

GG/69/15/10537/G2PRO/V3

Fleurieux sur l'Arbresle, le 9 mars 2026



71 RUE BENOIST MARY
« CLINIQUE CHAMPVERT »
69005 LYON

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE
G2 phase PRO
Hors estimation des quantités/coûts/délais

Suivi des modifications :

Date	Version du rapport	Objet des modifications
07/11/2016	V1	-
03/12/2021	V2	Modification du PC en septembre 2021
09/03/2026	V3	Modification du projet – PC de décembre 2025

Diffusion :

Qualité	Société	Intervenants	E-mail
Maître d'Ouvrage	VINCI IMMOBILIER	M. BOUDOU M. REYRE	Mathieu.BOUDOU@vinci-immobilier.com ; Christophe.REYRE@vinci-immobilier.com ;
Bureau d'étude Structure	DPI	M. GRAND	n.grand@dpistrucre.com ;



PLAN

1. INTRODUCTION	1
2. DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET	3
2.1. Le site	3
2.2. La géologie	5
2.3. Le projet	7
3. INTERPRETATION DES RESULTATS DES SONDAGES A LA PELLE MECANIQUE	8
4. INTERPRETATION DES RESULTATS DES FORAGES DESTRUCTIFS AVEC ESSAIS PRESSIOMETRIQUES	9
5. INTERPRETATION DES RESULTATS DES ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE	11
6. REMARQUES HYDROGEOLOGIQUES	13
7. SISMICITE	14
8. SYSTEME DE FONDATIONS	15
8.1. Synthèse géotechnique	15
8.2. Fondations	15
8.2.1. <u>Bâtiment A1</u> (cf. Coupe géologique en annexe n°9)	15
8.2.2. Sous-sol entre bâtiments A1 et A2 (cf. Coupe en annexe n°9)	17
8.2.3. <u>Bâtiment A2</u> (cf. Coupes en annexe n°9)	18
8.2.4. Sous-sols entre bâtiments A2 et A3 (cf. Coupe en annexe n°9)	19
8.2.5. Bâtiments A3 et A4	20
8.3. Lot B : réhabilitation des existants	21
8.4. Lot C	22
8.4.1. Bâtiment C1	22
8.4.1. Bâtiment C2	23
8.5. Lot D : réhabilitation des existants	24
8.6. Lot E : construction d'une maison individuelle	25
8.7. Local technique	26
8.8. Niveaux bas	27
9. TRAVAUX DE TERRASSEMENT ET DE DRAINAGE	29
9.1. Terrassement	29
9.2. Drainage	32
10. PREDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	34
10.1. Hypothèses et caractéristiques de sol	34
10.2. Lot A	35

10.2.1.	Bâtiment A3/A4 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT1 - annexe n°11	35
10.2.2.	Bâtiment A3 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT2 - annexe n°12	36
10.2.3.	Bâtiment A2/A3 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT3bis - annexe n°13	37
10.2.4.	Bâtiment A2 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT3 - annexe n°14	38
10.2.5.	Bâtiment A1/A2 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT4 - annexe n°15	39
10.2.6.	Bâtiment A1 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT5 - annexe n°16	41
10.3.	Lot C	42
10.3.1.	Bâtiment C1 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT6 - annexe n°17	42
10.3.2.	Bâtiment C1 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT6bis - annexe n°18	43
10.3.3.	Bâtiment C2 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT7 - annexe n°19	44
10.3.4.	Bâtiment C2 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT7bis - annexe n°20	45
10.3.5.	Mur existant à renforcer - Paroi clouée définitive selon coupe CT8 - annexe n°21	47
11.	REMARQUES	49

Liste des annexes

- Annexe n°1 : Plan d'implantation des sondages sur fond topographique
- Annexe n°2 : Plan d'implantation des sondages sur plan masse
- Annexe n°3 : Plan des puits et galerie connus suite au retour du service Galerie du GRAND LYON
- Annexe n°4 : Résultat de l'inspection de puits
- Annexe n°5 : Plan service Galerie
- Annexe n°6 : Résultats des sondages à la pelle mécanique
- Annexe n°7 : Résultats des forages destructifs avec essais pressiométrique
- Annexe n°8 : Résultats des essais au pénétromètre dynamique 63kg
- Annexe n°9 : Coupes de synthèse géologique Bâtiments A1, A2, A3
- Annexe n°10 : Plans de terrassement lot A et C
- Annexe n°11 à 21 : Coupes de soutènement provisoire au droit des lots A et C et définitif au mur Sud
- Annexe n°22 et 23 : Schémas de principe de drainage lot A
- Classification des missions géotechniques types
- Observations importantes



1. INTRODUCTION

A la demande et pour le compte de VINCI Immobilier Résidentiel, 19, Quai Perrache - 69002 LYON, le bureau d'études de mécanique des sols et fondations FONDA CONSEIL a effectué l'étude géotechnique avant démolition d'un terrain situé sur le site de la clinique Champvert à LYON 5^{ème} (69) et sur lequel est projetée une opération immobilière.

Pour cela nous avons examiné les résultats d'une campagne de reconnaissance de sol réalisée en janvier et octobre 2016 et qui a comporté aux endroits accessibles :

- 9 forages destructifs avec essais pressiométriques numérotés F1 à F9, descendus entre 12,0m et 16,3m de profondeur par rapport au terrain actuel ;
- 1 piézomètre de 15m de profondeur Ø52/60mm équipé d'un capot métallique en tête ;
- 20 sondages au pénétromètre dynamique numérotés de PD1 à PD20, descendus entre 1,2m et 12m de profondeur par rapport au terrain actuel ;
- 42 sondages à la pelle mécanique numérotés de S1 à S42, descendus entre 0,4 et 4,2m de profondeur par rapport au terrain actuel ;
- 2 essais d'infiltration, nommés I1 et I2, au droit des sondages à la pelle S1 et S7, réalisés entre 1m et 2,8m de profondeur.

L'objet du présent rapport est de donner notre avis sur :

- la géologie du site ;
- les résultats des investigations réalisées ;
- le système de fondation envisageable pour les bâtiments projetés ;
- la réalisation de dallage ;
- les travaux de terrassement et de soutènement ;
- Le prédimensionnement des soutènements ;
- les travaux de drainage provisoire et définitif.

En référence aux missions géotechniques normalisées jointes en annexe, il s'agit d'une mission de type G2 PRO préliminaire, avant démolition des existants et hors estimation des quantités, coûts et délais.

Cette mission sera complétée et terminée lors de la réalisation de sondages prévus après démolition des bâtis, dont l'objectif sera d'optimiser, si possible, et de préciser les solutions de fondation retenues antérieurement.



Pour l'établissement de ce rapport, il nous a été transmis par mail, les plans suivants :

- Plans généraux :
 - DUM_CHAMPVERT_2025_PC2A d'août 2025 ;
 - Plan topographique du site de 2016.
- Plans lot A :
 - Plans architectes (niveaux, façades et coupes) établis par le cabinet PETITDIDIERPRIoux ;
 - Plans de principe de fondations des ouvrages établis par DPI STRUCTURE ;
 - Plan de principe des terrassement établis par la cabinet DPI.
- Plans lot B
 - Aucun document ne nous a été communiqué concernant ce lot.
- Plans lot C
 - Plans de principe de fondations des ouvrages établis par DPI STRUCTURE ;
 - Plan de principe des terrassement établis par la cabinet DPI.
- Plans lot D
 - Plans de principe de fondations des ouvrages établis par DPI STRUCTURE.
- Plans lot E
 - Plans de principe de fondations des ouvrages établis par DPI STRUCTURE.



2. DESCRIPTION DU SITE ET DU PROJET

2.1. Le site

Le terrain correspond à une partie de la clinique Champvert qui n'est plus en activité, où se situe des espaces verts et boisés classés et/ou libre de toute construction et d'anciens bâtis abandonnés à ce jour.

Le site présente une importante pente générale descendante du Sud-Ouest vers le Nord-Est. La topographie du site s'inscrit entre les cotes de 256m et 276m NGF (cf. plan en annexe).

On distinguera trois zones sur le site :

- Zone Nord-Ouest (lots A1 à A4 du projet) :

Un bâtiment existant dont les entrées étaient situées à différentes cotes altimétriques a été démoli. Au droit de cet ouvrage, les bâtiments du projet du lot A sont prévus.

Lors de notre visite du site en 2016, nous avons pu observer la présence au droit de ce bâtiment :

- Une partie au Nord-Est dont le niveau bas est repéré à la cote d'environ 260,3m NGF (emprise repérée en annexe n°1) ;
- Une cave située à la cote approximative de 262m NGF. L'emprise de cette cave est donnée approximativement selon les informations que nous avons pu recueillir. Des visites de l'intérieur du bâtiment ont été réalisées et les diagnostics réalisés nous seront transmis ultérieurement ;
- Un puit est également signalé sur l'emprise du bâtiment A2.

Ailleurs, nous n'avons pas observé d'indice révélant la présence de zone enterrée par rapport au niveau des différentes entrées du bâtiment. Certaines zones du bâtiment n'étaient pas accessibles.

Un levé précis des ouvrages enterrés permettrait d'étudier l'impact sur les projets. Le relevé des fondations des bâtis existants réalisé par nos soins est reporté en annexe.

Autour de ce bâtiment, on observe des espaces végétalisés dont une forte densité d'espaces boisés classés, et des murs de soutènement, prévus démolis majoritairement.

Topographiquement la zone est aménagée et présente une pente vers le Nord-Est comprise entre 259m et 274m NGF.

Cette zone est délimitée :

- A l'Ouest et à l'Est par la continuité du parc ;
- Au Nord par l'aval du parc et la voirie de desserte à la clinique en cours d'activité ;
- Au Sud par la continuité du parc puis un mur de clôture.



- Zone Est (lots C1 et C2 du projet) :

Cette zone est similaire à celle décrite au Nord-Ouest, avec des bâtis existants mais prévus conservés (voir repérage en annexe). On observe également des espaces en pente fortement boisés, avec des EBC (Espaces boisés classés) et des espaces boisés à mettre en valeur. Il est prévu de conserver les espaces boisés de manière générale. Cette donnée est intégrée dans les travaux de terrassement/soutènement.

Des murs de soutènement actuellement en place sont prévus conservés : les murs situés à l'Est des ouvrages du projet et le mur situé au Nord de la zone dite « de compensation arborée ». En amont de ce mur un cheminement piéton est prévu (cf plan de masse du projet).

Nous n'avons pas observé d'indice révélant la présence d'ouvrages enterrés par rapport au niveau des différentes entrées des bâtis existants prévus démolis. Certaines zones bâties n'étaient pas accessibles.

Un levé précis des ouvrages enterrés permettrait d'étudier l'impact sur les projets. Le repérage des fondations des bâtis existants est reporté en annexe.

