

N° d'affaire : S-2405-046

CRÉATION D'UN POSTE DE COMMANDES CENTRALISÉES

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION
MISSION G2/PRO
Chemin de Delbessous-Sud – MOISSAC (82)

Maître d'ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE
2 Port Saint-Etienne
31073 TOULOUSE Cedex

4 agences à votre service dans le Sud-Ouest

Montauban Siège
350 avenue du Danemark
82000 Montauban
Tél 05 63 27 28 79
info@solingeo.com

Grand Toulouse
28 av. de la Mouyssaguère
31280 Dremil-Lafage
Tél 05 61 45 96 62
info31@solingeo.com

Lot
3 boulevard Carnot
46400 Saint-Céré
Tél 06 95 17 38 47
info46@solingeo.com

Aude
80 rue Jean Fourastié
11400 Castelnaudary
Tél 04 68 94 83 84
info11@solingeo.com

SARL au capital de 6000 €
N° SIRET 519 836 803 00048
RCS Montauban 2010 B 50
Code APE 7112B
N° TVA INTRA FR02519836803



www.solingeo.com

N° d'Affaire	Date	Etabli par	Vérifié par	Version	Nb. Pages
S-2405-046	30 septembre 2024	E. SALISSARD-POUMEAU	L. DUFFAU	1	76

RÉSUMÉ

La présente étude de sols a été réalisée préalablement au projet de reconstruction et extension d'un bâtiment, à MOISSAC (82). Elle indique les solutions techniques et les dispositions constructives à prendre en compte pour le dimensionnement des structures et leurs mises en œuvre.

Dans ce cadre, les conclusions de cette étude montrent que :

- compte tenu des caractéristiques mécaniques des terrains, il est envisagé la réalisation de **fondations profondes par micropieux** ancrés dans le substratum molassique. À titre indicatif, le toit de la formation d'ancrage a été identifié à 8,1 m de profondeur/TA au droit du sondage SP1. Aussi, la réalisation de ces fondations nécessitera de tenir compte de certaines dispositions constructives et autres modalités d'exécution (cf. § 8.2) ;
- compte tenu de la nature et des caractéristiques des terrains superficiels, il est prévu la mise en œuvre d'un **plancher porté** sur vide sanitaire (cf. § 8.3) ;
- **au raccordement avec l'existant certaines recommandations devront être respectées** pour éviter toute déstabilisation des existants en cours de travaux et à long terme (cf. § 6 et 9) ;
- les travaux seront dans tous les cas réalisés selon les règles de l'Art et dans la mesure du possible par conditions météorologiques favorables (cf. § 6).

Par ailleurs, nous précisons que ce résumé vise à présenter de manière synthétique les conclusions de notre étude aux divers intervenants du projet. En aucun cas, il ne pourrait servir seul de justification à la réalisation du projet. Il convient donc de se reporter à l'étude dans sa globalité.

SOMMAIRE

1. GÉNÉRALITÉS	5
1.1. Cadre de l'étude.....	5
1.2. Missions.....	5
1.3. Moyens d'investigations	5
2. DESCRIPTION DU PROJET.....	6
2.1. Documents remis.....	6
2.2. Caractéristiques du projet	6
2.3. Descentes de charges	8
3. CONTEXTES GÉOGRAPHIQUE ET ENVIRONNEMENTAL	9
3.1. Localisation et description du site	9
3.2. Stabilité actuelle du site.....	10
3.3. Risques majeurs naturels.....	10
a) Mouvements des sols – Retrait / Gonflement.....	10
b) Mouvements des sols – Glissement de terrains	10
c) Inondabilité.....	10
d) Inondation par remontée des nappes	11
e) Cavités	11
f) Sismicité et liquéfaction.....	11
g) Radon.....	11
h) Amiante environnemental.....	11
3.4. Contextes géologique et hydrologique	12
3.5. Zone d'Influence Géotechnique	12
4. RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS.....	13
4.1. Repérage et nivellement des sondages	13
4.2. Coupe géologique et caractéristiques mécaniques des sols	14
4.3. Synthèse stratigraphique	15
4.4. Classification des matériaux	15
4.5. Aléas majeurs.....	16
4.6. Caractéristiques des fondations de l'existant	16
4.7. Caractéristiques des niveaux bas existants.....	19
4.8. Régime hydrogéologique	21
5. MODÈLES GÉOTECHNIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE.....	21
5.1. Modèle géotechnique.....	21
5.2. Modèle hydrogéologique.....	21
6. TERRASSEMENTS	22
6.1. Contraintes liées au site.....	22
6.2. Extraction des matériaux.....	22
6.3. Traficabilité	23
6.4. Talus et soutènement	23
a) Généralités.....	23
b) Pentes des talus provisoires.....	23
c) Pentes des talus définitifs	25
6.5. Reprise en sous-œuvre	27
6.6. Sujétions d'exécution	28

7. GESTION DES EAUX	28
7.1. Phase provisoire.....	28
7.2. Phase définitive	28
8. GÉOTECHNIQUE – ADAPTATION SOLS / STRUCTURES	29
8.1. Principe de fondations	29
8.2. Fondations profondes par micropieux.....	29
a) Caractéristiques des fondations	29
b) Mort terrain	30
c) Eléments de calculs.....	30
d) Effet de groupe	30
e) Prédimensionnement vis-à-vis des efforts de compression verticaux centrés.....	31
f) Efforts parasites	31
g) Justification des armatures par rapport à la contrainte sur l'acier pour les micropieux en compression	32
h) Justification des micropieux vis-à-vis des efforts horizontaux.....	33
i) Justification des armatures par rapport à la contrainte sur l'acier pour les micropieux soumis à des efforts horizontaux	34
j) Justification des platines.....	35
k) Justification au flambement	36
l) Raccourcissement élastique	36
m) Tableau de dimensionnement	37
n) Dispositions constructives	37
o) Contrôles.....	38
8.3. Niveau bas du projet.....	38
9. RACCORDEMENT AVEC L'EXISTANT	38
10. SUITE À DONNER	39
11. ANNEXES	39

1. GÉNÉRALITÉS

1.1. Cadre de l'étude

Dans le cadre du projet de reconstruction et extension d'un bâtiment sur la commune de MOISSAC (82), nous avons procédé à une reconnaissance des structures existantes et des sols au droit de la zone destinée à recevoir le projet.

Cette étude résulte de l'acceptation de notre devis n° DEV11104 en date du 26/04/2024, pour lequel nous avons reçu mandat le 21/05/2024.

SOLINGEO a précédemment réalisé une étude G2/AVP, sous la référence S-2405-045 en date du 05/07/2024.

1.2. Missions

Conformément à notre offre, ce rapport correspond à une mission d'étude géotechnique de conception de type G2/PRO selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 (cf. classification et enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique présentés en annexes).

Comme précisé dans cette norme, la mission G2/PRO est mise en œuvre au stade de conception et permet de réduire les conséquences des éventuels risques géologiques en précisant les hypothèses géotechniques à prendre en compte et les principes généraux de construction.

Cette étude a pour objectifs :

- de caractériser la nature géologique des formations au droit du projet ;
- de détecter la présence éventuelle de niveaux d'eau dans le sol au cours des sondages ;
- de proposer un dimensionnement des fondations en fonction des descentes de charges transmises ;
- de préciser les éventuelles contraintes géotechniques liées au site.

Nous rappelons ici que la norme NF P 94-500 définit l'enchaînement des missions géotechniques destinées à suivre les différentes phases d'élaboration et de réalisation d'un projet.

À ce titre, SOLINGÉO reste à la disposition des intervenants pour la réalisation d'éventuelles études géotechniques complémentaires présentées dans la Norme.

Enfin, cette étude et les annexes qui s'y rapportent, forment un tout indissociable dont l'exploitation et l'utilisation doivent respecter les « Conditions d'exploitation du rapport » portées en annexe.

1.3. Moyens d'investigations

Nous avons procédé à la réalisation des investigations suivantes dans le cadre de l'étude G2/AVP :

- **1 sondage pressiométrique descendu à 15 m de profondeur avec 9 essais (SP1) et mise en place d'un équipement piézométrique**, permettant la reconnaissance visuelle de la nature des couches de terrains au droit du projet et la détermination des caractéristiques mécaniques des sols rencontrés ;
- **2 essais pénétrométriques (PD1 et PD2)**, destinés à mesurer la résistance mécanique en continu des terrains traversés, distinguer les différents horizons constituant le sous-sol et évaluer l'homogénéité du site ;
- **4 sondages de reconnaissance de fondations (RF1 à RF4)**, permettant de déterminer ponctuellement la géométrie des fondations du bâtiment existant ;
- **4 sondages de reconnaissance de dallage (RD1 à RD4)** afin de définir les caractéristiques du niveau bas existant ;
- **1 identification GTR en laboratoire**, permettant de déterminer la nature des sols et d'évaluer leur sensibilité vis-à-vis des variations hydriques.

2. DESCRIPTION DU PROJET

2.1. Documents remis

Les documents suivants nous ont été transmis afin de procéder à cette étude :

Documents	Emetteur	Date	Echelle
Démolition – GO-01 / GO-02	Transmis par VOIES NAVIGABLES DE FRANCE le 02/09/2024	09/07/2024	1/50
Terrassements – GO-03			1/50
Fondations – GO-04			1/50
Réseaux – Fourreaux – VRD – GO-05			1/50
Planchers bas RDC – GO-06			1/50
Superstructure – GO-07			1/50
Plan situation – Plan masse existant/Plan masse projet – AR 1.0		01/07/2024	1/50
Plan existant / Plan projet – AR 2.0			1/50
Existant : Coupes, façades – AR 3.0			1/50
Coupes projet – AR 4.0			1/50
Façades Projet – AR 5.0			1/50
Subdivision Plan existant/Projet – AR 6.0			1/50
Carnet prestations – AR 0.0			-
Chauffage climatisation – VM01		26/07/2024	1/50
Electricité CFO-CFA – AR 2.0		26/07/2024	1/50
Plomberie sanitaire – VM01		26/07/2024	1/50
Ventilation – VM01		26/07/2024	1/50
Plan de fondation avec estimation des descentes de charges	Transmis par VOIES NAVIGABLES DE FRANCE le 16/09/2024	-	-

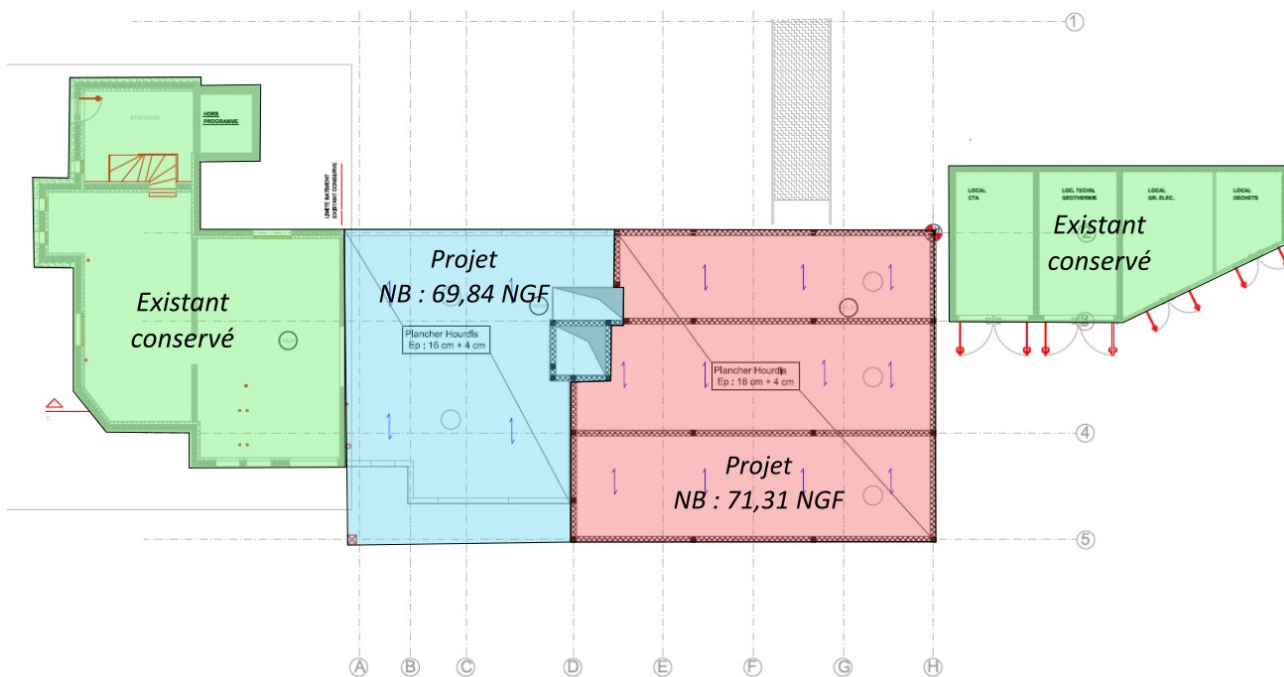
2.2. Caractéristiques du projet

Le projet consiste à réhabiliter un site VNF en vue de la création d'un poste de commandes centralisées sur la commune de MOISSAC (82).

