

#### D.4.1.3. Comblement de la cavité reconnue en SPI I-PZ et SD I I-4

Le procédé de comblement défini au § D.4.1 devra être réalisé au droit du sondage SPI I-PZ.

Nous rappelons que ce sondage SPI I-PZ a été équipé d'un tube en PVC et en partie crépiné qui sera donc à combler sur toute sa hauteur, soit jusqu'à la cote 2122,4 NGF.



Page suivante :

Paramètres des sondages SPI I-PZ et SD I I-4 indiquant la présence d'une cavité vide et de matériaux lâches de remplissage.



Cavité vide  
VA ≈ 1000 m/h

Sols lâches (remplissage)  
Rocher très altéré (dissolution)  
 $PI^* \approx 0,2 \text{ MPa}$  /  $E_M \approx 1,9 \text{ MPa}$

Blocs de rocher « effondrés »  
(dissolution)

2126.4 NGF



Cavité vide  
VA ≈ 500 m/h

Sols lâches (remplissage), puis  
Rocher très altéré, ou  
blocs de rocher « effondrés » (dissolution)  
VA ≈ 100 à 400 m/h

## D.4.2. Cavités découvertes durant les terrassements

### D.4.2.1. Procédés de comblement (par terrassements et injections solides)

En cas de découverte de cavités lors des terrassements, celles-ci devront être mises à découvert par l'extension de la fouille afin de relever ses dimensions en plan sous l'ouvrage du projet.

Toutefois, ce type de projet de terrassement spécifique ne devra en aucun cas intercepter le massif de sol en butée des pieux de paroi berlinoise et risquer sa déstabilisation. Dans tous les cas, les travaux devront être étudiés en tenant compte de la Z.I.G. et tout particulièrement l'interaction de chaque fouille avec le projet et/ou l'environnement, et notamment les ouvrages de soutènements (et notamment en amont).

Le géotechnicien G3 procédera aux relevés et définira la procédure à suivre pour combler la cavité et traiter les terrains par injections autour des cavités traitées par comblement.

La fouille sera remblayée par un remblai compacté par couches ou par un remblai autoplaçant.

Toutefois, la cavité ne pourra certainement pas être remblayée jusqu'au toit et à ses extrémités, et l'entreprise procédera donc au traitement des terrains :

- dans de la cavité comblée par des forages d'injection solide de complément de comblement par incorporation d'un mortier (pompable),
- autour de la cavité comblée par des forages d'injection solide de consolidation par injections d'un mortier (pompable) avec refoulement des terrains.

Les missions G3 - Phases étude et suivi géotechnique d'exécution devront traiter le risque résiduel de découverte de cavité durant les terrassements. L'entreprise pourra réaliser les investigations qu'elle jugera nécessaires afin de sécuriser les opérations de terrassements.

## D.5. TRAITEMENTS PAR INJECTIONS ENVISAGEABLES

### D.5.1. Procédés d'injections de consolidation par injections « liquide » et/ou « solide »

Pour ce projet en contexte d'aléa de dissolution de gypse dans le substratum : ce sont des terrains où l'injection solide s'adapte particulièrement bien, car elle permet dans le même temps de combler les vides sans déperdition de mortier et de recompresser les zones décomprimées.

Donc, nous considérons que le procédé d'injection adéquat pour ce projet est l'injection solide.

Cependant, nous considérons qu'il est possible de réaliser des injections d'imprégnation « liquide » (sans compactage, déplacement du sol encaissant), si un plot d'essai permet de justifier d'atteindre les objectifs d'amélioration des caractéristiques mécaniques des moraines.

Dans tous les cas, l'entreprise devra prévoir tous les moyens pour permettre de mettre en œuvre les deux procédés d'injection « liquide » et d'injection solide. En effet, en cas d'injection de volumes conséquents de coulis « liquide », l'entreprise devra remplacer le procédé d'injection « liquide » (au coulis) pour réaliser des injections solides au mortier.

### D.5.2. Injections solides de refoulement

#### D.5.2.1. Méthodologie

Le renforcement de l'assise des semelles de fondation des zones à traiter a pour objet :

- de resserrer les terrains meubles peu compacts sur 10 m d'épaisseur maximale sous le niveau des fondations, et de combler les vides ;
- de garantir une résistance minimale sous les fondations ;
- de limiter les tassements différentiels.

Le principe de l'injection solide consiste à injecter un mortier visqueux à fort angle de frottement, par passe de 0,50 à 1,00 m en remontant le tube d'injection.

Les débits d'injection sont définis de façon à permettre le développement d'un cylindre de mortier sans claquer le terrain.

L'injection est poursuivie jusqu'à obtention de la pression de refus fixée ; l'expansion progressive du mortier constitue ainsi une densification du sol.

#### D.5.2.2. Produits à injecter : Mortier

Nature et provenance des matériaux

**CIMENT** : La fourniture du ciment devra être conforme aux stipulations du fascicule 3 du CCTG. Il devra aussi figurer sur la dernière liste mise à jour publiée par l'AFNOR, et reconnu comme conforme aux normes françaises et à la marque NF - liants hydrauliques.

**EAU** : L'eau servant à la préparation du coulis ne contiendra aucun élément nuisible à la prise du ciment. Dans le cas où il ne serait pas utilisé d'eau potable, une analyse chimique de l'eau sera fournie au Maître d'œuvre par l'Entrepreneur.

**ADJUVANT** : Filler, bentonite, pouzzolane, etc... : selon nécessité acceptée préalablement par le Maître d'œuvre, l'Entrepreneur devra présenter une notice précisant les caractéristiques et justifiant l'emploi des produits proposés.

**GRANULAT** : Le matériau le plus couramment utilisé est un sable dont la granulométrie est éventuellement corrigée dans le domaine des fines par addition de sables fins, fillers, pouzzolane... A titre indicatif, le mortier recommandé doit respecter le fuseau granulométrique suivant :

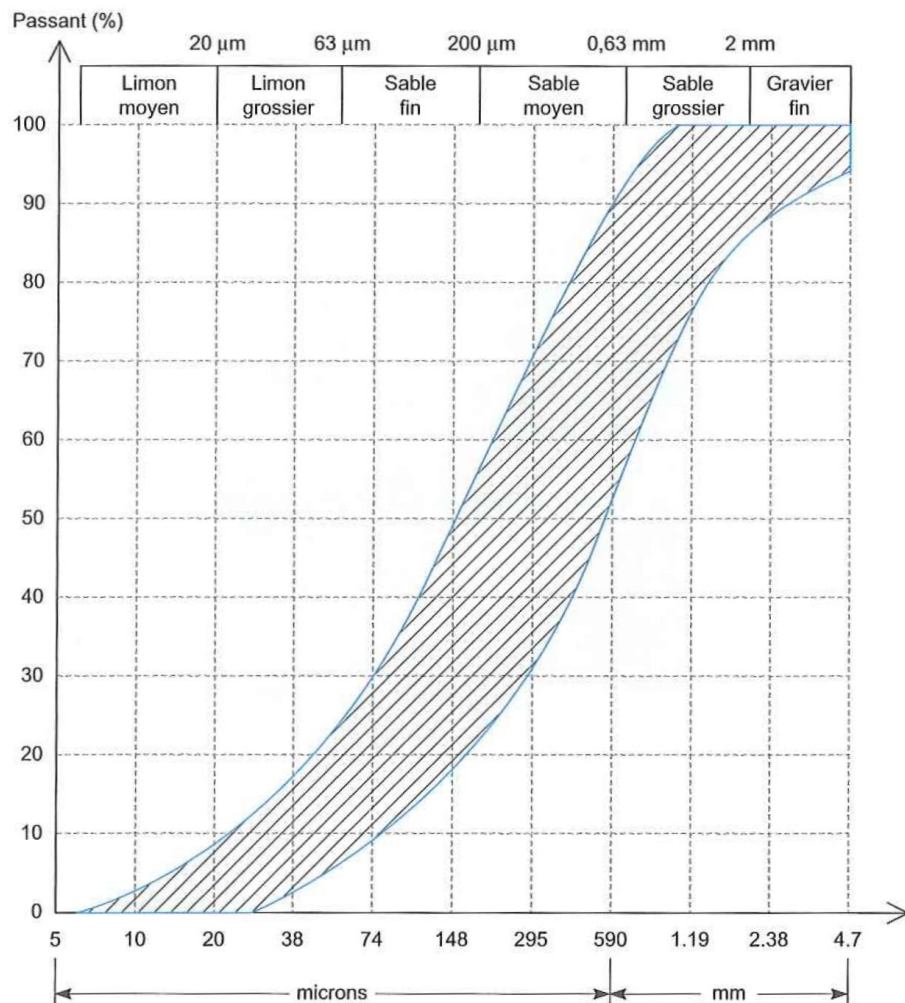


Fig. 17.5. Fuseau granulométrique du sable préconisé par Brown et Warner (1974)

**Fabrication du mortier d'injection** : Le mortier pourra être confectionné sur place par une centrale spécifique ou amené par citerne d'une centrale extérieure.

Les caractéristiques du mortier seront proposées par l'Entrepreneur à l'agrément du Maître d'œuvre et seront éventuellement adaptés en cours de chantier en fonction des résultats obtenus.

A minima, le mortier respectera les critères suivants :

- Slump < 8 cm maximum,
- résistance à la compression simple du mortier à 28 jours > 2 MPa.

#### D.5.2.3. Paramètres d'injection

En première approche, à valider lors du plot d'essai :

- • Maille primaire : 25 bars ou 800 l/ml ;
- • Maille secondaire : 35 bars ou 800 l/ml.

Dans les zones de vides, le critère de volume est porté à 4000 l/ml.

Nous attirons l'attention sur le fait que la zone fait l'objet de circulations d'eau et que des passages plus perméables, du fait du lessivage des terrains, sont toujours possibles.

Par ailleurs, la composition du mortier devra permettre d'assurer la pérennité des colonnes injectées et résister aux phénomènes de lessivage par les circulations d'eau souterraine à fort gradient (rhéologie du mortier à adapter par l'ajout d'adjuvants).

## D.6. DESCRIPTION DU TRAITEMENT

### D.6.1. Solution de traitement retenue

En raison de la présence de cavités et terrains décomprimés (zones d'effondrement), il est nécessaire de renforcer préalablement le sol de fondations pour garantir la stabilité de l'ouvrage, et le sol de butée des parois de soutènement provisoires, dans les zones identifiées.

**La solution retenue est un traitement du sol d'assise par injection solide, ou compactage statique horizontal.**

C'est la meilleure solution qui permet de combler les vides et cavités, de compacter les sols foisonnés dans les zones décomprimés par l'expansion de fontis, tout en garantissant une injectabilité maîtrisée contrairement aux injections « liquides » (pertes d'injection prévisibles dans les terrains avec migration + ou - loin de la zone à traiter, lessivage du coulis par les circulations d'eau souterraine intenses en période de fonte des neiges).

### D.6.2. Objectifs à atteindre

Nous définissons ci-dessous les objectifs à atteindre :

Nature géologique	Compacités avant traitement			Compacités après traitement		
	pl* (MPa)	Em (MPa)	Em/pl*	pl* (MPa)	Em (MPa)	Em/pl*
Remblais et moraines déblayées	0.2 à 2.4	1.8 à 15	6 à 9	NON TRAITE		
Moraines + ou - compactes	0.3 à 2.7	2.8 à 40	9 à 14	<u>≥ 1.20</u>	<u>≥ 17.0</u>	> 14
Moraines compactes	3.8 à >5.0	55 à 112	> 14	> 3.8	> 55	> 14
Substratum rocheux	1.4 à >5.0	10 à 400	-	NON TRAITE (*)		

(\*) : hors zones de vides francs, cf. chapitre D.4.

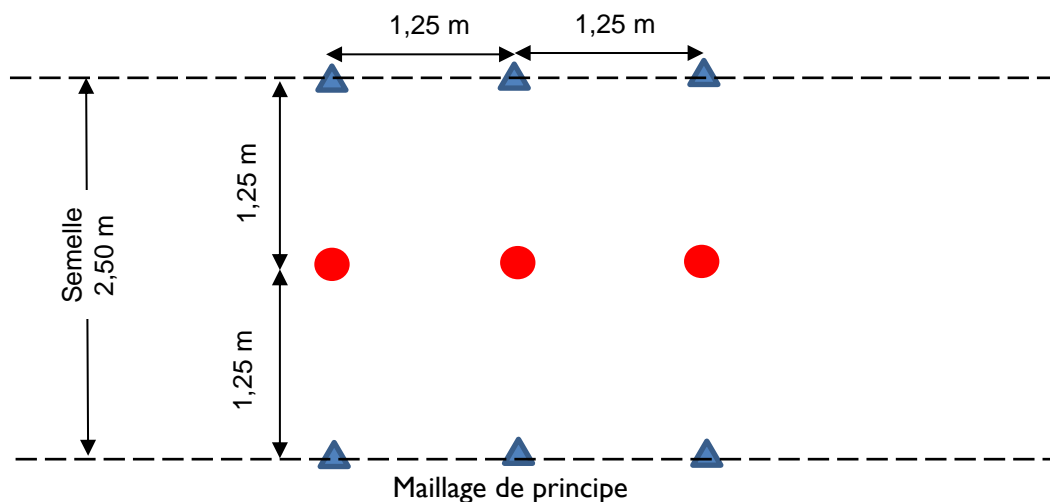
**Le traitement est à réaliser selon un objectif performantiel quelles que soient les variations des caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques des sols en place.**

### D.6.3. Mailles des forages d'injection

Sous semelles de fondation :

L'implantation des forages d'injection sera la suivante :

Maille carrée 1,25 x 1,25 m (environ 1 forage / 1.56 m<sup>2</sup>)



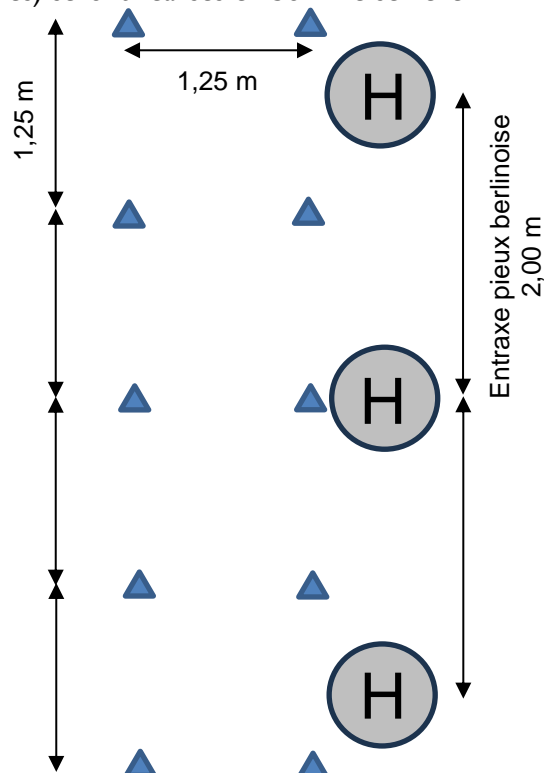
Forages verticaux primaires dit « d'encagement » et forages verticaux secondaires dit « de blocage » :

- ▲ Maille primaire : deux files latérales de forages d'injection d'espacement 1,25 m sous la semelle. Limitation du traitement à 10,0 m de profondeur sous la base de la fondation ;
- Maille secondaire : une file centrale de forages d'injection d'espacement 1,25 m sous la semelle, intercalée entre les 2 files primaires. Limitation du traitement à 10 m de profondeur sous la base de la fondation.

Les forages primaires d'encagement (les deux 1<sup>ère</sup> lignes) seront réalisés en bord de semelle de fondation suivant un écartement de 1,25 m.

Devant paroi berlinoise :

Limitation du traitement à 5,0 m de profondeur sous le fond de fouille.