La zone est délimitée :

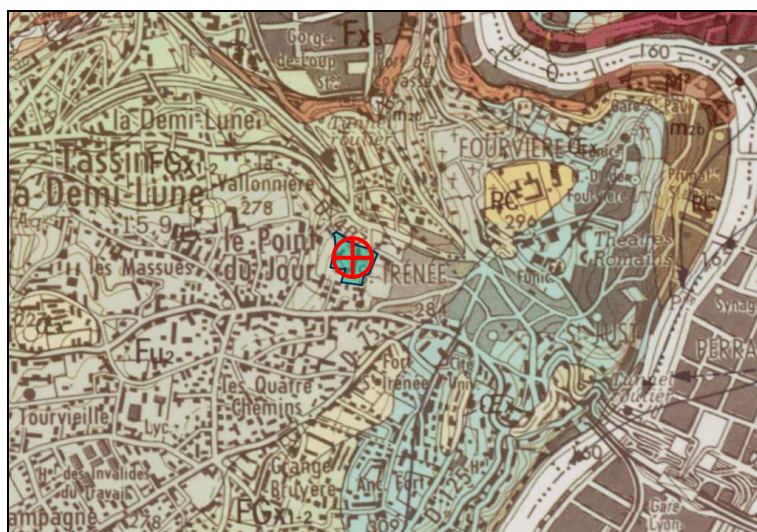
- A l'Ouest et à l'Est par la continuité du parc, avec un mur de clôture fermant le site à l'Est ;
- Au Nord par l'aval du parc et la rue Benoist Mary ;
- Au Sud par la continuité du parc en amont puis un mur de clôture.



2.2. La géologie

D'après la carte géologique de LYON au 1/50000^{ème}, le site se trouve dans un contexte d'alluvions villafranchiennes, caractérisées par des matériaux graveleux à matrice argilo-sableuse, recouverts par des épaisseurs variables de limons.

Au Nord du site, on se situe dans un contexte d'alluvions fluvio-glaciaires würmiennes caractérisées par des matériaux sablo-graveleux recouverts par des épaisseurs variables de matériaux fins



Extrait de la carte géologique du BRGM

D'après la base de données du BRGM, le site Géorisques et d'après la carte du PLU du Grand LYON (69), les différents risques naturels sur le site étudié sont répertoriés dans le tableau ci-dessous :

Type d'aléa	Degré d'aléa			
	Zone d'aléa négligeable	Zone d'aléa faible	Zone aléa modéré	Zone aléa fort
Inondations par crue	x			
Glissements de terrain	x			
Retrait-gonflement des argiles		x		
Cavités				x

Suite à notre demande, le service eau/galerie du Grand Lyon nous a transmis l'implantation d'une galerie connue à proximité du site, au Nord, avec une entrée sur la rue S. Apollinaire. Cette galerie ne se situe pas dans l'emprise du projet.



Cependant quatre puits ont été référencés, dont un se situant sur l'emprise du projet (noté 2 en annexe n°3, au droit du bâtiment A), ne comportant pas de départ de galerie, et un second se situant à proximité de l'entrée de la partie Sud du site (noté 1 en annexe n°3). Au droit du puit n°1, une inspection a été réalisée et deux départs de galerie situés entre 32 et 33m de profondeur et murés au bout de quelques mètres, ont été repérés sous l'eau. Le schéma de synthèse issu de la reconnaissance est joint en annexe n°4.

Lors de nos interventions sur site, nous n'avons pas constaté d'indice morphologique du terrain laissant présager d'éventuels fontis ou désordres liés à la présence d'une galerie enterrée, notamment à proximité des puits existants.

Il est cependant nécessaire dès la conception du projet d'intégrer la présence de ces ouvrages, pouvant avoir une incidence sur le projet, en termes de fondation et de terrassement.

Il sera nécessaire de dimensionner l'ensemble des fondations des bâtiments à la condition de fontis de 2m de diamètre. Des forages préalables 10m sous la base des appuis seront nécessaire, avant le démarrage des travaux, pour les ouvrages fondés sur des appuis ponctuels (pieux ou semelles).

En phase chantier, tout ouvrage de type puits, galerie, bassin, fontis ou également source devront être signalés au service Eau/Galerie du Grand Lyon.



2.3. Le projet

Il est prévu de construire un ensemble de bâtiments de type R+1 à R+4+attique sur un niveau de sous-sol (lot A et C). Au droit des bâtiments du lot A, le sous-sol sera décalé en niveau pour suivre la topographie du site.

Il est également prévu la réhabilitation d'ouvrages existants (lot B et D) et la construction d'une maison individuelle (lot E).

Les documents communiqués précisent également la construction de locaux techniques supplémentaires pour l'installation de transformateurs électriques.

On trouvera ci-dessous un tableau synthétique des cotes communiqués pour les ouvrages du projet :

Zone	Désignation	Niveau bas fini [m NGF]	Nombre d'étages	Cote du tènement [m NGF]	Ordre de grandeur de la hauteur de terrassement [m]
Nord-Ouest	A1	260,94	R+4+attique	260,3 à 265	Négligeable à 4,5
	A2	263,6	R+4+attique	265 à 270,4	2,0 à 10
	A3	269,73	R+4+attique	272,5 à 273,5	3,5 à 6,5
	A4	269,73	R+4+attique	270,5 à 273,2	1,5 à 4,5
Nord	B	NC	NC	NC	NC
Est	C1	256,74	R+4	262 à 266,4	2 à 4
	C2	262,18	R+4	257,5 à 261	2 à 6
	E	262,3 environ	RdC / R+1	262,0 à 262,4	0,2 à 1

Il est prévu de conserver au maximum les espaces boisés, non seulement les EBC, mais également les espaces boisés à mettre en valeur.



3. INTERPRETATION DES RESULTATS DES SONDAGES A LA PELLE MECANIQUE

FONDA CONSEIL a réalisé en décembre 2015 et octobre 2016 le suivi de 42 sondages à la pelle mécanique numérotés de S1 à S42, descendus entre 0,4m et 4,2m de profondeur par rapport au terrain actuel.

Nous avons porté en annexe l'implantation des sondages sur un plan ainsi que les résultats détaillés portés sur des coupes. Le but de ces investigations était de reconnaître la nature des terrains superficiels et la présence éventuelle de remblais et de venues d'eau pour les sondages 1 à 19 et définir la géométrie des fondations existantes des bâtis et murs de soutènement existant pour les sondages S20 à S42. Nous développons ci-dessous la synthèse géologique issue des sondages à la pelle mécanique.

➤ Zone Nord-Ouest : (S1 à S8)

1. Une couche de remblais ou de terre végétale associée à des limons de couverture, sur une épaisseur comprise entre 0,70m et 1,0m.
2. Au droit des sondages en aval S1 et S2, on observe des limons à limons argileux jusqu'en fin de sondage entre 3,3m et 3,80m de profondeur par rapport au terrain actuel.
2. Au droit des sondages S3 à S8, on observe directement sous les horizons de surface des galets et blocs à matrice limoneuse à argilo-sableuse, à partir d'une profondeur de 0,60m à 1,0m et jusqu'en fin de sondage entre 2,80m et 3,50m de profondeur.

La tenue des parois était bonne dans les terrains naturels.

Aucune venue d'eau n'a été observée au sein des sondages.

➤ Zone Est : (S17 à S19)

1. Une couche de terre végétale et de limons ou de remblais de couverture brune, présente sur une épaisseur de 0,70m à 0,80m.
2. Un horizon de limon marron au-delà, présent jusqu'en fin de sondage entre 3,90m et 4,20m de profondeur par rapport au terrain actuel.

La tenue des parois était bonne dans les terrains naturels.

Aucune venue d'eau n'a été observée au sein des sondages.



4. INTERPRETATION DES RESULTATS DES FORAGES DESTRUCTIFS AVEC ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

Nous avons réalisé, en décembre 2015 et octobre 2016, 9 forages destructifs avec essais pressiométriques numérotés F1 à F9, descendus entre 12m et 16,3m de profondeur par rapport au terrain naturel actuel.

On trouvera en annexe l'implantation des forages réalisés ainsi que les résultats portés sur des coupes.

L'analyse des cuttings des forages, de la coupe géologique et des essais pressiométriques permet de dresser la coupe géotechnique schématique suivante :

➤ Zone Nord-Ouest – bâtiments A1, A2, A3, A4 (sondages F1 à F3)

1. Au droit du forage F1, on note une épaisseur importante de limons argileux plus ou moins sableux, d'environ 9m. Cet horizon est de faible à moyenne compacité aux caractéristiques géotechniques suivantes :

$$\begin{array}{rcl} 0,54 < PI-P0 & < & 1,42 \text{ MPa} \\ 4 < Em & < & 13 \text{ MPa} \end{array}$$

2. Au-delà de 9m en F1 et sous une épaisseur très faible de remblai en F2 ou directement en tête de sondage en F3, on observe des matériaux gravelo-sableux plus ou moins argileux, caractéristiques du contexte alluvionnaire villafranchien. Cet horizon est de moyenne à bonne compacité aux caractéristiques géotechniques suivantes :

$$\begin{array}{rcl} 1,14 < PI-P0 & < & 5 \text{ MPa} \\ 8 < Em & < & 87 \text{ MPa} \end{array}$$

➤ Zone Est – bâtiments C1 et C2 (sondages F6, F7 et F9)

1. Sur une épaisseur de 8m à 10,3m, on observe des limons argileux plus ou moins sableux. Cet horizon est de faible compacité aux caractéristiques géotechniques suivantes :

$$\begin{array}{rcl} 0,1 < PI-P0 & < & 1,84 \text{ MPa} \\ 1,2 < Em & < & 16 \text{ MPa} \end{array}$$

Remarque : l'appréciation de la compacité et de la déformabilité des matériaux limono-argileux observés les moins compacts doit être prise avec prudence compte tenu d'une méthodologie de foration pouvant déstructurer légèrement le terrain et pénaliser les caractéristiques mesurées. On note par ailleurs des valeurs élevées au droit du forage F9, avec des valeurs de PI de l'ordre de 1,3 à 1,9MPa, témoignant d'une zone plus consolidée.



2. Au-delà et jusqu'en fin de forage entre 13,5m et 15,3m, on observe des matériaux gravo-sableux, caractéristique du contexte alluvionnaire villafranchien. Cet horizon est de moyenne à bonne compacité aux caractéristiques géotechniques suivantes :

$$\begin{array}{lcl} 2,1 < \text{PI-P0} < 5 \text{ MPa} \\ 16 < \text{Em} < 186 \text{ MPa} \end{array}$$



5. INTERPRETATION DES RESULTATS DES ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE

Nous avons réalisé en décembre 2015 et octobre 2016 une série de vingt sondages au pénétromètre dynamique lourd numérotés PD1 à PD20, descendus entre 1,2m et 17m de profondeur par rapport au terrain actuel.

On trouvera en annexe le plan d'implantation et les résultats détaillés portés sur des diagrammes.

➤ Zone Nord-Ouest – bâtiments A1 et A2 (sondages PD1, 2 et 3)

1. Sur une épaisseur comprise entre 3,5m et 8,5m, un horizon aux caractéristiques géotechniques faibles ayant les valeurs suivantes :

$$1 < q_d < 4 \text{ MPa}$$

Il s'agit vraisemblablement des limons argileux observés aux droits des sondages à la pelle mécanique en aval de la zone.

2. Sous la couche précédente et jusqu'à une profondeur comprise entre 11m et 12m par rapport au terrain actuel, un horizon aux caractéristiques géotechniques moyennes à élevées avec les valeurs suivantes :

$$6 < q_d < 20 \text{ MPa}$$

Il s'agit vraisemblablement de matériaux graveleux à matrice argileuse à sableuse.

On note la présence d'une faiblesse mécanique entre 9m et 11m et au-delà de 11m, respectivement au droit des sondages PD2 et PD3, vraisemblablement de nature très peu graveleuse et très sableuse, comme observé au droit du forage F2 entre 14m et 16,3m de profondeur.

