite entre longueur libre et longueur scellée. Les longueurs libres sont modélisées par un élément de barre unique reliant la partie scellée à l'écran de soutènement.

Lors de l'étape de calcul correspondant à la mise en charge d'un lit de tirants, les éléments représentant les longueurs libres sont désactivés et les efforts de précontraintes sont modélisés par deux forces ponctuelles colinéaires égales et opposées : l'une s'appliquant à la partie scellée et l'autre à la tête d'ancrage sur l'écran de soutènement. A l'étape suivante, les éléments représentant les longueurs libres sont activés pour tenir compte de leur raideur.

#### 4.4

### Initialisation des contraintes

La topographie du versant est synonyme d'inclinaison des contraintes principales *in situ*, de réduction de la contrainte mineure en surface et de concentration de la contrainte horizontale en pied de versant. Estimer au mieux cet état de contrainte initial est un facteur-clé pour la détermination des efforts agissant sur les soutènements ainsi que pour le calcul des déplacements induits par le terrassement de la fouille.

Toutefois, quasiment aucun résultat d'essais n'est disponible permettant l'évaluation de l'état de contrainte *in situ*. Cela est notamment vrai pour les couches les plus profondes des marno-calcaires dont l'état de contrainte *in situ* le résultat de l'histoire géologique du site (activité tectonique, érosion, surconsolidation, etc.) et du comportement de ces terrains à l'échelle géologique (fluage, processus physico-chimiques, etc.). En l'absence de données, nous avons opté pour une approche pragmatique afin d'estimer au mieux l'état de contrainte initial :

- n'utiliser que des champs de contraintes initiales respectant à la fois la condition d'équilibre sous poids propre et la loi de comportement plastique des terrains ;

- mener une étude paramétrique sur l'influence du coefficient  $K_0$  des couches profondes en faisant des choix prudents pour la valeur haute et la valeur basse.

Durant l'étape de calcul d'initialisation des contraintes, des coefficients de Poisson dits « géologiques »,  $\nu_{gr}$ , ont été utilisés de façon à obtenir les valeurs de  $K_0$  visées pour les conditions de consolidation normales dans les couches les plus profondes :

$$\nu_{gr} = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

Les coefficients de Poisson dits « élastiques » sont rétablis ensuite durant les étapes de calcul correspondant aux phases de travaux. Par cette approche, les calculs ont pu être menés pour une valeur haute (0,8) et pour une valeur basse ( $1 - \sin\phi$ ) des  $K_0$  dans les couches les plus profondes, tout en conservant un état de contrainte *in situ* de surface essentiellement déterminé par la topographie du terrain et la condition d'équilibre.

#### 4.5

### Phasage de construction

La prise en compte du phasage de construction de la fouille a nécessité un calcul non linéaire en 50 étapes. Deux étapes de calcul sont nécessaires pour l'initialisation des contraintes initiales, y compris la prise en compte de la descente de charge des bâtiments avoisinants. Puis deux étapes de calcul ont été effectuées par lit de tirants :

- une étape de terrassement, pour dégager le niveau des têtes du lit de tirants à mettre en place ;
- suivi par une étape d'installation du lit de tirants et l'application des charges de précontraintes.

Après installation du dernier lit de tirants, une étape de calcul a ensuite été effectuée par niveau de plancher butonnant jusqu'à atteindre le niveau de fond de fouille.

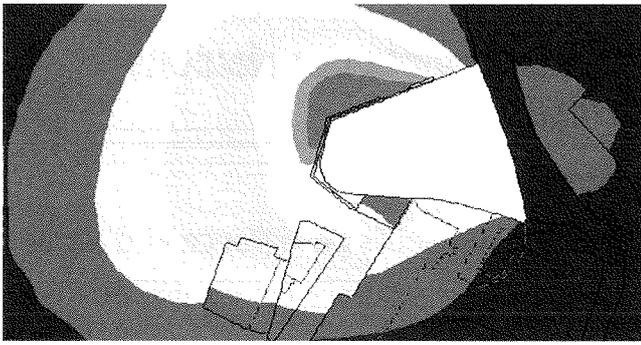


FIG. 14 Vue de dessus du terrain naturel avec emprises des avoisinants. Isovaleurs des déplacements horizontaux convergents à l'achèvement des travaux (max = 9 mm, isovaleur tous les 1 mm).