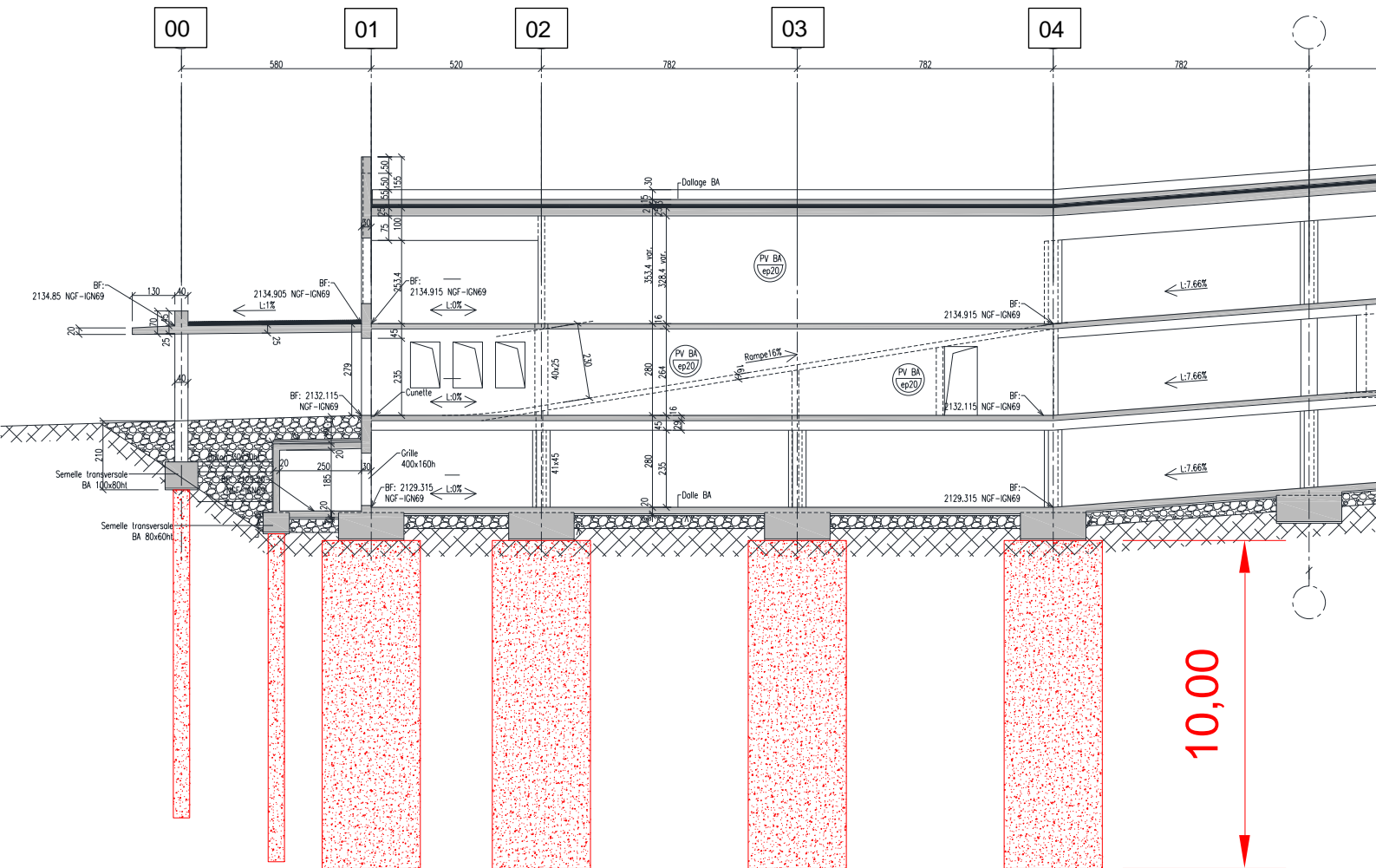


En période de préparation, les maillages seront définis à partir des résultats du plot d'essai d'injection et en concertation avec le Maître d'œuvre (visa).



## D.6.4. Volumes de sol à traiter

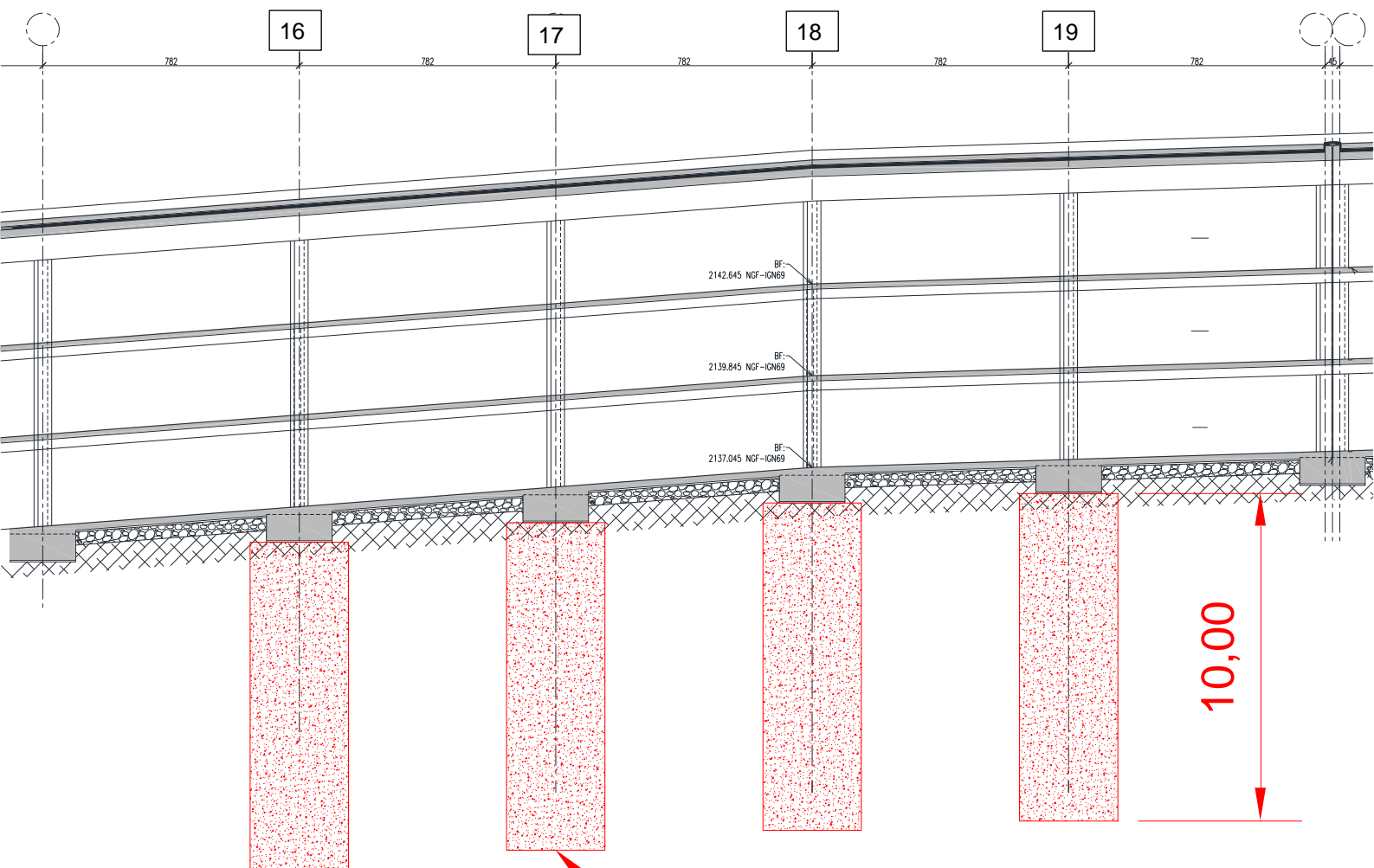
### D.6.4.I. Coupe schématique du traitement



**Injections solides**

*Nota : Les volumes de traitement par injections devant la paroi berlinoise, entre les volumes de traitement sous semelles représentés ci-avant, ne sont pas représentés ci-avant.*





## Injections solides

*Nota : Les volumes de traitement par injections devant la paroi berlinoise, entre les volumes de traitement sous semelles représentés ci-avant, ne sont pas représentés ci-avant.*

#### D.6.4.2. Zones à traiter

Il est prévu l'amélioration des caractéristiques géomécaniques des moraines d'assise des semelles de fondation :

##### **Zone Nord entre les files 00 et 04 :**

###### Sous semelles de fondation

SF00 entre les files A et G : 1 x 19 colonnes + 1 x 12 colonnes + 1 x 12 colonnes

SF01 entre les files A et G : 3 x 27 colonnes

SF02 entre les files C et G : 3 x 19 colonnes

SF03 entre les files E et G : 3 x 12 colonnes

SF04 entre les files F et G : 3 x 7 colonnes

###### Devant paroi berlinoise

Entre les files 00 et 01 : 1 x 2 colonnes

Entre les files 01 et 02 : 2 x 3 colonnes

Entre les files 02 et 03 : 2 x 3 colonnes

Entre les files 03 et 04 : 2 x 3 colonnes

##### **Zone centrale entre files 16 et 19 :**

###### Sous semelles de fondation

SF16 sur toute sa longueur (files A à G) : 3 x 27 colonnes

SF17 sur toute sa longueur (files A à G) : 3 x 27 colonnes

SF18 sur toute sa longueur (files A à G) : 3 x 27 colonnes

SF19 sur toute sa longueur (files A à G) : 3 x 27 colonnes

###### Devant paroi berlinoise

Entre les files 16 et 17 : 2 x 3 colonnes

Entre les files 17 et 18 : 2 x 3 colonnes

Entre les files 18 et 19 : 2 x 3 colonnes

##### Traitement sous semelles de fondations :

Au total, on comptabilise 600 forages à réaliser pour le traitement des terrains d'assise des semelles de fondation.

Les zones à traiter sous semelles filantes présentent une largeur de l'ordre de 3.0m (2,50 m largeur semelle + 2 x 1/2 x Ø colonnes d'injection solide) sur une longueur de l'ordre de 31.2m par file de fondation.

Le traitement devra être réalisé jusqu'à une profondeur de l'ordre de 10.0m sous la base des semelles de fondation. L'épaisseur de sol à traiter est donc de l'ordre de 10.0m.

##### Traitement devant la paroi berlinoise :

Pour sécuriser la stabilité de la paroi berlinoise, on comptabilise 32 forages complémentaires. Les zones à traiter devant la paroi berlinoise présentent une largeur de l'ordre de 1.75m (1,25 m largeur semelle + 2 x 1/2 x Ø colonnes d'injection solide) sur une longueur de l'ordre de 5.30m entre semelle filante par file de fondation.

Le traitement devra être réalisé jusqu'à une profondeur de l'ordre de 5.0m sous le fond de fouille. L'épaisseur de sol à traiter est donc de l'ordre de 5.0m.

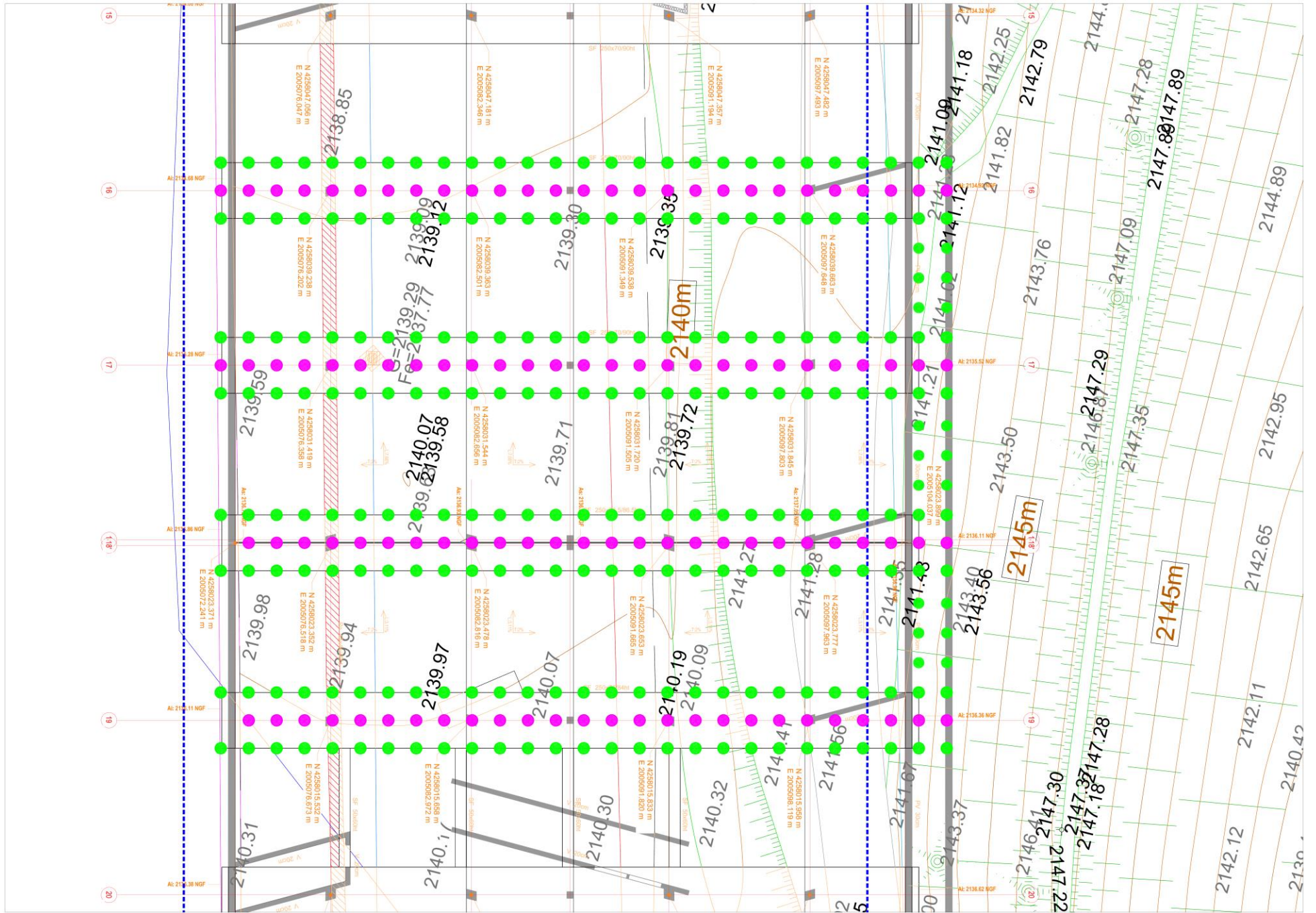
#### D.6.5. Plans de projet d'implantation des forages d'injection

Pages suivantes : Plans de projet d'implantation des forages d'injection.

*Nota : Les forages de comblement et traitement de la cavité reconnue en SPII-PZ ne sont pas représentés ci-après.*







## D.7. TRAVAUX

### D.7.1. Phasage des travaux

#### D.7.1.1. Phasage d'ensemble : Terrassements, injections, gros œuvre

Les terrassements pourront être effectués en deux phases :

- terrassement phase 1 : exécuté en quasi-totalité avec une couverture de 2 m au-dessus du niveau de fondation. C'est à partir de ce niveau que les injections seront réalisées ;
- terrassement phase 2 : terrassement total, 7 jours après la fin des injections.

Les terrassements et les injections pourront être exécutés en progressant du nord vers le sud, pour libérer au fur et à mesure l'emprise et réaliser les fondations au même rythme que les injections.

#### D.7.1.2. Phasage des injections et comblements

Le phasage général à respecter est :

- Etudes d'exécution,
- Installations de chantier,
- Réalisation d'une planche d'essai, suivi et interprétation,
- **POINT D'ARRET : validation de la planche d'essai et donc du dimensionnement du traitement,**
- Réalisation des travaux d'injection et contrôles à l'avancement,
- Nettoyage du chantier et repliement.