➤ Zone Nord-Ouest – bâtiments A3 et A4 (sondages PD4, 5, 6 et 7)

1. Sur une épaisseur comprise entre 0,60 et 1,80m, un horizon aux caractéristiques géotechniques faibles ayant les valeurs suivantes :

$$2 < q_d < 10 \text{ MPa}$$

Il s'agit vraisemblablement des limons argileux observés aux droits des sondages à la pelle mécanique constituant une couverture superficielle dans cette zone.

2. Sous la couche précédente et jusqu'à une profondeur comprise entre 1,6m à 4,3m (refus systématique de pénétration dynamique) par rapport au terrain actuel, un horizon aux caractéristiques géotechniques moyennes à élevées avec les valeurs suivantes :

$$10 < q_d \text{ à } > 70 \text{ MPa}$$

Il s'agit vraisemblablement de matériaux graveleux à matrice argileuse à sableuse.



➤ Zone Est – bâtiments C1 et C2 (sondages PD15 à PD17)

1. Sur une épaisseur comprise entre 7,5m et 9m au droit des sondages PD16 et 17 et sur toute la hauteur du sondage PD15, soit 12,7m, un horizon aux caractéristiques géotechniques faibles ayant les valeurs suivantes :

$$1 < q_d < 10 \text{ MPa}$$

Il s'agit vraisemblablement des limons argileux observés aux droits des sondages à la pelle mécanique et des forages.

2. Sous la couche précédente au droit des sondages PD16 et PD17 et jusqu'en fin de sondage à une profondeur de 12m par rapport au terrain actuel, un horizon aux caractéristiques géotechniques moyennes à élevées avec les valeurs suivantes :

$$4 < q_d \text{ à } > 70 \text{ MPa}$$

Il s'agit vraisemblablement de matériaux graveleux à matrice argileuse à sableuse.

➤ Zone Nord – bâtiment E (sondages D1 et D2)

1. Sur une épaisseur d'environ 1,5 à 2m au droit des sondages, un horizon aux caractéristiques géotechniques faibles ayant les valeurs suivantes :

$$1,5 < q_d < 3 \text{ MPa}$$

Il s'agit vraisemblablement des remblais anciens principalement limoneux observés au droit du sondage à la pelle mécanique SA.

2. Au-delà et jusqu'en fin de sondages à 7 et 8m de profondeur, un horizon aux caractéristiques géotechniques faibles ayant les valeurs suivantes :

$$1,5 < q_d < 4 \text{ MPa}$$

Il s'agit vraisemblablement des limons argileux observés au droit du sondage à la pelle mécanique SA et des forages alentours.



6. REMARQUES HYDROGEOLOGIQUES

Il n'a pas été rencontré de nappe phréatique ni de venue d'eau à court terme dans les forages réalisés.

Les études à proximité du site n'ont pas mis en évidence la présence d'eau.

Cependant des circulations d'eau au sein des horizons les plus perméables sont à attendre compte tenu de la géomorphologie du site. L'intensité de ces venues d'eau sera fonction de la pluviométrie au droit du site.

Un piézomètre a été posé au sein du forage F2 à 15m de profondeur. Un niveau d'eau a été relevé à 11,8m de profondeur le 10/12/2015 soit environ 257,2m NGF. Ce niveau est lié vraisemblablement à des circulations d'eau.

Au droit du puit visité pour le repérage de galerie, un niveau d'eau était établi le 20/09/2016 à 32,30m de profondeur par rapport à l'arase supérieure du puit soit environ 31,5m par rapport au terrain actuel, confirmant que le niveau repéré à 11,8m de profondeur est davantage lié à des circulations et ne représente pas un niveau de nappe stabilisée.

La nappe phréatique est profonde dans le secteur et ses caractéristiques ne sont pas connues.

Compte tenu de la création pour certains ouvrages d'un niveau de sous-sol et au vu des observations effectuées au droit du puit visité, le projet ne sera pas intéressé par les variations de la nappe en phase chantier et en phase exploitation. Cependant, il pourra être concerné par des écoulements anarchiques en fonction de la perméabilité des terrains et de la pluviométrie, et préférentiellement à l'interface entre les limons argileux de couverture et les matériaux graveleux à matrice argilo-sableuse.

Nous avons réalisé deux essais de perméabilité sur le site, en amont et en aval, au droit des pelles S1 et S7. Au droit du sondage S1, les limons argileux ont présenté une perméabilité inférieure à 1.10^{-7} . Au droit du sondage S7, les galets à matrice limoneuse légèrement sablo-argileuse ont présenté une perméabilité de l'ordre de 5.10^{-7} .

Le contexte géomorphologique, les très faibles perméabilités des horizons présents sur site, associés à la présence potentielle de galerie, ne permet pas d'envisager l'infiltration des eaux sur le site. Un système de rétention sera à prévoir, avec un débit de fuite vers un réseau approprié, ceci sous réserve des autorisations des autorités compétentes.

Le dimensionnement de ces ouvrages a été confié par le maître d'ouvrage à SUEZ.



7. SISMICITE

La commune de LYON se trouve en zone de sismicité faible 2.

La catégorie d'importance des ouvrages prévus à construire ne nous a pas été communiquée. En cas de catégorie supérieure à II, une vérification des efforts sismiques devra être réalisée.

Dans tous les cas, il pourra être retenu, en première approche et sur la base de corrélation issues des recommandations de l'AFPS, les classes de sol présentées ci-dessous. Nous rappelons que seuls des essais sismiques type CROSS-HOLE ou DOWN-HOLE réalisés jusqu'à 30m de profondeur permettent de définir la $V_{s,30}$ et la classe de sol associée.

Bâtiments A1, A2, C1 et C2, B et E :

D'après l'Eurocode 8, les sols a priori de classe E : « *Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs V_s de classes C ou D et une épaisseur comprise entre 5m et 20m, reposant sur un matériau raide avec $V_s > 800\text{m/s}$ ».*

Le paramètre de sol S est alors de 1,8.

Bâtiments A3, A4 :

D'après l'Eurocode 8, les sols sont a priori de classe B : « *Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile surconsolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur* ».

Le paramètre de sol S est alors de 1,35.

Compte tenu de la granulométrie des matériaux et de l'absence de nappe, les sols du site ne sont pas liquéfiables.



8. SYSTEME DE FONDATIONS

8.1. Synthèse géotechnique

Les investigations réalisées, forages destructifs avec essais pressiométriques, pénétromètres et sondages à la pelle mécanique mettent en évidence deux contextes distincts au droit du site :

- en aval (côté Nord-Est / Est), on observe des épaisseurs importantes de matériaux fins de type limon argileux de faible compacité, recouvrant en profondeur un horizon graveleux-argileux à sableux plus compact. Ce contexte impacte les bâtiments A1, A2 localement au Nord du bâtiment, C1, C2.
- en amont du site (côté Sud), on observe un contexte où les matériaux graveleux à matrice argileuse à sableuse sont beaucoup plus proches de la surface du terrain actuel et présente une bonne compacité, avec localement des passages de faible compacité, dans des épaisseurs moins graveleuses. Ce contexte impacte les bâtiments A3 et A4.

Dans le contexte géotechnique du site, toutes les nouvelles fondations des ouvrages devront respecter une condition de fontis de 2m.

Les semelles filantes seront dimensionnées pour répondre à cette condition.

Pour les appuis ponctuels (pieux ou semelles isolées), des forages destructifs complémentaires 10m sous la base de chaque appui permettra de lever ce risque.

De plus, compte tenu de solutions profondes de type pieux, retenus pour les bâtiments A1, C1 et C2, il sera nécessaire de réaliser au droit de chaque bâtiment un forage pressiométrique complémentaire de 25m de profondeur afin de compléter le modèle géotechnique en profondeur.

8.2. Fondations

8.2.1. Bâtiment A1 (cf. Coupe géologique en annexe n°9)

Le projet possède un niveau bas calé à 260,94m NGF. Le terrassement mettra à jour majoritairement des limons argileux dont l'épaisseur sous la pleine masse augmentera vers l'aval, et localement en amont des galets argilo-sableux.

Compte tenu de l'épaisseur résiduelle de matériaux limoneux de faible compacité attendue sous la pleine masse, potentiellement présente jusqu'à 6,5m au-delà de la pleine masse, un système superficiel est difficilement envisageable, d'autant plus que la contrainte au toit des matériaux graveleux resterait moyenne (de l'ordre de 0,3 MPa à l'ELS).

Il conviendra de s'orienter vers une solution de pieux, ancrés dans les matériaux graveleux à matrice argilo-sableuse présents à proximité de la pleine masse en amont et jusqu'à une profondeur de l'ordre de 6,5m sous la pleine masse, en considérant le sondage PD1, où l'horizon graveleux-argileux à sableux apparaît à la cote d'environ 254,3m NGF.

Un prédimensionnement des pieux, basé sur le cas de charge le plus défavorable transmis par le BET STR est présenté ci-dessous.



Pour le prédimensionnement de cette solution nous avons retenu une technique de pieu type tarière creuse selon la norme NF P 94 262 : pieux de classe 2 et de catégorie 6. La synthèse géotechnique à retenir selon la méthode pressiométrique est la suivante pour des pieux forés à la tarière creuse :

Désignation de la couche	Base de la couche (m NGF)	p_i^* (MPa)	E_m (MPa)	α	k_{pmax}	$\gamma_{Rd1} \times \gamma_{Rd2}$	q_s (kPa)
Limon argileux	251,3	0,6	4,5	0,5	-	1,265	55
Graves à matrice argileuse	248,0	1,45	13	0,25	1,65	1,265	110
Graves sableuses maron	< 244,5	4,5	85	0,25	1,65	1,265	170

Au vu des informations transmises par le BET DPI et avec une charge maximale aux ELS de 2850kN, un pieu de diamètre 820mm est nécessaire. Les paramètres à retenir avec un béton C30/37 sont les suivants :

Ø pieu (cm)	$f_{c,k}^*$	C_{max}	k_1	k_2	k_3	$\sigma_{lim\ ELS}$ (MPa)	$N_{ELS\ max}$ (kN)	$\sigma_{lim\ ELU\ FOND}$ (MPa)	$N_{ELUFOND\ max}$ (kN)
82	30	30	1,35	1	1	6,7	3537	14,8	7814

*pour un béton de type C30/37

Remarque :

Compte tenu des données actuellement disponibles, un forage profond de 25m de profondeur devra être réalisé après démolition en aval du bâtiment A1, de manière à justifier la compacité élevée des terrains en place sous la base des pieux.

Les fondations devront être dimensionnées pour tenir compte de la condition de fontis de 2,0m de diamètre. Celle-ci pourra être levée par reconnaissance préalable de l'absence de vide sous fondation par forage destructif, descendu 10m sous la base des pieux.

La descente de charge du bâtiment est en cours d'élaboration. Le prédimensionnement des ouvrages sera réalisé ultérieurement et intégré au DCE.

Au vu des résultats de nos sondages, après décapage de la terre végétale, les matériaux limoneux de faibles caractéristiques seront rencontrés. L'arase de la plateforme terrassée sera faible et selon les conditions météorologiques pourra être vite dégradée.

Dans ces conditions, un cloutage de 0,35m d'épaisseur en matériaux 100-200mm devra être mis en œuvre. La granulométrie des matériaux devra être validée par l'entreprise de fondation et leur mise en place devra respecter une méthodologie précise pour garantir l'amélioration de l'arase.

Après intercalation d'un géotextile, une couche de forme en matériaux granulaires de 50cm d'épaisseur minimum, mis en œuvre par couches soigneusement compactées, devra être réalisée pour assurer la traficabilité de la machine de pieux. Cette plateforme de travail (PFT) devra faire l'objet de contrôle type LCPC et présenter un $E_{v2} > 40\text{MPa}$. Un écrémage sera réalisé avant réalisation du complexe drainant sous dallage.