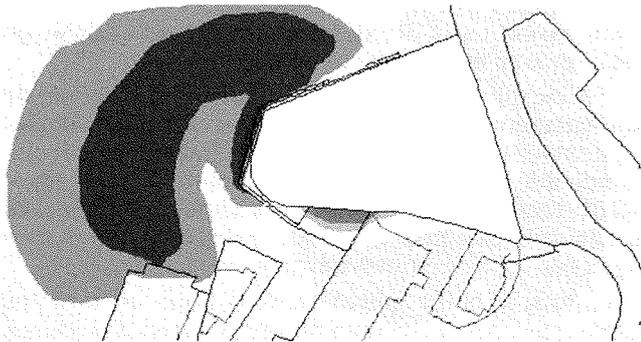


FIG. 15 Vue de dessus du terrain naturel avec emprises des avoisinants. Isovaleurs des déplacements verticaux à l'achèvement des travaux (min = -5 mm de tassements, isovaleur tous les 1mm).

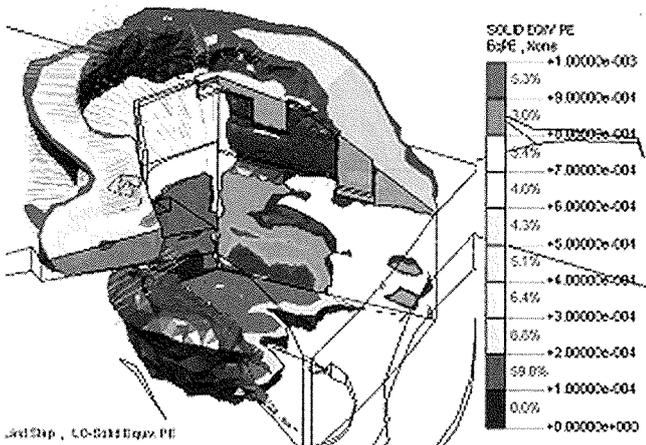


FIG. 16 Vue en perspective des terrains (en transparence), de la fouille et des tirants. Isovaleurs 3D des déformations plastiques déviatoriques (max = 1 ‰, isovaleur tous les 0,1 ‰).

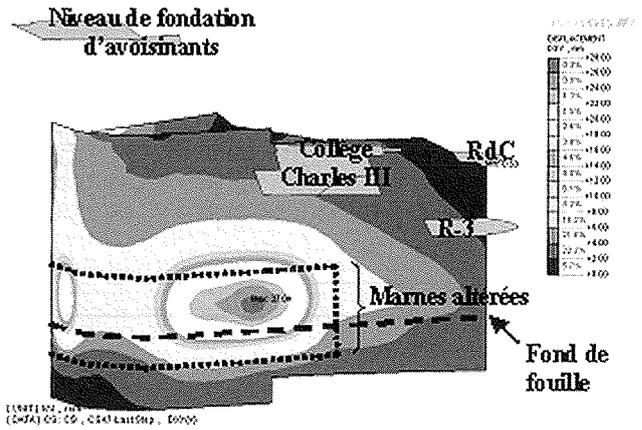


FIG. 17 Vue de côté (vers le nord) de la face externe de la paroi moulée. Isovaleurs des déplacements horizontaux à l'achèvement des travaux (max = 27 mm, isovaleur tous les 2 mm).

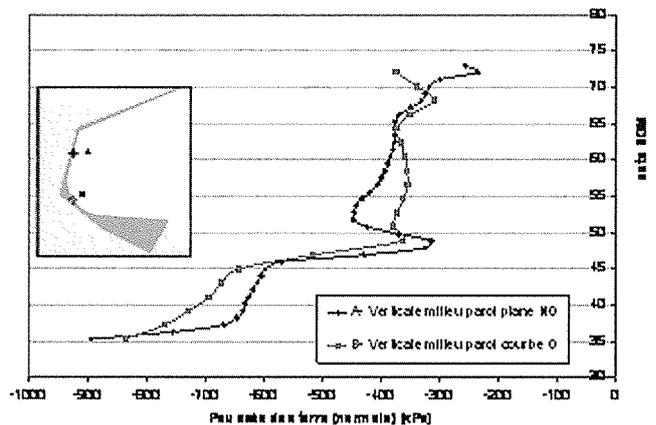


FIG. 18 Estimation de la poussée des terres sur deux génératrices (A et B) de la partie ouest de la paroi moulée.

