

# FONDACTIONS EXCEPTIONNELLES POUR LE PROJET SKYLIGHT A PUTEAUX

## EXCEPTIONAL FOUNDATIONS FOR SKYLIGHT BUILDING PROJECT

Michaël REBOUL<sup>1</sup>, Stéphanie RICHARD<sup>2</sup>, Jacques-Jean TONDJI-BIYO<sup>1</sup>

<sup>1</sup> TECHNOSOL, Ballainvilliers, France

<sup>2</sup> FRANKI FONDATION, Grigny, France

**RÉSUMÉ** – Le projet Skylight consiste à la réalisation d'une résidence étudiante en R+18 enjambant le tunnel du RER A derrière la Grand Arche de la Défense. La géométrie du projet ainsi que le porte-à-faux créé par la présence du tunnel a conduit à des descentes de charges pouvant dépasser 5000 tonnes sur certains appuis.

Dans ces conditions, afin de rendre le projet viable économiquement, TECHNOSOL, en partenariat avec FRANKI FONDATION, s'est orienté vers une conception de fondation sur groupe de pieux ancrés dans le Calcaire Grossier et dimensionnés selon une approche de mécanique des roches. Afin d'étudier les tassements du projet et son influence sur les tunnels du RER A, une modélisation éléments finis 3D a été menée, prenant en compte l'ensemble des pieux de fondation du projet.

Le dimensionnement a conduit à des pieux forés simple pouvant atteindre 1.5 m de diamètre et 28 m de profondeur. Leur exécution a été confiée à FRANKI FONDATION, sous la supervision d'exécution de TECHNOSOL.

**ABSTRACT** – Skylight project consists in the construction of a 18-storeys building overpassing RER A tunnel behind the Grande Arche of La Defense. The project geometry needed to create a cantilever beam leading to loads up to 5000 tons for some supports.

Therefore, in order for the project to remain economically viable, TECHNOSOL, working in partnership with FRANKI FONDATION, designed pile groups lying in limestone according to rock mechanics method.

In order to study the settlements of the project and its influence on RER A tunnel, 3D finite elements calculation has been achieved, taking into account the whole piles of the project. The design led to drilled piles with diameter up to 1.5 m and 28 meters length. Their execution was accomplished by FRANKI FOUNDATION under supervision of TECHNOSOL.

### 1. Présentation du projet

Le projet Skylight, implanté à Puteaux (Hauts-de-Seine) concerne la construction d'une résidence étudiante de 18 étages au sein du quartier de la Défense, le long de la Promenade de l'Arche, sur une emprise au sol de 1000 m<sup>2</sup> environ. L'architecte et Maître d'œuvre de l'opération est Louis Paillard ; le Maître d'ouvrage est Nexity. Ce projet sera en lien avec une université mitoyenne, bâtiment de type R+9.

Les bâtiments sont implantés au droit du faisceau de voies du RER A implantées en souterrain, dont la cote des rails se situe vers 20 m de profondeur. La figure 2 présente le positionnement des ouvrages vis-à-vis des voies du RER A. Comme on peut le voir, du fait de la présence des voies du RER, l'implantation des appuis du bâtiment R+18 est très fortement contrainte, et nécessite un porte-à-faux très important de la façade Nord du bâtiment. D'autre part, les contraintes d'implantation des appuis du bâtiment université imposent un report de charge sur certains appuis du bâtiment Skylight.



Figure 1 : Vue d'architecte du projet (copyright Louis Paillard)