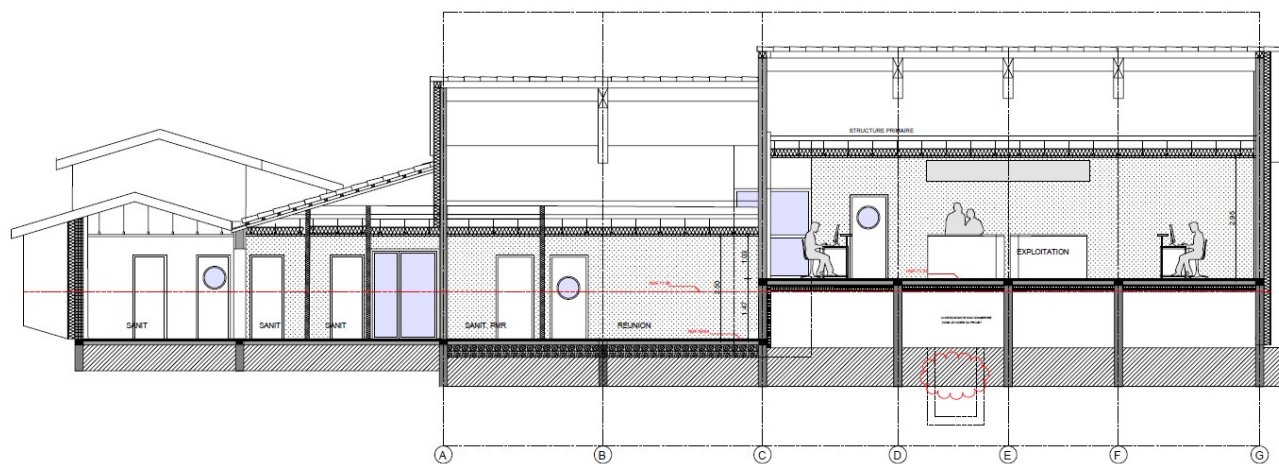
Selon les informations en notre possession et les plans qui nous ont été transmis pour réaliser cette étude, nous relevons les éléments suivants :

- au vu des résultats de l'étude G2/AVP, concluant à la nécessité d'une reprise en sous-œuvre du bâtiment existant à réhabiliter, il est envisagé la démolition des corps principaux concernés par le projet, avant construction d'un nouveau bâtiment entre les corps annexes conservés côtés Est et Ouest ;
- les nouvelles structures seront de type maçonnerie traditionnelle ;
- le niveau bas sera traité en plancher porté sur vide sanitaire. Il se situera à la cote 69,84 NGF en partie Ouest et 71,31 NGF en partie Est (plancher surélevé par rapport au terrain actuel) ;
- le projet ne prévoit pas de terrassements significatifs. D'après le plan de terrassement, il est principalement prévu des opérations de purge et décapage des structures existantes sur 25/30 cm d'épaisseur et la réalisation de fouilles en tranchée au droit des futures longrines. Les cotes précises des terrassements ne nous ont pas été indiquées. D'après les coupes fournies, nous retiendrons des plateformes de travail à :
 - 69,4 NGF côté Ouest, entre les files A à D, soit environ -0,10/-0,30 m/niveau bas existant ;
 - 69,6 NGF côté Est, entre les files D à H, soit approximativement la cote de niveau bas existant) ;
- le nouveau bâtiment sera mitoyen des parties conservées côté Ouest, et viendra au voisinage proche des locaux existants côté Est (a priori distance d'environ 0,4 m entre les 2 murs).

Enfin, notre bureau d'études devra être informé de toutes modifications qui pourraient être apportées au projet et qui rendraient caduques les conclusions de la présente étude.



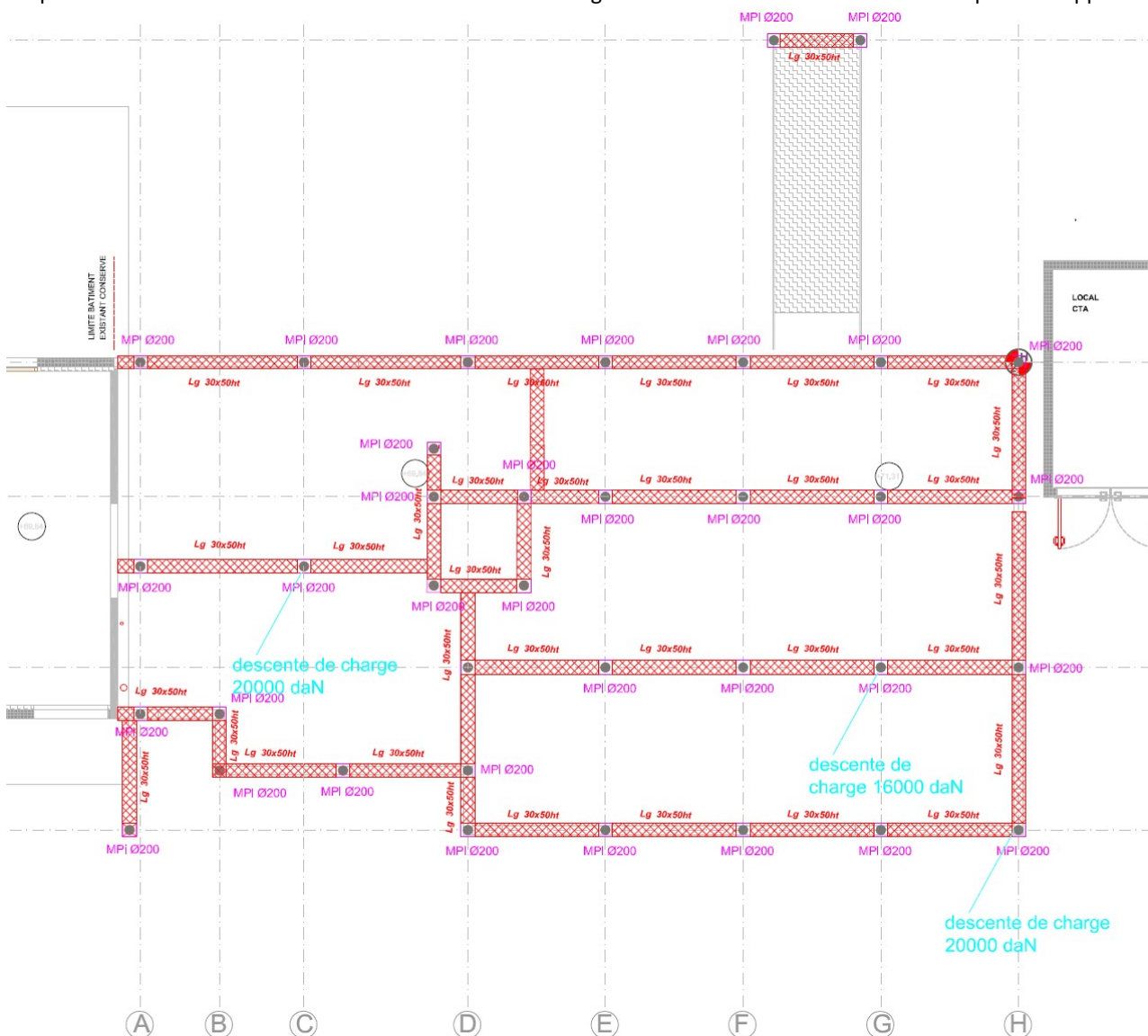
Extrait du plan de plancher bas RDC



Extrait coupe CC

2.3. Descentes de charges

Un plan de fondation avec estimation des descentes de charges nous a été transmis afin d'établir le présent rapport.



Les descentes de charges indiquées sont de 160 à 200 kN par appui.

Nous considérerons ces valeurs à l'ELS-QP, et des valeurs de 240 à 300 kN à l'ELU-FOND.

Aucun effort horizontal, effort de traction ou moment ne nous a été précisé. Dans le cadre du dimensionnement définitif, à réaliser dans le cadre de la mission G3, phase étude, il conviendra de prendre en compte des estimations précises de descentes de charges, les éventuels efforts horizontaux, moments et efforts de traction, pour l'ensemble des combinaisons ELS/ELU.

Au vu des cotes des plateformes de travail présumées, nous retiendrons :

- En **partie Ouest**, des **têtes de micropieux** à la cote $69,4 - 0,5 = 68,9$ NGF ;
- En **partie Est**, des **têtes de micropieux** au niveau de la plateforme de travail, soit **69,6** NGF, afin de limiter les terrassements à proximité immédiate des locaux existants.

Des reconnaissances de fondations sont à prévoir sur les murs mitoyens/voisins Ouest et Est dans le cadre de la mission G3, phase étude, afin de préciser les interactions entre les fondations existantes et les micropieux à créer, et statuer notamment sur la nécessité d'une reprise en sous-œuvre dans le cas de déblais sous le niveau d'assise des fondations existantes mitoyennes/voisines (en particulier côté Est, où une fouille en tranchée longe le pignon du bâtiment conservé).

3. CONTEXTES GÉOGRAPHIQUE ET ENVIRONNEMENTAL

3.1. Localisation et description du site

La zone étudiée est située au Sud-Est du centre-ville de MOISSAC (82), en bordure du Chemin de Delbessous-Sud. Elle est localisée dans une zone d'habitat diffus. Le terrain comprend un bâtiment existant, constitué de différents corps, qu'il est prévu de réhabiliter.



www.geoportail.gouv.fr/carte - Echelle graphique

D'un point de vue topographique, le terrain concerné par le projet s'inscrit sur un secteur relativement plat, à environ 130 m des rives du Tarn. Néanmoins, le bâtiment longe sur son côté Nord la berge du Canal latéral à la Garonne, surélevée par rapport au terrain alentours. Le bâtiment est ainsi bordé par un talus sur sa façade Nord. D'après la carte IGN et le plan topographique, l'altitude du terrain est de l'ordre de + 69,2/70,1 NGF en périphérie du bâtiment, tandis que la tête du talus, au Nord du bâtiment, atteint + 71,3/71,6 NGF.

Ce talus ne sera pas modifié dans le cadre du projet. La périphérie du bâtiment est recouverte d'herbes en façade Nord, et de zones enrobées ou bétonnées ailleurs. Enfin, des arbres sont présents en tête du talus sur les berges du Canal.



L'accès à la zone d'étude s'est fait sans difficulté. Cependant l'utilisation d'une pelle mécanique n'a pas été possible en façade Nord. Lors de nos investigations, nous n'avons détecté aucun réseau enterré au droit des sondages réalisés.

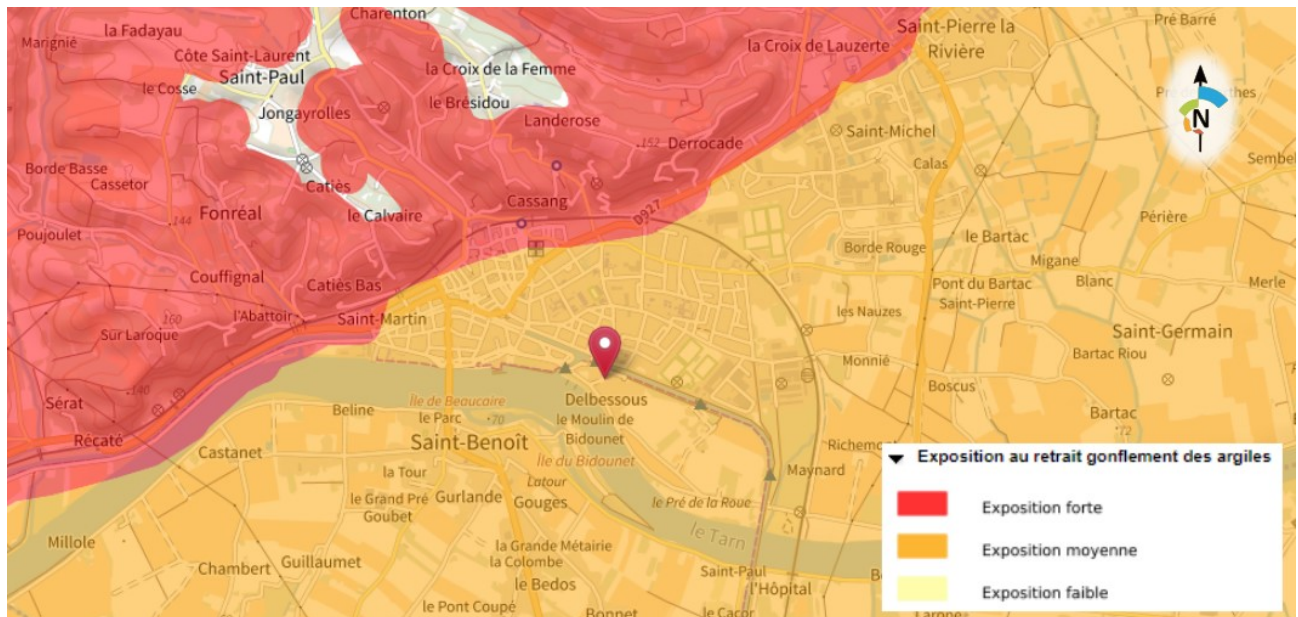
3.2. Stabilité actuelle du site

Le site ne présente pas de signe apparent d'instabilité, y compris le long du talus longeant la façade Nord du bâtiment.