Les 4 phases principales des travaux de consolidation des terrains sont :

- comblement des cavités mises à découvert par les terrassements avec une grave sableuse ou un béton auto-nivelant,
- comblement total des cavités par incorporation d'un mortier (pompable) par injections solides,
- injection de coulis des cavités comblées pour remplir les vides intergranulaires,
- injection solide périphérique pour consolidation et confinement des terrains autour de la cavité comblée.

Les différentes étapes des travaux à réaliser sont détaillées ci-dessous :

1<sup>ère</sup> étape : comblement de cavités « à ciel ouvert » :

- déversement d'une grave sableuse et/ou d'un béton auto-nivelant,
- remplissage jusqu'au sommet de la cavité par béton auto-nivelant,

2<sup>ème</sup> étape : préparation des travaux d'injection :

- installation de la centrale d'injection et de l'atelier de forage,
- réalisation du plot d'essai,

3<sup>ème</sup> étape : comblement de chaque cavité reconnue :

- forage à l'aplomb de la cavité jusqu'au toit,
- déversement du mélange mortier/gravette/sablon,

4<sup>ème</sup> étape : traitement par injection :

- réalisation des injections des cavités suivant un maillage (primaire/secondaire) défini lors du plot d'essai,
- réalisation des injections périphériques suivant un maillage (primaire/secondaire) défini lors du plot d'essai,

5<sup>ème</sup> étape : contrôle des injections réalisées :

- réalisation de forage et essais pressiométriques de contrôle.

## D.7.2. Etudes d'exécution

L'entreprise effectuera au cours de la période de préparation du chantier l'ensemble des études d'exécution.

Celles-ci intégreront les missions G3 phases étude et suivi d'exécution à sa charge et conforme aux objectifs de la norme NF P94 500.

Elle fournira les plans d'exécution des ouvrages accompagnés de tous les détails nécessaires à la parfaite compréhension, ainsi que les notes de calcul des ouvrages.

Elle fournira les modes opératoires précis de réalisation des différents ouvrages, y compris phasages et contrôles.

Les éléments seront soumis à l'approbation du Maître d'Ouvrage. Cette dernière ne dégage en rien la responsabilité de l'Entreprise.

## D.7.3. Plots d'essai

Une planche d'essai devra être réalisée en premier lieu dans une zone située dans l'emprise de l'aire à traiter. L'emplacement de cette zone sera précisé en accord avec le maître d'œuvre en début des travaux.

La planche d'essai devra faire l'objet d'un mode opératoire spécifique permettant de valider le dimensionnement du traitement mais aussi les phasages d'injection.

Aussi, en cas de phasage à mailles successives, on procédera entre chaque phase à une reconnaissance des zones traitées entre les points au moyen d'un pénétromètre et/ou d'essais pressiométriques.

Le traitement sera arrêté à moins 2.5 mètres sous le niveau de la chaussée.

En fonction des résultats et des enregistrements des paramètres de forages et d'injection, l'Entrepreneur soumettra à l'agrément du Maître d'œuvre les paramètres d'injection et les conditions de traitement, c'est à dire les critères retenus pour l'exécution de la trame finale d'injection solide.

Cette étape constitue un point d'arrêt qui sera levé par la maîtrise d'œuvre suivant les résultats.

## D.7.4. Essais de réception

Les critères de réception sont :

- Pression limite nette :  $PI^* \geq 1.20 \text{ MPa}$ ,
- Module pressiométrique :  $EM \geq 17,0 \text{ MPa}$ ,

Les objectifs seront contrôlés à l'aide des sondages et essais appropriés en quantités représentatives suffisantes avec, a minima :

- **Planche d'essai** : 4 sondages pressiométriques selon la norme NFP94-110-1 avec essais espacés tous les mètres dans l'épaisseur du volume de sol traité avec : 1 sondage hors traitement, 1 sondage maille, 1 sondage intermaille à l'entraxe et 1 sondage intermaille dans la diagonale,
- **Réception** : 8 sondages pressiométriques selon la norme NFP94-110-1 avec essais espacés tous les mètres dans l'épaisseur du volume de sol traité et répartis en plan.

*Nota : Nous rappelons que ce type de technique d'amélioration de sol peut mettre un certain temps (plusieurs jours à plusieurs semaines) pour être pleinement effectif. Aussi, il pourra être nécessaire, si les objectifs ne sont pas atteints en fin de travaux, de revenir 30 jours plus tard pour réaliser une nouvelle campagne de contrôle (8 sondages pressiométriques supplémentaires avec essais espacés tous les mètres dans l'épaisseur du volume de sol traité).*

### D.7.5. Diverses préconisations (non exhaustives)

L'entreprise en charge des travaux devra respecter les préconisations suivantes :

- Avant tout travaux, des essais de convenue des coulis et produits à injecter seront effectués : Ces essais seront à la charge de l'entreprise réalisant les injections. Les mesures suivantes seront réalisées :
  - vitesse de prise et de fausse prise,
  - ressuage,
  - viscosité au cône de Marsh,
  - densité à la balance BAROID,
  - Une injection de liant dans le sol nécessite obligatoirement une analyse chimique du sol et de l'eau se trouvant dans ce sol. Cette analyse devra être confiée à un laboratoire spécialisé.
  
- Une surveillance des ouvrages et du sol par laser tournant devra être mise en place avec alarme et arrêt immédiat de l'injection dès l'observation d'un mouvement.



## D.7.6. Quantités (estimatif phase PRO)

Le principe sera de chiffrer un forfait pour le traitement d'une zone donnée, en considérant un volume de coulis mis en œuvre/ml de forage. Des prix pour volume supplémentaire incorporé devront être définis.

Le forfait ne comprend pas l'aléa de rencontre de vides, pour lequel on aura des prix pour mémoire, au m<sup>3</sup> mis en œuvre.

### **REX Golf 2 – retour partiel :**

D'après le retour d'expérience du chantier du parking du Golf 2, les volumes d'injection solide réalisés étaient d'environ 400 litres / m<sup>2</sup> de surface traitée, avec une maille finale de 2,0 x 2,0 m.

Donc, en moyenne, le volume de mortier injecté était de 400 l x 4,00 m<sup>2</sup> = 1600 litres / forage injecté sur 10 m de profondeur, soit environ 160 l/ml de forage injectés.

Ainsi, le taux d'incorporation moyen obtenu avec la réalisation des injections suivant les mailles primaires, secondaires et tertiaires, a été de :

$0.160 \text{ m}^3/\text{m} / (2.00 \times 2.00) = 0.160 / 4.00 = 0.040 = 4.0 \%$  de taux d'incorporation moyen.

### **Pour le projet du parking Boucle-Est, nous retiendrons les hypothèses suivantes :**

Pour un taux de traitement ou de substitution de l'ordre de 4% à 8%, cela conduit à des diamètres équivalents de colonnes injectées de l'ordre de 0.30 à 0.40 m pour un maillage de 1.25m x 1.25m ; soit des quantités de mortier injectées de l'ordre de 62.5 à 125 litres / mètre de forage injecté.

#### Comblement et traitement de la cavité reconnue en SPII-PZ et SDII-4 :

Dans la cavité, le volume de la cavité aux dimensions non reconnues est considéré de manière arbitraire par un cylindre vide de Ø2,0 m x 2,4 m de hauteur = 7,5 → 8 m<sup>3</sup> de mortier à incorporer pour comblement.

Autour de la cavité, nous considérons qu'il est nécessaire de réaliser 4 forages injectés sur 15,0 m. Ainsi, la quantité de mortier prévisionnelle serait d'environ : 4 unités x 15,0 m x 93.75 litres = 5,7 m<sup>3</sup> arrondi à 6 m<sup>3</sup> de mortier.

Au total, pour combler et traiter la cavité, il faudrait prévoir un volume de 14 m<sup>3</sup> de mortier.

#### Traitement sous semelles de fondations :

Pour un total de 600 forages injectés sur 10,0 m, la quantité de mortier prévisionnelle serait d'environ : 600 unités x 10,0 m x 93.75 litres = 563 m<sup>3</sup> de mortier.

#### Traitement devant la paroi berlinoise :

Pour un total de 32 forages injectés sur 5,0 m, la quantité de mortier prévisionnelle serait d'environ : 32 unités x 5,0 m x 93.75 litres = 15 m<sup>3</sup> de mortier.

Au total, nous comptabilisons un volume prévisionnel d'environ 592 m<sup>3</sup> de mortier, sans tenir compte des pertes et aléas à prévoir en sus.

Les linéaires de forages « morts » ne sont pas comptabilisés, ici ; ils devront être considérés par l'entreprise en fonction des niveaux de plateforme de forage retenus.

Dans tous les cas, il est de la responsabilité à l'entreprise d'estimer les quantités à réaliser tant en forage qu'en volume de mortier à injecter dans les terrains, en fonction de son matériel, des matériaux d'incorporation qu'elle utilise et de son expérience.

## E. TRAVAUX DE TERRASSEMENT, DE MISE HORS D'EAU DES FOUILLES ET DE DRAINAGE

### E.1. Mise hors d'eau de la fouille : Prédimensionnement des débits d'exhaure

Une estimation des débits d'exhaure est réalisée à partir de la méthode de Schneebeli, en fouille ouverte (sans écran étanche), pour un niveau d'eau EH rabattu à la cote des arases inférieures des semelles filantes de fondation.

Pour plus de détails sur les préconisations hydrogéologiques relatives au projet, les constructeurs devront se reporter au chapitre G du rapport d'étude hydrogéologique réf. [5].

Il s'agit d'un ordre de grandeur. Un pompage d'essai destiné à vérifier cet ordre de grandeur des débits sous les différentes situations de projet, et permettant le dimensionnement des moyens de pompage à mettre en œuvre, est à réaliser en période de préparation des travaux et avant tout terrassement. Cet essai constitue un point d'arrêt du chantier.

*NB : Des venues d'eau très productives ne sont pas à exclure localement : des sources localisées abondantes à la fonte des neiges, pouvant nécessiter des dispositifs de collecte spécifiques non dimensionnables à ce stade.*

### E.2. TERRASSEMENT EN DEBLAIS

#### E.2.1. Rippabilité

Les terrassements généraux recouperont les remblais, les horizons morainiques de couverture de versant et, dans une moindre mesure, les niveaux gypseux du soubassement triasique.

Ces deux formations révèlent des hétérogénéités et des consistances latérales et verticales très variables. De nombreux blocs erratiques et de grandes dimensions sont prévisibles dans les terrains, et le recours au micro-minage pourra être nécessaire.

Les terrassements généraux pourront vraisemblablement être entrepris en grande partie avec des moyens classiques (pelle mécanique lourde) dans les remblais, dans les niveaux morainiques à cailloutis et à blocs et dans les niveaux gypseux altérés (pâte) du soubassement gypseux.

Les bancs gypseux indurés nécessiteront vraisemblablement l'utilisation de moyens spécifiques ou du minage.

#### E.2.2. Profilage

Les terrassements généraux devront de préférence être effectués en période sèche et à l'écart des périodes de fonte nivale.

Compte tenu de la hauteur de l'excavation généralement importante pouvant atteindre une dizaine de mètres, les terrassements devront être entrepris soigneusement et prudemment afin d'éviter toute déstabilisation des fonds supérieurs du versant.

Les travaux de terrassements généraux devront être exécutés en fonction des conditions géologiques réellement rencontrées à l'ouverture de l'excavation.

Pour les talus de hauteur inférieure à 3 m, et sans présence du merlon paravalanche en amont, nous proposons par exemple :

- D'effectuer en préalable à tout terrassement, les travaux de drainage à l'amont des fronts de terrassement, avec les dispositions de drainage de surface (tranchées/masques drainant, ...) et profonds (drains subhorizontaux).
- de profiler ces talus, dans la mesure du possible, avec un fruit voisin de 1 pour 1 dans les horizons morainiques et dans les niveaux gypseux altérés. Dans les niveaux gypseux indurés, et si les terrassements recoupent un volume important de tels niveaux indurés, ce fruit pourra être accru le cas échéant jusqu'à environ 2H/3V (2 horizontalement, 3 verticalement). Ces solutions engendreront toutefois une importante emprise de l'excavation qui impacteront le merlon amont, non reconnu par sondages.
- de séparer ces talus par des risbermes de quelques mètres de largeur (servant également de piège à éboulis),
- de prévoir un écrêtement des crêtes de talus toujours plus sensibles aux actions météoriques et qui pourraient engendrer des glissements de plusieurs m<sup>3</sup>.

Dans les autres configurations (talus hauteur > 3m et/ou présence d'une surcharge en amont comme le merlon paravalanche), des ouvrages de soutènement seront nécessaires.

Pour l'ensemble de ces excavations, il conviendra de recouvrir, en phase provisoire, les talus par un film plastique type poliane qui protégera les matériaux constitutifs de ces talus contre les risques de dégradation météorique (ravinement, glissement, etc.).

Dans les secteurs de talus à matrice morainique contenant de très nombreux cailloutis et blocs et dans les secteurs de talus rocheux fracturés, la protection de film plastique pourra être complétée le cas échéant par la pose d'un grillage en acier galvanisé (maille à définir selon la granulométrie des éléments rocheux).

Même si les sondages effectués en période "d'été" (automne) n'ont pas rencontré de circulation d'eau, il faudra être très prudent si les terrassements généraux recoupent une abondante circulation d'eau et il conviendra de mettre alors rapidement en place un dispositif confortatif et un masque drainant sur la partie de terrassement correspondante.

Si des circulations d'eau sont découvertes au cours des terrassements généraux, il serait également souhaitable d'aménager, au sein de ces talus, des éperons drainants régulièrement répartis et qui permettrait de "canaliser" les écoulements d'eau à l'extérieur de l'emprise de l'aménagement tout en permettant un fretage sécuritaire et efficace des talus.

En phase finale, les terres des talus pourront s'appuyer contre les structures enterrées du parking par l'intermédiaire d'un drain contre les structures de la construction suffisamment rigidifiées.

Pour le dimensionnement des structures enterrées permettant la reprise des poussées des terres contre les voiles du bâtiment, on pourra attribuer aux couches concernées les caractéristiques de cisaillement de masse suivantes :

Moraine de couverture (épaisseurs comprises entre 10m et 16m) :

Masse volumique :  $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$

Cohésion à long terme :  $c' = 0 \text{ kPa}$

Angle de frottement interne moyen :  $\varphi' = 30^\circ$

Gypse :

Masse volumique :  $\gamma_h = 22 \text{ kN/m}^3$

Cohésion à long terme :  $c' = 0$

Angle de frottement interne :  $\varphi' = 39^\circ$

## E.3. TERRASSEMENT EN REMBLAIS

### E.3.1. Réutilisation des matériaux extraits

Selon les analyses GTR réalisées sur les matériaux morainiques ; leurs classifications (voir rapport Pièce n°001 - G2AVP réf. [1]) donnent : CIA1, CIA2, CIB5.

Ces sols sont sensibles à l'eau et leur réutilisation en couche de forme n'est donc pas conseillée en l'état. Ils peuvent toutefois être utilisés en remblai après un traitement mécanique par criblage des cailloux et blocs.

Selon son état hydrique au moment de sa mise en œuvre, il pourra être nécessaire de l'aérer ou de l'arroser afin d'obtenir le bon état hydrique pour sa mise en œuvre.

Les matériaux extraits du site ne devront pas être utilisés en remblai drainant.

La taille des blocs pouvant être rencontrés dans les terrains en déblais nécessiteront des moyens de traitement mécanique particuliers et adaptés à la blocométrie prévisible avec  $D > 250\text{mm}$  et  $D_{\text{max}}$  plurimétriques.