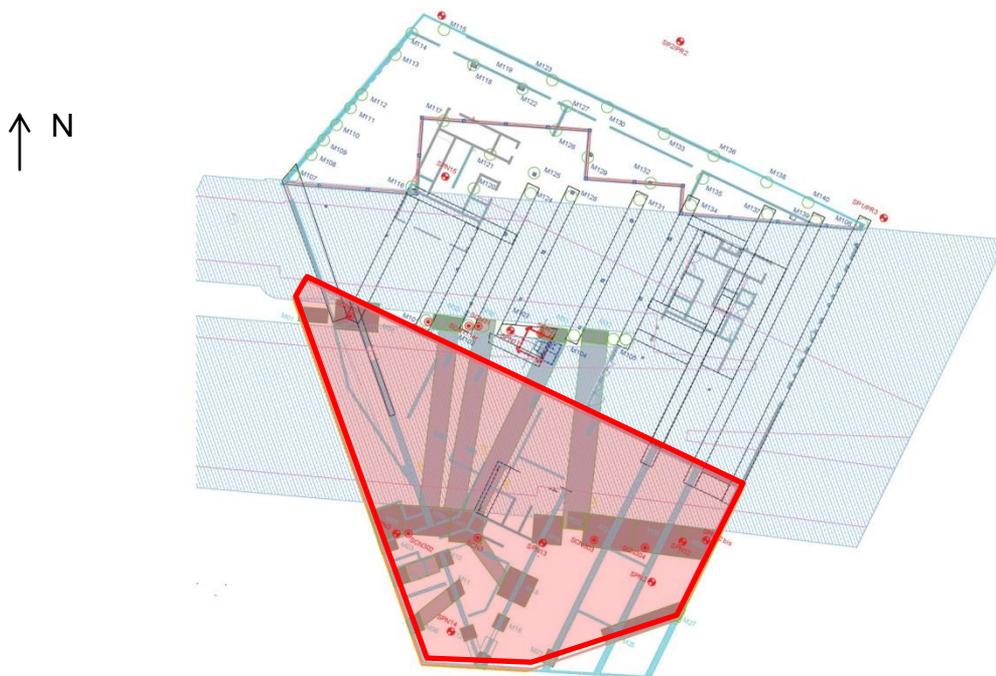


Figure 2 : Superposition de l'emprise du projet (en rouge) et des voies du RER A (en grisé)

Dans ces conditions, les descentes de charge sur les différents appuis du projet sont très variables et présentées ci-dessous. Sur 32 appuis, le tiers présente une descente de charge supérieure à 1000 tonnes, 5 appuis ont une descente de charge supérieure à 3000 tonnes, et l'un des appuis supporte une charge supérieure à 5000 tonnes. Les appuis les plus chargés sont ceux implantés au Sud du RER A

Tableau 1. Synthèse des descentes de charges à l'ELS quasi-permanent

Massif	G (t)	Q (t)	G+Q (t)	Massif	G (t)	Q (t)	G+Q (t)	Massif	G (t)	Q (t)	G+Q (t)
M01	991	140	1131	M12	491	81	572	M25	-300	163	-137
M02	1359	202	1561	M14	443	72.5	515.5	M26	3720	615	4335
M03	554	90	644	M16	235	40	275	M27	1045	266	1071
M04	529	86	615	M18	1613	255	1868	M28	2463	436	2899
M06	412	68	480	M19	1538	243	1781	M29	1005	136	1141
M08	3253	542	3795	M21	2735	389	3124	M30	736	100	836
M09	3075	438	3513	M22	750	102	852	M31	720	420	1140
M10	576	94	670	M23	348.5	207.5	556	M32	845	125	970
M11	359	59	418	M24	4450	718	5168				

## 2. Contexte géotechnique

### 2.1. Contexte général

Le projet est implanté au droit du plateau de la Défense surplombant la Seine, dont le soubassement est constitué par la formation du Calcaire Grossier, surmonté par les Marnes et Caillasses présentes en affleurement sous une épaisseur plurimétrique de remblais et un reliquat éventuel de Sables de Beauchamp. Le terrain naturel est subhorizontal aux alentours de la cote +56 à +57 mNGF.

Le toit du Calcaire Grossier est identifié généralement autour de la cote +38 mNGF. Il peut être clairement distingué en deux sous-ensemble : un calcaire massif, très poreux, en tête jusqu'à 28 à 29 mètres de profondeur (cote +27 à +28 mNGF), puis un calcaire glauconieux jusqu'à sa base (cote +22 à +23 mNGF).