3.3. Risques majeurs naturels

a) Mouvements des sols – Retrait / Gonflement

D'après la carte du risque de « retrait/gonflement des argiles » sur la commune de MOISSAC (82), éditée par le BRGM, la parcelle étudiée se situe dans une **zone d'aléa moyen**.



Carte d'aléa retrait/gonflement des argiles – Source BRGM – Echelle graphique

Aussi, à la date d'élaboration de cette étude, la commune de MOISSAC (82) a fait l'objet de **17 arrêtés de catastrophes naturelles** relatifs aux mouvements de terrains consécutifs à la sécheresse et à la réhydratation des sols.

Par ailleurs, un PPR relatif aux mouvements de terrain par tassements différentiels est en vigueur sur la commune depuis le 24/04/2005.

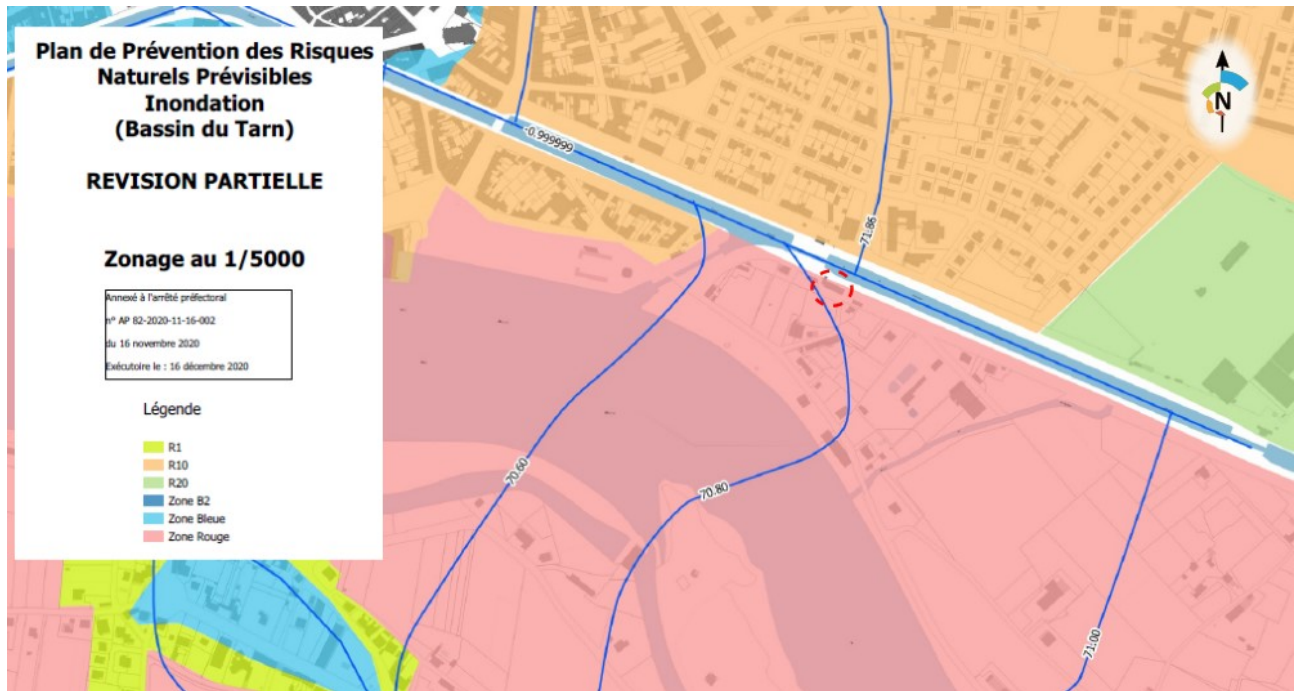
b) Mouvements des sols – Glissement de terrains

La parcelle **n'est pas répertoriée** en zone sensible aux glissements de terrains. Cependant, les talus et les zones en pente restent des zones exposées aux phénomènes de glissement, notamment lorsque leur équilibre naturel est modifié par des travaux d'aménagement.

c) Inondabilité

Selon la cartographie du Plan de Prévention des Risques Naturels Prévisibles – Inondation, le site est positionné en **zone inondable classée « Zone Rouge »**, avec une cote de crue de référence d'environ **70,8 NGF**.

Il conviendra de respecter les dispositions du règlement du PPRI et de se rapprocher des services compétents en vue de la réalisation du projet.



d) Inondation par remontée des nappes

Selon le site du BRGM, le terrain s'inscrit en zone potentiellement sujette aux débordements de nappe (**aléa fort**).

e) Cavités

Le terrain **n'est pas situé** sur un secteur spécifiquement concerné par le risque de présence de cavités souterraines naturelles. Aucune cavité naturelle n'est répertoriée dans un rayon de 500 m autour du site.

f) Sismicité et liquéfaction

Le zonage sismique édité par la Délégation aux risques majeurs du Ministère de l'Environnement, insère la parcelle dans une **zone 1**, caractérisée par une « sismicité **très faible** ». Les prescriptions parasismiques ne sont donc pas obligatoires.

g) Radon

Le radon est un gaz radioactif issu de la désintégration de l'uranium et du radium présents naturellement dans le sol et les roches. Il s'agit d'un gaz inodore et incolore. Au vu du risque sanitaire associé à l'inhalation de ce gaz, des dispositions sont à prendre en compte lorsque le projet est localisé sur une commune à risque.

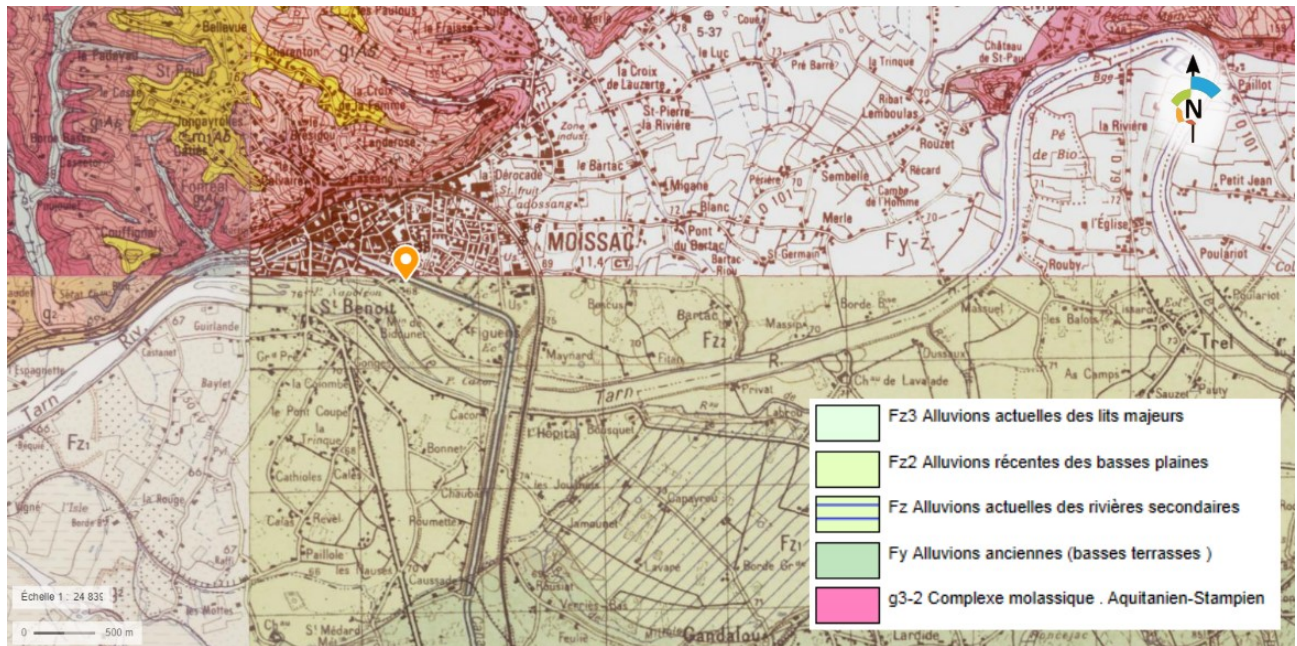
D'après la cartographie établie par l'IRSN, le terrain objet de notre étude présente un potentiel radon de catégorie **1 (faible)**.

h) Amiante environnemental

Le secteur n'a pas fait l'objet d'étude de susceptibilité vis-à-vis de la présence d'amiante environnemental. Les formations géologiques en présence ne sont pas spécifiquement concernées par ce risque.

3.4. Contextes géologique et hydrologique

Les informations portées sur la carte géologique N°930 au 1/50.000^{ème} feuille de MONTAUBAN, indiquent que le terrain est géologiquement inclus au sein des alluvions de la basse plaine du *Tarn*, notées Fz2, surmontant le substratum molassique de l'Aquitanien/Stampien, noté g3-2. Le complexe alluvionnaire est généralement constitué d'horizons supérieurs limono-argileux plus ou moins sableux, et d'un soubassement plus grossier (graves, graviers et sable, plus ou moins argileux).



Carte géologique - Echelle graphique

D'un point de vue hydrogéologique, la basse plaine est généralement pourvue d'une nappe établie dans le soubassement alluvionnaire caillouteux. Le niveau de cette nappe est susceptible de varier de manière notable au cours des saisons et en fonction des événements climatiques.

Enfin, au vu de la nature des couches en présence, une saturation des sols superficiels ou l'apparition de circulations d'eau anarchiques sont possibles en période climatique défavorable.

3.5. Zone d'Influence Géotechnique

La Zone d'Influence Géotechnique comprend le bâtiment, objet de la réhabilitation, et ses abords.

Lors de la réalisation des fouilles, il conviendra de s'assurer de la stabilité des sols et des ouvrages (bâtiments, voiries, réseaux, etc...) en périphérie du projet.



Enveloppe approchée de la ZIG - Echelle graphique

4. RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS

4.1. Repérage et nivellement des sondages

Les sondages ont été implantés conformément au cahier des charges transmis lors de la consultation. Leur position respective est repérée sur le plan de localisation porté en annexe.

Par ailleurs, nous avons recalé l'altitude relative du terrain actuel au droit de chaque sondage, par rapport à un point local particulier pris comme référence. Les cotes obtenues ont été recalculées en NGF à partir de la cote indiquée pour notre référence sur le plan topographique qui nous a été fourni.

Nous obtenons le nivellement suivant :

Sondages	Cote NGF approximative (m)
SP1	69,42
PD1	69,45
PD2	69,24
RF1	69,51
RF2	69,17
RF3	69,82
RF4	69,79
RD1	69,73
RD2	69,70
RD3	69,62
RD4	69,58

Enfin, nous conseillons d'assurer avant le début des travaux, une correspondance des cotes du projet avec celles mentionnées ci-dessus.

4.2. Coupe géologique et caractéristiques mécaniques des sols

La coupe géologique représentative du sous-sol au droit du projet a été établie à partir des observations recueillies dans le sondage pressiométrique SP1, descendus jusqu'à 15 m de profondeur / TA (Terrain Actuel), et les reconnaissances RF1 à RF4 et RD1 à RD4. À ces résultats, nous avons couplé les informations obtenues par les essais pénétrométriques PD1 et PD2. Cette synthèse géologique est présentée dans le tableau ci-dessous :

Coupe géologique	Lithologie	Profondeur (m/TA)	q _d (MPa)	PI* (MPa)	EM (MPa)	Etat de consistance
Recouvrement	Terre végétale ou revêtement (dalle béton, enrobé...) et remblais limoneux et/ou sableux à débris de briques et/ou graves	De 0,00 à 0,50 / >1,00	5 à 33	-	-	Moyennement dense (remblais à l'extérieur du bâtiment)
Alluvions fines à moyennes	Limon sableux à quelques graves, légèrement humide	De 0,50 / >1,00 à 1,60	1,5 à 3,5	0,39 ⁽¹⁾	4,9 ⁽¹⁾	Plastique à ferme
	Argile légèrement sableuse, noir, légèrement humide	De 1,60 à 3,10 / 3,50	< 1,5 à 3 Pic à 5			Mou à ferme
Alluvions moyennes à grossières	Argile +/- marneuse à graves et cailloutis, légèrement humide	De 3,10 / 3,50 à 5,20	5 à 15 Pic > 35	1,37 et 2,42	10,3 et 27,7	Moyennement dense
	Argile graveleuse, marron brun, humide	De 5,20 à 8,10 (SP1)	1 à 10	0,35 et 0,48	3,2 et 9,8	Lâche à moyennement dense
Substratum local altéré à sain	Marne, marron brun, humide	Au-delà de 8,10 (SP1)	-	> 4,77 à > 4,88	88,1 à 148,5	Dur à très dur

(1) Une seule valeur mesurée

Remarque : les caractéristiques des sols sont définies à partir des sondages réalisés à l'extérieur du bâtiment. Les caractéristiques indiquées, notamment au sein des faciès de recouvrement, ne sont pas nécessairement représentatives des remblais présents au droit du bâtiment existant.