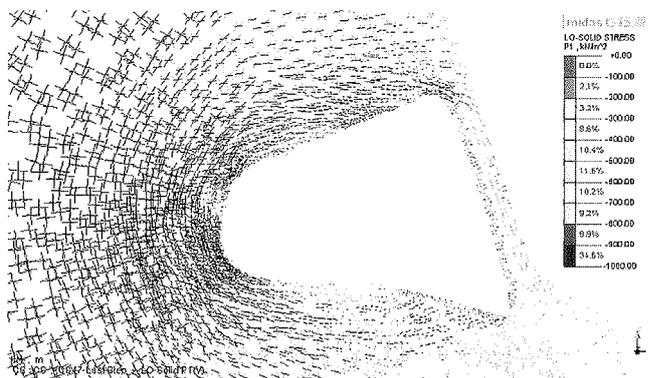


FIG. 19 Effet de voûte dans les terrains. Orientation des contraintes principales à l'achèvement des travaux de fouille dans une coupe horizontale.

5

## Principaux résultats

5.1

### Déplacements induits

Les figures 14 et 15 montrent les résultats d'un des calculs à l'ELS en termes de déplacements induits au

niveau du terrain naturel et des fondations des avoisinants. Les déplacements de la paroi moulée sont présentés en figure 17. Les déformations plastiques obtenues dans les marno-calcaires sont présentées en figure 16.

Les déplacements horizontaux ne dépassent pas 9 mm en surface et sont maximaux en bordure nord de la fouille. Ils restent inférieurs à 5 mm au droit des fondations des avoisinants. Les tassements ne dépassent pas les 5 mm et sont maximaux en frontière ouest. Des

soulèvements sont prévus en frontière sud et est. Bien que les terrains subissant des déformations plastiques représentent un volume important, les valeurs des déformations plastiques restent faibles et maîtrisées, notamment dans le massif d'ancrage des tirants. On notera l'effet marqué de la présence de la poche de marnes altérées sur la distribution des déplacements de la paroi moulée et sur la localisation des déformations plastiques.

## 5.2

### Stabilité

La stabilité globale du site a été vérifiée en montrant qu'un état d'équilibre convergé est atteint à toutes les étapes de calcul et ceci avec des caractéristiques de terrain réduites selon les deux hypothèses introduites au paragraphe 4.1 (caractéristiques de masse rocheuse réduites et caractéristiques de joints généralisés). Une étude paramétrique sur l'influence des contraintes initiales a été menée. Dans tous les cas de figure étudiés des facteurs de sécurité satisfaisants ont été obtenus pour la stabilité globale du site.

## 5.3

### Orientation des contraintes et effets de voûte

La procédure d'initialisation des contraintes sous poids propre a permis de tenir compte de l'effet de versant sur l'orientation des contraintes principales initiales. Dans les couches de surface du modèle, l'inclinaison de la contrainte majeure par rapport à la surface libre est comprise entre 40° et 50° ce qui est conforme aux 45° donnés par l'approche de J. Goguel dans l'hypothèse de relaxation complète, cf. Sirieys *et al.*, 2008. Comme attendu les contraintes principales majeures deviennent plus verticales en profondeur.

La modélisation 3D permet de tenir compte de l'effet de voûte qui se développe dans les terrains en amont de la fouille. Les résultats montrent qu'à l'état initial, les contraintes principales sont orientées suivant le versant, alors qu'en fin de travaux, la contrainte horizontale majeure forme une voûte autour de l'extrémité ouest de la fouille (Fig. 19). Cet effet permet une réduction de la poussée des terres sur la paroi moulée, notamment entre les cotes 50 et 65 NGM sur la partie arrondie au sud-ouest de la fouille (Fig. 18). A ces profondeurs (de 50 à 65 NGM), un effet de voûte se développe dans les marno-calcaires compétents, ce qui conduit à une réduction de la poussée plus importante sur la paroi arrondie que sur la paroi plane au nord-est de la fouille. Par contre, la poussée exercée par les marnes altérées entre les cotes 35 et 45 NGM, est plus forte dans la partie arrondie que dans la partie plane car le comportement nettement plus raide de la paroi arrondie n'autorise pas suffisamment de déplacement pour atteindre l'équilibre limite de poussée dans ces terrains souples. Les marnes altérées exercent alors une poussée plus proche du  $K_0$  sur la partie arrondie, alors qu'elles exercent une poussée plus proche du  $K_a$  sur la partie plane.

