

# Soutènement d'une fouille profonde, avec vérinage, au pied d'immeubles de grande hauteur à Monaco

## Pre-stressed retaining wall for a deep excavation beneath high rise buildings in Monaco

J. Lavisse & P. de Lavernée  
*Solétanche-Bachy, France*

### RÉSUMÉ

La construction de la résidence St Georges à Monaco a nécessité l'ouverture d'une fouille de 30 m de dénivelé à proximité immédiate d'immeubles existants de grande hauteur. Le site étant très pentu, la fouille était très dissymétrique. L'interdiction d'utiliser les tréfonds privés avoisinants pour ancrer le soutènement en phases provisoires comme définitives, et l'impossibilité de procéder à un butonnage classique du fait de la dissymétrie a obligé à concevoir un bâtiment autostable en phase service et à mettre en place en phases de travaux des butons inclinés.

Les travaux ont donc comporté la réalisation du soutènement avec des pieux forés rapprochés, le long des existants, puis l'excavation et la construction des trois niveaux de sous-sols dans la partie basse du site, à une distance de 15 m environ du soutènement principal à l'abri d'une berline provisoire ancrée par des tirants. Le maintien du soutènement, au fur et à mesure du terrassement de la risberme de 15 m, est assuré par quatre lits de butons inclinés précontraints prenant appui sur l'infrastructure construite préalablement. Un système de compensation automatique permet de maintenir des efforts constants dans les vérins en dépit des variations de température des butons.

La partie résistante de la superstructure, comportant notamment des contreforts, séparée du soutènement par des vérins plats, est alors réalisée.

La phase ultime des travaux de fondation consiste à transférer la précontrainte des butons aux contreforts, en conservant une même pression de confinement du terrain ; cette opération se fait en maintenant une pression donnée dans les vérins situés entre les contreforts et le soutènement, pendant le déchargement des butons.

### ABSTRACT

The construction of the St Georges residence in Monaco required a 30 m deep excavation next to existing high rise buildings. The ground surface was very steep, and the excavation was consequently very dissymmetrical. Since it was forbidden to use the privately owned adjacent underground to carry out a traditional anchoring system, for both temporary and permanent stages, and since the dissymmetry of the excavation did not allow a traditional strutting system to be used, it was decided to design a self stable building for the permanent stage and install inclined struts during the temporary stages.

The works consisted in constructing a contiguous bored pile wall along the existing buildings, then excavating and constructing three basement levels in the lower part of the site, some 15 m away from the main retaining wall, under cover of an anchor temporary "soldier piles wall". During the excavation of the 15 m wide berm, the main retaining wall is maintained by four levels of inclined and pre-stressed struts supported against the previously constructed infrastructure. An automated system of compensation ensures that the jacking forces are kept constant despite the temperature variations in the struts.

The resisting part of the superstructure, including especially buttresses, separated from the retaining wall by flat jacks, is then constructed.

The final stage for the foundation works consists in transferring the pre-stress force from the struts to the buttresses, whilst maintaining a constant ground confining pressure; this transfer operation is being done by maintaining a given pressure in the flat jacks located between the buttresses and the retaining wall, while releasing the struts.

Keywords : berlin wall, struts, pre-stress, jacks, buttresses

## 1 UN BATIMENT AUTO STABLE AU-DESSUS D'UN VALLON

### 1.1 *Le projet et son voisinage*

Situé en Principauté de Monaco, le projet St Georges comporte l'édification d'un immeuble R+8 sur 3 niveaux de sous-sols. La cote du fond de fouille est 36 NGM environ.

Le site du projet est particulièrement contraignant, prenant la forme d'un talus à 35 - 40° dont la cote varie entre 46 et 66 NGM, bordé :

- au Sud-Ouest par l'Avenue de l'Annonciade à la cote 46 NGM, qui longe elle-même le Vallon de la Rousse, un ravin descendant à une cote variable de 35 à 28 NGM, dans lequel coule un ruisseau,

- au Nord-Ouest, en tête du talus, par un bâtiment R+13 (résidence Auteuil), avec le plancher bas à 66 NGM, fondé sur des pieux courts, et dont les deux premiers niveaux se prolongent vers la fouille à réaliser, sur des semelles superficielles à la cote 66 NGM, pratiquement en tête du talus,

- au Sud-Est par un immeuble de 100 m de haut, R+25 avec 6 à 8 SS (immeuble Périgord), dont les fondations se situent entre les cotes 53 et 45 NGM.