8.2.2. Sous-sol entre bâtiments A1 et A2 (cf. Coupe en annexe n°9)

Avec un niveau bas calé à environ 260,94m NGF, le terrassement devrait mettre à jour des limons argileux et localement, plus en amont, des galets argilo-sableux.

Suite à notre rapport G2PRO.v2, il a été retenu une solution de semelles superficielles avec rattrapage béton et respectant la conditions de fontis.

Cette solution consiste à réaliser un système de fondations superficielles ancrées dans les graves argilo-sableuses avec rattrapages en gros béton pour obtenir un ancrage d'au moins 0,30m.

Pour un ancrage dans les matériaux graveleux, des rattrapages en gros béton seront nécessaires localement, avec une hauteur maximum estimée à environ 1,5m en aval de la zone d'après les sondages réalisés.

Dans ces conditions, on obtient à partir des résultats des essais pénétrométriques, et en utilisant les règles pour le calcul des fondations superficielles de l'Eurocode 7, une valeur ultime q_{net} de l'ordre de 0,9 MPa en s'ancrant dans les matériaux graveleux.

A titre indicatif, la contrainte admissible sur le sol de fondation au DTU 13.12 est de 0,3 MPa (ELS) en s'ancrant dans les matériaux graveleux avec des rattrapages en gros béton.

Suite aux documents communiqués, les descentes de charges aux ELS devraient être comprises entre 210 et 390kN/ml dans le respect de la contrainte précisée ci-dessus. Dans ces conditions, les tassements seront faibles ne devraient pas générer de tassements absolus et différentiels importants (de l'ordre de 10 à 15mm).

Remarque :

Un joint de dilatation sera nécessaire entre cette zone sans superstructure et les bâtiments A1 et A2.

Les fondations devront être dimensionnées pour tenir compte de la condition de fontis de 2,0m de diamètre.

Compte tenu des niveaux finis décalés, on vérifiera que la pente de la ligne passant par la base de fondations voisines décalées ne soit pas supérieure à 3h/2v (3 de base / 2 de hauteur).

Une vérification complète des tassements absolus et différentiels devra être réalisée en mission PRO/DCE une fois l'ensemble des descentes de charges réalisées.



8.2.3. **Bâtiment A2** (cf. Coupes en annexe n°9)

Avec un niveau bas calé à environ 263,59m NGF, le terrassement devrait mettre à jour majoritairement des galets argilo-sableux et très localement en aval de la zone des limons argileux.

Suite à notre rapport G2PRO.v2, il a été retenu une solution de semelles superficielles avec rattrapage béton respectant la conditions de fontis.

Cette solution consiste à réaliser un système de fondations superficielles ancrées d'au moins 0,30m dans l'horizon graveleux à matrice argileuse à sableuse.

En partie aval de l'ouvrage, des rattrapages en gros béton seront nécessaires pour satisfaire la condition d'ancrage.

Dans ces conditions, on obtient à partir des résultats des essais pressiométriques et pénétrométriques, et en utilisant les règles pour le calcul des fondations superficielles de l'Eurocode 7, une valeur ultime q_{net} de l'ordre de 0,9 MPa.

A titre indicatif, la contrainte admissible sur le sol de fondation au DTU 13.12 est de 0,3 MPa (ELS).

Suite aux documents communiqués, les descentes de charges aux ELS devraient être comprises entre 210 et 690kN/ml et de 3800kN/appui dans le respect de la contrainte précisée ci-dessus. Dans ces conditions, les tassements ne devraient pas générer de tassements absolus et différentiels importants (de l'ordre de 10mm).

Remarque :

La campagne au pénétromètre statique lourd prévue après démolition permettra d'étudier l'optimisation de cette contrainte.

Les fondations devront être dimensionnées pour tenir compte de la condition de fontis de 2,0m de diamètre.

Compte tenu des niveaux finis décalés, on vérifiera que la pente de la ligne passant par la base de fondations voisines décalées ne soit pas supérieure à 3h/2v (3 de base / 2 de hauteur).

Une vérification complète des tassements absolus et différentiels devra être réalisée en mission PRO/DCE une fois l'ensemble des descentes de charges réalisées.



8.2.4. Sous-sols entre bâtiments A2 et A3 (cf. Coupe en annexe n°9)

Au droit de cette transition, un sous-sol décalé en niveaux sans superstructure est envisagé entre les cotes 263,59m NGF et 269,73m NGF. Selon les plans de terrassement communiqués une plateforme intermédiaire calée à 266,0m NGF sera réalisée.

Tenant compte de cette altimétrie, le terrassement devrait mettre à jour les galets argilo-sableux compacts.

Suite à notre rapport G2PRO.v2, il a été retenu une solution de semelles superficielles avec rattrapage béton respectant la conditions de fontis.

Cette solution consiste à réaliser un système de fondations superficielles ancrées au niveau de la pleine masse dans les galets argilo-sableux présents en pleine masse.

Dans ces conditions, on obtient à partir des résultats des essais pressiométriques et pénétrométriques, et en utilisant les règles pour le calcul des fondations superficielles de l'Eurocode 7, une valeur ultime q_{net} de l'ordre de 1,8 MPa.

A titre indicatif, la contrainte admissible sur le sol de fondation au DTU 13.12 est de 0,6 MPa (ELS).

Suite aux documents communiqués, les descentes de charges aux ELS devraient être comprises entre 210 et 720kN/ml et de 3800kN/appui dans le respect de la contrainte précisée ci-dessus. Dans ces conditions, les tassements ne devraient pas générer de tassements absolus et différentiels importants (de l'ordre de 10mm).

Remarque :

Les fondations devront être dimensionnées pour tenir compte de la condition de fontis de 2,0m de diamètre.

Compte tenu des niveaux finis décalés, on vérifiera que la pente de la ligne passant par la base de fondations voisines décalées ne soit pas supérieure à 3/2 (3 de base / 2 de hauteur).

Une vérification complète des tassements absolus et différentiels devra être réalisée en mission PRO/DCE une fois l'ensemble des descentes de charges réalisées.



8.2.5. Bâtiments A3 et A4

Le niveau bas de ces ouvrage sera calé à 269,73m NGF. Les terrassements de la pleine masse mettront vraisemblablement à jour les galets à matrice argileuse à sableuse au niveau.

La solution la mieux adaptée consiste à réaliser un système de fondations superficielles ancrées d'au moins 0,30m dans l'horizon graveleux à matrice argileuse à sableuse présent au niveau de la pleine masse.

Dans ces conditions, on obtient à partir des résultats des essais pressiométriques et pénétrométriques, et en utilisant les règles pour le calcul des fondations superficielles de l'Eurocode 7, une valeur ultime q_{net} de l'ordre de 1,8 MPa.

A titre indicatif, la contrainte admissible sur le sol de fondation au DTU 13.12 est de 0,6 MPa (ELS).

Suite aux documents communiqués, les descentes de charges aux ELS devraient être comprises entre 300 et 780kN/ml et de 3800kN/appui dans le respect de la contrainte précisée ci-dessus. Dans ces conditions, les tassements ne devraient pas générer de tassements absolus et différentiels importants (de l'ordre de 10mm).

Remarque :

Les fondations devront être dimensionnées pour tenir compte de la condition de fontis de 2,0m de diamètre.

Compte tenu des niveaux finis décalés, on vérifiera que la pente de la ligne passant par la base de fondations voisines décalées ne soit pas supérieure à 3h/2v (3 de base / 2 de hauteur).

Une vérification complète des tassements absolus et différentiels devra être réalisée en mission PRO/DCE une fois l'ensemble des descentes de charges réalisées.



8.3. Lot B : réhabilitation des existants

Une réhabilitation du bâtiment B sur le plan d'implantation (annexe n°1) est prévue.

Seule la zone dite « Chapelle » nécessite la création de plancher complémentaire, et donc un apport de charge.

Nous avons reconnu l'ancrage des fondations existantes du bâti prévu conservés. Suite aux observations réalisées (sondage SA) et aux résultats des essais pénétrométriques (sondages D1 et D2) ayant déterminés les caractéristiques mécaniques des matériaux d'ancrage de ces fondations, il pourra être retenu les contraintes admissibles suivantes au sens de l'Eurocode 7 :

- une contrainte admissible de 0,07 MPa à l'ELS devra être respectée avec un ancrage dans un horizon naturel présent vers 1,7m/TN.

Ainsi, il est prévu de créer des appuis ponctuels pour reprendre les 2 nouveaux planchers.

La condition de fontis de 2,0m de diamètre sera levé par des forages destructifs 10m sous la base de chaque appui.

Compte tenu des niveaux finis décalés, on vérifiera que la pente de la ligne passant par la base de fondations voisines décalées ne soit pas supérieure à 3h/2v (3 de base / 2 de hauteur).

Une vérification complète des tassements absolus et différentiels devra être réalisée en mission PRO/DCE une fois l'ensemble des descentes de charges réalisées.



8.4. Lot C

8.4.1. Bâtiment C1

Avec un niveau bas calé à 256,74m NGF, les terrassements mettront à jour majoritairement des limons argileux dont l'épaisseur sous la pleine masse augmentera vers l'aval.

Compte tenu du fait que d'après les sondages PD17 et F7, on observe un horizon très peu compact jusqu'à une profondeur d'environ 5m à 6m par rapport au terrain actuel, soit une cote d'environ 253m NGF. Il conviendra de s'orienter vers une solution de pieux, ancrés dans les matériaux graveleux à matrice argilo-sableuse présents à la cote d'environ 251m NGF au droit de F7.

Un prédimensionnement des pieux, basé sur le cas de charges le plus défavorable transmis par le BET STR est présenté ci-dessous.

Pour le prédimensionnement de cette solution nous avons retenu une technique de pieu type tarière creuse selon la norme NF P 94 262 : pieux de classe 2 et de catégorie 6. La synthèse géotechnique à retenir selon la méthode pressiométrique est la suivante pour des pieux forés à la tarière creuse :

Désignation de la couche	Base de la couche (m NGF)	p_i^* (MPa)	E_m (MPa)	α	k_{pmax}	$\gamma_{rd1} \times \gamma_{rd2}$	q_s (kPa)
Limon argileux	251,2	0,3	2	0,5	-	1,265	35
Graves à matrice argileuse	247,5	2,1	13	0,25	1,65	1,265	130
Graves sableuses maron	< 244,5	4,5	55	0,25	1,65	1,265	170

Au vu des informations transmises par le BET DPI avec une charge maximale aux ELS de 2950kN, un pieu de diamètre 820mm est nécessaire. Les paramètres à retenir avec un béton C30/37 sont les suivants :

Ø pieu (cm)	$f_{c,k}^*$	C_{max}	k_1	k_2	k_3	$\sigma_{lim ELS}$ (MPa)	$N_{ELS max}$ (kN)	$\sigma_{lim ELU FOND}$ (MPa)	$N_{ELUFOND max}$ (kN)
82	30	30	1,35	1	1	6,7	3537	14,8	7814

*pour un béton de type C30/37

Remarque :

Compte tenu des données actuellement disponibles, un forage profond de 25m env. devra être réalisé de manière à justifier la compacité élevée des terrains en place sous la base des pieux.

Les fondations devront être dimensionnées pour tenir compte de la condition de fontis de 2,0m de diamètre. Celle-ci pourra autrement être levée par reconnaissance préalable de l'absence de vide sous fondation par forage destructif, descendu 10m sous la base des pieux.