## 6

### Prise en compte des résultats de calcul

## 6.1

#### Définition des seuils de vigilance et d'alerte

Les seuils de vigilance ont été définis à deux niveaux. Au premier niveau, en amont du projet, lors du dimensionnement des parois, les seuils de déplacement correspondent à l'objet calculé et dimensionné dans un cadre précis de méthode et de modèle de calcul et d'hypothèses associées. Au second niveau, lors de la réalisation des travaux, les seuils correspondent aux déplacements réellement mesurés sur les ouvrages (parois de soutènement et les ouvrages avoisinants). Cette deuxième démarche est adoptée en relation avec la méthode observationnelle.

En ce qui concerne la phase amont, les parois de soutènement sont dimensionnées en ciblant des déplacements limites fixés. Les valeurs indiquées correspondent à des méthodes de calcul et de dimensionnement dont les règles sont fixées simultanément. Les seuils de déplacement fixés aux calculs de parois sont issus des considérations suivantes :

- 3 mm si le point considéré de la paroi est à moins de 5 m de distance de la fondation des ouvrages sensibles (bâtiment, villas et immeubles publics) ;
- 10 mm si le point considéré de la paroi est situé à 10 m de distance de la fondation de ces ouvrages, avec interpolation linéaire entre ces deux couples de valeurs pour des distances intermédiaires ;
- 15 à 30 mm si le point considéré de la paroi est situé à plus de 10 m de distance de la fondation de ces ouvrages (selon les cas).

En cours d'exécution, et en relation avec la méthode observationnelle, les seuils suivants ont été considérés :

- les déplacements (valeurs résultantes des mouvements horizontaux et verticaux) sont mesurés au cours des travaux par des relevés systématiques. Un seuil d'alerte de déplacement sur ouvrages avoisinants est fixé.
- le seuil d'alerte est fixé à 3 mm de mouvement mesuré, après correction des parts imputables à la température et aux mouvements « naturels ». Le dépassement de ce seuil donne lieu à l'analyse des phénomènes et des causes des déplacements, et amène l'entrepreneur à proposer des solutions en accord avec le maître d'œuvre et le bureau de contrôle. Cette procédure sera également appliquée, dans le cas où les mouvements de la paroi de soutènement atteignent les valeurs calculées ;
- le seuil d'arrêt est fixé à 5 mm sur les ouvrages avoisinants.

## 6.2

#### Déplacements induits par les méthodes de réalisation des pieux

Les seuils indiqués ci-dessus sont parfois perturbés par des phénomènes dont l'impact ne peut pas, à l'heure actuelle, être appréhendé par des lois rhéologiques. Il s'agit notamment des effets, sur le déplace-

ment des ouvrages, de la méthode de réalisation des tirants ou de pieux engendrant des vibrations dans le sol (marteau fond de trou, etc.), ou des injections sous fortes pressions. Ce type d'intervention ou ces méthodes de réalisation induisent, sur les ouvrages fondés sur des sols insuffisamment compacts (notamment les éboulis), des mouvements qui ne sont pas dus aux travaux d'excavation proprement dits, et ne sont pas liés au risque d'instabilité des parois de la fouille. Il est donc très important d'identifier les phénomènes prépondérants, notamment en adoptant des méthodes de forage ou d'injection compatibles avec le contexte sensible du site (forage par carottage, diminution de la pression d'injection, passage d'IRS en IGU, etc.).

6.3

Soulèvements

Compte tenu de la méthode de réalisation adoptée pour la tour (*up and down*), les barrettes de fondation seront réalisées par anticipation au moment où il restera encore plus de 30 mètres d'excavation à réaliser. Il en résulte qu'avec les excavations, on décharge le terrain. Le sol encaissant les barrettes subit alors une « expansion » (pour ne pas utiliser la termino-

logie « gonflement » qui est en général utilisée pour d'autres phénomènes), directement liée à son module de déchargement.

Cette expansion entraîne les barrettes qui interagissent avec le sol par l'intermédiaire de son module d'élasticité. Le déplacement total observé après la simulation des excavations dans le modèle 3D englobant sol et barrettes fournit le paramètre de base pour le calcul détaillé du champ de cisaillement et de l'effort axial dans les barrettes par des modèles ponctuels.