La fouille à réaliser descend ainsi sous la cote des fondations existantes, sous lesquelles il était interdit de placer des ancrages.

Compte tenu de la dissymétrie du site, le bâtiment à construire subit une poussée ; il est conçu pour être auto stable en phase de service, par le biais de contreforts intégrés à la structure et prenant appui sur le plancher bas du rez-de-chaussée de 0,90m d'épaisseur.

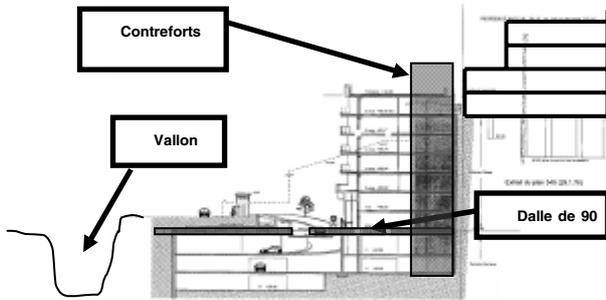


Figure 1: Coupe générale du projet

## 1.2 Le contexte géologique

La faille du Larvotto traverse le site : on rencontre à l'Ouest les marnes noires c2 du Cénomaniens (Crétacé) et le calcaire jurassique j8-9 en-dessous ; à l'Est, le terrain reconnu est le marno-calcaire c3-7 du Crétacé.

Il n'y a pas de nappe phréatique sur l'emprise du projet.

## 2 UN PHASAGE DE CONSTRUCTION COMPLEXE

### 2.1 Principe général de soutènement

Le soutènement le long des immeubles existants est constitué par une paroi berlinoise en pieux de 0.80 m implantés à l'entraxe de 1.20 m, en bordure des immeubles mitoyens. Le long de la résidence Auteuil, le soutènement a une hauteur de 27 m de 66 à 39 NGM.

Le maintien de ce soutènement, lors du terrassement au fond de fouille, est assuré d'une part par 4 lits de butons inclinés appuyés à 46 NGM sur la dalle de couverture d'une infrastructure préalablement construite (parking aval), et d'autre part par cette dalle de couverture elle-même. L'infrastructure reporte les efforts de poussée dans le terrain par butée sur la hauteur des sous-sols, et grâce aux bêches descendues sous le fond de fouille dans le rocher.

L'infrastructure est réalisée à l'abri d'une micro berlinoise provisoire de près de 30 m de haut, implantée 15 m devant le soutènement principal et maintenue par des tirants de 15 m de long. Cette microberlinoise est recépée au fur et à mesure de la pose des butons.

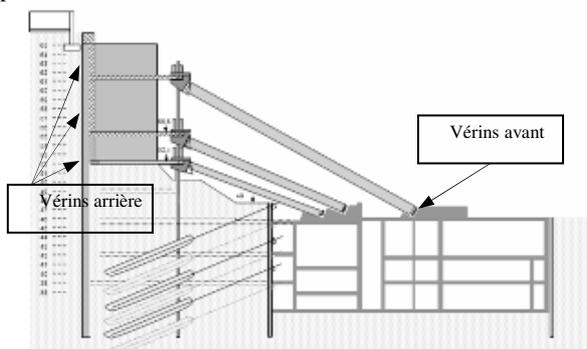


Figure 2: Coupe type de la phase de travaux

Les butons sont mis en charge au moyen de vérins plats dont la capacité atteint 400 t pour certains d'entre eux (première phase de vérinage) ; un système de compensation élimine les effets de la température. Ces vérins sont disposés en pied de butons et appuyés sur des massifs de réaction en béton fibré liés à la dalle du parking par des tiges précontraintes. La composante verticale liée à l'inclinaison des butons est reprise

par des micropieux de 44 m ancrés de 17 m sous le fond de fouille.