Il surmonte ensuite les formations de l'Yprésien (Sables de Cuise compacts et Fausses Glaises se présentant sous forme d'une argile sableuse raide), puis ensuite les Argiles Plastiques identifiées de 58 et 70 m de profondeur.

### 2.2. Caractérisation du Calcaire Grossier

Compte tenu des enjeux du projet, le Calcaire Grossier a fait l'objet d'une étude détaillée en mécanique des roches.

Des échantillons de rocher ont été prélevés au sein des 7 sondages carottés exécutés pour réalisation de mesures de résistance à la compression en laboratoire (figure 3). On en déduit que le calcaire massif CGm, très poreux, présente une résistance à la compression très faible sur une grande partie de sa hauteur ( $R_c=5$  MPa environ), et que la résistance à la compression simple augmente significativement à partir de la cote +29 m NGF aussi bien dans le calcaire massif que dans le calcaire glauconieux CGg.

La fracturation du calcaire a ensuite été étudiée par l'établissement de Rock Quality Design (RQD). Deux exemples sont présentés figure 4. Conformément aux recommandations de l'AFTES GT1, le rocher apparaît de qualité très mauvaise à mauvaise, avec des passages broyés (RQD=0%).

Enfin, afin de vérifier l'importance et l'orientation des joints de fracturation au sein du calcaire, des imageries de paroi ont été exécutées. Elles ont permis de confirmer la porosité du massif jusqu'à 27 m de profondeur environ, et ont permis de mettre en évidence des fractures subhorizontales entre 28 et 30 m de profondeur comme l'indique l'exemple en figure 5.