Les sondages et essais ont montré une lithologie relativement homogène sur l'emprise de l'extension. Sous les remblais, des faciès limono-sableux de faible compacité ont été rencontrés jusqu'à 1,6 m/TA, surmontant des sols argilo-sableux de faible à très faible compacité. Une formation graveleuse de densité moyenne a été atteinte vers 3,1/3,5 m/TA, devenant plus lâche dès 5,20 m de profondeur. Enfin, le substratum molassique de bonne compacité a été atteint vers 8,1 m/TA au droit du sondage SP1.

Au vu du contexte, de l'historique du site et de sa position au voisinage immédiat du Canal latéral à la Garonne, il n'est pas exclu que les limons sableux à quelques graves, rencontrés jusqu'à 1,60 m/TA, correspondent également à des remblais anciens.

Les remblais identifiés sur le site ne présentaient pas de signes évidents de pollution dans les sondages réalisés. Il n'est toutefois pas impossible que le terrain soit localement imprégné de substances polluantes. Cependant, la recherche de polluant n'est pas l'objet d'une mission géotechnique en général ni de notre mission.

Lors de travaux de terrassement, lorsque les terres sont évacuées hors du site, elles prennent un statut de déchet. Leur valorisation ou leur élimination en dehors du site doit donc répondre aux réglementations en vigueur.

4.3. Synthèse stratigraphique

Nous proposons la synthèse stratigraphique suivante au niveau de chaque sondage :

Sondages	Recouvrement		Limon sableux à quelques graves		Argile lég. sableuse		Argile à graves et cailloutis		Argile graveleuse		Substratum	
	Toit des couches		Toit des couches		Toit des couches		Toit des couches		Toit des couches		Toit des couches	
	m/TA	NGF	m/TA	NGF	m/TA	NGF	m/TA	NGF	m/TA	NGF	m/TA	NGF
SP1	0	69,42	0,8	68,6	1,6	67,8	3,1	66,3	5,2	64,2	8,1	61,3
PD1	0	69,45	0,8	68,65	1,6	67,85	3,3	66,15	5,2	64,25	NR	-
PD2	0	69,24	0,7	68,55	1,6	67,65	3,4	65,85	5,2	64,05	NR	-

NR : Non reconnu.

Les coupes au niveau des sondages pénétrométriques ont été établies par interprétations des pénétrogrammes.

Aussi, il s'agit de coupes au droit de nos points de sondages, ce qui n'exclut pas des approfondissements et/ou des remontées du toit des différentes formations.

4.4. Classification des matériaux

Des échantillons ont été prélevés au droit des différents sondages afin de réaliser des analyses en laboratoire. Les résultats de ces essais, dont les procès-verbaux sont fournis en annexe, sont présentés dans le tableau suivant :

Référence sondage		SP1
Profondeur d'échantillonnage (m)		0,8 – 1,6
Teneur en eau - Wn		6,0 %
Granulométrie % de passant à	50 mm	100,0
	20 mm	100,0
	10 mm	92,4
	5 mm	80,7
	2 mm	64,0
	1 mm	55,6
	0,4 mm	42,7
	0,2 mm	31,4
	80 µm	19,2
VBS sur la fraction 0/50 mm		1,05
Présence de gros éléments / Dmax (mm)		13
Type de sol selon la classification AFNOR-GTR		B5

Les sols analysés sont de **classe B5** selon la classification GTR.

Ces sols sont sensibles aux variations de teneur en eau, et sont notamment susceptibles de perdre rapidement leur consistance en cas d'hydratation excessive.

4.5. Aléas majeurs

Les alluvions, du fait de leur mode de dépôt lenticulaire, peuvent présenter des variations latérales de faciès. Ainsi, il sera possible de rencontrer des lentilles argileuses au sein des horizons sableux ou graveleux, ou inversement.

Le toit du substratum correspond à une surface d'érosion. Par conséquent, il sera toujours possible de rencontrer des surprofondeurs ou des remontées du toit du substratum plus importantes que celles observées dans nos sondages.

Compte tenu de l'environnement du site bâti, la présence de remblais jusqu'à des profondeurs plus importantes que celles reconnues ne doit pas être écartée. Ces derniers pourront également contenir des vestiges de construction (fondation, blocs, dalle béton, anciens réseaux...).

Compte tenu des résultats de la campagne géotechnique, les aléas suivants peuvent être rencontrés :

- présence de remblai d'épaisseur et d'étendue variables ;
- variations latérales des faciès ;
- approfondissement ou remontée des toits des différentes couches et du substratum ;
- altération et poches sableuses au sein du substratum ;
- venues d'eau à la faveur de veines sableuses au sein du substratum ;
- présence d'une nappe qui subit des variations saisonnières.

4.6. Caractéristiques des fondations de l'existant

Les sondages de reconnaissance de fondations (RF1 à RF4) ont été réalisés au droit des façades du bâtiment existant. Les résultats de ces reconnaissances sont les suivants :

Sondage	RF1	RF2
Type de fondation	Fondation d'aspect isolée (plot). <i>Présence de semelles filantes possibles entre les plots.</i>	Fondation a priori continue en briques et béton
Encastrement (m/TA)	Environ 1,00	Environ 0,45
Cote d'assise approximative (NGF)	68,5	68,7
Hauteur du soubassement (m)	0,2	0,05
Hauteur de la fondation (m)	0,8	0,40
Débord à l'arase supérieure (m)	0,3	0,18
Débord à l'arase inférieure (m)	Non reconnu	Environ 0,15
Nature du sol d'assise	Non reconnue (probablement limons sableux)	Remblais sableux à morceaux de briques
Etat visuel	Normal	Moyen
Venues d'eau	Non	Non
Remarques	Soubassement d'aspect fissuré à droite du plot	-

Sondage	RF3	RF4
Type de fondation	Fondation d'aspect filant en béton	Fondation d'aspect filant en béton
Encastrement (m/TA)	Environ 1,0	Environ 1,0
Cote d'assise approximative (NGF)	68,8	68,8
Hauteur du soubassement (m)	Environ 0,15	Environ 0,15
Hauteur de la fondation (m)	Environ 0,85	Environ 0,85
Débord à l'arase supérieure (m)	0,35 (Cunette)	0,35 (Cunette)
Débord à l'arase inférieure (m)	Environ 0,15/0,20	Environ 0,15/0,20
Nature du sol d'assise	Sable argileux	Sable argileux
Etat visuel	Normal	Normal
Venues d'eau	Non	Non
Remarques	-	-

Au regard des reconnaissances, la construction existante dispose de fondations superficielles filantes et isolées (ou élargies) sur certaines parties (présence possible de semelles filantes entre les plots).

Tandis qu'il s'agit de fondations en béton au droit des reconnaissances RF1, RF3 et RF4, des infrastructures en briques ont été reconnues au droit du sondage RF2. Par ailleurs, l'encastrement au droit de ce sondage ne respecte pas la profondeur minimale de mise hors-gel.

Enfin, nous notons que le bâtiment existant présente des témoins potentiels d'anciennes modifications structurelles, quelques désordres, ainsi que des traces de possibles désordres anciens.

D'après les photographies aériennes disponibles sur le site « remonterletemps.ign.fr », la construction des premières parties du bâtiment remonterait à la fin des années 1950, voire au tout début des années 1960.

RF1 :



RF2 :



RF3 :




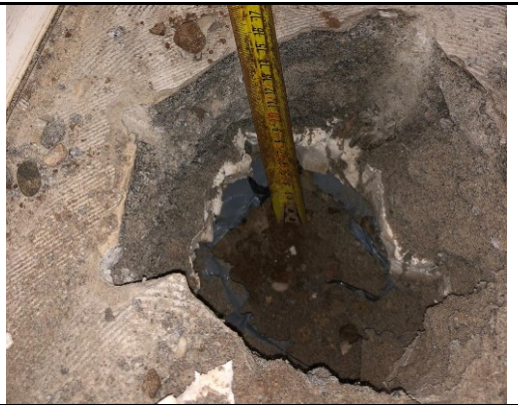
RF4 :




4.7. Caractéristiques des niveaux bas existants

Les sondages de reconnaissance RD1 à RD4 ont été répartis à l'intérieur du bâtiment existant. Les résultats des différents sondages ont permis de déterminer les caractéristiques suivantes :

Sondage	RD1	
Revêtement	Sol souple type linoléum, sur ragréage, sur carrelage + colle Epaisseur totale 2 cm	
Chape (cm)	6	
Dalle béton (cm)	10	
Armatures	Non reconnues au droit du sondage	
Isolant / polyane	Non	
Couche de forme	Graviers roulés sur 2 cm	
Nature du sol support	Remblais sableux à quelques graves (possible couche de forme)	

Sondage	RD2	
Revêtement	Sol souple type linoléum, sur ragréage (0,5 cm)	
Chape (cm)	-	
Dalle béton (cm)	8 (légèrement friable, avec fibres synthétiques)	
Armatures	Non	
Isolant / polyane	Polystyrène (4 cm) + Polyane	
Couche de forme	Graviers roulés sur 3 cm	
Nature du sol support	Remblais sableux à quelques graves (possible couche de forme)	

Sondage	RD3	
Revêtement	Matériaux hydrocarbonés (3 cm)	
Chape (cm)	-	
Dalle béton (cm)	7	
Armatures	Non	
Isolant / polyane	Non	
Couche de forme	Graviers roulés sur 10 cm	
Nature du sol support	Remblais sableux à quelques graves (possible couche de forme)	

Sondage	RD4	
Revêtement	Matériaux hydrocarbonés (4 cm)	
Chape (cm)	-	
Dalle béton (cm)	10	
Armatures	Non	
Isolant / polyane	Non	
Couche de forme	Non	
Nature du sol support	Remblai sableux à débris de briques	

Les reconnaissances ont mis en évidence des structures hétérogènes, avec des dalles béton de 7 à 10 cm d'épaisseur. La qualité et nature du béton apparaît par exemple différente entre RD1 et RD2, témoignant probablement d'époques différentes de mise en œuvre.

Aucune armature n'a été détectée au droit de ces structures.

Des fibres synthétiques ont été reconnues en RD2 ; nous notons que ces fibres limitent principalement la fissuration de retrait mais ne se substituent pas à des armatures.

Nous recommandons l'intervention d'un BET Structures pour statuer sur une réutilisation éventuelle de ces structures, qui a priori ne respectent pas les minimums actuels, et l'intérêt d'une étude structurelle plus complète (essais de compression sur le béton, etc...).

Aussi, nous notons la présence par endroit d'une couche de forme de très faible épaisseur jusqu'à 10 cm en RD3 en matériaux roulés, ce qui peut entraîner des désordres. Il est préconisé en général des matériaux concassés insensibles à l'eau.

4.8. Régime hydrogéologique

Lors de notre campagne d'investigations sur le terrain, nous avons observé un niveau d'eau vers 3,70 m/TA au droit du sondage SP1, en fin d'intervention. Il n'a cependant pas été noté de venue d'eau immédiate au droit de ce sondage, ni des essais PD1 et PD2. Le niveau mesuré témoigne vraisemblablement de la présence d'une nappe phréatique actuellement établie au sein des alluvions moyennes à grossières.

Nous rappelons ici que ces mesures sont ponctuelles et que le niveau de cette nappe est susceptible de varier fortement au cours de l'année et en fonction des événements climatiques. En l'état, seul un suivi piézométrique de longue durée réalisé sur un cycle hydrologique complet (12 mois minimum) permettrait de connaître plus précisément ces fluctuations.

5. MODÈLES GÉOTECHNIQUE ET HYDROGÉOLOGIQUE

5.1. Modèle géotechnique

Nous avons défini le modèle géotechnique suivant sur la base des sondages réalisés :

Formation	Profondeur moyenne de la base des couches m/TA	Cote moyenne de la base des couches NGF	Résistance dynamique moyenne Rd moyen MPa	Pf* retenue MPa	Pl* retenue MPa	Em retenu MPa	α
Recouvrement	0,8	68,6	-	-	-	-	-
Limon sableux	1,6	67,8	2	0,2	0,25 ⁽¹⁾	3 ⁽¹⁾	0,67
Argile sableuse	3,3	66,1	1,5				
Argile graveleuse 1	5,2	64,2	10	0,7	1,5	15	0,33
Argile graveleuse 2	8,1	61,3	5	0,2	0,4	5	0,33
Marne	> 15	< 54,4	-	4,0	5,0	100	0,5

(1) Valeurs limitées au vu des essais pénétrométriques

Nous rappelons qu'il s'agit d'un modèle moyen, ce qui n'exclut pas des approfondissements et/ou des remontées du toit des différentes couches. Aussi compte tenu de l'aménagement du site, on pourra rencontrer des variations de nature et d'épaisseur des remblais.