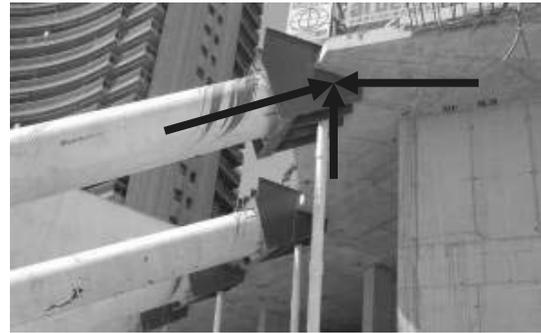


Figure 3: Appuis hauts des butons

### 2.2 Construction de la structure du bâtiment en descendant

La construction de la structure du bâtiment, confiée conjointement à Solétanche-Bachy (pour les contreforts précontraints) et à l'Entreprise Richelmi, et les phases de terrassement sont étroitement imbriquées.

Des bandes de planchers de 8 m de large et les contreforts sont coulés en descendant. Ces bandes de planchers assurent la transmission de la poussée du soutènement aux butons. Les planchers et contreforts sont désolidarisés du soutènement avec interposition de cales et de vérins plats permettant de maintenir l'appui du soutènement lors de la dépose des butons.

Tant que les contreforts coulés en descendant ne sont pas porteurs, les dalles d'appui et certains contreforts sont liés ponctuellement aux pieux qui assurent la reprise des efforts verticaux.

Quand le terrassement atteint la sous-face de la dalle de couverture du parking à 46 NGM, celle-ci est complétée jusqu'au soutènement principal, et précontrainte à l'aide de vérins plats disposés contre les pieux, puis clavée. Le terrassement se poursuit alors jusqu'au fond de fouille.

Après achèvement de l'ossature principale du bâtiment et des contreforts, on procède au transfert de charge entre les butons et la superstructure, après avoir scié les liaisons des dalles avec les pieux. Les butons sont progressivement déchargés en maintenant sous pression les vérins entre les contreforts et le soutènement de façon à compenser les déplacements nécessaires à la mise en charge du bâtiment et maintenir le soutènement en position (deuxième phase de vérinage).

Le bâtiment fonctionne alors de manière auto stable, et les butons sont enlevés.

La photo ci-dessous montre la séparation existant entre le soutènement et les dalles d'appui, avec l'intercalation des vérins plats.

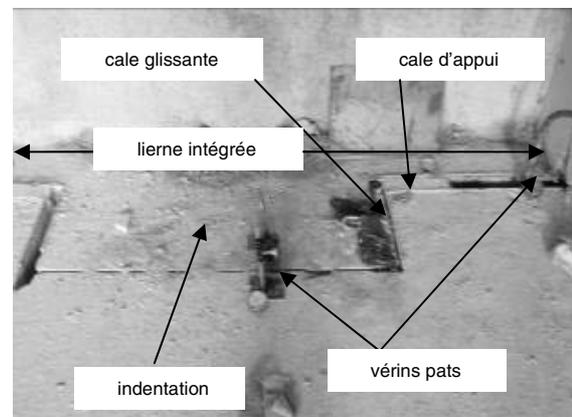


Figure 4: Dispositif de vérinage des contreforts

### 2.3 Devant l'immeuble Périgord

Devant Périgord, la fouille à la cote 39 descend 7 m sous les fondations de l'existant.

Les pieux du soutènement devant Périgord sont maintenus en tête par un chaînage situé juste au-dessus des semelles de fondations de l'IGH. Il est appliqué un vérinage de 20 à 50 t/ml entre ce chaînage et la dalle à 46.0 NGM, avant le terrassement.

## 3 DIMENSIONNEMENT

### 3.1 Critères de déplacement

Les concepteurs de l'ouvrage ont fixé des limites acceptables de déplacement en tête du soutènement à 15mm le long du bâtiment Auteuil et 10 mm le long de Périgord.