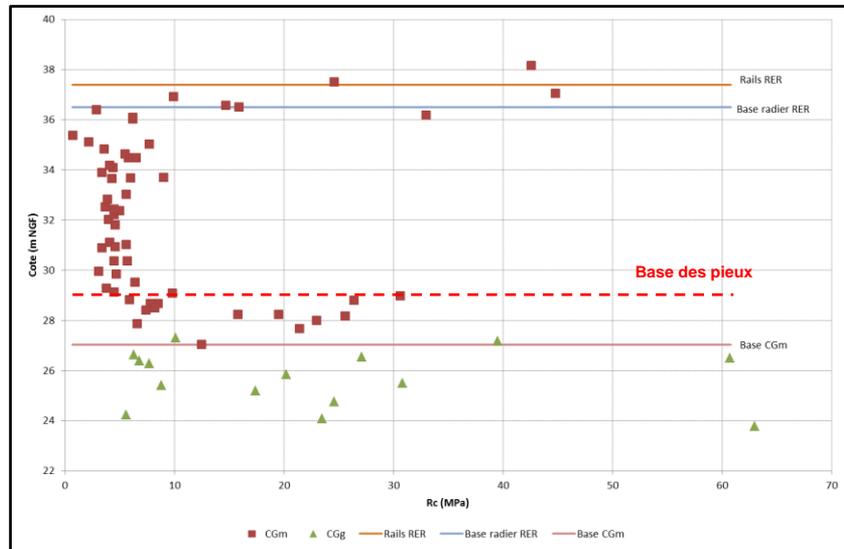


Figure 3 : Résistance à la compression simple du Calcaire Grossier

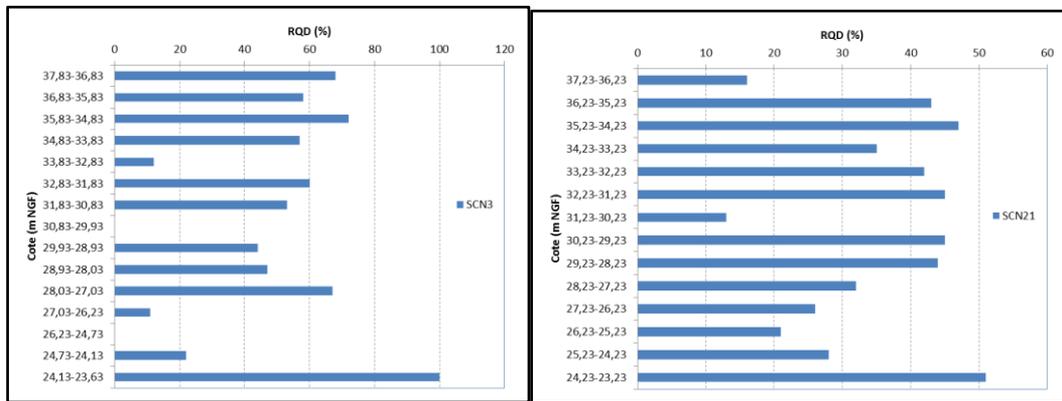


Figure 4 : Exemples de mesure de RQD au sein du Calcaire Grossier

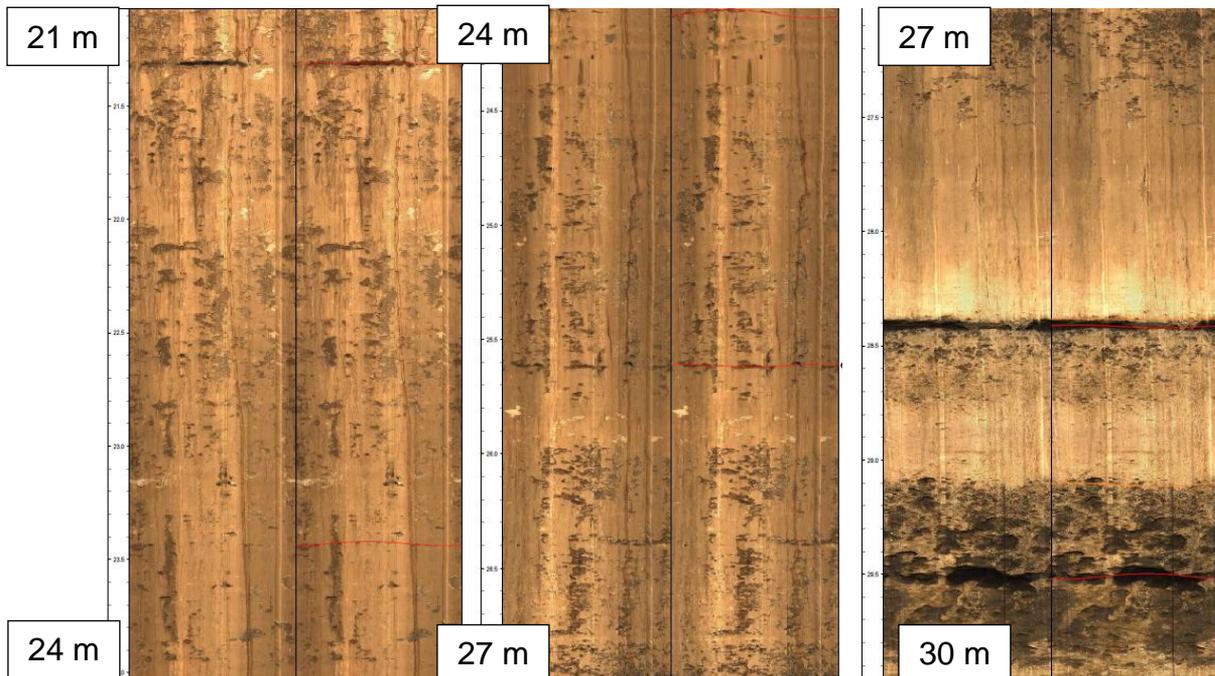


Figure 5 : Exemples d'imageries de paroi au sein du Calcaire Grossier

### 3. Conception des fondations

Compte tenu des charges très importantes reprises par les fondations, et de la présence des ouvrages du RER A en profondeur, une solution de fondation sur pieux s'est imposée au projet, en solution d'exécution de type foré simple.