### E.3.2. Remblais d'apport

#### E.3.2.1. Remblais courants et contigus (n'ayant pas de rôle de fondation)

##### **Nature des matériaux :**

Les matériaux constituant les remblais des fouilles, les remblais contigus et les remblais de rehausse proviennent, pour partie, des déblais du site ou d'emprunts et, pour le reste, d'apports extérieurs. Les matériaux d'apports extérieurs doivent être des matériaux non traités ayant les caractéristiques suivantes :

- Classification : classes B3, D2, R21 ou R22 telles que définies au §5 de la NF P11-300,
- Dimensions maximales des plus gros éléments : 100 mm.

Les remblais seront réalisés par couches n'excédant pas 0,30 m d'épaisseur. Ils seront compactés efficacement afin d'obtenir une densité au moins égale à 95 % de l'Optimum Proctor Normal.

**Critères de réception :** Les critères de densification à atteindre sont :

- Objectif de densification des remblais :  $q_4$  (objectif de densification tel que  $p_d$  moyen  $> 95\%$  OPN, sans valeurs inférieures à  $92\%$  OPN), contrôlés par des mesures périodiques de la densité obtenue et de la teneur en eau en place (ex. gammadensimètre, pénétrodensitographe : Panda, PDG, ...);
- Portance mesurée à différentes hauteurs du remblai : Module EV2  $> 30$  MPa, mesurée soit par essais de chargement à la plaque soit par essais à la dynaplaque.

Les essais de réception finale pourront comporter des essais sur toute la hauteur des remblais avec les critères de réception suivants :

- des sondages pressiométriques :  $PI > 1,0$  MPa  
 $E_M > 10$  MPa
- des sondages au pénétromètre dynamique ou statique :  $q_d$  ou  $q_c > 10$  MPa

L'entreprise de travaux devra justifier les caractéristiques géotechniques et les critères de compacité à partir de tous les essais de contrôle nécessaires : essais à la plaque, essais pénétrométriques ou pressiométriques, granulométries et origines des matériaux, ...

#### E.3.2.2. Remblais drainants

L'objectif étant que sa perméabilité soit supérieure à  $k = 1.10^{-2}$  m/s et que les éléments ne s'altèrent pas avec le temps.

Etude de conception des dispositions de drainage de l'ouvrage à réaliser, cf. § E.4.

## E.4.DRAINAGE

### E.4.1. Ouvrages de drainage du gros œuvre

#### E.4.1.1. Objectifs du drainage

Les ouvrages de drainage devront assurer le rabattement permanent des niveaux d'eaux de projet, ainsi que l'évacuation des eaux d'infiltration pour les intensités pluviométriques et de fontes des hauteurs de neige (sur un laps de temps) retenues au projet (décennale, centennale, ...).

Aucune poussée hydrostatique n'a été prise en compte dans les justifications des ouvrages géotechniques définitifs et provisoires dans la suite de cette étude de projet.

Dans tous les cas, le Maître d'œuvre et l'entreprise devront choisir l'application de l'une des deux normes ci-après :

- DTU14.1, sans système de drainage permanent à l'extérieur et contre l'ouvrage du parking ou partie de cet ouvrage,
- DTU20.1, partie 5, avec des ouvrages de drainage de l'ouvrage du parking.

*Nota : A ce stade des études avec le BET A.I.A., il a été retenu de concevoir des ouvrages de drainage. L'objectif de ces ouvrages de drainage sera d'assurer de la stabilité UPL de l'ouvrage (bâtiment) par l'écrêtage des niveaux d'eau caractéristiques de projet (pressions hydrostatiques nulles assurées par le drainage), et notamment compte tenu de la mise à jour des niveaux d'eau.*

Le présent rapport présente les principes généraux de drainage, et l'étude de conception de ces ouvrages est présentée dans le document FONDASOL Pièce N°004, Réf. [5].

#### E.4.1.2. Principe du drainage de surface

Le système complet de drainage de surface doit intégrer :

- I. Des tranchées drainantes et/ou masques drainant en amont du projet déversant dans un collecteur principal à l'arrière du mur amont à l'ouvrage du parking,
- II. Une couche de forme drainante + réseau de collecteurs intégrés à la couche drainante sous dalle portée par les semelles de fondation,
- III. Un ou des exutoire(s) avec débits ponctuels conséquents (voir réf. [5]).

L'entreprise devra procéder à une collecte soignée des eaux de ruissellement en surface (cunette, caniveau) et au drainage des parties enterrées des murs du bâtiment (voir réf. [5]).

Ce drainage ne permettra pas d'assurer la collecte des circulations d'eau profondes éventuelles (se référer aux ouvrages définis au § E.4.2) qui continueront peut-être le cas échéant à "dissoudre" progressivement la masse gypseuse.

Les matériaux drainants seront mis en place en sous-face de la dalle basse de l'ouvrage du parking et sur toute la hauteur des murs enterrés verticaux.

La base de ces matériaux devra être en contact avec un tuyau drainant suffisant (hors gel) permettant la récupération des eaux et leur évacuation dans des équipements correspondants (exutoires du projet). Ce tuyau devra être mis en place de préférence sur une cunette bétonnée préalablement confectionnée.

Les eaux de récupération seront collectées au niveau des parties inférieures de l'ouvrage du parking et évacuées gravitairement jusqu'aux exutoires du projet (réseau d'assainissement public) ; ces eaux collectées devront en aucun cas être rejetées dans les terrains (risque de dissolution de gypse par l'infiltration d'eau). Un tel fonctionnement serait extrêmement aléatoire dans tous les cas, il est donc proscrit.

Les dispositifs drainants devront être convenablement maillés et devront disposer de regard de visite à chaque changement de pente et de direction.

Les eaux de ruissellement à la surface de la dalle et planchers de l'ouvrage du parking devront obligatoirement passer par une fosse de décantation à hydrocarbure.

Un réseau de drainage en fond de fouille devra être étudié pour évacuer vers les exutoires du projet, les eaux météoriques (pluviométrie et fonte des hauteurs de neige) en rétention dans le remblai rapporté contre l'ouvrage du parking (« effet piscine »).

## E.4.2. Ouvrages de drainage des parois clouées ou parois berlinoises

### E.4.2.1. Géocomposite drainant type Enkadrain

Une nappe continue de géocomposite drainant type Enkadrain devra être intercalée entre les fronts d'excavation de sols et la paroi de béton projeté de la paroi clouée, et entre chaque pieu de la paroi berlinoise. 100% de la surface sera à traiter par cette nappe drainante.

La partie supérieure des nappes drainante devront être arasée à au moins -1,00 sous les niveaux du terrain à l'amont de la paroi.

### E.4.2.2. Barbacanes

Des barbacanes en tube PVC de diamètre  $\varnothing = 90$  mm devront être régulièrement réparties à raison d'au moins une pour 4 m<sup>2</sup> de parement.

Le tube PVC devra traverser l'épaisseur de la paroi pour buter contre une surface de nappe drainante avec une inclinaison  $\geq 5$  % par rapport à l'horizontale et avec une pente en direction de la fouille.

Les tubes PVC devront dépassés le parement de la paroi verticale sur une distance d'au moins 0,10 m.

### E.4.2.3. Drains subhorizontaux (permanents pour solution paroi clouée et provisoires pour solution paroi berlinoise)

Un réseau de drainage profond sera nécessaire pour recouper les couches aquifères dans l'argile sablo-graveleuse (moraines).

Des forages de drainage devront être équipés de tubes à fentes ou à trous et enveloppés avec un filtre en géotextile pour prévenir l'entrée des fines. Ils seront en P.V.C, diamètre 90 mm crépinés en usine, ouverture 0.5 mm et revêtus de géotextile, inclinaison 10° à 20° au-dessus de l'horizontale (côté terre). Ils seront découpés à ras de la paroi clouée ou de la paroi berlinoise.

Des drains subhorizontaux de 16 m de longueur, avec une maille 1,50 (eh) x 3,00 (ev) m seront à mettre en place au fur et à mesure de l'avancement des travaux et sur la totalité de la surface vue du parement. Le nombre de drain en sus devra être adapté aux arrivées d'eau mis à découvert par les terrassements. Leur espacement ne sera pas supérieur à 1,50 mètre par lit.

eh : espacement horizontal maximal des drains subhorizontaux

ev : espacement vertical des drains subhorizontaux

### E.4.2.4. Cunette béton collecteur en pied de paroi

Au niveau de l'arase basse de la paroi clouée, ou de la paroi berlinoise, une cunette béton sera modelée et pentée pour collecter et évacuer les eaux d'exhaure des barbacanes et des drains subhorizontaux. Cette cunette pourra déverser les eaux de ruissellement dans un regard à fond étanche relié avec le drain collecteur en piédroit des murs enterrées de l'ouvrage du parking.



# F. OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT : PAROI CLOUÉE PERMANENTE

## F.1. OBJET

La présente note établit le dimensionnement phase projet d'un talus cloué permanent implanté sur tout le (long) côté Est de l'ouvrage du parking « Boucle Est », et il est surmonté par un merlon paravalanche d'environ 10 m de hauteur.

L'objet principal de cette note est d'étudier l'ouvrage de soutènement permanent.

## F.2. NATURE DE TRAVAUX

### F.2.1. Principe constructif

Il s'agit d'un ouvrage de soutènement en paroi clouée de 10 m de hauteur environ, réalisé suivant des passages des terrassements en déblai. Les parois clouées constituent un ouvrage de soutènement indépendant. L'excavation se fait hors nappe (après travaux de drainage profonds et de surface).

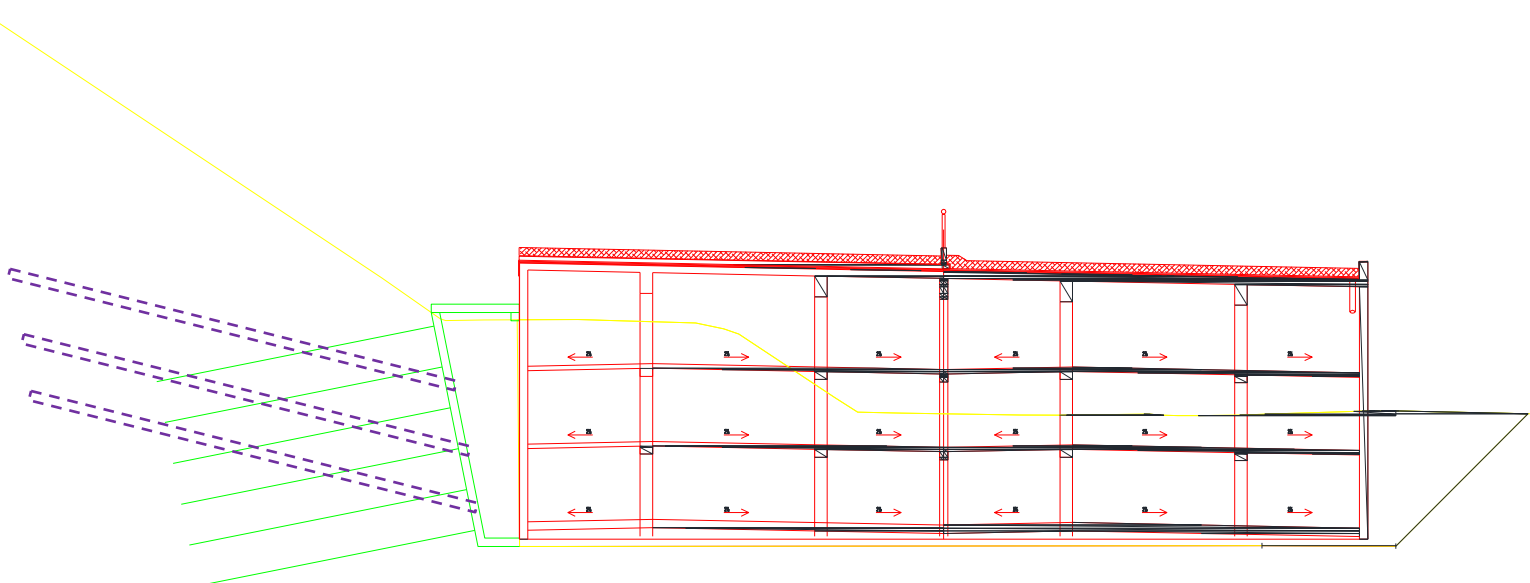
Ce talus cloué est conçu avec une paroi en béton projeté armé en parement. Le parement à une inclinaison de 1H/5V, soit  $\sim 78^\circ$ /horizontale

Les études et dimensionnement du parement ne font pas l'objet de cette note.

En phase définitive, le vide entre la paroi clouée et l'ouvrage du parking devra être clos par une dalle de transition non butonnante et supprimer tout risque de chute de personne. Ce talus sera couvert par une dalle et rendu visitable par une galerie pour sa maintenance, afin de constituer une paroi clouée permanente de l'ouvrage.

Un espace d'au moins 1,50 mètre sera laissé entre les deux ouvrages pour servir de galerie d'accès et de maintenance de la paroi clouée.

!! La faisabilité d'exécution de cette technologie doit être vérifiée par les entreprises spécialisées, du fait de la présence de nombreux blocs erratiques dans les terrains dont leurs dimensions peuvent être pluri métriques, y compris hors profils lors des phases de terrassement.



- Nécessité d'une galerie technique visitable (gabarit/dimensions min. à définir) ;
- Des drains subhorizontaux permanents (définitifs) profonds devront permettre de drainer et rabattre les circulations d'eau (débits max. à la fonte des neiges) ; toutes les eaux amenées par les barbacanes et les drains subhorizontaux profonds devront être collectées et évacuées vers un ou des exutoire(s) à rechercher ;
- Une dalle de couverture de la galerie est à prévoir.
- Contraintes de maintenance (cf CLOUTERRE et « I ») :
  - Surveillance de la paroi,
  - Entretien des drains subhorizontaux + barbacanes (accès nettoyage) avec tous les accès pour permettre ces nettoyages,
  - Ajout de clous sacrifiés pour contrôle de la corrosion durant la vie de l'ouvrage (témoins de durabilité),
- Situation anormale durant la vie de l'ouvrage → scénario de réparation :  
Les murs face à la paroi clouée pourraient nécessiter d'être démolis pour permettre un accès à des machines/foreuse pour conforter cette paroi, si un comportement anormal était détecté par la surveillance à la charge du MOA (voir recommandations Clouterre et le programme minimum de surveillance).

## F.2.2. Présence de vides et terrains décomprimés

L'entreprise devra réaliser des investigations géotechniques et des travaux préparatoires de comblement des vides et d'amélioration des sols décomprimés identifiés. Des études de conception (G2PRO) et d'exécution (G3) spécifiques à ces travaux préparatoires devront être réalisés avant le démarrage des travaux.

Durant l'exécution des clous d'ancrage, l'entreprise devra prévoir des dispositifs pour traverser des éventuels vides non-reconnus et permettre la poursuite de l'exécution des clous d'ancrage.

En cas de découverte de vides et, ou, de terrains décomprimés lors de l'exécution des clous d'ancrage, l'entreprise devra procéder aux études et investigations géotechniques complémentaires de mission G3 pour traiter tous les vides et terrains décomprimés mis en évidence par l'exécution des clous d'ancrage.

## F.2.3. Phasage de travaux

Le phasage travaux retenu est le suivant :

- 1) Excavation des plateformes intermédiaires, par passes de hauteur limitée à 1,50 m et par plots de largeur limitée à 10 m ;
- 2) Mise en œuvre de nappes de géocomposite drainant type ENKADRAIN,
- 3) Mise en œuvre de barbacanes,
- 4) Gunitage des fronts de taille à l'avancement des terrassements,
- 5) Réalisation des drains sub-horizontaux permanents,
- 6) Réalisation des clous d'ancrage au niveau de chaque plateforme intermédiaire,
- 7) Réalisation de la paroi en béton projeté armé,
- 8) Excavation jusqu'aux fonds de fouille par passes de hauteur limitée et par plots de longueur limitée,
- 9) Réalisation d'un drain collecteur enroulé par chaque bande d'Enkadrain et branché aux exutoires du projet,
- 10) Construction d'une poutre de couronnement en béton armé en tête de la paroi clouée.