Il a été imposé la méthode observationnelle de l'EC7.

### 3.2 Modélisation 3D et vérification de la stabilité d'ensemble

Toute l'infrastructure aval participe, par l'intermédiaire de la dalle de couverture du parking et des bèches de fondation, à la reprise des efforts amenés par les butons en phase de travaux et les contreforts en phase de service.

La présence du vallon de la Rousse amoindrit la butée mobilisable devant l'infrastructure.

Le BET structure Polybatic a réalisé pour Richelmi un modèle 3D incluant les bèches de fondation du bâtiment. Le terrain en butée (soutènement et bêche) est modélisé par une réaction élastique, et il est appliqué à l'amont de l'ouvrage les poussées calculées sur les soutènements par Solétanche-Bachy. Les différentes phases de butonnage et de débutonnage, ainsi que la phase de service, ont été modélisées, sans prise en compte de l'influence d'une phase sur l'autre. Deux hypothèses extrêmes ont été retenues pour ce modèle :

- a) prise en compte d'une réaction stabilisatrice sur la paroi aval du parking : cette hypothèse maximise les efforts dans les planchers pour dimensionner la paroi,
- b) la réaction stabilisatrice sur la paroi aval du parking est annulée, de façon à ne pas solliciter le mur existant au-dessus du Vallon de la Rousse : cette hypothèse maximise l'effort dans les bèches de fondation qui sont dimensionnées en conséquence.

La stabilité d'ensemble est vérifiée en étudiant l'équilibre des surfaces de glissement joignant les bèches de fondation avec le point bas du Vallon de la Rousse.

### 3.3 Calcul des déplacements et sollicitations du soutènement

Le déplacement total attendu est la somme des déplacements propres à la flexion du rideau de pieux et du mouvement d'ensemble lié au terrassement aval devant la berlinoise provisoire.

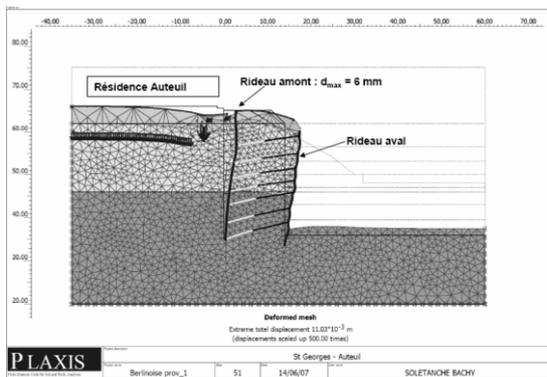


Figure 5: Calcul PLAXIS du rideau provisoire ancré

Le calcul de ce mouvement d'ensemble a fait l'objet d'un modèle PLAXIS (cf. illustration ci-dessus).

Le calcul de la flexion du rideau de pieux est mené avec le logiciel PARIS développé par Solétanche-Bachy.

Au total, le déplacement calculé en tête de soutènement est de 15 mm devant la résidence Auteuil.

### 3.4 Mise en charge des contreforts

Les calculs du soutènement donnent la réaction d'appui théorique au droit de chaque plancher. Les vérins amont sont positionnés dans leurs réservations entre le soutènement et la structure du bâtiment, et mis en charge jusqu'à initier un déplacement millimétrique (observé au comparateur et à l'aide de témoins de plâtre) qui a pour effet de décharger les cales. La pression mesurée à ce moment dans les vérins amont est la « pression de transfert », qui est une mesure de l'effort stabilisateur appliqué par le soutènement sur le terrain ; elle restera constante pour toutes les phases de travaux ultérieures.

Les butons sont déchargés par paliers. La diminution d'effort stabilisateur des butons est compensée par la mise en charge des contreforts qui provoquent leur flexion. Les vérins arrière maintenus constamment à la pression de transfert se gonflent alors de façon à rattraper le jeu créé par la déformation des contreforts.

Après dépose des butons et avant clavage des contreforts et des dalles, on procède à une montée en pression complémentaire des vérins de façon à équilibrer la poussée à long terme attendue ; puis à une majoration de 10% de cet effort pour limiter les déformations différées dues au fluage du béton. Cet effort est maintenu 2 mois avant le clavage de structure.