Une approche classique de type mécanique des sols à partir du pressiomètre est apparue surdimensionnée du fait de la limitation de la pression limite à 8 MPa (en essais haute pression) par rapport à la capacité portante réelle du rocher. Nous avons donc orienté la conception vers une approche type « mécanique des roches », avec prise en compte de la fracturation et de la résistance en compression du rocher dans le dimensionnement, conformément au Guide SETRA – Fondations au rocher. La contrainte de rupture sous la base du pieu  $q_u$  et le frottement latéral admissible  $\tau_u$  sont alors définis en fonction de la résistance en compression simple  $\sigma_c$ :

$$q_u = 2\alpha\sqrt{\sigma_{c,e}^*} \quad (1)$$

$$\tau_u = \lambda\sqrt{\sigma_c^*} \quad (2)$$

Avec  $\alpha$  un paramètre adimensionnel dépendant de la fracturation du rocher variant entre 0.12 et 2, calé à  $\alpha=1.4$  ;  $\lambda$  un paramètre adimensionnel valant entre 0.15 et 0.25 en fonction de la rugosité de l'interface rocher/pieu, et fixé à 0.25 ici pour des pieux forés simple ;  $\sigma_{c,e}^*$  la résistance en pointe équivalente calculée de manière similaire à une pression limite nette équivalente ;  $\sigma_c^*$  la valeur minimum entre la résistance en compression simple équivalente du rocher et celle du béton de pieu.

La portance est ensuite calculée à l'ELS quasi-permanent en pondérant d'un facteur 3 le terme de pointe et d'un facteur 2 le frottement latéral.

Les appuis ont été dimensionnés en considérant des monolithes de fondation, justifiés dans les faits par la réalisation de pieux jointifs.

Les fondations au droit de chaque appui du projet ont ensuite été dimensionnées comme suit :

- 1) Vérification du nombre et de la section de pieux nécessaire pour reprendre chaque charge vis-à-vis de la contrainte admissible du béton (9.7 MPa en contrôle renforcé)
- 2) Comparaison de la géométrie du monolithe ainsi obtenu avec l'emprise disponible, et optimisation.
- 3) Sur la base du profil de résistance à la compression simple présenté en figure 3 d'une part, et afin de conserver une épaisseur suffisante de Calcaire Grossier sous la base des monolithes d'autre part (et ainsi ne pas intéresser les sables de Cuise dans le calcul de  $\sigma_{c,e}^*$  et devoir minorer ce paramètre), la pointe des pieux a été calée à la cote +29 mNGF (soit 27 à 28 m de profondeur par rapport à la plateforme superficielle), soit à la base du calcaire massif poreux.
- 4) Calcul de  $\sigma_{c,e}^*$  compte tenu des dimensions en plan du monolithe et sur la base du sondage carotté réalisé à proximité, ou en l'absence sur la base d'un profil de résistance à la compression simple moyen calé sur le profil de la figure 3
- 5) Calcul du frottement latéral pour  $\sigma_c=5$  MPa dans le Calcaire Grossier massif. Le frottement est d'autre part négligé au-dessus de la cote du radier du tunnel du RER.
- 6) Abattement du terme de frottement latéral pour tenir compte de la présence de monolithes adjacents (effet de groupe) conformément à la norme NF P 94-262, soit un coefficient d'efficacité variant entre 0.8 et 1.0

On en déduit ainsi s'agissant de l'appui le plus chargé (M24 ; G+Q=5168 tonnes) une conception de fondation sur 4 pieux de 1.5 m de diamètre et 28 m de profondeur.

## 4. Etude de l'interaction avec le RER A

### 4.1. Présentation de la modélisation

Un des enjeux du projet était la mise en évidence des interactions éventuelles entre le projet de fondation et le tunnel du RER A dont le radier s'établit environ 20 m sous le terrain naturel, soit vers la cote +36 mNGF. En effet, bien que dans les calculs le frottement soit négligé sur la hauteur des terrains située au-dessus de cette cote, le choix d'exécution des pieux, de type foré simple (dans cette gamme de diamètre la mise en œuvre d'un double chemisage n'était pas envisageable pour l'économie du projet) ne permet pas de garantir l'absence de transmission d'effort par diffusion du frottement latéral via le sol entre les pieux et le tunnel.