## F.3. METHODOLOGIE DE CALCUL

### F.3.1. Talus en déblais de sols cloués

#### F.3.1.1. Règles

Les talus cloués du projet sont des ouvrages définitifs/permanents. Ils sont dimensionnés conformément à la norme NF P94-270 pour les situations de projet durables et transitoires les plus défavorables en cours de construction et d'exploitation.

Tous les calculs TALREN sont effectués avec l'application de l'approche de calcul 3 suivant l'Eurocode 7 et la norme d'application NF P 94-270 qui introduit le coefficient de méthode  $\gamma_R;d$ .

#### F.3.1.2. Méthodes de calcul

Les calculs de stabilité sont effectués à l'aide du logiciel TALREN V6, édité par TERRASOL.

Méthodes de calculs utilisées :

- Bishop avec l'étude des lignes de ruptures circulaires,
- Méthode à la rupture suivant des spirales logarithmiques.

L'usage de deux méthodes de calculs différentes permet un meilleur balayage des différents cas de rupture possible et donc des coefficients de sécurité les plus faibles.

#### F.3.1.3. Vérifications ELU

Les vérifications ELU à mener sont les suivantes :

	ELU type	Vérifications à mener
<b>Justification de la géométrie du massif</b>		
- Stabilité externe générale	GEO	<input checked="" type="checkbox"/>
- Stabilité externe locale (*)		
Glissement sur le sol support	GEO	<input type="checkbox"/>
Poinçonnement du sol support	GEO	<input type="checkbox"/>
<b>Justification de la distribution des renforcements et du parement</b>		
- Stabilité mixte	GEO/STR	<input checked="" type="checkbox"/>
- Stabilité interne/externe : Distribution des renforcements		
Résistance de traction (interne/externe)	STR	<input checked="" type="checkbox"/>
Résistance d'interaction	STR	<input checked="" type="checkbox"/>
- Stabilité interne : Résistance du parement	STR	<input checked="" type="checkbox"/> (**)

(\*) : du fait des caractéristiques des sols croissantes avec la profondeur, cette justification n'est pas nécessaire.

(\*\*) : Les justifications du parement rigide ne sont pas fournies dans la présente note de calcul.

#### F.3.1.4. Vérifications ELS

Aucune vérification ELS n'est conduite.

#### F.3.1.5. Déformations de l'ouvrage

La déformation de l'ouvrage peut être estimée conformément aux règles empiriques du §13.3 de la norme NF P94-270 :

- Sols semi-rocheux :  $dv = dh = h/1000$
- Sols sableux :  $dc = dh = 2h/1000$

Ainsi, la déformation peut être estimée entre 1,0 à 2,0 cm.

### F.3.1.6. Coefficients de sécurité

Conformément aux normes EN1997-1 et NF P94-270, les calculs de la résistance du terrain (GEO) et des éléments de structure (STR) sont menés à l'ELU selon l'approche 3.

			Situations transitoires phases travaux	Situations Permanentés : ouvrage en service	Situations transitoires sismiques
Charge permanente	Favorable	$Y_{Gsup}$	1.00	1.00	1.00
	Défavorable	$Y_{Ginf}$	1.00	1.00	1.00
Charge variable	Favorable	$Y_{Qsup}$	0	0	0
	Défavorable	$Y_{Qinf}$	1.30	1.30	1.30
Angle de frottement		$Y_{\phi'}$	1.25	1.25	1.25
Cohésion effective		$Y_{c'}$	1.25	1.25	1.25
Cohésion non drainée		$Y_{cu}$	1.40	1.40	1.40
Poids volumique		$Y_{\gamma}$	1.00	1.00	1.00
Pression limite pressiométrique		$Y_{pl}$	1.40	1.40	1.40
Limite d'élasticité		$Y_{M0}$	1.00	1.00	1.00
Rupture en traction		$Y_{M2}$	1.25	1.25	1.25
qs – déduit d'essai d'arrachement		$Y_{M,f}$	1.15	1.15	1.15
qs – déduit des abaques (CLOUTERRE)		$Y_{M,f}$	1.84	1.84	1.84
Résistance en portance		$Y_{R;v}$	-	-	-
Résistance au glissement		$Y_{R;h}$	-	-	-
Résistance globale au cisaillement sur une surface de rupture		$Y_{R;e}$	1.00	1.00	1.00
Facteur partiel de modèle		$Y_{R;d}$	1.05	1.10	1.00

Dans ces conditions, les coefficients de sécurité FS requis doivent être supérieurs ou égal à l'unité (1).

## F.3.2. Efforts dans le parement

### F.3.2.1. Principes généraux

Le parement devra être justifié par l'entreprise selon la NF P94-270, les normes spécifiques au produit et des matériaux constituant le parement.

Les deux paramètres dimensionnants sont la traction des clous et la poussée des terres sur le parement. Deux types de traction en tête de clou sont à prendre en compte pour justifier la résistance du parement :

- la traction  $T_{max;d}$  prise en compte dans les justifications de stabilité d'ensemble,
- la traction  $T_{par;d}$  nécessaire pour assurer le confinement du sol.

Pour justifier le parement, il est nécessaire de vérifier :

- la résistance du parement en flexion ou en tension pour un parement flexible,
- la résistance du parement et du sol au poinçonnement.

### F.3.2.2. Résistance du parement flexible en tension par les pressions

Le parement flexible devra être justifié par l'entreprise pour résister aux pressions transmises par les sols (dont les charges comme le merlon de terre préexistants en amont des talus en déblais à réaliser) et les effets des mises en tension du grillage en acier haute limite élastique et/ou des clous d'ancrage.

Calcul de la contrainte au parement :

$$\sigma_{par;d} = \alpha \cdot \frac{T_{max;d}}{S_v \cdot S_h}$$

Avec

$\alpha = 1$  étant donné qu'il s'agit d'un parement grillagé +/- flexible

$S_v$  = espacement vertical des clous

$S_h$  = espacement horizontal des clous

*NOTE : Cette approche suppose implicitement une répartition uniforme de la contrainte  $\sigma_{par;d}$*

### F.3.2.3. Résistance du parement au poinçonnement

L'effort  $T_{par}$  devra être pris en compte par l'entreprise pour justifier la résistance du parement grillagé flexible et du sol au poinçonnement.

Calcul de l'effort concentré au parement :  $T_{par} = T_{max}$  avec  $\alpha = 1$ .

## F.3.3. Logiciels utilisés

Pour le calcul de stabilité des talus : TALREN 6 version 6.2.1

## F.4. HYPOTHESES DE CALCUL

### F.4.1. Lithologie / Modèle géotechnique de calcul

N°	Sols	$\gamma_h$	$\gamma'$	$E_M$	$\rho I^*$	$\alpha$	$c_{CT}$	$\varphi_{CT}$	$c'$	$\varphi'$	$q_{s;k}$ abaques	$q_{s;k}$ essai
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kPa]	[°]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]
F1	Remblais	20	10	4.0	0.60	0.50	5	30	0	35	60	-
F2	Moraines	20	10	10	1.20	0.50	10	30	0	30	87	-
F3	Moraines compactes	20	10	70	4.00	0.33	15	30	0	35	(130)*	-
F4-1	Rocher très altéré	22	10	50	2.00	0.67	20	35	0	39	180	-
F4-2	Rocher sain/fracturé	23	10	140	5.00	0.50	30	35	0	39	(488)**	-

(...)\* : Les moraines compactes n'ont été reconnues qu'au droit du sondage SPI3 : → Cette formation est écartée des modèles de calcul.

(...)\*\* : Sur la base de l'ensemble des sondages disponibles sur le site, et à proximité, la variabilité de l'état du rocher et de sa nature est très élevée : → A ce stade des études (PRO), cette formation est écartée des modèles de calcul, surtout que l'ancrage de clous dans cette formation rocheuse est difficile à prédire avec prudence.

En phase exécution des essais d'arrachement sur clous d'essai ancrés dans les formations à tester devront être réalisés en période de préparation des travaux. Le nombre minimum de clous d'essai sera tel que défini par les recommandations Clouterre.

### F.4.2. Niveaux d'eau de calcul

#### F.4.2.1. Ouvrages de drainage

Rappel : voir § dispositions constructives et chapitre E.4 Drainage.

Conformément aux études G2PRO, un rabattement de la nappe est modélisé dans les talus jusqu'aux arases de terrassement transitoires correspondant à la base des fondations de l'ouvrage du parking.

Tous les dispositifs de drainage superficiels et profonds des talus devront être étudiés par l'entreprise et adaptés pendant les travaux dans le cadre de la mission G3 phase suivi. Ces dispositifs de drainage devront permettre un rabattement efficace des venues d'eau souterraine dans les talus en déblais.

La mission G3 phase suivi permettra d'observer les niveaux d'eau potentiels au fur et à mesure de l'avancement des travaux, tout en sachant que localement des niveaux supérieurs ("sources") ne sont pas à exclure en période défavorable (fonte des neiges).

Pour les calculs de stabilité, les lignes piézométriques « état initial » (sans effet du rabattement) sont établies en hauteur d'eau par rapport au toit du rocher.

#### F.4.2.2. Niveaux d'eau phases travaux

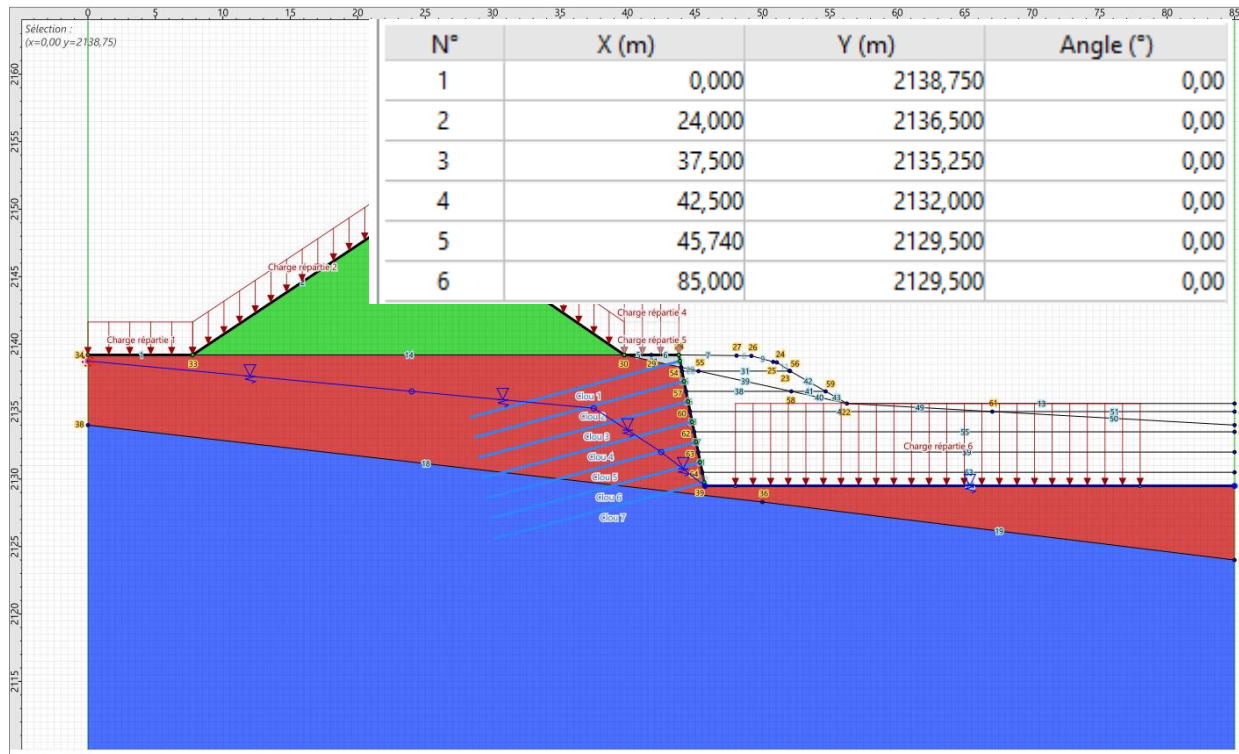
En phase travaux, nous proposons de retenir un niveau d'eau EC=EH, donné pour Tréf.= 50 ans.

Ce niveau de chantier EH est pris en compte pour toutes les phases de calcul des situations transitoires de travaux et permanente hors séisme. En situation sismique, EB est considéré.

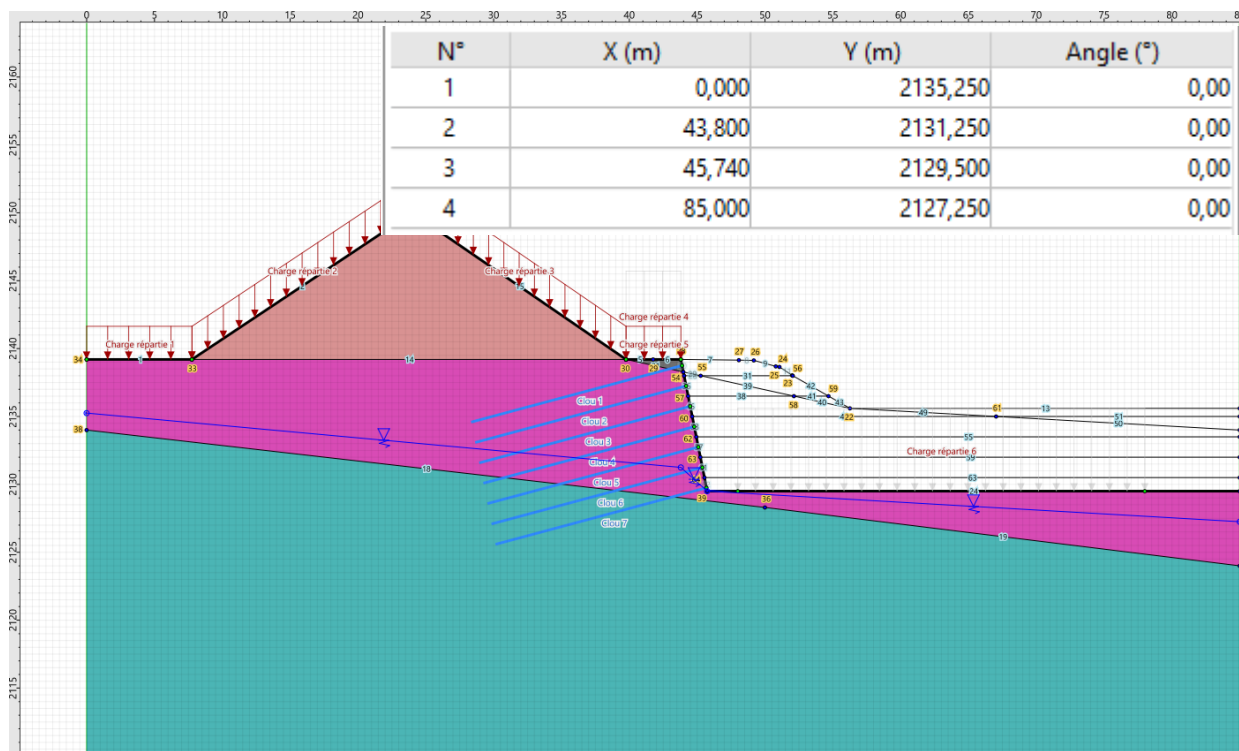
### F.4.2.3. Lignes piézométriques de calcul

Pour les situations de l'ouvrage en service sur sa durée d'utilisation, les niveaux d'eau (EB, EH, EE) donnés ci-après devront être rabattus par l'effet des ouvrages permanents de drainage profonds et de surfaces à dimensionner.