5.2. Modèle hydrogéologique

Il sera retenu en phase chantier, pour une exécution en période climatique favorable, un niveau d'eau (EC) proche du niveau reconnu lors de notre intervention, soit EC = 65,7 NGF.

Des niveaux plus hauts sont à attendre en période de hautes eaux, et notamment de plus hautes eaux exceptionnelles. Seule une enquête NPHE, associée à un suivi piézométrique sur 12 mois minimum, permettrait d'évaluer les niveaux caractéristiques de la nappe.

Enfin, nous rappelons le caractère inondable du site, avec une cote de crue de référence d'environ 70,8 NGF.

6. TERRASSEMENTS

6.1. Contraintes liées au site

Le mode d'exécution des terrassements dépendra de nombreux facteurs (externes au projet ou bien liés à la géotechnique) qui peuvent être dus :

- **au niveau d'assise et à la sensibilité des mitoyens qui pourraient engendrer la nécessité de réaliser des fouilles blindées ou une reprise en sous-œuvre ;**
- à la présence de voirie circulée ou non à plus ou moins grande distance de la fouille et des possibilités de neutralisation partielle ou totale de la voirie ;
- à la présence d'une nappe subissant les variations saisonnières nécessitant de mettre en œuvre des moyens d'exécution adaptés ;
- à la présence de sols peu cohérents qui nécessitent la réalisation de fouilles blindées ;
- à la présence de réseaux et d'ouvrages enterrés au droit ou à proximité du projet...

Nous notons entre autres l'existence d'une cuve enterrée au droit du projet. Il conviendra de prévoir la purge et/ou le comblement de cet ouvrage au démarrage des travaux. Les remblais seront soigneusement mis en œuvre et compactés par couches fines successives, afin de ne pas générer de tassements ultérieurs. Les micropieux seront chemisés sur la hauteur des remblais.

Il est recommandé avant de démarrer des travaux de faire réaliser :

- un diagnostic des structures de l'existant et des avoisinants par un bureau d'études structures, qui pourra statuer le cas échéant sur les confortements ou précautions à prendre, pour la réalisation des travaux, ainsi que les déformations à ne pas dépasser. Des confortements structurels pourront être nécessaires notamment côté Ouest pour assurer un liaisonnement entre les murs du corps conservé ;
- un référent préventif qui permettra de faire un relevé exhaustif des désordres éventuels sur les existants.

Enfin, il conviendra de prévoir, dans le cadre de la mission G3 phase étude, la réalisation de reconnaissances de fondations complémentaires sur les locaux existants conservés. Ces reconnaissances permettront de préciser et prendre en compte :

- les risques d'interaction entre les fondations existantes et les fondations créées ;
- les contraintes de stabilité des existants en vue de la réalisation des terrassements provisoires, et la nécessité éventuelle d'une reprise en sous-œuvre en fonction des cotes définitives des terrassements provisoires.

6.2. Extraction des matériaux

Le projet ne nécessite pas de terrassements autres qu'un simple reprofilage du terrain naturel (+/- 0,30 m par rapport au terrain actuel).

Dans tous les cas, les terrassements devront être réalisés selon les règles de l'Art.

Ces terrassements dans les remblais et éventuellement les alluvions fines pourront être réalisés à l'aide d'engins classiques de terrassement de type pelle mécanique ou tractopelle.

Par ailleurs, compte tenu de la présence d'un niveau phréatique, en fonction des principes de fondation envisageables, ces derniers pourront nécessiter des moyens d'exécution adaptés : tubage, tarière creuse...

Dans tous les cas, la méthodologie mise en œuvre devra tenir compte des avoisinants. Si nécessaire, une étude de vibrations sera menée.

6.3. Traficabilité

Sous les structures de voiries existantes, les sols superficiels sont sensibles à l'eau. Par conséquent, en fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, leur état hydrique et leur portance sont susceptibles de varier sensiblement.

Il conviendra de tenir compte des probables problèmes de traficabilité des engins de chantier en période pluvieuse. Il est vivement recommandé de réaliser les travaux dans des conditions climatiques favorables sinon cela nécessiterait la mise en place de surépaisseurs en matériaux insensibles à l'eau ce qui pourrait engendrer un surcoût non négligeable au projet.

6.4. Talus et soutènement

a) Généralités

Au regard de la nature des terrains rencontrés, les **éventuels talus en déblai provisoires secs et non surchargés en tête**, réalisés dans les remblais et les alluvions fines, d'une hauteur inférieure à 0,7 m, pourront être dressés avec une pente de 3H/2V (3 horizontalement pour 2 verticalement). En cas de passages sableux ou de très faible cohésion des matériaux rencontrés, ces pentes seront adoucies à 2H/1V. Des hétérogénéités peuvent entraîner des éboulements locaux. Dans tous les cas, il conviendra de protéger les talus des intempéries.

Sous réserve de matériaux présentant une cohésion suffisante, **les talus définitifs, d'une hauteur d'environ 1 m**, pourront être dressés selon une pente de 3H/2V (3 horizontalement pour 2 verticalement). **Il conviendra d'adapter cette pente en phase d'exécution** en fonction de la nature et des caractéristiques des sols rencontrés.

Si l'environnement du site ne permet pas ce talutage au large, ou si des ouvrages se situent dans la zone d'influence du talus, on prévoira un ouvrage de soutènement.

Les murs enterrés du projet seront dimensionnés au soutènement, de manière à reprendre la poussée des terres. Ils seront associés à un dispositif d'étanchéité et à un système de drainage.

b) Pentes des talus provisoires

Les pentes envisageables pour les talus ont été évaluées à partir du logiciel TALREN, des résultats des sondages et par expérience.

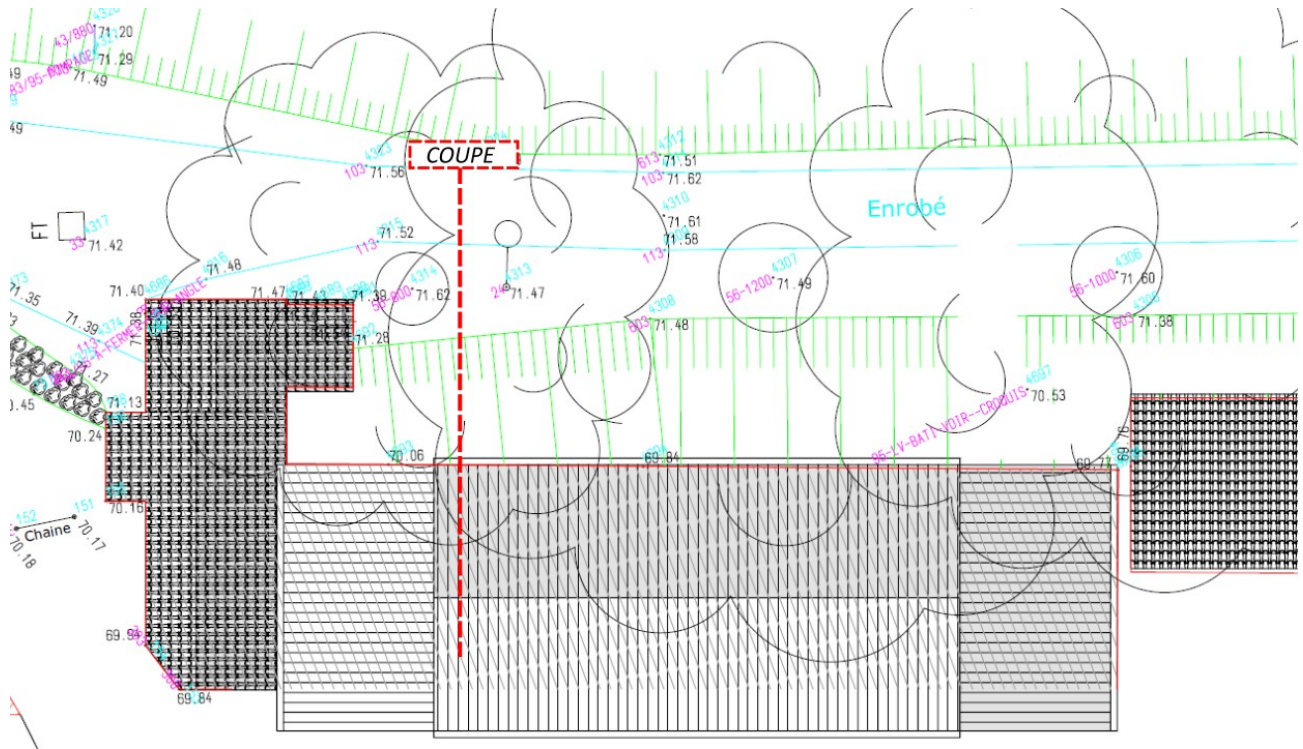
Au vu de l'ensemble des résultats et par expérience, nous avons retenu les caractéristiques de sols suivantes :

Formation	Profondeur moyenne de la base de couche	γ	φ'	c'
	m/TA	kN/m ³	(°)	kPa
Remblais argilo-limono- sableux et alluvions argilo-limono-sablo- graveleuses	> 3,0	18	20	4

Nous avons considéré :

- une période d'exécution favorable, sans circulations d'eau ;
- une surcharge répartie de 1 t/m² au niveau du cheminement ;
- l'absence de risque vis-à-vis de la sismicité.

Il a été considéré la réalisation d'un talus provisoire dressé à environ 3H/2V, permettant la réalisation de la plateforme provisoire du bâtiment.



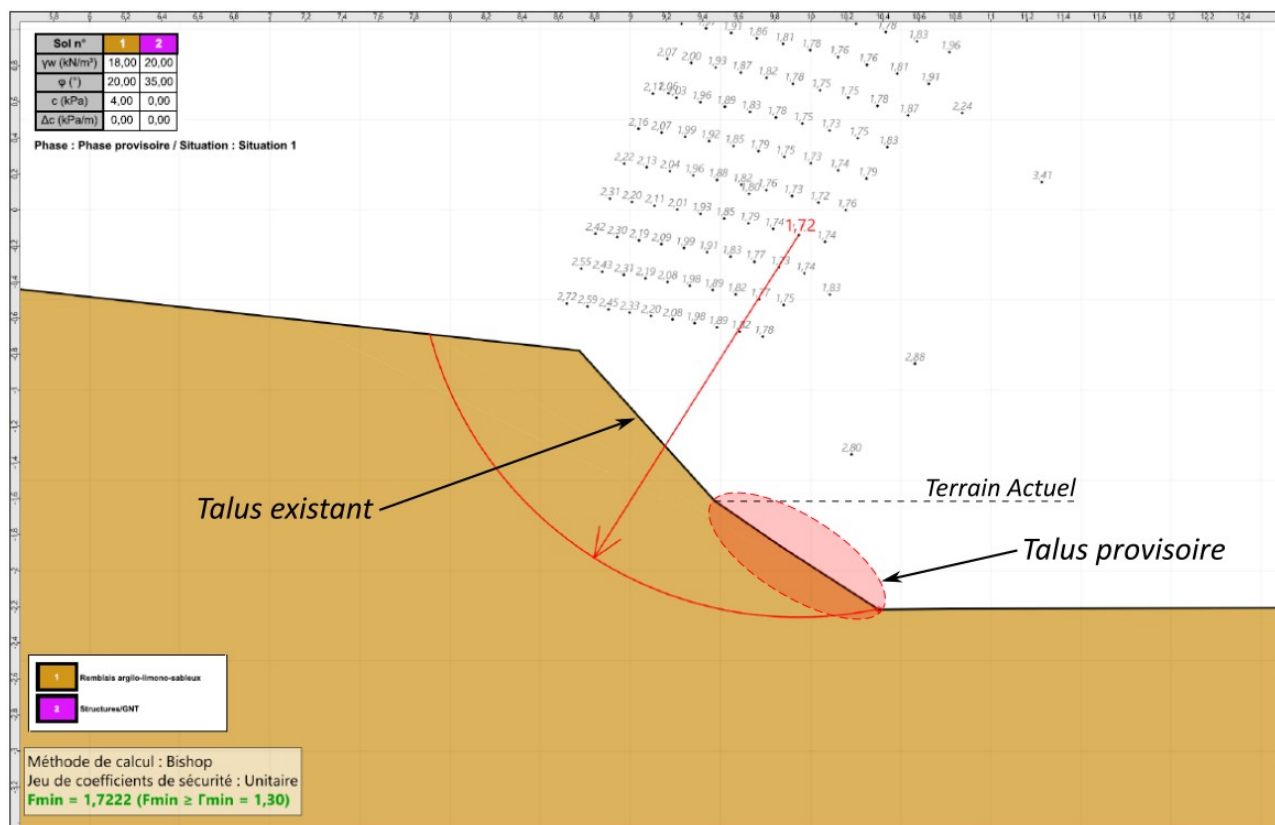
La vérification de la stabilité du talus en phase provisoire a été réalisée à partir du logiciel de modélisation TALREN. Ce logiciel permet d'étudier le comportement de masses de terres à partir d'une succession de surfaces de glissement éventuel. Les calculs ont été élaborés selon la méthode BISHOP en considérant un jeu de coefficients de sécurité unitaires appliqué aux différents paramètres de calcul :

[illegible]

Aussi, l'interprétation des résultats nécessite de préciser que la stabilité des terrains est assurée en phase provisoire dès lors que le coefficient de stabilité F obtenu par les calculs est au minimum égal à 1,30. Ainsi, nous recherchons à respecter la condition suivante :

$$F_{min} \geq 1,30$$

Le résultat de la modélisation est rappelé ci-dessous ainsi que dans le tableau suivant et en annexe.