D'autre part, les sujétions liées au tassement du projet et aux déformations éventuelles du tunnel RER A doivent être étudiées, d'une part du fait du tassement des pieux sous l'effet des charges appliquées (le raccourcissement élastique seul des pieux est estimé supérieur au centimètre), et d'autre part du fait que les charges apportées par le projet en R+18 (environ 200 kPa de surcharge uniforme équivalente) vont charger l'ensemble des terrains et se diffuser vers les couches profondes compressibles (Argile Plastique).

Afin d'étudier ces différents phénomènes, une modélisation aux éléments finis tridimensionnelle du projet a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 3D. Le tunnel a été modélisé en section droite, et l'ensemble des pieux isolés ou monolithes implantés de part et d'autre ont été représentés et chargés.

Le tableau suivant présente les hypothèses géomécaniques prises en compte dans les calculs. Les ratios  $E_y/E_M$  considérés sont issus du tableau de l'annexe J de la norme NF P 94-261. Concernant l'Argile Plastique, son comportement a été différencié entre le court terme (calcul élasto-plastique) et le long terme (calcul de consolidation avec le modèle Soft Soil). La figure 6 présente une vue générale du modèle.

Tableau 2. Hypothèses géotechniques pour le calcul PLAXIS 3D

Couche	$E_y/E_M$	Module pressiométrique $E_M$ (kPa)	Module d'Young $E_y$ (kPa)	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion effective $c'$ (kPa)	Angle de frottement effectif $\varphi'$ (°)	Indice de compression $C_c$	Indice de gonflement $C_s$
R	4.5	5 000	22 500	20	0	25	-	-
Mca	4.5	33 000	148 500	20	5	30	-	-
MC	4.5	150 000	675 000	17	5	33	-	-
CGm	-	300 000	994 000	20	200	33	-	-
CGg	-	300 000	1 823 000	17	0	30	-	-
SC/SS	3	200 000	600 000	20	0	35	-	-
FG	4.5	160 000	720 000	18	0	35	-	-
AP	3	72 500	217 500	18	16	14	0.133	0.0133

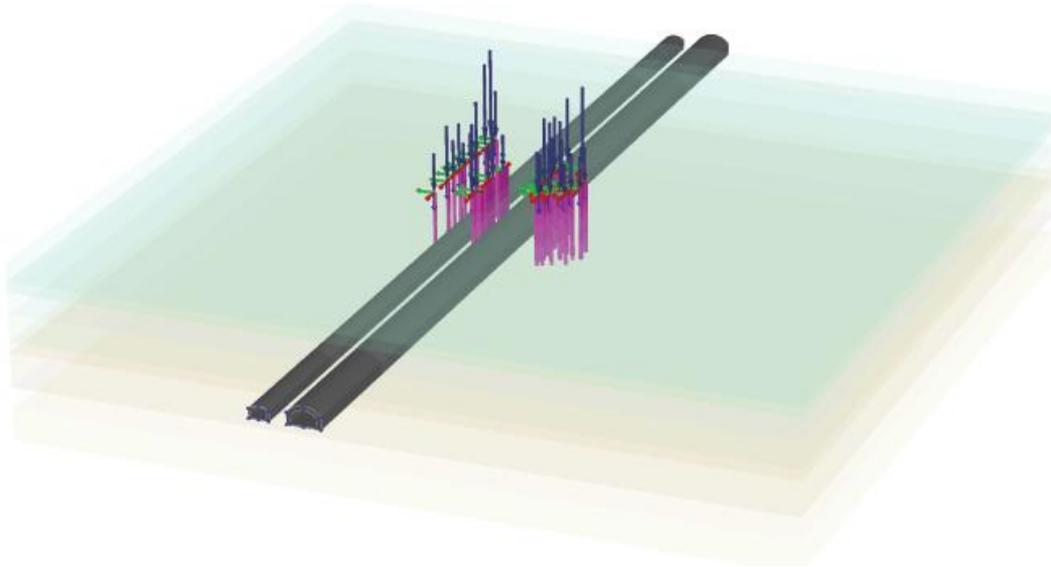


Figure 6 : Modèle éléments finis Plaxis 3D

#### 4.2. Résultats

Les tassements maximum du projet obtenus sont de 15 mm à court terme (figure 7) et 21 mm à long terme (70 ans).