#### **Situations transitoires phase travaux et permanentes de l'ouvrage en service (avec EH) :**



#### **Situation transitoire sismique (avec EB) :**





### F.4.3. Corrosion des armatures de clous d'ancrage

NF P94-270 - Tableau F.2.1.3.1- Catégorie de corrosion associée au sol en place

Critère	Caractéristiques	Poids A et C du critère		Valeurs retenues
		A	C	
Nature de sol	<b>Texture</b>			
	- Lourde, plastique, collante, imperméable	A =	2	
	- Argilo-sableuse	A =	1	1
	- Légère, perméable, sableuse, sols pulvérulents	A =	0	
	- Tourbes	A =	8	
	- Marécages	A =	8	
	<b>Déchets industriels</b>			
	- Mâchefer, cendres, charbon	A =	8	
	- Déchets de construction (plâtre, briques)	A =	4	
	<b>Pollutions liquides</b>			
	- Eaux contenant des sels de déneigement	A =	8	
- Eaux usées, industrielles	A =	6		
Résistivité (n.cm)	- Sans mesure	A =	5	
	- $\rho < 1000$	A =	5	
	- $1000 < \rho < 2000$	A =	3	3
	- $2000 < \rho < 5000$	A =	2	
	- $5000 < \rho$	A =	0	
Humidité	- Nappe d'eau saumâtre (variable ou permanente)	A =	8	
	- Nappe d'eau douce (variable ou permanente)	A =	4	4
	- Hors nappe -- sol humide (teneur en eau > 20%)	A =	2	
	- Hors nappe sol sec (teneur en eau < 20%)	A =	0	
pH	- Sans mesure	A =	4	
	- < 4	A =	4	
	- 4 à 5	A =	3	
	- 5 à 6	A =	2	
	- > 6	A =	0	0
Sensibilité <sup>(1)</sup>	- Structure sensible	C =	2	
	- Structure courante	C =	0	0
Remblai artificiel	Voir chapitre F.2.1.4			
	Indice Global	$\Sigma A + C =$		<b>8</b>

(1) : La sensibilité de la structure est définie dans l'Annexe C.6.2.2 - NF P94-70

NF P94-270 - Tableau F.2.1.3.2 - Catégories de corrosion

Indice global $\Sigma A + C$	Catégorie de corrosion associée au sol et à l'eau	Caractéristique du sol et de l'eau
> 13	1	Fortement corrosif
9 à 12	II	Corrosif
<b>5 à 8</b>	<b>III</b>	<b>Moyennement corrosif</b>
1 à 4	IV	Peu corrosif
0	V	Très peu corrosif

NF P94-270 - Tableau F.2.1.5.1- Catégorie de corrosion associée à l'atmosphère

Exemples d'environnements extérieurs types dans un climat tempéré	Catégorie de corrosion associée à l'atmosphère	Caractéristique de l'atmosphère
-	C1	Très faiblement corrosive
<b>Atmosphères avec un faible niveau de pollution. Surtout zones rurales.</b>	<b>C2</b>	<b>Faiblement corrosive</b>
Atmosphères urbaines et industrielles, pollution modérée par le dioxyde de soufre. Zones côtières à faible salinité.	C3	Moyennement corrosive
Zones industrielles et zones côtières à salinité modérée.	C4	Fortement corrosive
Zones industrielles avec une humidité élevée et une atmosphère agressive.	C5-1 (industrie)	Très fortement corrosive
Zones côtières et maritimes à salinité élevée.	C5-M (marine)	Très fortement corrosive

NF P94-270 - Tableau F.2.1.7.1- Épaisseur sacrifiée à la corrosion pour les aciers de construction et tubes conformes à NF EN 10025, NF EN 10210 et NF EN 10219

Catégorie de corrosion	Jusqu'à 2 ans	Pour 5 ans	Pour 25 ans	Pour 50 ans	Pour 75 ans	Pour 100 ans
Valeurs recommandées pour la perte d'épaisseur « $\Delta E_p$ » par corrosion dans les sols et l'eau						
I	0,30 mm	0,50 mm	2,00 mm	3,30 mm	4,50 mm	5,80 mm
II	0,20 mm	0,40 mm	1,60 mm	2,50 mm	3,50 mm	4,50 mm
<b>III</b>	0,20 mm	0,20 mm	1,10 mm	<b>1,80 mm</b>	2,50 mm	3,30 mm
IV	0,10 mm	0,10 mm	0,60 mm	1,10 mm	1,50 mm	2,00 mm
V	0,00 mm	0,00 mm	0,30 mm	0,60 mm	0,90 mm	1,20 mm
Note : P.O.: Protection Obligatoire par dispositif de protection suivant NF EN 1537.						

Seule la corrosion associée au sol en place est prise en compte avec  $\Delta E_p = 2,50$  mm sur la face extérieure des barres d'armature des clous d'ancrage.

### F.4.4. Caractéristiques des clous d'ancrage

Pour des armatures en acier de construction :

Partie filetée  $R_{t;d} = k_t \times f_{u;a} \times A_s / \gamma_{M2}$  avec  $\gamma_{M2} = 1.25$

Partie non filetée  $R_{t;d} = f_{y;k} \times A_g / \gamma_{M0}$  avec  $\gamma_{M0} = 1.00$

Corrosion = 1.8 [mm]

Barre acier B500B (500/550)

$\emptyset$  forage = 0.110 [m]

$P_s = 0.3456$  [m]

	HA16	HA20	HA25	HA28	HA32	HA36	HA40	HA43	HA50	
Effort maxi vis-à-vis de l'acier (avec corrosion et sans coef. de sécurité)	60.4	105.6	179.8	233.8	<b>316.7</b>	<b>412.2</b>	520.3	609.6	845.5	[kN]
Effort maxi vis-à-vis de l'acier (avec corrosion et coef. de sécurité)	52.5	91.8	156.4	203.3	<b>275.4</b>	<b>358.5</b>	452.4	530.1	735.2	[kN]

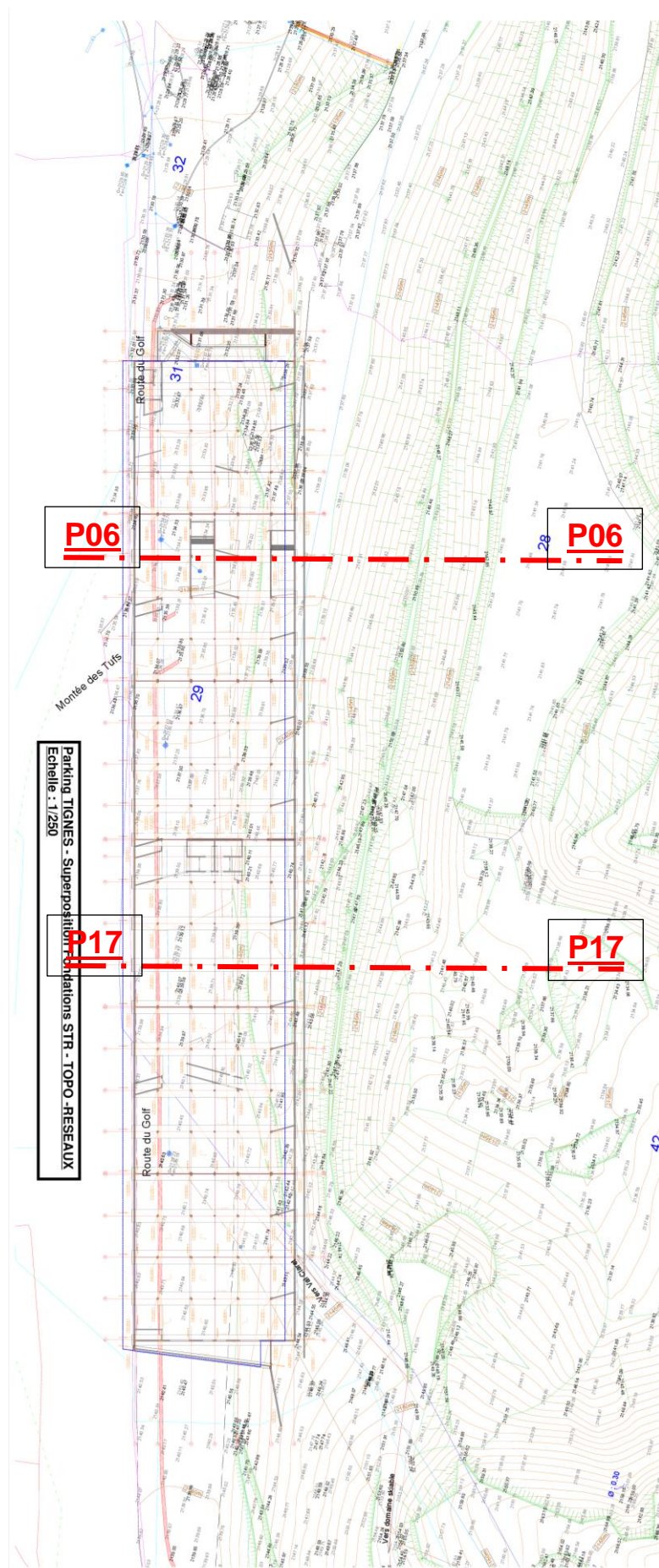
	$q_s$ [kPa]	$P_s \times q_s$ [kN/ml]	$\gamma_{M,f}$	$\gamma_{Rd,q_s}$	$\gamma_{M,f} \times \gamma_{Rd,q_s}$
Remblais	60.0	20.7	1.15	1.60	1.84
Moraines	87.3	30.2	1.15	1.60	1.84
Moraines compactes	130.0	44.9	1.15	1.60	1.84
Rocher altéré	180.0	62.2	1.15	1.60	1.84
Rocher sain/fracturé	488.0	168.6	1.15	1.60	1.84

Longueur de scellement nécessaire pour mobiliser l'effort $F_a$ (avec coef. de sécurité égal à $\gamma_{M,f} \times \gamma_{Rd,q_s}$ )	HA16	HA20	HA25	HA28	HA32	HA36	HA40	HA43	HA50	
	3.7	6.4	11.0	14.3	19.3	25.1	31.7	37.2	51.6	[m]
	2.5	4.3	7.4	9.6	13.0	16.9	21.3	25.0	34.6	[m]
	1.8	3.1	5.3	6.9	9.4	12.2	15.4	18.0	25.0	[m]
	0.7	1.2	2.0	2.6	3.5	4.5	5.7	6.7	9.2	[m]

Diamètre de forage :  $\emptyset$  forage = 110 mm

Méthode de forage : Foré tubé.

## F.5. REPERAGE DES COUPES DE CALCUL : P06 et P17



## F.6. CALCULS : Coupe P06

### F.6.1. Géométrie

On considère la réalisation de 7 lits de clous dans les sols constitués de moraines, avec blocs erratique, et de rocher attendu sur les 2 lits du bas, dont le diamètre de forage sera de 110 mm.

- Longueurs des clous :
- 16,0 m pour le 1<sup>er</sup> lit,
  - 16,0 m pour le 2<sup>nd</sup> lit,
  - 16,0 m pour le 3<sup>ème</sup> lit,
  - 16,0 m pour le 4<sup>ème</sup> lit,
  - 16,0 m pour le 5<sup>ème</sup> lit,
  - 16,0 m pour le 6<sup>ème</sup> lit,
  - 16,0 m pour le 7<sup>ème</sup> lit.

- Espacement des clous :
- Espacement horizontal de 2,00 m,
  - Espacement vertical de 1,50 m (lits 1 à 7).

Les clous pourront être implantés en quinconce, et ce choix est de la responsabilité de l'entreprise en charge du dimensionnement et de la réalisation du parement rigide liaisonné aux têtes de clous d'ancrage.

Les clous d'ancrage seront constitués d'une barre d'armature de type HA32 et HA36 (nuance d'acier  $F_{yk} = 500$  à 550 MPa).

Pour atteindre la cote finale de terrassement (+2129,50 NGF), 7 passes ont été modélisées dans les calculs.

Un parement rigide en béton armé projeté devra être réalisé à l'avancement.

Lit de clous		Barres GEWI 500/550(*)	Inclinaison par rapport à l'horizontale
1 <sup>er</sup>	lit : +2138,75 NGF	HA32	15°
2 <sup>nd</sup>	lit : +2137,25 NGF	HA32	15°
3 <sup>ème</sup>	lit : +2135,75 NGF	HA32	15°
4 <sup>ème</sup>	lit : +2134,25 NGF	HA32	15°
5 <sup>ème</sup>	lit : +2132,75 NGF	HA32	15°
6 <sup>ème</sup>	lit : +2131,25 NGF	HA36	15°
7 <sup>ème</sup>	lit : +2129,75 NGF	HA36	15°

(\*) : Barres d'armature du fournisseur DYWIDAG ou équivalentes.

## F.6.2. Phasage

Le phasage de réalisation retenu pour le talus cloué en déblai TC06 est le suivant :

- 1<sup>ère</sup> passe de terrassement à la cote 2138,00 NGF,
- Mise en œuvre du 1<sup>er</sup> lit de clous à la cote 2138,75 NGF,
- 2<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2136,50 NGF,
- Mise en œuvre du 2<sup>nd</sup> lit de clous à la cote 2137,25 NGF,
- 3<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2135,00 NGF,
- Mise en œuvre du 3<sup>ème</sup> lit de clous à la cote 2135,75 NGF,
- 4<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2133,50 NGF,
- Mise en œuvre du 4<sup>ème</sup> lit de clous à la cote 2134,25 NGF,
- 5<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2132,00 NGF,
- Mise en œuvre du 5<sup>ème</sup> lit de clous à la cote 2132,75 NGF,
- 6<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2130,50 NGF,
- Mise en œuvre du 6<sup>ème</sup> lit de clous à la cote 2131,25 NGF,
- 7<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2129,50 NGF,
- Mise en œuvre du 7<sup>ème</sup> lit de clous à la cote 2129,75 NGF,
- Réalisation du parement rigide en béton projeté armé à chaque passe de terrassement,
- Construction du parking.