La descente de charge du bâtiment est en cours d'élaboration. Le prédimensionnement des ouvrages sera réalisé ultérieurement et intégré au DCE.

Au vu des résultats de nos sondages, après décapage de la terre végétale, les matériaux limoneux de faibles caractéristiques seront rencontrés. L'arase de la plateforme terrassée sera faible et selon les conditions météorologiques pourra être vite dégradée. Dans ces conditions, un cloutage de 0,35m d'épaisseur en matériaux 100-200mm devra être mis en œuvre. La granulométrie des matériaux devra être validée par l'entreprise de fondation et leur mise en place devra respecter une méthodologie précise pour garantir l'amélioration de l'arase. Après intercalation d'un géotextile, une couche de forme en matériaux granulaires de 50cm d'épaisseur minimum, mis en œuvre par couches soigneusement compactées, devra être réalisée pour assurer la traficabilité de la machine de pieux. Cette plateforme de travail (PFT) devra faire l'objet de contrôle type LCPC et présenter un $E_{v2} > 40\text{MPa}$.

8.4.1. Bâtiment C2

Avec un niveau bas calé à 262,18m NGF, les terrassements mettront à jour majoritairement des limons argileux sous la pleine masse.

Compte tenu du fait que d'après le forage F7, on observe un horizon moyennement compact surmontant très peu compact jusqu'à une profondeur d'environ 10,5m par rapport au terrain actuel, soit une cote d'environ 252,2m NGF. Il conviendra de s'orienter vers une solution de pieux, ancrés dans les matériaux graveleux à matrice sableuse présents à la cote d'environ 252,2m NGF au droit de F6.

Un prédimensionnement des pieux, basé sur le cas de charges le plus défavorable transmis par le BET STR est présenté ci-dessous.

Pour le prédimensionnement de cette solution nous avons retenu une technique de pieu type tarière creuse selon la norme NF P 94 262 : pieux de classe 2 et de catégorie 6. La synthèse géotechnique à retenir selon la méthode pressiométrique de la norme NF P 94-262 est la suivante pour des pieux forés à la tarière creuse :

Désignation de la couche	Base de la couche (m NGF)	p_i^* (MPa)	E_m (MPa)	α	k_{pmax}	$\gamma_{rd1} \times \gamma_{rd2}$	q_s (kPa)
Limon argileux	255,7	1,1	10	0,5	-	1,265	60
Limon argileux	252,2	0,8	5	0,5	1,65	1,265	55
Graves sableuses mar- ron	< 249	2,4	17	0,25	1,65	1,265	140

Au vu des informations transmises par le BET DPI avec une charge maximale aux ELS de 2950kN, un pieu de diamètre 820mm est envisageable. Les paramètres à retenir avec un béton C30/37 sont les suivants :

Ø pieu (cm)	$f_{c,k}^*$	C_{max}	k_1	k_2	k_3	$\sigma_{lim\ ELS}$ (MPa)	$N_{ELS\ max}$ (kN)	$\sigma_{lim\ ELU\ FOND}$ (MPa)	$N_{ELUFOND\ max}$ (kN)
92	30	30	1,35	1	1	6,7	4455	14,8	9840

*pour un béton de type C30/37



Remarque :

Compte tenu des données actuellement disponibles, un forage profond de 25m env. devra être réalisé de manière à justifier la compacité élevée des terrains en place sous la base des pieux.

Les fondations devront être dimensionnées pour tenir compte de la condition de fontis de 2,0m de diamètre. Celle-ci pourra autrement être levée par reconnaissance préalable de l'absence de vide sous fondation par forage destructif, descendu 10m sous la base des pieux

La descente de charge du bâtiment est en cours d'élaboration. Le prédimensionnement des ouvrages sera réalisé ultérieurement et intégré au DCE.

Au vu des résultats de nos sondages, après décapage de la terre végétale, les matériaux limoneux de faibles caractéristiques seront rencontrés. L'arase de la plateforme terrassée sera faible et selon les conditions météorologiques pourra être vite dégradée. Dans ces conditions, un cloutage de 0,35m d'épaisseur en matériaux 100-200mm devra être mis en œuvre. La granulométrie des matériaux devra être validée par l'entreprise de fondation et leur mise en place devra respecter une méthodologie précise pour garantir l'amélioration de l'arase. Après intercalation d'un géotextile, une couche de forme en matériaux granulaires de 50cm d'épaisseur minimum, mis en œuvre par couches soigneusement compactées, devra être réalisée pour assurer la traficabilité de la machine de pieux. Cette plateforme de travail (PFT) devra faire l'objet de contrôle type LCPC et présenter un $E_{v2} > 40\text{MPa}$.

8.5. Lot D : réhabilitation des existants

Une réhabilitation de trois bâtiments conservés numérotés 1, 2 et 3 sur le plan d'implantation (annexe n°1) est prévue.

Nous avons reconnu l'ancrage des fondations existantes des bâtis prévus conservés. Suite aux observations réalisées et aux résultats des essais ayant déterminés les caractéristiques mécaniques des matériaux d'ancrage de ces fondations, il pourra être retenu les contraintes admissibles suivantes au sens de l'Eurocode 7 :

- Au droit des bâtiments D1 et D2, une contrainte admissible de 0,2 MPa à l'ELS devra être respectée,
- Au droit du bâtiment D3, une contrainte admissible de 0,1 MPa à l'ELS devra être respectée.

Selon les documents transmis par le BET DPI, les charges des dalles ne pouvant être reprises par la structure existante (surcharge supérieure à 1,05 fois la charge existante) seront reprises par des appuis ponctuels fondés sur semelles isolées et indépendantes.

Selon les documents communiqués, les descentes de charges aux ELS seront comprises entre 150kN et 520kN/appui dans le respect des contraintes précisées ci-dessus. Dans ces conditions, les charges de ces appuis devraient générer des tassements absolus de l'ordre de 15 à 20mm.



La condition de fontis de 2,0m de diamètre sera levé par des forages destructifs 10m sous la base de chaque appui.

Compte tenu des niveaux finis décalés, on vérifiera que la pente de la ligne passant par la base de fondations voisines décalées ne soit pas supérieure à 3h/2v (3 de base / 2 de hauteur).

Une vérification complète des tassements absolus et différentiels devra être réalisée en mission PRO/DCE une fois l'ensemble des descentes de charges réalisées.

8.6. Lot E : extension d'une maison individuelle

A proximité des bâtiments D, au cœur du tènement, la construction d'une maison individuelle est envisagée.

Aucun élément ne nous a été communiqué concernant cet ouvrage, cependant sur la base de nos sondages et notre forage F9, il pourra être retenu une solution de fondations superficielles.

Compte tenu de la nature des matériaux mis en évidence en sondages, un ancrage de 1,2m minimum par rapport au niveau du terrain naturel actuel devra être envisagé. Des rattrapages en gros béton seront donc nécessaire pour satisfaire cette condition.

Dans ce cas, on obtient à partir des résultats des essais pressiométriques et pénétrométriques, et en utilisant les règles pour le calcul des fondations superficielles de l'Eurocode 7, une valeur ultime q_{net} de l'ordre de 0,3 MPa.

A titre indicatif, la contrainte admissible sur le sol de fondation au DTU 13.12 est de 0,1 MPa (ELS).

Les fondations filantes sont prévues dimensionnées pour tenir compte de la condition de fontis de 2,0m de diamètre.

Une vérification complète des tassements absolus et différentiels devra être réalisée en mission PRO/DCE une fois l'ensemble des descentes de charges réalisées.



8.7. Local technique

Ce lot n'est pas défini précisément, toutefois selon les documents communiqués ce local ne présentera pas de niveau enterré.

La solution la mieux adaptée consiste, après purge des horizons superficiels remaniés et/ou remblayés, à réaliser un système de fondations superficielles par radier général. Il devra reposer sur une couche de forme graveleuse insensible à l'eau dont l'épaisseur sera adaptée aux purges préalablement effectuées.

Ce radier est prévu dimensionné pour tenir compte de la condition de fontis de 2,0m de diamètre.

La raideur de prédimensionnement à retenir pour le radier sera déterminée au stade G2PRO après démolition, par le biais d'essais au pénétromètre statique lourd et une fois la descente de charges connue.



8.8. Niveaux bas

Dans le cas de solution de fondation par radier général, le radier constituera le niveau bas.

Compte tenu de la sensibilité à l'eau des matériaux qui composeront les pleines masses, la réalisation d'une forme graveleuse insensible à l'eau se fera à l'avancement des terrassements. Les matériaux remaniés par les travaux ou les intempéries seront purgés et remplacés par une surépaisseur de matériaux sablo-graveleux soigneusement compactés.

Au droit des bâtiments A1, C1 et C2, une dalle portée sera à prévoir.

Il sera également prévu de porter les dalles au droit des zones de transition prévues entre les bâtiments du lot A et au droit du lot E.

Au droit des autres bâtiments, le dallage pourra être traditionnel en béton armé réalisé sur une couche de forme constituée de matériaux graveleux naturels drainants de type D3 soigneusement compactés. Les matériaux seront mis en place après purge complète des remblais éventuels, qui seront remplacés par des matériaux sablo-graveleux soigneusement compactés.

L'épaisseur de couche de forme sera de 30cm avec intercalation d'un géotextile anticon-taminant entre la couche de forme et la pleine masse pour les zones suivantes, où on observera des matériaux fins en pleine masse. Cette couche de forme permettra également d'assurer la continuité hydraulique conformément aux recommandations de notre paragraphe « drainage ».

Au droit du bâtiment A2 localement en aval où subsisteront des limons en pleine masse sur une surépaisseur du matelas graveleux d'environ 1 à 1,5m sera nécessaire.

Ailleurs, on considérera à ce stade la mise en œuvre d'une couche de forme de 40cm minimum en phase chantier, de manière à assurer notamment une bonne traficabilité en phase chantier de machines lourdes, compte tenu du caractère argileux de la matrice des matériaux qui seront présents en pleine masse. Celle-ci sera systématiquement purgée et complétée jusqu'à 30cm d'épaisseur au minimum, de manière à satisfaire les critères de drainage requis en sous-face des niveaux bas, présentés dans la suite de ce rapport.

Compte tenu de la sensibilité à l'eau des matériaux composant les pleines masses, la mise en place du matelas sablo-graveleux se fera à l'avancement des terrassements pour ne pas déstructurer celle-ci.

Concernant la réception des plateformes, il sera nécessaire de réaliser des essais de chargement à la plaque. Trois essais minimum de type LCPC par bâtiment seront nécessaires. Les critères de réception seront les suivants :

$$E_{v2} > 50 \text{ MPa et } E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2.$$



Dans le cadre du nouveau DTU 13.3 pour la réalisation des dallages, on retiendra la coupe géologique suivante :

Bâtiments A2 à l'amont / A3 et A4 :

Matériau	Toit de la couche/terrain actuel	Base de la couche/terrain actuel	Module pressiométriques Em (MPa)	Coefficient rhéologique α	Module d'Young estimé
Galets argilo-sableux	Pleine masse	> -15m	> 25 MPa	0,25	> 66 MPa

Si des matériaux étaient remaniés par les travaux ou les intempéries, il sera nécessaire de les purger et de les remplacer par une surépaisseur de matériaux sablo-graveleux qui seront soigneusement compactés.

Si des talutages sont réalisés entre décalage de niveau, les niveaux bas seront prévus portés au droit des cônes de talus.