## 4 MISE EN PLACE DE LA METHODE OBSERVATIONNELLE

### 4.1 Critères admissibles

Voir le paragraphe 3.1

### 4.2 Dispositif de mesures

Le dispositif d'auscultation comporte 8 inclinomètres, environ 50 cibles topographiques sur les mitoyens et le soutènement relevées automatiquement à l'aide d'un théodolite motorisé (CYCLOP®), des fissuromètres sur les mitoyens, et des comparateurs pour mesurer le déplacement relatif du soutènement et de la structure lors du déchargement des butons.

La pression des vérins plats est mesurée au moyen de manomètres.

### 4.3 Seuils d'alerte et d'intervention

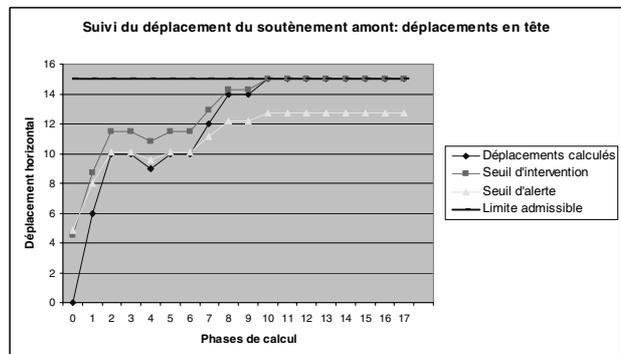


Figure 6: Tracé des seuils d'alerte et d'intervention

4.4 Gestion du vérinage en fonction des seuils

Les actions de correction sur le soutènement sont essentiellement liées au vérinage, en fonction de critères concernant en premier lieu les déplacements mesurés, puis les pressions existant dans les vérins.

En cas de dépassement des seuils d'alerte ou de vigilance, l'éventuel vérinage complémentaire est défini en fonction de la réserve d'effort provenant des différentes marges de sécurité sur les butons et la structure, de telle façon que les matériaux définitifs ne soient pas mis en état d'ELU accidentel. En cas de dépassement des seuils d'intervention, la principale mesure envisagée consiste à vériner les butons à des valeurs plus élevées, quitte à considérer ces nouveaux cas de charge comme des ELU accidentels.

5 SUIVI DU COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE

5.1 Lecture des inclinomètres

Le déplacement maximum mesuré en tête de soutènement après le clavage des contreforts est de 8 mm, contre 15 mm calculés. Le graphique ci-dessous présente la comparaison entre les déplacements mesurés et calculés.

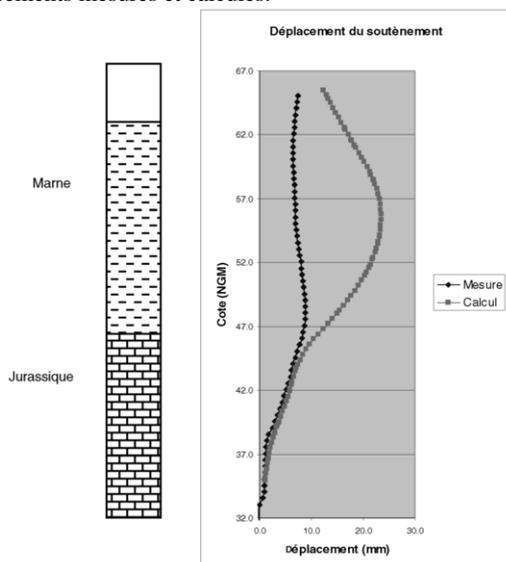


Figure 7: Mesure du déplacement du soutènement

5.2 Reports de charge dans les butons supérieurs lors de la dépose des butons inférieurs

Après la dépose des butons des lits inférieurs, les contreforts s'appuient à la fois sur la dalle du parking et les butons supérieurs. Au préalable, la charge dans les butons est donc mesurée pour évaluer le report de charge attendu dans les butons laissés en place. Pendant l'opération de dépose, les vérins en pied des butons supérieurs ne sont plus compensés ; il peuvent ainsi absorber le report de charge qui est mesuré et comparé avec le report théorique. La différence ne dépasse pas 5 % environ. La nouvelle pression des vérins est alors validée et ils sont remis en contact avec le système de compensation de la température.