## F.6.3. CALCULS / RESULTATS

### F.6.3.1. Stabilité générale (externe), mixte et interne

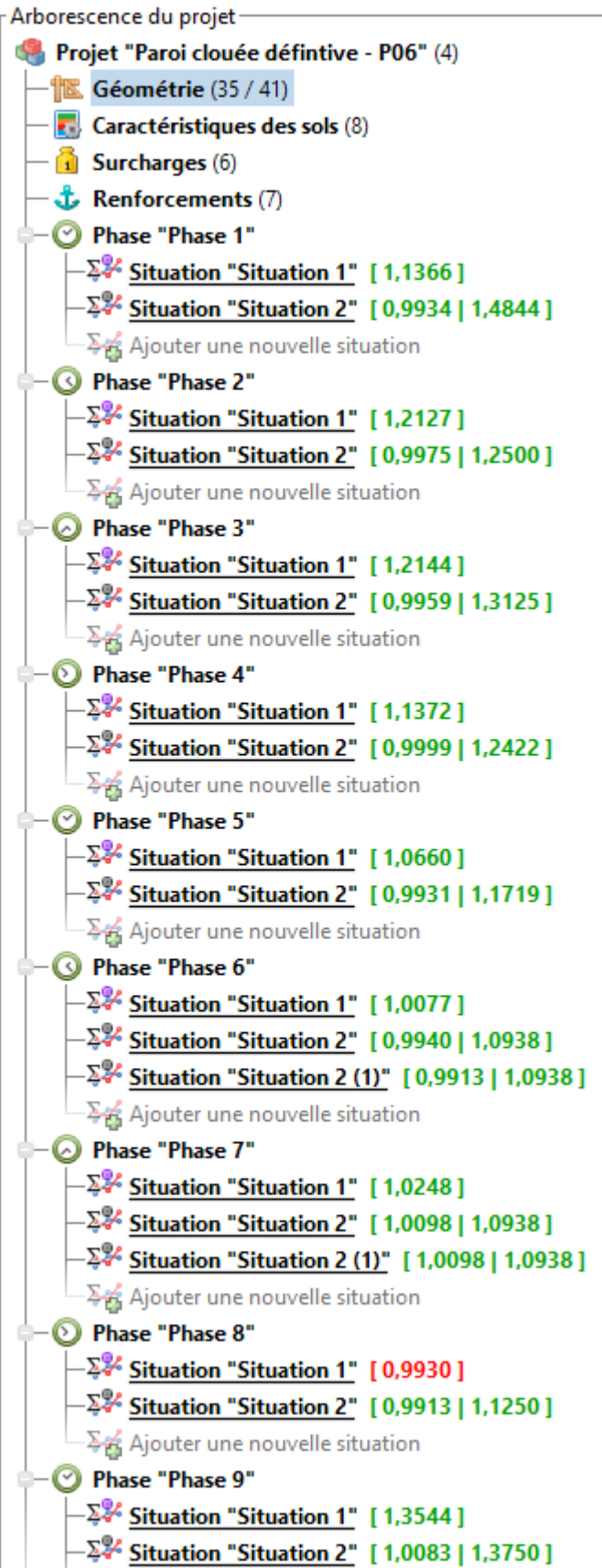
Les coefficients de sécurité globaux pour chaque phase de calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Phase	Cas	Situation	FS calculé				FS visé
			XF	Méthode à la rupture	Méthode Bishop	$\gamma_{R;d}$	
1	ELU Fond.	Transitoire	1.48	0.99	1.13	1.05	<b>1.00</b>
2	ELU Fond.	Transitoire	1.25	0.99	1.21	1.05	
3	ELU Fond.	Transitoire	1.31	0.99	1.21	1.05	
4	ELU Fond.	Transitoire	1.24	0.99	1.13	1.05	
5	ELU Fond.	Transitoire	1.17	0.99	1.06	1.05	
6	ELU Fond.	Transitoire	1.09	0.99	1.00	1.05	
7	ELU Fond.	Transitoire	1.09	1.00	1.02	1.05	
8	ELU Fond.	Permanente	1.12	0.99	1.00	1.10	
9	ELU Sism.	Transitoire	1.37	1.00	1.35	1.00	

La stabilité du talus cloué est vérifiée pour l'ensemble des phases des situations transitoires de chantier et de la situation permanente.

Rappel : Les terrassements devront être réalisés par passe.





Pour cette phase (8), le résultat suivant la méthode de Bishop est acceptable par arrondi et au regard du résultat par la méthode à la rupture.

Le détail des calculs est fourni en annexe.



#### F.6.4. DIMENSIONNEMENT DU PAREMENT

Le dimensionnement du parement rigide en béton armé projeté est à la charge de l'entreprise.

Les valeurs à retenir sont les suivantes :

- Clou 1 :  $T_{par} = 248$  kN et  $\sigma_{par} = 64$  kPa
- Clou 2 :  $T_{par} = 197$  kN et  $\sigma_{par} = 51$  kPa
- Clou 3 :  $T_{par} = 209$  kN et  $\sigma_{par} = 54$  kPa
- Clou 4 :  $T_{par} = 238$  kN et  $\sigma_{par} = 62$  kPa
- Clou 5 :  $T_{par} = 275$  kN et  $\sigma_{par} = 71$  kPa
- Clou 6 :  $T_{par} = 358.5$  kN et  $\sigma_{par} = 93$  kPa
- Clou 7 :  $T_{par} = 358.5$  kN et  $\sigma_{par} = 93$  kPa

Clou	$T_{max,d}$ [kN]	Angle [°]	$\sigma_{par,d}$ [kPa]	$M_{int,d}$ [kN.m/ml]	$M_{ext,d}$ [kN.m/ml]
Clou 1	248	15	64	-37	8
Clou 2	197	15	51	-29	7
Clou 3	209	15	54	-31	7
Clou 4	238	15	62	-35	8
Clou 5	275	15	71	-41	9
Clou 6	358.5	15	93	-53	12
Clou 7	358.5	15	93	-53	12

## F.7. CALCULS : Coupe P17

### F.7.1. Géométrie

On considère la réalisation de 5 lits de clous dans les sols constitués de moraines, avec blocs erratique, dont le diamètre de forage sera de 110 mm.

- Longueurs des clous :
- 13,0 m pour le 1<sup>er</sup> lit,
  - 13,0 m pour le 2<sup>nd</sup> lit,
  - 13,0 m pour le 3<sup>ème</sup> lit,
  - 13,0 m pour le 4<sup>ème</sup> lit,
  - 13,0 m pour le 5<sup>ème</sup> lit.

- Espacement des clous :
- Espacement horizontal de 1,70 m,
  - Espacement vertical de 1,50 m (lits 1 à 5).

Les clous pourront être implantés en quinconce, et ce choix est de la responsabilité de l'entreprise en charge du dimensionnement et de la réalisation du parement rigide liaisonné aux têtes de clous d'ancrage.

Les clous d'ancrage seront constitués d'une barre d'armature de type HA32 (nuance d'acier  $F_{yk} = 500$  à 550 MPa).

Pour atteindre la cote finale de terrassement (+21 36,00 NGF), 5 passes ont été modélisées dans les calculs.

Un parement rigide en béton armé projeté devra être réalisé à l'avancement.

Lit de clous		Barres GEWI 500/550(*)	Inclinaison par rapport à l'horizontale
1 <sup>er</sup>	lit : +21 43,00 NGF	HA32	15°
2 <sup>nd</sup>	lit : +21 41,50 NGF	HA32	15°
3 <sup>ème</sup>	lit : +21 40,00 NGF	HA32	15°
4 <sup>ème</sup>	lit : +21 38,50 NGF	HA32	15°
5 <sup>ème</sup>	lit : +21 37,00 NGF	HA32	15°

(\*) : Barres d'armature du fournisseur DYWIDAG ou équivalentes.

### F.7.2. Phasage

Le phasage de réalisation retenu pour le talus cloué en déblai TC06 est le suivant :

- 1<sup>ère</sup> passe de terrassement à la cote 2142,25 NGF,
- Mise en œuvre du 1<sup>er</sup> lit de clous à la cote 2143,00 NGF,
- 2<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2140,75 NGF,
- Mise en œuvre du 2<sup>nd</sup> lit de clous à la cote 2141,50 NGF,
- 3<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2139,25 NGF,
- Mise en œuvre du 3<sup>ème</sup> lit de clous à la cote 2140,00 NGF,
- 4<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2137,75 NGF,
- Mise en œuvre du 4<sup>ème</sup> lit de clous à la cote 2138,50 NGF,
- 5<sup>ème</sup> passe de terrassement à la cote 2136,00 NGF,
- Mise en œuvre du 5<sup>ème</sup> lit de clous à la cote 2137,00 NGF,
- Réalisation du parement rigide en béton projeté armé à chaque passe de terrassement,
- Construction du parking.

## F.7.3. CALCULS / RESULTATS

### F.7.3.1. Stabilité générale (externe), mixte et interne

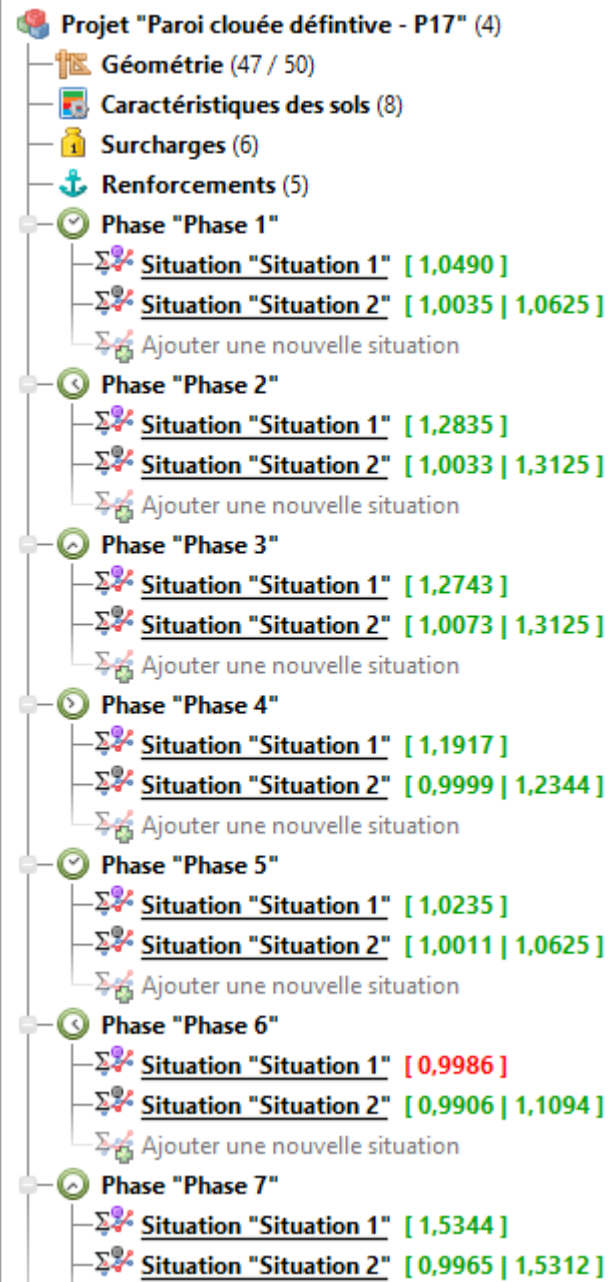
Les coefficients de sécurité globaux pour chaque phase de calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Phase	Cas	Situation	FS calculé				FS visé
			XF	Méthode à la rupture	Méthode Bishop	$\gamma_{R;d}$	
1	ELU Fond.	Transitoire	1.06	1.00	1.04	1.05	<b>1.00</b>
2	ELU Fond.	Transitoire	1.31	1.00	1.28	1.05	
3	ELU Fond.	Transitoire	1.31	1.00	1.27	1.05	
4	ELU Fond.	Transitoire	1.23	0.99	1.19	1.05	
5	ELU Fond.	Transitoire	1.06	1.00	1.02	1.05	
6	ELU Fond.	Permanente	1.10	0.99	1.00	1.10	
7	ELU Sism.	Transitoire	1.53	0.99	1.53	1.00	

La stabilité du talus cloué est vérifiée pour l'ensemble des phases des situations transitoires de chantier et de la situation permanente.

Rappel : Les terrassements devront être réalisés par passe.

Arborescence du projet



Pour cette phase (6), le résultat suivant la méthode de Bishop est acceptable par arrondi et au regard du résultat par la méthode à la rupture.

Le détail des calculs est fourni en annexe.

### F.7.3.2. Effort Tmax

Selon la norme NF P94-270 révisée en octobre 2020, la valeur de Tmax est déterminée comme suit :

$$\mathbf{T_{max;d} = \text{Min} (\underline{T_{0,d} + P_s q_{s;d} L_{int}} (*) ; P_s q_{s;d} L_{ext} ; R_{tc;d})}$$

(\*) : Non pris en compte à ce stade des études PRO et à réaliser en études G3.

#### Détermination de Tmax;d

Calcul des efforts maxi dans les clous vis-à-vis de la poussée du sol suivant la procédure recommandée dans l'Annexe E.3 de la NF P94-270 version octobre 2020 :

- Les valeurs de Tmax retenues sont :
- Clou 1 : 174 kN
  - Clou 2 : 178 kN
  - Clou 3 : 182 kN
  - Clou 4 : 198 kN
  - Clou 5 : 218 kN

#### Détermination de Tpar et $\sigma_{par}$

Les contrainte et effort dans le parement se calculent comme suit :

$$T_{par} = \alpha \cdot T_{max} \quad \text{et} \quad \sigma_{par;d} = \alpha \cdot \frac{T_{max;d}}{s_v \cdot s_h}$$

Avec : Sh est la distance horizontale entre les clous (ici 1.70 m)

Sv est la distance verticale entre les clous (ici 1.50 m)

$$\alpha = 1$$

NOTE 1 : Cette approche suppose implicitement une répartition uniforme de la contrainte  $\sigma_{par}$

Ainsi, on obtient :

- Clou 1 : Tpar = 174 kN et  $\sigma_{par}$  = 49 kPa
- Clou 2 : Tpar = 178 kN et  $\sigma_{par}$  = 50 kPa
- Clou 3 : Tpar = 182 kN et  $\sigma_{par}$  = 51 kPa
- Clou 4 : Tpar = 198 kN et  $\sigma_{par}$  = 56 kPa
- Clou 5 : Tpar = 218 kN et  $\sigma_{par}$  = 61 kPa

### F.7.3.3. Résistance d'interactions sol-clou

La résistance d'interaction sol/cou est déterminée à partir de la valeur de frottement axial issue des essais d'arrachement et de la longueur utile maximale (longueur externe ou interne par rapport à la surface de glissement) obtenue dans les calculs de stabilité.

Cette vérification est implicitement réalisée dans les calculs Talren :

$$\mathbf{T_{max;d} \leq R_{f;d}}$$

### F.7.3.4. Résistance à la traction

Les efforts admissibles dans les barres ont été déterminées au § F.4.4 :

- Barre type HA32 : Rtc;d = 275 kN Ainsi  $T_{max} \leq R_{tc;d}$



#### F.7.4. DIMENSIONNEMENT DU PAREMENT

Le dimensionnement du parement rigide en béton armé projeté est à la charge de l'entreprise.

Les valeurs à retenir sont les suivantes :

- Clou 1 :  $T_{par} = 174$  kN et  $\sigma_{par} = 49$  kPa
- Clou 2 :  $T_{par} = 178$  kN et  $\sigma_{par} = 50$  kPa
- Clou 3 :  $T_{par} = 182$  kN et  $\sigma_{par} = 51$  kPa
- Clou 4 :  $T_{par} = 198$  kN et  $\sigma_{par} = 56$  kPa
- Clou 5 :  $T_{par} = 218$  kN et  $\sigma_{par} = 61$  kPa

Clou	$T_{max,d}$	Angle	$\sigma_{par,d}$	$M_{int,d}$	$M_{ext,d}$
	[kN]	[°]	[kPa]	[kN.m/ml]	[kN.m/ml]
Clou 1	174	15	49	-23	5
Clou 2	178	15	50	-23	6
Clou 3	182	15	51	-24	6
Clou 4	198	15	46	-26	6
Clou 5	218	15	61	-29	7

# G. PAROI BERLINOISE PROVISOIRE

## G.1. OBJET

La présente note établit le dimensionnement phase projet d'un écran de soutènement provisoire implanté sur tout le (long) côté Est de l'ouvrage du parking « Boucle Est », et il est surmonté par un merlon paravalanche d'environ 10 m de hauteur.

L'objet principal de cette note est d'étudier l'écran de soutènement provisoire.

## G.2. NATURE DE TRAVAUX

### G.2.1. Principe constructif

Il s'agit d'un ouvrage de soutènement en paroi berlinoise de 10 m de hauteur environ, réalisé suivant des phasages des terrassements en déblai. L'excavation se fait hors nappe (après travaux de drainage profonds et de surface).