Profil	Hauteur déblai	Cas	Résultats	Conclusions
Talus provisoire	~ 0,6 m	Talutage à 3H/2V. Absence de nappe. Surcharge de 10 kPa sur cheminement.	Talus global : F = 1,72 > 1,3	Stabilité provisoire vérifiée.

Il pourra néanmoins être nécessaire d'adapter les pentes des talus en fonction des sols réellement rencontrés sur l'emprise définitive des talus (possibles hétérogénéités ou anomalies).

Toutes les dispositions seront prises afin d'éviter l'accumulation des eaux (ruissellement, infiltration...) en pied de talus.

c) Pentes des talus définitifs

La pente des talus définitifs a été évaluée selon la même coupe, en conservant la position du pied de talus envisagée.

Nous avons conservé les précédentes hypothèses quant aux caractéristiques mécaniques des sols en place.

Nous avons par ailleurs considéré :

- une saturation des sols présents dans le talus (par exemple remontée de nappe, circulations d'eau, infiltration d'eaux de pluie ou d'inondation...) ;
- une surcharge répartie de 1 t/m² au niveau du cheminement ;
- l'absence de risque vis-à-vis de la sismicité.

Les calculs ont été élaborés selon la *méthode BISHOP* en considérant le jeu de coefficients de sécurité partiels suivant appliqué aux différents paramètres de calcul :

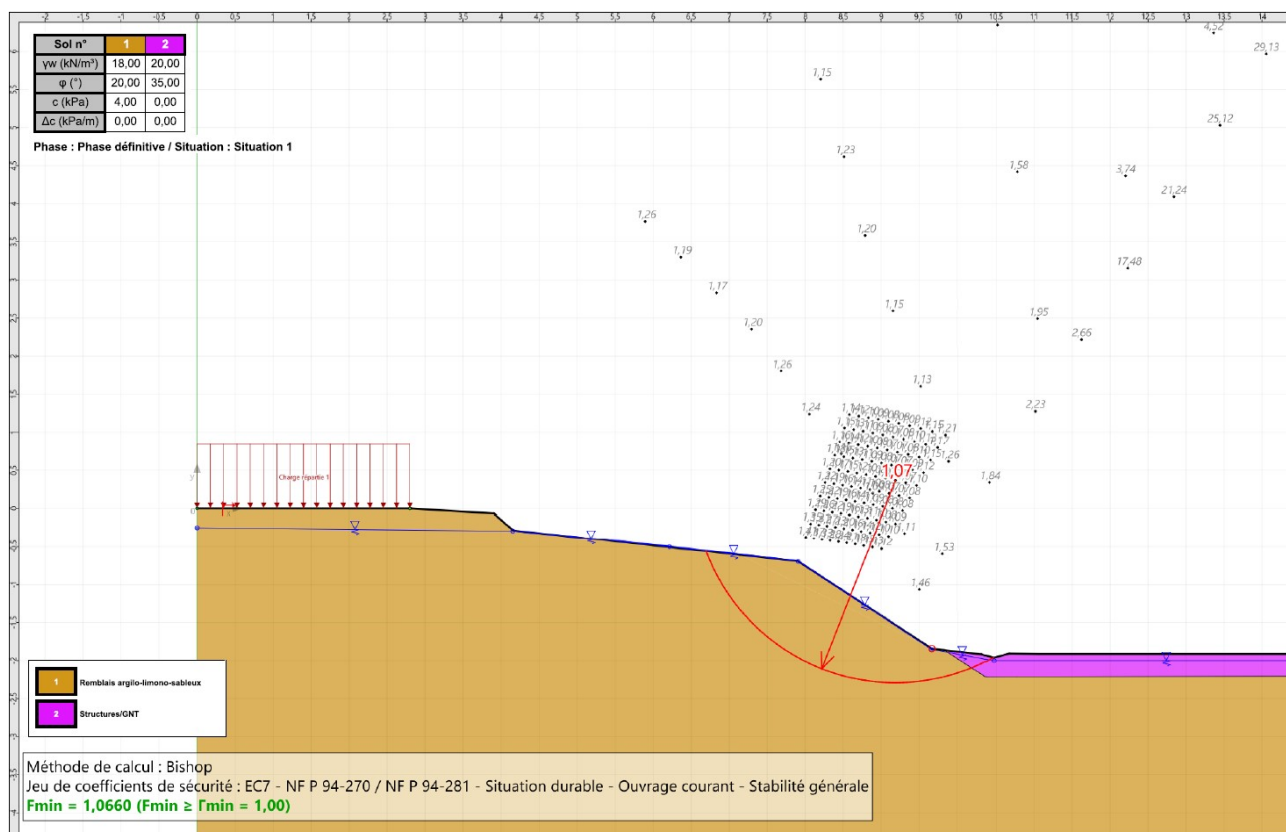
Nom	Γ_{min}	Γ_{sl}	Γ'_{sl}	Γ_{Φ}	$\Gamma_{c'}$	Γ_{cu}	Γ_Q	$\Gamma_{qscl.ab}$	$\Gamma_{qscl.es}$	Γ_{pl}	Γ_{aclo}	Γ_{s3}
Unitaire	1,00	1,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,10

Nous rappelons que ces coefficients sont donnés dans le cadre d'une approche de calcul 2, conformément aux recommandations de l'Eurocode 7.

Aussi, l'interprétation des résultats nécessite de préciser que la stabilité des terrains est assurée dès lors que le coefficient de stabilité F obtenu par les calculs est au minimum égal à 1. Ainsi, nous recherchons à respecter la condition suivante :

$$F_{min} \geq 1$$

Le résultat de la modélisation est rappelé ci-dessous ainsi que dans le tableau suivant et en annexe.



Profil	Hauteur déblai	Cas	Résultats	Conclusions
Talus définitif	0,2 m/Terrain Initial	Talutage toute hauteur à 3H/2V. Saturation des sols, décharge rapide. Surcharge de 10 kPa à 1,0 m de la tête de talus.	Talus global : $F = 1,07 > 1,0$	Stable en phase définitive

Toutes les dispositions seront prises pour assurer leur stabilité à long terme (engazonnement, plantes fixantes, système pérenne de récupération des eaux, ...).

En cas de zones sableuses ou caillouteuses ou de circulations d'eau recoupées par les talus, il conviendra de prévoir la mise en œuvre de drains afin de garantir la stabilité à moyen et long terme. Les eaux collectées seront évacuées vers un exutoire adapté, non dangereux pour le projet et les avoisinants (réseau EP par exemple).

6.5. Reprise en sous-œuvre

Au stade actuel du projet, les cotes de terrassement et les cotes d'assise des fondations des locaux conservés ne sont pas précisément connues.

Il conviendra de préciser ce point dans le cadre d'un complément d'étude (mission G5 ou complément de mission G2/PRO), ou de la mission G3, phase étude.

En cas d'excavation à proximité des existants, la réalisation d'une reprise en sous-œuvre pourra être nécessaire pour éviter le déchaussement des fondations mitoyennes/voisines.

Les reprises en sous-œuvre sont des points critiques risquant d'entraîner des désordres sur les bâtiments existants. Cette solution reste toutefois envisageable, sous réserve :

- de limiter la largeur des passes à 0,5 m ;
- de mettre en œuvre les moyens nécessaires pour ne pas risquer de déstabiliser l'existant ;
- de mettre en place une méthode observationnelle ;
- d'un suivi d'exécution (mission G3) et d'une supervision géotechnique d'exécution dans le cadre d'une mission G4.

Un plot d'essai sera réalisé au démarrage du chantier et sera validé dans le cadre des missions G3 et G4.

En cas d'instabilité, les mesures correctives dans le cadre de la méthode observationnelle de l'entreprise (à détailler par l'entreprise dans son PAQ) pourront être :

- la diminution de la largeur des passes ;
- la diminution éventuelle de la hauteur des passes (reprise à faire en 2 passes verticales) ;
- la stabilisation des murs par butonnage (béton projeté, lierne, bouton incliné sur le sol) en cas de défaut structurel ;
- ...

Le niveau d'assise devra respecter le plus restrictif des critères suivants :

- un ancrage de la reprise de 0,3 m sous l'arase de terrassement prévue ;
- une règle de redans selon une pente de 3H/2V devra être respectée entre fondations voisines reprises et celles non reprises. Dans le cas où les règles ne sont pas respectées dans la zone d'emprise alors les reprises devront s'étendre en dehors de la zone de terrassement.

Les descentes de charges sur les fondations existantes ne seront pas augmentées. Moyennant une exécution soignée des fouilles et de la reprise, les tassements devraient rester faibles.

La largeur des semelles de reprise sera au minimum égale à la largeur des infrastructures existantes. Elle ne sera en aucun cas inférieure à 40 cm, afin d'assurer un bon contact sol/fondation.

Compte tenu du caractère sensible au remaniement et à l'eau du sol d'assise, les fonds de fouille seront finis manuellement ou au godet de curage.

On s'assurera que le sol d'assise des fondations est homogène.

Il convient de couler le béton de propreté ou le gros béton dès l'ouverture des fouilles afin d'éviter l'altération ou la décompression du sol d'assise. Le béton des semelles sera ensuite coulé à pleine fouille sur toute la hauteur.

Toute poche de moindre consistance détectée à l'ouverture des fouilles sera purgée et remplacée par un gros béton coulé pleine fouille.

Tout vestige (ancien ouvrage enterré, ...) sera purgé et remplacé par un gros béton coulé pleine fouille.

En cas d'arrivées d'eau à l'ouverture des fouilles, il conviendra de les assécher par un dispositif adapté à leur importance et à la nature des terrains (drainage, pompage).

Tous les travaux devront être réalisés selon les règles de l'Art.

6.6. Sujétions d'exécution

Les règles de l'Art seront respectées.

Le drainage permanent de la plateforme devra être assuré (drainage gravitaire, tranchées, pompage, épis drainants ...). Si malgré ces précautions, le drainage n'est pas suffisant, on devra prendre les dispositions suivantes : cloutage, géotextile, traitement, ...

La protection des éventuels talus provisoires devra être assurée.

7. GESTION DES EAUX

7.1. Phase provisoire

Lors de notre intervention (*juin 2024*), nous avons constaté un niveau d'eau vers 3,7 m/TA au droit du sondage SP1 en fin d'intervention.

Compte tenu de la nature argileuse des matériaux, il conviendra de prévoir des dispositions afin d'éviter l'accumulation des eaux de pluie et de ruissellement sur les plateformes et dans les fouilles. Il pourra s'agir de tranchées drainantes ou de fossés. La pente sera au minimum de 5 mm/m. Ces ouvrages tiendront compte de la topographie du site et seront raccordés à un exutoire dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

En période climatique défavorable, il pourra être nécessaire de mettre en place un pompage afin d'évacuer les eaux de pluie et les éventuelles circulations erratiques recoupées par les fouilles.

7.2. Phase définitive

Toute infiltration d'eau au niveau des fondations sera proscrite. Les eaux de ruissellement et de toiture seront soigneusement collectées (gouttières, contre-pente, ...) et évacuées vers un exutoire dimensionné de manière suffisante, et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

Les éventuels murs enterrés du projet devront être pourvus d'un dispositif de drainage et d'un système d'étanchéité afin de se protéger des circulations d'eau anarchiques pouvant s'établir au sein des terrains superficiels conformément au DTU 20.1 : drain périphérique avec exutoire gravitaire ou pompe de relevage par exemple.

Enfin, nous rappelons que le site est positionné en zone inondable. Il conviendra de respecter les dispositions particulières du règlement du PPRi (cote du niveau bas, prescriptions pour que l'ouvrage n'entrave pas le flux hydraulique lors d'inondations, etc...).