L'étude d'impact de l'ouvrage sur le tunnel a été étudiée par l'intermédiaire de profils et coupes pertinentes établis le long ou en travers du tunnel. On en déduit les éléments suivants (cf figure 8) :

- le tassement subi par le tunnel RATP sera de 10 mm à court terme (15mm à long terme), avec un tassement différentiel négligeable (0.03 %)
- la voûte est rechargée en compression, avec une diminution de sa flexion. L'augmentation de contrainte moyenne est de l'ordre de 200 kPa, négligeable par rapport à la contrainte admissible du béton
- le piedroit est rechargé en compression, avec une augmentation moyenne de la contrainte de l'ordre de 300 kPa, négligeable par rapport à la contrainte admissible du béton

Ces éléments indiquent que l'impact des fondations du bâtiment Skyligth apparaît admissible pour le tunnel RER A existant.

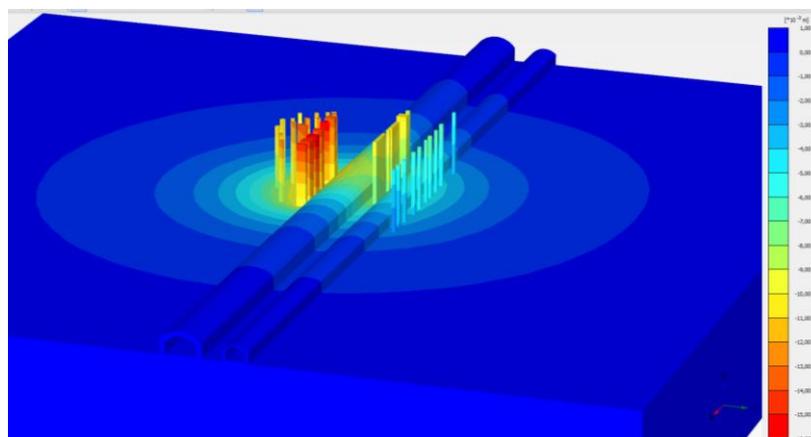


Figure 7 : Isovaleurs de tassements à court terme (vue intérieure au modèle).