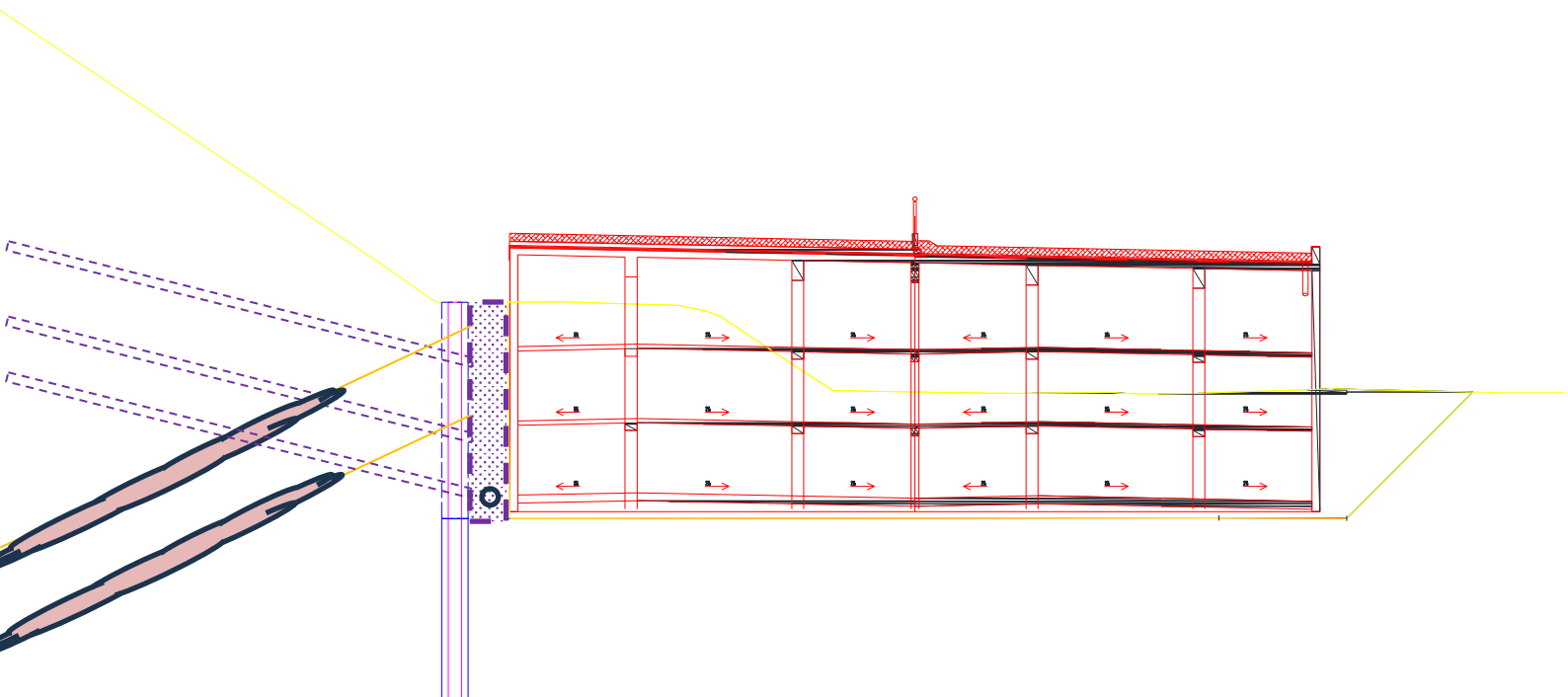
Pour construire l'ouvrage du parking « Boucle Est », un écran de soutènement provisoire pourra être réalisé selon une technique de paroi berlinoise depuis des plateformes des niveaux variables en partie amont du projet pour suivre le profil du terrain.

Le fond de fouille contre les parois de soutènement, pour construire les semelles filantes de fondation de l'ouvrage, est considéré à une profondeur maximale de 1,00 m par rapport à l'arase supérieure de la dalle portée par les fondations.

Les parois berlinoises seront constituées de pieux armés.

L'entraxe des pieux est de 2,00 m.

Les pieux sont réalisés suivant la technique de forage au kelly avec tubage récupéré ou une technique avec un résultat équivalent. Chaque pieu est équipé d'un profilé métallique de type HEB 260 à HEB500 (S235) descendu jusqu'à la base des pieux (fiche mécanique).



→ Un remblai drainant est incorporé entre la paroi berlinoise provisoire et les murs de soutènement permanent du parking – toutes les dispositions de drainage sont définies au § E.4.2;

- ➔ La structure du parking devra résister aux poussées des sols, aux effets des surcharges et autres actions amont ET aux pressions hydrostatiques en fonction de l'efficacité du drainage (massif drainant + exutoire, ...)
- ➔ Contraintes de maintenance : Entretien du drain longitudinal (regards de visite toute hauteur, régulièrement espacés et en quantité suffisante).

### G.2.2. Présence de vides et terrains décomprimés

L'entreprise devra réaliser des investigations géotechniques et des travaux préparatoires de comblement des vides et d'amélioration des sols décomprimés identifiés. Des études de conception (G2PRO) et d'exécution (G3) spécifiques à ces travaux préparatoires devront être réalisés avant le démarrage des travaux.

La réalisation des travaux de paroi berlinoise ne pourra démarrer qu'une fois les travaux préparatoires de comblement de vides et d'amélioration des sols décomprimés réalisés.

Durant l'exécution des pieux forés tubés pour constituer les éléments principaux des parois berlinoises, et des tirants d'ancrage, l'entreprise devra prévoir des dispositifs pour traverser des éventuels vides non-reconnus et permettre la poursuite de l'exécution des pieux et tirants.

En cas de découverte de vides et, ou, de terrains décomprimés lors de l'exécution des pieux, et/ou des tirants d'ancrage, l'entreprise devra procéder aux études et investigations géotechniques complémentaires de mission G3 pour traiter tous les vides et terrains décomprimés mis en évidence par l'exécution des pieux de parois berlinoise.

### G.2.3. Phasage de travaux

Le phasage travaux retenu est le suivant :

- 1) Réalisation des plateformes pour forage des pieux de paroi berlinoise,
- 2) Forage des pieux en forés tubés Ø600 et Ø800 mm,
- 3) Bétonnage des fiches mécaniques et mise en œuvre des profilés métalliques dans les pieux,
- 4) Excavation des plateformes intermédiaires, par passes de hauteur limitée à 1,50 m,
- 5) Mise en œuvre de nappes de géocomposite drainant type ENKADRAIN,
- 6) Mise en œuvre de barbacanes,
- 7) Réalisation de drain subhorizontaux provisoires,
- 8) Réalisation des blindages résistants entre et liaisonnés aux pieux,
- 9) Réalisation des tirants d'ancrage passifs et mise en œuvre des liernes de répartition entre tirants,
- 10) Excavation jusqu'au fond de fouille,
- 11) Remblaiement entre la paroi berlinoise et contre les murs de l'ouvrage du parking (le matériau et les ouvrages de drainage permanent sont intégrés à ce remblai).

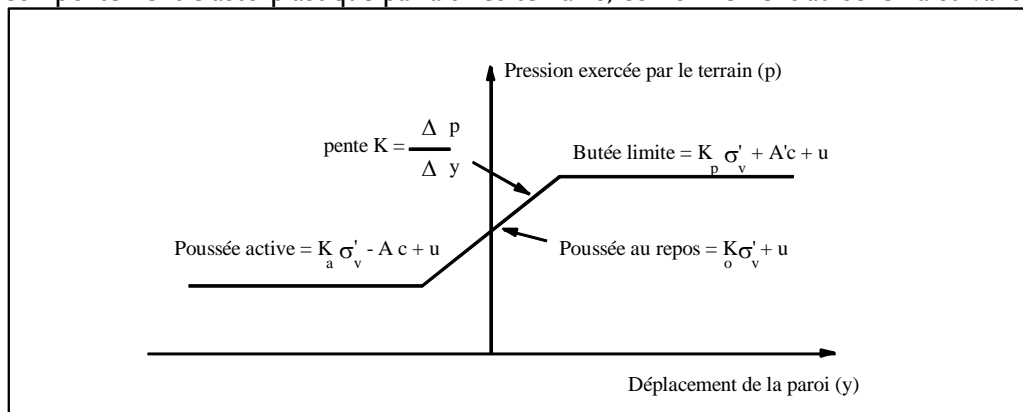
## G.3. METHODE DE CALCUL

### G.3.1. Principe de calcul

Les ouvrages seront dimensionnés en application des règles définies dans les Eurocodes 7 et plus particulièrement par l'application de la norme P94-282 : Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènements – Ecrans.

Les parois berlinoises sont calculées comme une juxtaposition de poutres verticales soumises à la poussée, la butée des terres, et à la poussée de l'eau, appuyées sur les liernes-butons pour les phases de travaux et de service.

L'action exercée par le terrain sur chaque face de la paroi est calculée en tenant compte du comportement élasto-plastique parfait des terrains, conformément au schéma suivant :



#### Calcul des actions de poussée et butée :

Les coefficients de poussée  $K_a$  et de butée  $K_p$  sont données par les tables de Caquot-Kérisel et Absi, en considérant les obliquités de contrainte :

$$\delta a = 1/3\varphi \text{ en poussée} \quad \delta p = -2/3\varphi \text{ en butée}$$

Les actions de poussée et de butée sont déterminées avec les formules :

$$P = K_a (\sigma_v - u) - A c + u \quad (\text{poussée})$$

$$B = K_p (\sigma_v - u) + A c + u \quad (\text{butée})$$

et avec :

- $K_h$  (en  $\text{kN/m}^3$ ) la réaction élastique des terrains,
- $K_0$  la poussée au repos égale à  $1 - \sin(\varphi)$ .

#### Calcul des coefficients de réaction horizontale :

Le coefficient de réaction horizontale du sol vis-à-vis de l'écran est calculé selon les recommandations de l'annexe F de la norme NF P94-282.

Le coefficient de réaction  $K_h$  est un paramètre de calcul empirique, qui dépend du module d'élasticité du sol et de l'inertie de l'écran. Un ordre de grandeur, calé sur un large ensemble de résultats expérimentaux, est donné par la formule de Schmitt :

$$K_h = 2.0 \times (E_M/\alpha)^{4/3} / (E.I)^{1/3}$$

Où :

- $E_M$  est le module pressiométrique du sol ;
- $\alpha$  = le coefficient rhéologique du sol ;
- $E.I$  = produit d'inertie de l'écran.

### G.3.2. Modèles et approches de calcul

Les calculs sont réalisés selon les deux modèles suivants :

- [MISS-K] Modèle d'Interaction Sol-Structure, est basée sur la méthode aux modules de réaction en tenant compte du comportement élasto-plastique du sol et du phasage des travaux. Ce modèle est sans pondération sur les actions, ni sur les paramètres de sol. Les résultats obtenus correspondent aux situations ELS ;
- [MEL] Modèle d'Équilibre Limite, est basée sur la méthode de calcul à la rupture avec pondération des actions et des paramètres de sol. Les résultats obtenus correspondent aux situations ELU pour les écrans autostables.

Pour les vérifications aux ELU STR et GEO, nous avons considéré l'approche de calcul 2/2\* en utilisant l'ensemble des facteurs partiels :

$$[\text{MISS}] : A1 \llcorner + \gg M1 \llcorner + \gg R2$$

$$[\text{MEL}] : A2 \llcorner + \gg M2 \llcorner + \gg R3$$

Au sens de la norme d'application de l'Eurocode 7 en France (NF P94-282), l'approche 2/2\* propose des coefficients partiels qui diffèrent selon le modèle de calcul utilisé (MISS ou MEL) pour l'équilibre ELU de l'écran :

- MISS : pondération (en post-traitement) des effets des actions et des résistances ;
- MEL : pondération (à la source) des actions et des résistances.

Le tableau ci-dessous présente les coefficients partiels proposés par défaut dans K-Réa quand cette approche est utilisée.

			Approche 2/ 2*		
			Modèle MISS	Modèle MEL	
Actions (Y <sub>A</sub> )	Poussée active du sol		1.00	1.35	
	Pression d'eau		1.00	1.35	
	Poids propre écran		1.00	1.35	
	Surcharges sur le sol	Permanent		1.00	1.00
		Variable		1.11	1.11
	Surcharges directes sur l'écran	Permanente favorable		1.00	1.00
Permanente défavorable			1.00	1.35	
Variable défavorable			1.11	1.50	
Effet des Actions (Y <sub>E</sub> )	Sollicitations écran				
	Sollicitations ancrages		1.35	1.00	
	Butée mobilisée				
Paramètres de résistance (Y <sub>M</sub> )	Angle de frottement		1.00	1.00	
	Cohésion (effective)				
Résistances (Y <sub>R</sub> )	Butée mobilisable	Phase durable	1.40	1.40	
		Phase transitoire	1.10	1.10	
	Résistance des appuis	Limite élastique	1.00	-	
	Massif d'ancrage (Kranz)	Effort déstabilisant	1.10	-	

Les sollicitations ELU sont déterminées à partir des résultats du calcul [MISS-K] multipliés par 1,35 et à partir des résultats des calculs [MEL].

### G.3.3. Logiciel utilisé

Pour ces modèles de calcul, le progiciel utilisé est K-REA v4 développé par TERRASOL.

Les efforts et déformations calculées pour chacune des situations de projet sont présentés en annexe sous forme de courbes.

### G.3.4. Liste des vérifications NF P94-282

	Type ELU	§ P94-282	Vérifications Effectuées en G2
Tous les écrans de soutènement			
Stabilité générale	GEO	15	à mener
Défaut de butée	GEO	9	à mener
Résistance de la structure	STR	10	à mener
Stabilité du fond de fouille (Renard solide)	GEO	15	à mener
Ecrans porteurs			
Poinçonnement du sol support	GEO	11	à mener
Ecrans avec appuis			
Stabilité du massif d'ancrage	GEO	14	à mener
Résistance de l'ancrage	STR/GEO	12	à mener
Résistance des appuis : butons métalliques et planchers BA butonnants	STR/GEO	12	Pas d'appuis structurels
Ecrans d'enceintes concernées par les ruines d'origine hydraulique			
Érosion interne ou régressive / Boulance	HYD	13	Pas nécessaire
Soulèvement du fond de fouille	UPL	13	Pas nécessaire

Les vérifications hydrauliques ne sont pas nécessaires dans la configuration où un rabattement généralisé de la nappe en-dessous du fond de fouille est réalisé.

### G.3.1. Résultats des calculs

Les principaux résultats (efforts ELU-Fond et déformations ELS) sont présentés pour chacune des coupes de projet sous forme de courbes et de tableaux ci-après.

Il y a lieu de s'assurer de la compatibilité des déformations de l'écran ainsi estimées, vis-à-vis des structures avoisinant le projet. Nous rappelons toutefois que les calculs de déplacements ne donnent qu'une valeur approchée de la valeur réelle. Un suivi des déplacements en phase travaux sera nécessaire afin de déclencher les dispositions adéquates si les déplacements mesurés dépassent les valeurs calculées et/ou les valeurs acceptables.

## G.4. HYPOTHESES DE CALCUL DES ECRANS

### G.4.1. ACTIONS EXTERIEURES

#### G.4.1.1. Effets des talus amont

L'effet des talus et de la topographie en amont des écrans de soutènement sont modélisés par des surcharges équivalentes à la surface.

Pour le calcul de la résultante du terrain semi-fini horizontal, des surcharges de type bandes Boussinesq sont modélisées afin de prendre en compte l'effet du/des talus en contrainte verticale. Le nombre et l'intensité de ces surcharges sont définis fonction du profil du terrain à l'amont des parois de soutènement.

#### G.4.1.2. Surcharge phase travaux

Application d'une surcharge uniformément répartie de 12 kN/m<sup>2</sup> en amont des parois de soutènement, y compris emprise du merlon paravalanche.

Surcharge caractéristique en situations transitoires :  $q_k = 12 \text{ kN/m}^2$

### G.4.2. Caractéristiques des matériaux

#### G.4.2.1. Acier des tirants

On considère des barres de type Dywidag.

- Valeur caractéristique de la limite élastique :  $f_{p,k} = 500 \text{ MPa}$
- Module de déformation :  $E = 210\,000 \text{ MPa}$

#### G.4.2.2. Profilés métalliques (armature des pieux)

Ils sont constitués de profilés métalliques, de limite élastique  $f_{y,k} = 235 \text{ MPa}$ .

### G.4.3. Critères de dimensionnement

Les contraintes et exigences particulières pour la conception des écrans sont les suivantes :

- Déformée horizontale maximale tolérée de l'écran :
  - En tête de paroi berlinoise :  $U_{xy} \leq 50 \text{ mm}$
  - En ventre de paroi berlinoise :  $U_{xy} \leq 30 \text{ mm}$