8. GÉOTECHNIQUE – ADAPTATION SOLS / STRUCTURES

8.1. Principe de fondations

Avant de présenter les solutions techniques à mettre en œuvre, nous précisons ici que la pérennité de l'ouvrage ne peut être assurée qu'en considérant un horizon d'assise unique, homogène tant en nature qu'en compacité, suffisamment porteur pour reprendre les charges induites par le projet.

Au vu du contexte géologique et des caractéristiques du projet, il est envisagé **la réalisation de fondations profondes par micropieux ancrés dans le substratum local**. Leur réalisation nécessitera impérativement de respecter certaines dispositions constructives.

8.2. Fondations profondes par micropieux

a) Caractéristiques des fondations

Les fondations seront profondes de types micropieux ancrés dans le substratum local sain reconnu à partir de **8,1 m de profondeur/TA, soit environ 61,3 NGF**.

Compte tenu des résultats des sondages réalisés et de leur caractère ponctuel, nous précisons ici que la profondeur du toit du substratum peut varier d'un point à l'autre. Des sur profondeurs ou remontées du toit peuvent donc apparaître.

Nous utiliserons ci-après la procédure « modèle de terrain » qui consiste à déduire d'un modèle géotechnique du site les valeurs caractéristiques de la résistance de pointe et du frottement axial unitaire dans les différentes couches de sol.

Selon la norme NFP 94-262 (Eurocodes 7 – Fondations profondes), il convient de vérifier que :

- la valeur de calcul à l'ELS de la charge axiale F_d transmise par un pieu est inférieure ou égale à la valeur de calcul de la charge de fluage de compression R tel que :
$$F_d \leq R_{c;d}$$
- la valeur de calcul à l'ELU de la charge de compression axiale $F_{c;d}$ est inférieure ou égale à la valeur de calcul de la portance $R_{c;d}$ tel que :

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}$$

Selon les termes de la NFP94-262, les charges admissibles en compression sont données par les formules :

$$R = \Gamma_1 \cdot R_s + \Gamma_2 \cdot R_b$$

Avec $R = R_{c;d}$ à l'ELS ou $R = R_{c;d}$ à l'ELU
 R_b : résistance limite de pointe, avec $R_b = A \cdot k_p \cdot p_{le}^*$
 R_s : résistance limite en frottement latéral, avec $R_s = \pi D \sum h_i \cdot q_{si}$

Où : A est la section du pieu et D son diamètre
 k_p le facteur de portance, p_{le} la pression limite nette équivalente
 q_{si} le frottement latéral limite dans la couche i d'épaisseur h_i .

Dans le cas de micropieux, le terme de pointe n'est pas pris en compte.

b) Mort terrain

Compte tenu des caractéristiques mesurées dans les alluvions fines, on considèrera un mort terrain jusqu'au toit des faciès graveleux, soit environ 66,1 NGF.

Ceci conduit à une épaisseur de mort terrain de l'ordre de :

- 3,3 m côté Ouest (plateforme de travail présumée à 69,4 NGF) ;
- 3,5 m côté Est (plateforme de travail présumée à 69,6 NGF) ;
- 5,0 m au droit des appuis Nord de la passerelle, dans l'hypothèse d'une tête de micropieu 0,5 m sous la cote finie (soit $71,6 - 0,5 = 71,1$ NGF).

c) Éléments de calculs

Les éléments de calcul proposés ici sont fournis conformément à l'Eurocode 7.

Pour un **micropieu injecté mode IGU (micropieu Type III, Classe 8, Catégorie 19)** ancré dans le substratum, on retiendra les données géotechniques présentées dans le tableau ci-dessous au droit du sondage SP1. L'épaisseur des formations variera toutefois en fonction des zones.

Nature des sols	Cote moyenne de la base de la couche concernée (NGF)	Caractéristiques		
		PI* (MPa)	Courbe selon EC7	q _{sl} (kPa)
Mort terrain	66,1	0	-	0
Argile graveleuse 1	64,2	1,5	Q1 (Sols intermédiaires argileux)	119
Argile graveleuse 2	61,3	0,4	Q1 (Sols intermédiaires argileux)	83
Marne	< 54,4	5,0	Q4	288

* absence de mesure en CaCO₃, mais courbe « Q4 marne » retenu selon notre expérience locale

Les valeurs proposées correspondent à une exécution stricte et soignée de l'injection. Les essais de conformité permettront ensuite d'appliquer les facteurs de corrélation *ksi'* pour déterminer la résistance caractéristique des pieux chargés axialement.

La faisabilité du type de micropieux préconisé ci-dessus reste à l'appréciation de l'entreprise de fondations spéciales car elle est en fonction des caractéristiques (puissance ...) de son matériel.

En cas de groupe de micropieux, les paramètres précités seront adaptés en conséquence et les tassements calculés.

d) Effet de groupe

Au vu du plan de fondation transmis, aucun micropieu n'est concerné par un effet de groupe.

En fonction du plan de fondation définitif, il faudra vérifier en phase exécution qu'il n'y a pas d'interaction entre les micropieux les plus proches.

Cette interaction impacte :

- le comportement transversal ;
- l'état limite de mobilisation globale du sol ;
- le frottement négatif.

e) Prédimensionnement vis-à-vis des efforts de compression verticaux centrés

Lors du dimensionnement définitif des micropieux (mission G3), on s'assurera que la couche d'ancrage soit reconnue jusqu'à une profondeur suffisante.

L'exemple de dimensionnement proposé ci-après est réalisé :

- à l'ELS quasi-permanent et l'ELU-Fondamental ;
- avec la méthode pressiométrique ;
- selon le « modèle de terrain » ;
- pour un ancrage de 2 m dans le substratum compact ;
- pour des efforts verticaux de compression.

Nous obtenons les capacités portantes suivantes :

Type de fondation	Cote présumée de la tête de micropieu (NGF)	Ø (m)	Ancrage dans le substratum marneux	Longueur totale minimale* (m/TA)	Capacité portante d'un micropieu à ELS-QP (kN)	Capacité portante d'un micropieu à ELU-FOND (kN)
Micropieu type III (catégorie 19 – classe 8)	69,4	0,20	2,0 m	10,1 m	225,8	322,7
	69,6			10,3 m		
	71,1			11,8 m		

Remarque : Le dimensionnement des micropieux devra également prendre en compte notamment le frottement négatif, les efforts horizontaux, les moments et les efforts de traction.

f) Efforts parasites

Les micropieux positionnés à proximité immédiate des murs existants subiront des efforts parasites dont il faudra tenir compte dans le dimensionnement, à savoir un effort horizontal induit par le bulbe de contraintes sous les fondations existantes.

Nous recommandons dans la mesure du possible d'éloigner les micropieux des structures existantes (si possible minimum de 0,50 m/nu de la fondation existante) afin de limiter cet effet.

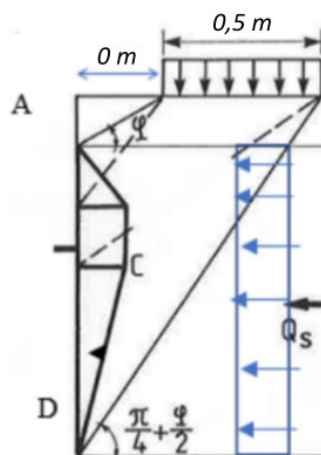
Les efforts parasites devront être plus précisément définis dans le cadre de la mission G3, phase étude, en fonction :

- **des caractéristiques des fondations mitoyennes/voisines, à reconnaître ;**
- **de la cote effective des têtes de micropieux.**

Nous retiendrons en première approche l'hypothèse défavorable d'un micropieu contre la fondation existante, avec une assise de fondation en tête du micropieu.

En première approche, nous considérerons l'hypothèse d'une fondation existante de 0,50 m de largeur avec une charge de 40 kN/ml sous la base de la fondation, soit une contrainte appliquée sous fondation existante de $s = 80$ kPa à l'ELS-qp et 120 kPa à l'ELU-Fond. Ces contraintes seront à vérifier en phase G3 à partir de reconnaissances de fondations et d'une estimation des descentes de charges de l'existant par un bureau structures.

Dans le cas où les micropieux se situent contre les fondations existantes, nous avons tenu compte d'un moment induit par les efforts de poussées (efforts horizontaux) dus aux bulbes des contraintes selon le schéma suivant :



Par simplification, on assimilera à une répartition uniforme rectangulaire sur la hauteur du pieu AD en retenant $\phi' = 25^\circ$.

Dans le cas d'une surcharge locale, la hauteur d'application de la surcharge (AD) sera définie de la manière suivante :

$$AD = 0,50 / \tan(\pi/4 - \phi'/2) = 0,78 \text{ m}$$

Nous intégrerons dans la modélisation la prise en compte d'un effort horizontal entre 0 et 0,8 m de profondeur, pour les micropieux situés en zone de mitoyenneté.

On admettra qu'une surcharge locale se diffuse selon un angle de 25° sur la hauteur du micropieu, ce qui nous donne une résultante :

$$Q_s = s * \tan^2(\pi/4 - \phi'/2) = 33 \text{ kPa à l'ELS-qp et } 49 \text{ kPa à l'ELU-Fond}$$

g) Justification des armatures par rapport à la contrainte sur l'acier pour les micropieux en compression

Conformément à la NF P94-262, les travaux devront être réalisés par une entreprise spécialisée et équipée vis-à-vis de la solution proposée.

Par hypothèses, nous considérons :

- le béton des casques sera à minima de classe C25/30 ;
- la limite élastique pour l'armature sera $f_e = 560 \text{ MPa}$;
- contrainte dans l'acier inférieure à $2/3f_e = 373 \text{ MPa}$ à l'ELU-FOND et $0,5f_e = 280 \text{ MPa}$ à l'ELS.

Nous effectuerons les justifications pour les armatures suivantes :

- tube 60,3/50,3 mm, d'épaisseur 5 mm et une aire de section de $8,69 \text{ cm}^2$. L'enrobage étant supérieur à 5 cm, il ne sera pas pris en compte d'épaisseur sacrificielle pour la corrosion.

Au vu de ces hypothèses, nous obtenons les caractéristiques de dimensionnement suivantes pour la charge maximale :

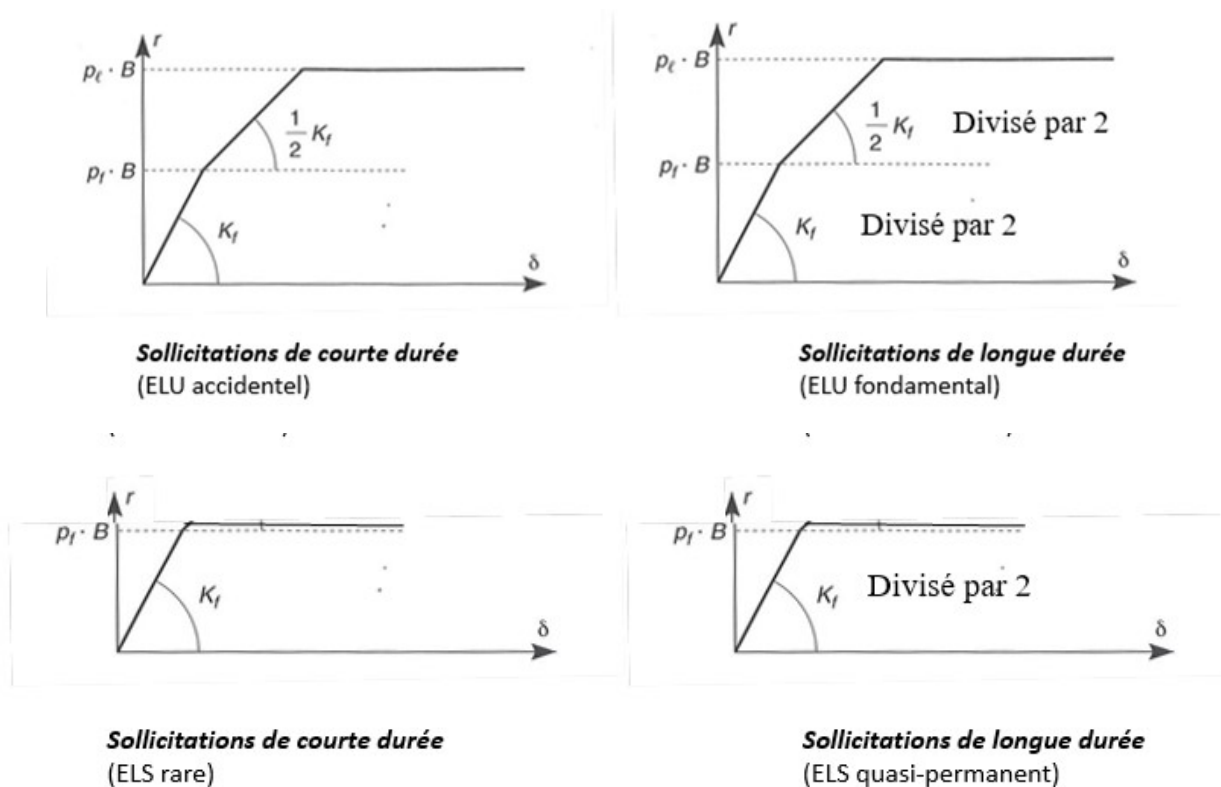
Sollicitations		Dimensions		Charge maximale verticale appliquée sur l'armature à l'ELS (MPa)	Charge maximale verticale appliquée sur l'armature à l'ELU-FOND (MPa)
ELS _{QP} kN	ELU _{FOND} kN	Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)		
200	300	60,3	5	230,15 < 280 MPa	345,22 < 373 MPa

h) Justification des micropieux vis-à-vis des efforts horizontaux

Par la suite, nous allons justifier les micropieux vis-à-vis des efforts horizontaux subits par les micropieux en zone de mitoyenneté.