7

Conclusion

Les calculs présentés dans cet article ont été menés lors des études de projet de la tour Odéon. La fouille est actuellement en cours de réalisation. Les déplacements des avoisinants font l'objet d'un dispositif de suivi particulièrement développé. Les pieux de berlinoise sont équipés d'inclinomètres pour une meilleure précision du suivi de leurs déplacements.

Les résultats de calcul en termes de déplacements induits ont servi de base pour la définition des seuils de vigilance et d'alerte qui rendent possible la détection précoce de toute déviation vis-à-vis du comportement attendu et permettraient, au besoin, la mise en œuvre de mesures préventives ou confortatives suffisamment en amont.

L'apport d'une modélisation 3D du massif, des existants, de la fouille et des structures, englobant la simulation des différentes phases de la construction est particulièrement évident pour ce projet. Les effets de la géométrie de la fouille (« effets de voûte ») vis-à-vis de l'exercice des poussées du sol dans le sens amont-aval ne pouvaient être appréciés que par une modélisation de ce type. L'estimation des mouvements des existants, situés plus ou moins loin de la fouille, en fonction du déplacement horizontal des parois, ou bien, à l'issue du déchargement du sol provoquant des déplacements verticaux ascendants, a également été possible grâce à cette modélisation.

La comparaison des déplacements réellement mesurés à ceux calculés avec le modèle numérique à différentes phases est l'exercice indispensable pour l'ingénieur qui doit comprendre l'origine des écarts éventuels, corriger, le cas échéant, la valeur des paramètres de la modélisation, et assurer la veille indispensable à un « suivi observationnel ».

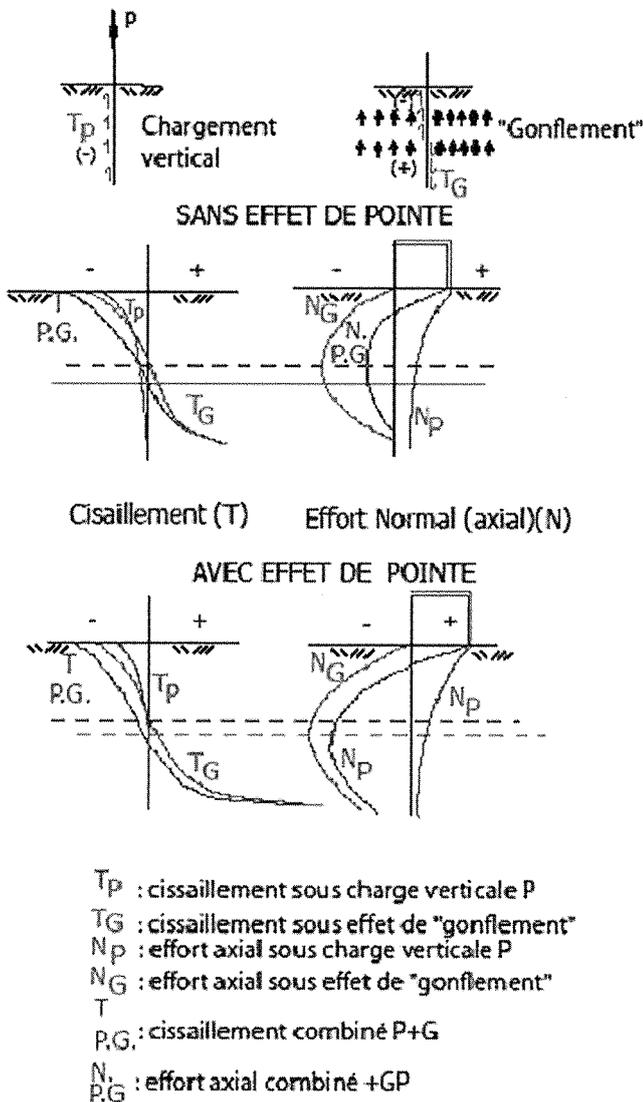


FIG. 20 Gonflement (G) et chargement vertical (P).

Bibliographie

NF P94-282 – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Écrans, AFNOR, mars 2009.  
 Schweiger H.F. – Results from numerical benchmark exercises in geotechnics. Ph. Mestat (ed.), *Proc. of 5th European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Paris, Presses des Ponts, 2002, p. 305-314.  
 Sirieys P., Fabre D., Sahlil M., Mayeur L.B. – Caractérisation du tenseur des contraintes naturelles : bases théoriques et retour d'expérience. *Revue française de géotechnique*, n° 123, 2008, p. 37-52.