9. TRAVAUX DE TERRASSEMENT ET DE DRAINAGE

9.1. Terrassement

Avec des sous-sols en décalés en niveau afin de suivre la pente du site, les terrassements seront de l'ordre :

- de 2m à 6m de hauteur au droit des bâtiments C1 et C2,
- de 2,5m à 10,0m de hauteur au droit des ouvrages du lot A (bâtiments A1 à A4). En val (côté Nord-Est) des ouvrages A1 et A4, les terrassements seront partiellement nulles à très faibles.

Il convient de prendre en compte la proximité des espaces boisés et l'espace disponible entre eux et le projet dans la conception du terrassement.

Il sera possible de réaliser des talus dont la pente sera réglée au maximum à 1h/1v dans les matériaux naturels et jusqu'à 3m de hauteur maximum. Au-delà de cette hauteur et dans les matériaux de remblai, il convient de retenir, en première approche, des ouvrages de soutènements. Toutefois des terrassements par talutage au-delà de cette hauteur pourront être envisagés avec une pente maximale de 3h/2v sous réserve d'un plan précis de terrassement permettant de visualiser les interactions avec d'autres ouvrages et d'effectuer une étude de stabilité.

Un plan de terrassement a été établi pour chaque lot (lots A et C). Nous reportons également les informations connues à ce stade concernant les aménagements définitifs, en plan et en coupe, associé aux dispositifs préconisés en drainage des parties enterrées.

Une première approche de prédimensionnement des ouvrages de soutènement a été réalisée dans le paragraphe 10 pour les cas les plus défavorables en termes de géométrie et de sollicitations (paroi définitives demandées par le BE structure, hauteur maximale, espace disponible pour clouer minimale, etc...), par zone et par type de géologie. On retrouvera le résultat de ces prédimensionnements sur des coupes en annexe.

Remarque : l'objectif du prédimensionnement présenté est de répondre aux critères défavorables pouvant modifier de manière significative la géométrie, voire la technicité de soutènement à appliquer, mais également de fixer les paramètres de sol à retenir et intégrer les aléas liés au aménagement définitifs connus. Le nombre de coupes de soutènement pourra être augmenté en phase EXE de manière à optimiser le dimensionnement par rapport à l'évolution de la topographie du terrain et au caractère seulement provisoire des parois dimensionnées dans ce rapport en intégrant le caractère définitif.

Une attention sera portée sur le changement géologique majeur existant au droit du site, représenté par un trait noir en annexe, entre zone majoritairement graveleuse et zone majoritairement limoneuse. Ce repérage reste schématisé et l'interprétation à ce stade des coupes géologiques retenues pour les prédimensionnements d'ouvrages sera à revoir si nécessaire. **Cela impliquera l'adaptation si nécessaire du dimensionnement des ouvrages en cours d'exécution, selon les observations faites dans le cadre de la mission d'exécution G3 de l'entreprise ou de la mission de suivi des travaux G4 du géotechnicien.**



- **Lot A : Bâtiments A1 / A2 / A3 / A4**

Hormis à l'angle Nord-Est, en aval du bâtiment A1 où les terrassements seront relativement faibles, l'espace disponible et la proximité des espaces boisés classés donnera lieu à la mise en place d'ouvrages de soutènement de type paroi berlinoise clouée provisoire, par exemple.

Il sera possible d'envisager un talutage provisoire en tête d'ouvrage de pente maximale 1h/1v dans les terrains naturels et de hauteur maximale 3m.

Les décalages de niveau de sous-sol seront traités par talutage avec une pente de 1h/1v.

On se reportera au plan de terrassement en annexe n°10, pour les différentes coupes de soutènement développées (coupes n° 1 à 5). Des précisions sur la géométrie et la géologie des coupes sont données dans la suite de ce rapport au chapitre 10 « Prédimensionnement des ouvrages de soutènement ».

- **Bâtiment B :**

Sans objet.

- **Bâtiments C1 et C2 :**

Compte tenu de la présence d'espaces boisés à proximité de ces bâtiments, prévus conservés et des hauteurs de terrassement de l'ordre de 3,5 à 6,0m par rapport au terrain actuel, la mise en place d'ouvrages de soutènement de type paroi berlinoise clouée provisoire par exemple sera nécessaire. Malgré tout, au vu de l'implantation de ces ouvrages et des variations brutales de la topographie, il pourra être envisagé en partie aval de ces ouvrages des talus de terrassement dressés en 1h/1v. En effet, en aval de ceux-ci les terrassements en déblai devraient compris entre 1,8m et 2,5m de hauteur.

On se reportera au plan de terrassement en annexes n° 14, pour les différentes coupes de soutènement développées. Des précisions sur la géométrie et la géologie des coupes sont données dans la suite de ce rapport au chapitre « Prédimensionnement des ouvrages de soutènement ».

A noter la conservation de murs existants à l'Est des ouvrages et d'un mur de soutènement en pisé (repérés en annexe n°21). Il conviendra d'éviter toute infiltration d'eau à proximité de ces murs existants et de veiller à ne pas modifier la morphologie des terrains autour pour conserver leur état d stabilité. Vis-à-vis du mur en pisé situé au Sud, un clouage définitif de ce dernier a été réalisé pour assurer sa stabilité compte tenu de la modification de contraintes apportées en partie amont.



Remarques générales :

Des essais de conformité seront obligatoires au démarrage des travaux, de manière à vérifier les valeurs de frottement dans les terrains à retenir, à raison de 1 au minimum par horizon et par coupe type. Seront associés des essais de contrôles des clous pour en vérifier les résistances en place, à définir par le géotechnicien en fonction des normes en vigueur, des surfaces EXE de soutènement et des ouvrages définitifs en EXE.

Il sera prévu un préforage des fers de paroi berlinoise systématiquement au droit des parois d'une hauteur supérieure à 5m et au droit des zones majoritairement graveleuses. Des blocs de taille importante sont souvent rencontrés dans les horizons villafranchiens présents au droit du site.

Au préalable du chantier de blindage, des essais de battage pourront être prévus pour optimiser la mise en place des fers si possible.

Il n'a pas été retenu de poussée hydraulique dans les prédimensionnement réalisés. Des réservations seront disposées dans les prédalles ou bien sous forme de buses dans le béton projeté, pour permettre la continuité hydraulique.

Les remblais de talus provisoire devront être réalisés avec une méthodologie adaptée, à partir de matériaux gravo-sableuse perméable permettant d'assurer la continuité hydraulique autour et sous les projets. Un compactage convenable des matériaux et un contrôle de la qualité du compactage par pénétrodensitographe sera réalisé au droit des futures voiries ou des aménagements définitifs ayant des critères de réception spécifiques.

Les murs définitifs des bâtiments assurant des soutènements seront dimensionnés par un ingénieur structure en considérant un coefficient $K_0 = 1 - \sin \varphi$, φ étant l'angle de frottement retenu des terrains soutenus.

Il appartient au Maître d'Ouvrage de se prémunir contre les servitudes de tréfonds, et notamment concernant la faisabilité des clous vis-à-vis des réseaux et mitoyens, en fonction de la durée de service des ouvrages de soutènements.

Le calepinage des clous des différentes parois de soutènement devra être vérifié en fonction des différents réseaux présents sur site et destinés à être conservés, afin de ne pas les endommager. Le dimensionnement réalisé par l'entreprise devra tenir compte de tous les éléments susceptibles d'interférer sur l'ouvrage de soutènement et sur les clous.

Une étude spécifique concernant la réalisation de paroi berlinoise et/ou paroi clouée avec mise en place de clous nécessite une étude d'impact dans la ZIG (zone d'influence géotechnique) du projet : mitoyens, réseaux, autorisations... Nous rappelons que l'exécution de paroi berlinoise par vibrofonçage génère des vibrations. Compte tenu de la proximité de certains ouvrages existants conservés, il sera nécessaire de faire réaliser une étude structurale des existants par un BET Structure spécialisé, afin qu'il définisse les charges à prendre en compte dans les calculs, les valeurs seuils de déplacements admissibles, la classe de vulnérabilité de ces ouvrages....



Les travaux de soutènement provisoire et définitif seront impérativement dimensionnés par un bureau spécialisé pour le compte de l'entreprise dans le cadre d'une mission G3 fournissant la méthodologie ainsi que la note de calculs. L'entreprise tiendra compte des compacités localement élevées des matériaux du site.

Le suivi géotechnique d'exécution (mission G4) est fortement recommandé pour les travaux envisagés. Ce suivi permettrait de valider l'étude de l'entreprise, l'exécution des ouvrages de soutènements, ainsi que l'ancrage des fondations dans les matériaux préconisés et sains.

La présente étude n'a pas pour objectif de déterminer la qualité des matériaux du site dans le cadre de réemploi en remblai, couche de forme... L'analyse du réemploi des matériaux du site doit faire l'objet d'une étude spécifique associant des prélèvements de matériaux sur site et d'analyses en laboratoire.

9.2. Drainage

➤ Phase chantier

Le plan de principe à appliquer est présenté en annexe n°22 et 23.

Les terrassements sont susceptibles d'être intéressés par des venues d'eau d'infiltration et de circulations anarchiques.

Des cunettes en pied de talus de terrassement et/ou d'ouvrages de soutènement seront mises en place pour récupérer les eaux de ruissellements ou provenant du terrain. Les eaux captées seront évacuées de la pleine masse vers un exutoire par pompage ou gravitaire-ment.

Compte tenu de la sensibilité à la variation de teneur en eau des matériaux comportant une fraction plus ou moins importante limoneuse, les talus seront protégés par un polyane soigneusement entretenu. Les eaux de ruissellement seront recueillies en pied dans un réseau de cunettes et évacuées de la fouille.

Au droit des pleines masses, des formes de pente seront réalisés pour évacuer les eaux météoriques en périphérie de plateforme, en raccord avec les cunettes. Il est important, compte tenu de la nature des matériaux et de leur sensibilité à l'eau de conserver les plateformes en bon état et ainsi éviter toute dégradation.



L'entreprise de terrassement tiendra compte des éventuels besoins de matériaux permettant de traiter les venues d'eau.

Un système provisoire de relevage sera à envisager dans les zones où un exutoire ne serait pas accessible gravitairement.

Les eaux seront orientées provisoirement vers un réseau prévu à cet effet. Un exutoire sera donc à prévoir avant le début des travaux. Il semble que celui-ci se trouvera en aval du site au Nord/Nord-Est. Il conviendra de s'assurer de l'obtention des autorisations nécessaires au rejet temporaire en phase chantier.

➤ Phase définitive

Le projet ne sera pas intéressé par les variations de la nappe située à forte profondeur.

Néanmoins, des circulations d'eau à l'interface entre les divers horizons ou dans les horizons les plus perméables sont prévisibles. Il est nécessaire de mettre en place des dispositifs au sein du sous-sol permettant de récupérer les éventuelles eaux d'infiltration (cunettes, formes de pente, regards, ...), de manière à la diriger vers un réseau prévu à cet effet.