5.3 Dépose du buton supérieur – mesure du déplacement des contreforts

Lors de la dépose du dernier lit de butons, le déplacement instantané des contreforts a été de 7 mm en tête. Ce déplacement mesuré sur les comparateurs est inférieur au

déplacement de calcul qui tenait compte d'un module long terme du béton.

5.4 Anticipation du fluage

Afin d'annuler au maximum les déplacements liés au fluage de la structure après clavage, les vérins ont été laissés en charge durant 2 mois. A cette date, au moins 25% du fluage a été dissipé. Par ailleurs, peu avant le clavage, la charge des vérins permettant d'équilibrer la poussée à long terme des terrains a été majorée de 10% : de la sorte, le fluage des contreforts se traduira en premier lieu par une relaxation ramenant l'effort dans les appuis à la valeur de poussée réellement exercée sur le soutènement, et ensuite seulement par un éventuel déplacement. Les calculs montrent que cette augmentation de précontrainte de 10% permet de réduire le déplacement différé d'un tiers.

A partir du déplacement instantané mesuré lors de la dépose du dernier lit de butons, l'évolution dans le temps du mouvement des contreforts a été évaluée en tenant compte du fluage et des différentes étapes de chargement entre la pression de transfert et la poussée à long terme majorée de 10%. La comparaison avec la moyenne des déplacements mesurés pendant les 2 mois de chargement aboutit à des courbes relativement proches.

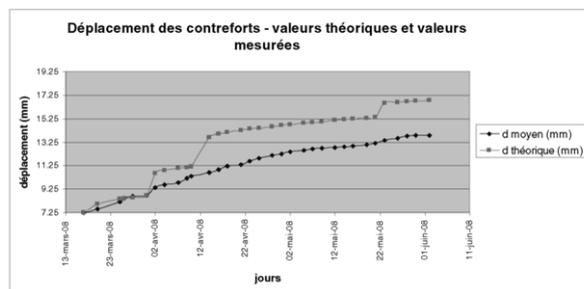


Figure 8: Suivi du mouvement des contreforts

6 CONCLUSION

Le chantier du St Georges a été l'occasion d'utiliser une panoplie variée de techniques de soutènement dans le cadre d'une conception audacieuse : berlinoise, micro-berlinoise, tirants, clouage, butons inclinés précontraints, profondés, participation de la superstructure au soutènement, vérinage du génie civil, terrassement en taupe...

L'auscultation en continu du soutènement et des mitoyens, les moyens mis en œuvre pour ajuster les pressions dans les vérins, ont permis de réaliser un projet complexe en toute sécurité et de livrer au Maître d'Ouvrage un bâtiment conforme à ses spécifications.

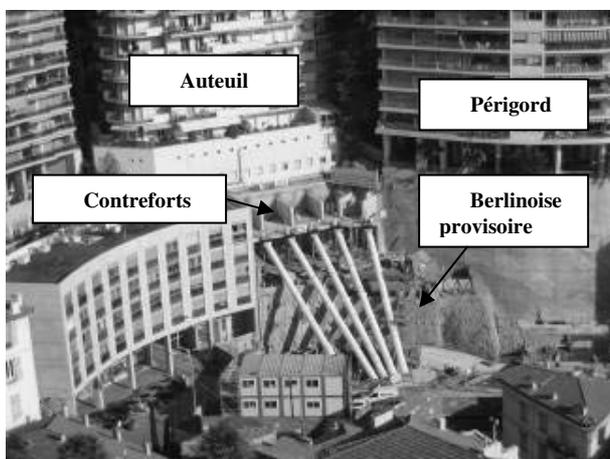


Figure 9: Vue aérienne – 1<sup>er</sup> lit de butons