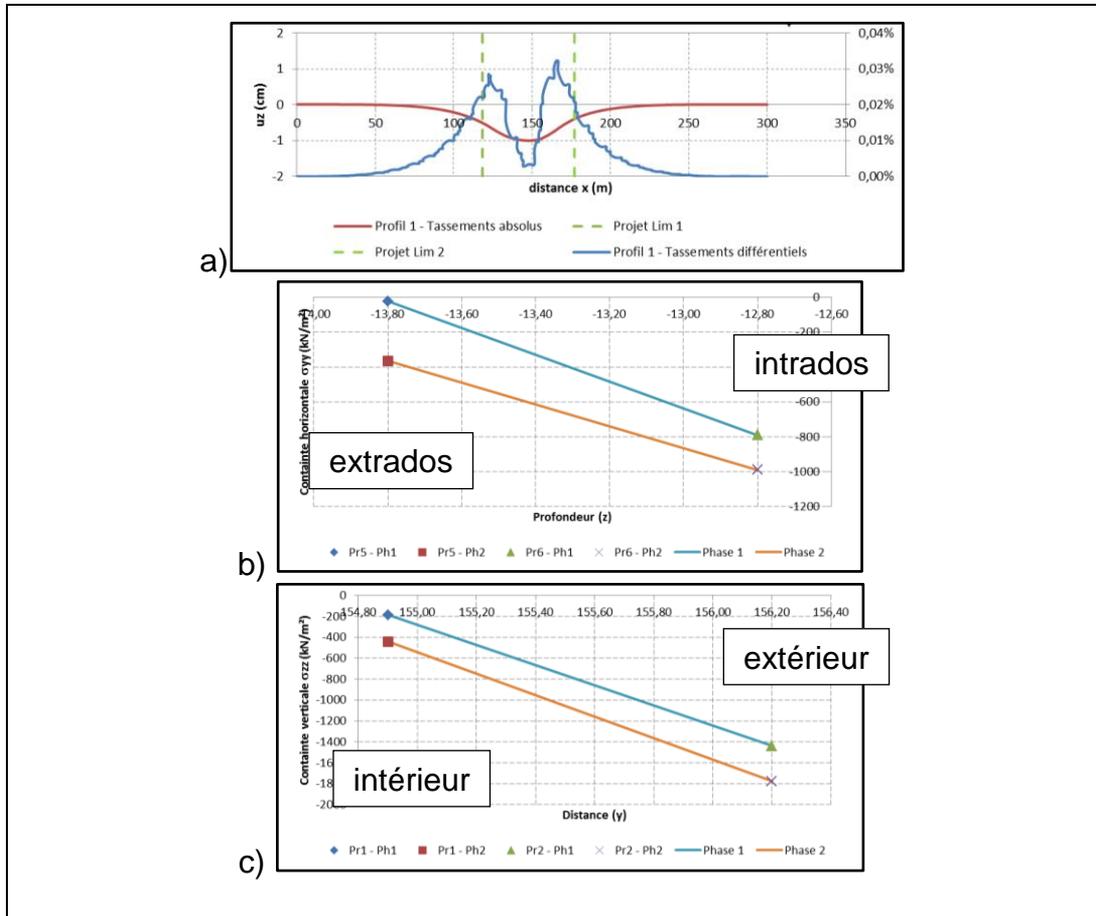


Figure 8 : Impacts du projet sur le tunnel RER A a) tassements b) contraintes en section de clef de voûte c) contraintes en section de piedroit

## 5. Chantier

La réalisation a été confiée à FRANKI FONDATION, qui a mobilisé des moyens de foration adaptés à la traversée d'une hauteur très importante de calcaire pour des diamètres sortant des normes d'exécution usuelles.

Préalablement à l'exécution des fondations, compte tenu des constats effectués par les imageries de parois avec la présence de fractures plurimillimétriques immédiatement sous la cote des pieux, des injections de comblement de ces fractures ont été réalisées.

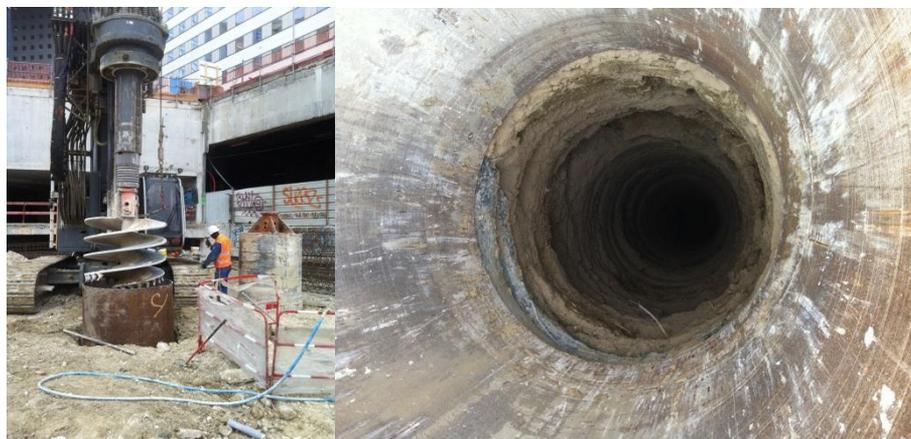


Figure 9 : Pieux diamètre 1500 mm en cours de foration (gauche) et après foration (droite)