De plus, il sera nécessaire de respecter la continuité hydraulique autour du projet, en réalisant un drainage périphérique des parties verticales des sous-sols interceptant en premier lieu la pente, soit les faces enterrées orientées du Nord-Ouest vers le Sud-est en passant par le Sud, associé à un drainage horizontal permettant la continuité des écoulements en sous-face de dallage. La mise en œuvre de matériaux graveleux perméables de type D3 en remblaiement des cônes de talus connectés, associé à un système de drains en pied de terrassement, reliés à un exutoire prévu à cet effet est nécessaire. Pour les faces où des ouvrages de soutènement provisoire sont réalisés il sera nécessaire de mettre en place un système drainant (par géotextile par exemple sur au moins 50 % de la surface à protéger) entre les murs et les parois reliés en pieds aux drains périphériques. En sous face de dallage ou prévoira des épis drainants en surprofondeur de la couche de forme (drains avec cunette en fond, emballés dans un chaussette drainante), qui sera elle-même composée de matériaux drainants (type D3) sur une épaisseur minimale de 30cm.

Au droit des décalages de sous-sol, comme pour les bâtiments du lot A, on assurera une continuité du système de drainage par mise en place en redans du matelas drainant entre les différents niveaux de sous-sol.

Concernant le point de rejet des eaux de drainage en phase définitive, une étude pour la rétention et le rejet des eaux pluviales a été confiée à un bureau spécialisé qui établira le dimensionnement des ouvrages et intégrera un point de rejet adapté. Cette étude doit nous être transmise ultérieurement. Les éventuelles eaux de drainage récupérées devront être gérées par ces ouvrages, car l'infiltration sera proscrite.

Le rejet au réseau de ces eaux peut être soumis à taxe de rejet, il conviendra de se rapprocher des services de la ville appropriés.



10. PREDIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

10.1. Hypothèses et caractéristiques de sol

Pour connaître les caractéristiques mécaniques retenues, il conviendra de se reporter à ce chapitre. Celles-ci sont également fournies sur les coupes schématiques de principe des soutènements prédimensionnés.

Les hypothèses de calcul et le schéma de principe sont fournis sur les coupes de calcul présentées en annexe.

Les modèles géotechniques pour les calculs sont précisés ci-dessous :

Lot A :

	C (kPa)	Φ (°)	γ kN.m ³	qs clou (kPa)	E _M (MPa)	α	Expansion coulis
Limon	5	25	18	Négligée à 75	5 à 10	0,5	1,2
Graves limo- neuses à argi- leuses	0	35	20	110	10	0,25	1,2
Graves limono- sableuses	0	35	20	250	25	0,25	1,2

Lot C :

	C (kPa)	Φ (°)	γ kN.m ³	qs clou (kPa)	E _M (MPa)	α	Expansion coulis
Limon	5	25	18	75 à 90	2 à 10	0,5	1,2



Mur existant à renforcer :

	C (kPa)	Φ (°)	γ kN.m ³	$q_{s\text{ clou}}$ (kPa)	E_M (MPa)	α	Expansion coulis
Limon	5	25	18	négligé	5	0,5	1,2
Graves limono-sableuses	0	35	20	250	25	0,25	1,2

Le nombre de coupe est non exhaustif et pourra être optimisé en fonction de la topographie du site.

Le nombre de coupe retenue a pour objectif de définir les systèmes de soutènement au regard des géométries les plus complexes et de fixer la coupe géologique à retenir par zone pour l'ensemble du projet.

10.2. Lot A

Le plan de terrassement est l'annexe n°10.

Sur ce lot, l'espace pour taluter est fortement limité par la présence d'espaces boisés classés.

10.2.1. Bâtiment A3/A4 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT1 - annexe n°11

- ❖ Cette paroi a pour objet le soutènement des terres en amont des bâtiments A3 et A4. La paroi est calculée avec des déplacements limités à 40mm compte tenu de l'absence d'ouvrage sensible en tête. **Profil topographique et schémas de calcul**

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 273,7m NGF et un niveau de fond de forme terrassée à 269,9m NGF.

Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 0,7m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des fondations.

Une surcharge de 10 kPa est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du trafic de chantier.

❖ Hypothèses sur les profilés et inclusions

Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEA 240 d'une longueur de 6,5m espacés tous les 2m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche et arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie ré-



elle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de clous considéré présente une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 230,4kN (type Ischebeck T30/11). Le diamètre de scellement est de 108mm soit un taillant de 90mm en considérant un coefficient d'expansion de 1,2.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT1 - Paroi berlinoise.

L'inclinaison réelle des clous devra être adaptée en fonction des éventuels réseaux situés à l'arrière de l'ouvrage.

❖ **Phasage des travaux – Principaux résultats.**

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT1 - Paroi berlinoise. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal de la paroi : 7mm en provisoire
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 76,7kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 133,4kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :

- Moment résistant des profilés HEA 240 à l'ELU hors corrosion: 204,8kN.m
- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion: 230,45kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 165,2kN

10.2.2. Bâtiment A3 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT2 - annexe n°12

Cette paroi a pour objet le soutènement des terres du bâtiment A3 (zone aval). La paroi est calculée avec des déplacements limités à 30mm compte tenu de l'absence d'ouvrage sensible en tête.

❖ **Profil topographique et schémas de calcul**

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 273m NGF et un niveau de forme terrassée à 266,0m NGF.

Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 0,7m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des fondations.

Une surcharge de 10 kPa est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du trafic de chantier puis du poids de l'aménagement extérieur définitif éventuel.

❖ **Hypothèse sur les inclusions**



Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEA 240 d'une longueur de 9m espacés tous les 2,0m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche, arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie réelle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de clous considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 388,8kN (type Ischebeck T40/20). Le diamètre de scellement est de 108mm à 132mm soit un taillant de 90mm et 110mm, en considérant un coefficient d'expansion de 1,2. Tous les clous sont inclinés de 25 degrés pour optimiser la longueur frottant, dans l'emprise du terrain du projet.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT2 Paroi berlinoise.

❖ Phasage des travaux – Principaux résultats.

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT2 - Paroi berlinoise. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 10,8mm en provisoire
- Déplacement maximal de la paroi : 12,3mm
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 92,6kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 129,4 / 248,4kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :

- Moment résistant des profilés HEA 240 à l'ELU hors corrosion: 204,8kN.m
- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion : 388,8kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 165,2 / 269,3kN

10.2.3. Bâtiment A2/A3 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT3bis - annexe n°13

Cette paroi a pour objet le soutènement des terres au droit de la transition sans superstructure entre les bâtiments A2 et A3. La paroi est calculée avec des déplacements limités à 30mm compte tenu de l'absence d'ouvrage sensible en tête.

❖ Profil topographique et schémas de calcul

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 273m NGF et un niveau de fond de forme à 266m NGF, selon le niveau de plateforme intermédiaire retenu e par le BE DPI.

Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 0,7m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des fondations.



Une surcharge de 10 kPa est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du trafic de chantier.

❖ Hypothèses sur les profilés et inclusions

Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEA 260 d'une longueur de 12,5m espacés tous les 2m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche, arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie réelle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de clous considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 230,4kN à 388,8kN (type Ischebeck T30/11 à T40/20). Le diamètre de scellement est de 108mm à 132mm soit un taillant de 90mm à 110mm en considérant un coefficient d'expansion de 1,2.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT3bis Paroi berlinoise.

❖ Phasage des travaux – Principaux résultats.

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT3bis - Paroi berlinoise.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 10,7mm
- Déplacement maximal de la paroi : 15,1mm
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 99,0kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 109,4 / 143,7 / 220,6 / 257,4kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :

- Moment résistant des profilés HEA 260 à l'ELU hors corrosion : 252,9kN.m
- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion : 230,4 / 388,8kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 118,5 / 186,8 / 269,3 / 269,3kN

10.2.4. Bâtiment A2 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT3 - annexe n°14

Cette paroi a pour objet le soutènement des terres en amont du bâtiment A2. La paroi est calculée avec des déplacements limités à 30mm compte tenu de l'absence d'ouvrage sensible en tête.

❖ Profil topographique et schémas de calcul

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 270,3m NGF et un niveau de forme terrassée à 263,0m NGF.



Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 0,7m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des fondations.

Une surcharge de 10 kPa est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du trafic de chantier.

❖ Hypothèse sur les inclusions

Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEA 240 d'une longueur de 10m espacés tous les 2m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche et arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie réelle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de clous considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 230,4kN (type Ischebeck T30/11). Le diamètre de scellement est de 108mm soit un taillant de 90mm en considérant un coefficient d'expansion de 1,2.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT3 - Paroi berlinoise.

❖ Phasage des travaux – Principaux résultats.

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT3 - Paroi berlinoise. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 12,8mm
- Déplacement maximal de la paroi : 16mm
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 95,4kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 156 / 267,2kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :

- Moment résistant des profilés HEA 240 à l'ELU hors corrosion : 204,8kN.m
- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion : 230,4kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 165,2 / 267,2kN

10.2.5. Bâtiment A1/A2 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT4 - annexe n°15

Cette paroi a pour objet le soutènement des terres en amont du bâtiment A1 et de la transition enterrées sans superstructure entre A1 et A2. La paroi est calculée avec des déplacements limités à environ 30mm compte tenu de l'absence d'ouvrage sensible en tête.

❖ Profil topographique et schémas de calcul



Nous avons considéré un niveau altimétrique moyen du terrain initial à 269,5 NGF (cas le plus défavorable, toute hauteur) et un niveau de fouille de fondation superficielle par semelle à 260,4m NGF.

Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 0,5m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des fondations.

Une surcharge de 10 kPa est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du trafic de chantier.

❖ Hypothèse sur les inclusions

Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEA 240 d'une longueur de 7m espacés tous les 2m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche, arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie réelle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de tirant considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 230,4kN (type Ischebeck T30/11). Le diamètre de scellement est de 108mm et 132mm soit un taillant de 90mm et 110mm, en considérant un coefficient d'expansion de 1,2.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT4 Paroi berlinoise provisoire.

❖ Phasage des travaux – Principaux résultats.

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT4 - Paroi berlinoise. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 5mm
- Déplacement maximal de la paroi : 7,8mm
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 59,8kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 66,6 / 103,0kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :

- Moment résistant des profilés HEA 240 à l'ELU hors corrosion : 204,8kN.m
- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion : 230,4kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 80,8 / 119,3kN



10.2.6. Bâtiment A1 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT5 - annexe n°16

Cette paroi a pour objet le soutènement des terres autour du bâtiment A1. La paroi est calculée avec des déplacements limités à 30mm compte tenu de l'absence d'ouvrage sensible en tête.

En partie aval de cet ouvrage (côté Nord-Est), aucun soutènement n'est prévu au vu de la topographie du site.

❖ Profil topographique et schémas de calcul

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 265m NGF et un niveau de fouille de forme terrassée à 259,9m NGF.

Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 1,0m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des têtes de pieux.

Une surcharge de 10 kPa est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du trafic de chantier.

❖ Hypothèse sur les inclusions

Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEA 240 d'une longueur de 8,5m espacés tous les 2m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche, arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie réelle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de clous considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 230,4kN (type Ischebeck T30/11). Le diamètre de scellement est de 132mm soit un taillant de 110mm en considérant un coefficient d'expansion de 1,2.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT5 Paroi berlinoise.

❖ Phasage des travaux – Principaux résultats.

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT5 - Paroi berlinoise. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 6,5mm
- Déplacement maximal de la paroi : 10,9mm
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 74,7kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 79,1 / 146,7kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :

- Moment résistant des profilés HEA 240 à l'ELU hors corrosion : 204,8 kN.m



- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion : 230,4kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 95,5 / 167,1kN

10.3. Lot C

Le plan de terrassement est l'annexe n°10.

Sur ce lot, il est envisageable en aval des bâtiment C1 et C2 de réaliser des talus dont la pente sera dressée au maximum à 1h/1v dans les matériaux naturels et jusqu'à 3m de hauteur.

A proximité des murs de soutènement existants et conservés, correspondant à la transition entre le terrassement par talus et les ouvrages de soutènement, toutes les dispositions seront prises pouvant éviter tout terrassement en déblai pouvant impacter la stabilité des fondations de ces ouvrages. Il pourra être réalisé un prolongement des parois de soutènements (CT6 et CT7) afin de permettre la réalisation des joues de talus.

10.3.1. Bâtiment C1 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT6 - annexe n°17

Cette paroi a pour objet le soutènement des terres en amont du bâtiment C1. La paroi est calculée avec des déplacements limités à 30mm compte tenu de l'absence d'ouvrage sensible immédiatement en tête.

❖ Profil topographique et schémas de calcul

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 260,5m NGF et un niveau de fouille de forme terrassée à 255,75 NGF.

Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 1,0m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des têtes de pieux.

Une surcharge de 10 kPa est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du trafic de chantier.

❖ Hypothèse sur les inclusions

Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEA 240 d'une longueur de 8,5m espacés tous les 2m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche, arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie réelle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de clous considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 230,4kN (type Ischebeck T30/11). Le diamètre de scellement est de 132mm soit un taillant de 110mm en considérant un coefficient d'expansion de 1,2.



Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT6 Paroi berlinoise.

❖ Phasage des travaux – Principaux résultats.

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT6 - Paroi berlinoise. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 17,6mm
- Déplacement maximal de la paroi : 21,4mm
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 126,8kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 179,8kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :

- Moment résistant des profilés HEA 240 à l'ELU hors corrosion : 204,8kN.m
- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion : 230,4kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 190,9kN

10.3.2. Bâtiment C1 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT6bis - annexe n°18

Cette paroi a pour objet le soutènement des terres de la rampe d'accès au bâtiment C1 et située à proximité du bâtiment conservé D1. La paroi est calculée avec des déplacements limités à 15mm compte tenu de la présence d'ouvrage existant à proximité immédiate de l'ouvrage de soutènement.

Une étude structurel de l'existant réalisée par un BET spécialisée devra être réalisée pour définir les surcharges en tête à retenir, les valeurs admissibles de déplacements.

Avant le démarrage des travaux des cibles seront mises en place sur l'existant en pied et tête de voiles. Un point « 0 » sera réalisé avant le démarrage des travaux afin de constituer une valeur repère. Les déplacements de ces cibles seront effectués en x,y et z avec une fréquence de 2 mesures hebdomadaires et une précision de +/-1.5mm.

❖ Profil topographique et schémas de calcul

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 260,5m NGF et un niveau de fouille de forme terrassée à 255,75 NGF.

Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 1,0m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des têtes de pieux.

Une surcharge de 200kPa pour les fondations et 5kPa pour le dallage est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du bâtiment D1 (à confirmer par l'étude structurel).

❖ Hypothèse sur les inclusions



Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEB 260 d'une longueur de 8,5m espacés tous les 2m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche, arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie réelle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de clous considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 230,4kN (type Ischebeck T30/11). Le diamètre de scellement est de 156mm soit un taillant de 132mm en considérant un coefficient d'expansion de 1,2.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT6bis Paroi berlinoise.

❖ **Phasage des travaux – Principaux résultats.**

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT6bis - Paroi berlinoise.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 12,4mm
- Déplacement maximal de la paroi : 18,8mm
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 146,9kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 154,0 / 133,0kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :

- Moment résistant des profilés HEB 260 à l'ELU hors corrosion : 352,8kN.m
- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion : 230,4kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 167,1 / 143,2kN

10.3.3. Bâtiment C2 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT7 - annexe n°19

Cette paroi a pour objet le soutènement des terres en amont du bâtiment C2. La paroi est calculée avec des déplacements limités à 30mm compte tenu de l'absence d'ouvrage sensible immédiatement en tête.

❖ **Profil topographique et schémas de calcul**

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 267,2m NGF et un niveau de fond de forme terrassée à 261,2m NGF.



Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 1,0m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des têtes de pieux.

Une surcharge de 10 kPa est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du trafic de chantier puis du poids de l'aménagement extérieur définitif éventuel.

❖ Hypothèse sur les inclusions

Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEA 240 d'une longueur de 11m espacés tous les 2m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche, arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie réelle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de clous considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 388,8kN (type Ischebeck T40/20). Le diamètre de scellement est de 156mm soit un taillant de 130mm en considérant un coefficient d'expansion de 1,2.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT7 Paroi berlinoise.

❖ Phasage des travaux – Principaux résultats.

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT7 - Paroi berlinoise. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 13,5mm
- Déplacement maximal de la paroi : 13,8mm
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 94,4kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 128,9 / 209,4kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :

- Moment résistant des profilés HEA 240 à l'ELU hors corrosion : 204,8kN.m
- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion : 388,8kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 143,2 / 209,4kN

10.3.4. Bâtiment C2 - Paroi berlinoise clouée provisoire selon coupe CT7bis - annexe n°20

Cette paroi a pour objet le soutènement des terres de la rampe d'accès au bâtiment C2 et située à proximité du bâtiment conservé D3. La paroi est calculée avec des déplacements limités à 15mm compte tenu de la présence d'ouvrage existant à proximité immédiate de l'ouvrage de soutènement.



Une étude structurelle de l'existant réalisée par un BET spécialisée devra être réalisée pour définir les surcharges en tête à retenir, les valeurs admissibles de déplacements.

Avant le démarrage des travaux des cibles seront mises en place sur l'existant en pied et tête de voiles. Un point « 0 » sera réalisé avant le démarrage des travaux afin de constituer une valeur repère. Les déplacements de ces cibles seront effectués en x,y et z avec une fréquence de 2 mesures hebdomadaires et une précision de +/-1.5mm.

❖ Profil topographique et schémas de calcul

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 267,2m NGF et un niveau de fond de forme terrassée à 261,2m NGF.

Selon les informations communiqués par le BET structure, il a également été retenu la présence de surprofondeurs de 1,0m de hauteur le long des parois, pour l'exécution des têtes de pieux.

Une surcharge de 200kPa pour les fondations et 5kPa pour le dallage est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte du bâtiment D1 (à confirmer par l'étude structurelle).

❖ Hypothèse sur les inclusions

Les profilés métalliques constitutifs de la paroi berlinoise sont des HEB 260 d'une longueur de 11m espacés tous les 1,5m.

Ils sont considérés mis en œuvre par préforage et bétonnage de la fiche, arasés à -0,8m /TN. L'arase supérieure des profilés devra être adaptée en fonction de la topographie réelle, des retombées d'étanchéité et des dispositions constructives retenues par l'entreprise gros œuvre.

Le type de clous considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 388,8kN (type Ischebeck T40/20). Le diamètre de scellement est de 156mm soit un taillant de 130mm en considérant un coefficient d'expansion de 1,2.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT7bis Paroi berlinoise.

❖ Phasage des travaux – Principaux résultats.

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT7bis - Paroi berlinoise.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 4,6mm
- Déplacement maximal de la paroi : 11,9mm
- Moment maximal calculé sollicitant les profilés à l'ELU : 129,8kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 117,0 / 20216,2kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des profilés, des clous et des scellements :



- Moment résistant des profilés HEB 260 à l'ELU hors corrosion : 352,8kN.m
- Résistance en traction des clous à l'ELU hors corrosion : 388,8kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 143,2 / 229,1kN

10.3.5. Mur existant à renforcer - Paroi clouée définitive selon coupe CT8 - annexe n°21

Cette paroi a pour objet le renforcement d'un mur existant en pisé, compte tenu des aménagements définitifs retenus pour le projet.

La rigidité de ce mur de 0,4m d'épaisseur n'a pas été considérée dans les calculs. Seule la paroi en béton projeté a été intégrée.

Compte tenu de la fragilité de cet ouvrage, son clouage nécessitera des carottages préalables pour la mise en œuvre des clous. Une plateforme de travail pourra également être réalisée, contre ce dernier afin d'éviter tous travaux en acrobatiques.

❖ Profil topographique et schémas de calcul

Nous avons considéré un niveau altimétrique défavorable à 270,1m NGF et un niveau du terrain naturel en pied à 267,6m NGF, soit une hauteur 3m.

Une surcharge de 10 kPa est appliquée en tête de l'ouvrage pour tenir compte de l'aménagement définitif.

❖ Hypothèse sur les inclusions

Il a été retenu une plateforme de travail 269,0m NGF à partir de matériaux en remblai mis contre cet ouvrage.

La paroi en béton projeté présentera une épaisseur minimale de 10cm. Les têtes de clous sont prévus entre les nappes de treillis soudés.

Le type de clous considéré a une résistance à la traction à l'ELU hors corrosion de 176,4kN (type Ischebeck T30/16). Le diamètre de scellement est de 108mm soit un taillant de 90mm en considérant un coefficient d'expansion de 1,2. En considérant une corrosion moyenne, de catégorie II pour un ouvrage de 50 ans, l'épaisseur sacrifiée de l'armature est de 2,7mm. Dans ces conditions, la résistance à la traction à l'ELU avec corrosion est de 96,5kN.

Les caractéristiques géométriques des lits de clous sont détaillées en annexe – Coupe de calcul CT8 Paroi clouée – Mur à renforcer.

❖ Phasage des travaux – Principaux résultats.

Le phasage des travaux est présenté en annexe – Coupe de calcul CT8 - Paroi clouée – Mur à renforcer.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Déplacement maximal en tête de la paroi : 1,6mm
- Déplacement maximal de la paroi : 2,7mm



- Moment maximal calculé sollicitant la paroi à l'ELU : 2,65kN.m
- Efforts dans les clous à l'ELU : 18,5 / 20,3kN

Les efforts sont inférieurs aux résistances théoriques calculées à l'ELU des clous et des scellements :

- Résistance en traction des clous à l'ELU hors / avec corrosion : 176,4 / 96,5kN
- Résistance à l'arrachement du scellement à l'ELU : 60,6 / 77,1kN

Compte tenu des sollicitations, les armatures de la paroi seront composées de ST25C. Au niveau des têtes de clous, un panier composé de 4 barres HA8 sera mis en œuvre pour le renfort à prévoir au niveau des plaques d'appuis prévus : 200*200mm, épaisseur 8mm.



11. REMARQUES

Le présent rapport correspond à une mission phase G2 PRO préliminaire avant démolition des existants hors estimation des quantités, coûts et délais, conformément à la norme des missions géotechniques NF 94-500.

Le projet étant au stade PC à ce jour, nous rappelons qu'il sera impératif d'adapter le présent rapport en fonction des DDC phase PRO/DCE, et des éventuelles modifications mineures sur les calages altimétriques des différents bâtiments du projet et des abords.

De manière à définir le modèle géotechnique profond des bâtiments sur pieux (A1/C1/C2), 3 forages pressiométriques complémentaires de 25m seront à réaliser au stade PRO/DCE.

Nous rappelons que les missions géotechniques de type G1, G2, G3 et G4 doivent être réalisées successivement pour une analyse plus approfondie dans les définitions et l'exécution des problèmes géotechniques du projet.

Compte tenu des hauteurs et surface de terrassement et des dispositifs de soutènement et de fondation à mettre en œuvre pour le projet, la réalisation d'une mission de type G4 est vivement recommandé pour ce projet.

Evidemment on devra tenir compte des dispositions énoncées dans le rapport et des observations importantes jointes en annexe.

Le responsable d'agence,
Adriano FALZONE

L'ingénieur géotechnicien

Gérald GERBAUD