Les calculs sont menés à l'aide du logiciel FOXTA. Les micropieux sont supposés isolés sans encastrement. La liaison modélisée est de type libre en tête.

La loi de mobilisation de la réaction frontale r en fonction du déplacement δ d'un micropieu est définie par des segments de droite et un palier plastique.



Avec p_f : pression de fluage, p_l pression limite, B diamètre du pieu, K_f module de réaction linéique.

Le palier r_f est pris égal à $B \cdot p_f$.

L'évaluation de K_f est donnée par la formule suivante :

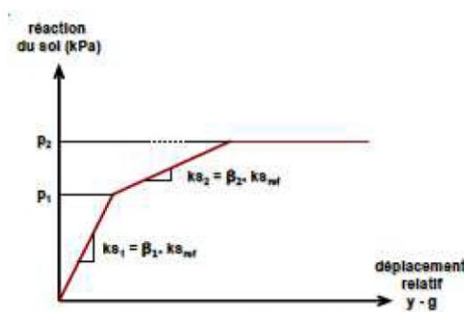


Figure G.8 : Loi de mobilisation de la réaction latérale du sol : "à partir des données pressiométriques (élastoplastique)"

$$ks_{ref} = \frac{1}{B} \left(\frac{18 \cdot E_M}{4 \cdot \left(2,65 \cdot \frac{B}{B_0} \right)^2 \cdot \frac{B_0}{B} + 3 \cdot \alpha} \right) \quad \text{si } B \geq B_0$$

$$ks_{ref} = \frac{1}{B} \left(\frac{18 \cdot E_M}{4 \cdot (2,65)^2 + 3 \cdot \alpha} \right) \quad \text{si } B \leq B_0$$

Pour la justification des micropieux sous sollicitations horizontales, nous considérons un mort terrain de 3,50 m. Aussi selon l'annexe I.1.6 de la NFP 94-262, on retiendra une réduction sur une épaisseur $2B$ avec une loi de comportement affectée d'un coefficient 0,7.

Diamètre (m)	Section armature	Cas de charge	Effort horizontal	Moment maximum induit dans le micropieu	Déplacement horizontal	Réaction latérale maximale du sol
0,20	60,3/50,3	ELSqp	0,58 kN	0,16 kN.m	2,1 mm	36,8 kPa
		ELU Fond	0,86 kN <i>Arrondi à 1 kN</i>	0,24 kN.m <i>Arrondi à 0,5 kN.m</i>	-	54,7 kPa

Les déplacements attendus pour les efforts à l'ELS sont inférieurs au centimètre. **L'armature retenue est justifiée vis-à-vis des efforts horizontaux et les pressions latérales à l'ELS et l'ELU restent inférieures à la pression de fluage limitée à 140 kPa dans les sols de surface.**

i) Justification des armatures par rapport à la contrainte sur l'acier pour les micropieux soumis à des efforts horizontaux

Conformément aux hypothèses précédentes, nous considérerons des micropieux armés avec des tubes en 60,3/50,3 mm.

Les moments et les efforts tranchants maximaux (induits par les fondations mitoyennes) sont les suivants :

Tubes d'Armatures	60,3/50,3
Nd ELUmax (kN)	300
Md ELU (kN.m)	1 kN.m

Les sollicitations sur le tube armature sont justifiées en flexion composée vis-à-vis de l'EC3 par :

$$\frac{N}{A \cdot f_y} + \frac{M}{W \cdot f_y} < 1$$

Tubes	60,3/50,3
A (cm²)	8,69
W (cm³)	11
f_y (MPa)	560

Sur la base des hypothèses retenues, le résultat est le suivant : $\frac{N}{A \cdot f_y} + \frac{M}{W \cdot f_y} = 0,89 < 1$

Vis-à-vis de l'effort tranchant, on doit vérifier selon l'EC3 qu'il est bien inférieur à la valeur ci-dessous :

$$V_{Rd} = V_{pl;Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

- f_y=560 MPa ;
- γ_{M0} = 1,25 ;
- A_v (Aire de cisaillement d'un tube) = 2*A/π.

Tube	60,3/50,3
Av (cm²)	5,53
Vr;d (kN)	143
Effort Tranchant (kN)	1
Effort Tranchant < Vr;d	OK

Les micropieux armés avec les armatures retenues peuvent reprendre les efforts horizontaux.

j) Justification des platines

Nous rappelons que les platines en charge de la transmission des efforts verticaux vers les micropieux devront être justifiées vis-à-vis de la contrainte de compression du béton sous la plaque et de la contrainte de cisaillement du tube sur la plaque.

On retiendra les efforts maximums, donnés pour chaque type d'armature :

Armature	Sollicitations	
	ELS _{QP} kN	ELU _{FOND} kN
60,3/50,3	200	300

La contrainte maximale à l'ELU-FOND dans le béton sera :

- pour un béton C25/30, la résistance du coulis à l'ELU est limitée à $0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2$ MPa.

Il convient de vérifier que la contrainte dans le béton reste bien inférieure à la résistance du coulis à l'ELU en fonction de la section des platines.

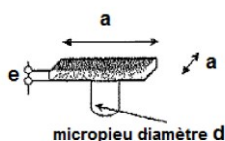
Par hypothèse pour une plaque de section 150 x 150 mm :

- $300 \text{ kN} / (0,15 \times 0,15 \text{ m}) = 13,3 \text{ MPa}$ à l'ELU-FOND → OK

Nous proposons donc de retenir **des platines de 0,15 m x 0,15 m**.

Le cisaillement de la plaque :

- pour une platine lisse de 15 cm*15 cm, de limite élastique f_e de 235 MPa :



$$M = \sigma_{réelle} \times c \times a \times \frac{c}{2}$$

avec

$$c = \frac{a - d}{2}$$

On a donc un moment sur la partie en porte à faux de la platine qui vaut :

- pour une armature de diamètre extérieur **60,3 mm** : $M = 2,01 \text{ kN.m}$

L'épaisseur de la plaque se déduit de la formule suivante :

$$e = \sqrt{\frac{6 \times M}{a \times \sigma_e}}$$

On obtient ainsi $e=18,5 \text{ mm}$. On retiendra une épaisseur minimale de 20 mm.

Nous proposons donc de retenir des platines de 0,15 m x 0,15 m x 20 mm.

k) Justification au flambement

La justification au flambement sera définie à partir de la méthode de MANDEL et en prenant en compte les caractéristiques suivantes :

- les micropieux seront encastrés aux deux extrémités ;
- les micropieux mis en œuvre sont dimensionnés pour des diamètres Ø200 mm ;
- les armatures utilisées seront des tubes 60,3/50,3 avec un moment d'inertie de 33 cm⁴ ;
- la longueur D soumis au flambement sera d'environ 3,50 m pour les micropieux du bâtiment et d'environ 5,0 m pour les micropieux Nord de la passerelle (Mort terrain).

Aussi compte tenu d'une distance des micropieux de la passerelle supérieures à 5*B avec B=200 mm (diamètre des micropieux) avec la tête de talus et selon le profil des pentes définitives étudiées au chapitre 6.4.c, on peut considérer qu'il n'y aura pas de diminution supplémentaire sur la réaction horizontale surfacique vis-à-vis du risque de flambement.

La charge critique vis-à-vis du flambement est déterminée à partir de la formule suivante :

$$N_c = \varphi \times \sqrt{E \times I \times k \times B}$$

Selon les abaques de Mandel, la force réduite φ est proche de 1 pour un micropieu encastré aux deux extrémités.

Ainsi, le module de réaction horizontal surfacique kh sera déterminé de la manière suivante :

$$k = \frac{6 \times E_m}{\frac{4}{3} \times 2,65^\alpha + \alpha} = 5,57 \text{ MPa}$$

La raideur surfacique du terrain pour un micropieu de Ø 200 mm est de $kh = k/B = 27,85 \text{ MPa/m}$.

- E étant le module de l'acier. Elle correspond à E = 210 000 MPa pour l'armature prise en compte ;
- B0 étant le diamètre des armatures.

Afin de définir le comportement du micropieu vis-à-vis du flambement, nous avons pris en compte un module pressiométrique de 3 MPa sur la hauteur de 3,50 / 5,50 m considérée, pour le calcul de butée des sols superficiels et un coefficient rhéologique de 0,67.

On obtient les résultats suivants :

	Ø200 mm
	Tube 60,3/50,3
NC (kN)	625,8
Charge admissible (NC/2,5 en kN))	250,3
Charge max à l'ELS (kN)	200

La charge admissible est supérieure à la charge maximale appliquée en tête de micropieu.

l) Raccourcissement élastique

Cette caractéristique correspond au tassement de l'armature du micropieu. Il est défini comme suit :

$$\Delta I = \frac{LLE \times \text{charge appliquée}}{E \times S}$$

- charge appliquée sur micropieu à l'ELS ;
- E module de l'acier : 210 000 MPa ;
- LLE : longueur libre équivalente à la longueur libre + ½ longueur de scellement ;
- section de l'armature.

On obtient pour les micropieux les plus chargés :

Longueur soumise au flambement (m)	Sollicitations		Section tube (cm ²)	Δl mm
	ELS _{QP} kN	ELU _{FOND} kN		
3,5 (bâtiment)	200	300	8,69	8 mm
5,0 (passerelle)				10 mm *

* Les descentes de charges pour les micropieux de la passerelle ne nous ont pas été précisées ; elles seront probablement beaucoup plus faibles que les estimations transmises (relatives à des appuis du bâtiment), conduisant à un raccourcissement élastique significativement plus faible que la valeur obtenue ici. Pour des descentes de charges de l'ordre de 50 à 100 kN à l'ELS, le raccourcissement élastique obtenu serait inférieur à 5 mm.

Les tassements absolus et différentiels seront inférieurs à 10 mm.

m) Tableau de dimensionnement

À partir des hypothèses précédemment décrites et au vu des différents paramètres, nous proposons le dimensionnement suivant :

Cote présumée de la tête de micropieu (NGF)	Efforts verticaux		Ø Micropieu (mm)	Ancrage dans le substratum (m)	Prof. mini. micropieu (m/PF) *	Armatures (mm)	Dimensions platine (mm)
	ELS QP (kN)	ELU FOND (kN)					
69,4	160	240	200	2	10,1	60,3/50,3	150x150x20
	200	300	200	2	10,1	60,3/50,3	150x150x20
69,6	160	240	200	2	10,3	60,3/50,3	150x150x20
	200	300	200	2	10,3	60,3/50,3	150x150x20
71,1	< 200	< 300	200	2	11,8	60,3/50,3	150x150x20

* Profondeur théorique du toit du substratum à la cote 61,3 NGF. La profondeur réelle devra être ajustée en fonction des variations du toit du substratum et de la cote effective de la plateforme de travail. Un enregistrement des paramètres sera réalisé sur l'ensemble des micropieux afin de s'assurer du bon ancrage dans le substratum.

Le dimensionnement définitif devra être établi en fonction des descentes de charges réelles au droit de chaque micropieu, ainsi que des éventuels efforts horizontaux et moments.

n) Dispositions constructives

Les micropieux seront réalisés selon les règles de l'Art par une entreprise spécialisée en fondations profondes. Leur exécution sera conforme à l'Eurocode 7 relatif aux fondations profondes.

Aussi, il conviendra de s'assurer que les structures mises en place entre deux micropieux seront capables de reprendre les efforts de flexion et que la contrainte transmise en frottement par le micropieu sur ces structures sera admissible.

Un essai de contrôle de portance devra être réalisé. Pour un chantier de moins de 25 micropieux, on pourra s'en affranchir si la charge limite est frappée d'un coefficient minorateur 1,5.

Nous rappelons ici, que la charge admissible par le micropieu est limitée par la charge intrinsèque des matériaux constituant le micropieu, sous les sollicitations à l'ELS.

L'énergie de réalisation des micropieux devra être adaptée afin de limiter les vibrations susceptibles de créer des désordres sur les structures existantes.

Les micropieux seront chemisés sur la hauteur des remblais.

Afin de traverser les terrains de forte consistance et de pouvoir atteindre l'ancrage nécessaire, l'entreprise devra mettre en œuvre le matériel adapté.

Ces moyens seront tels qu'ils ne provoquent pas de désordres aux existants.

La mise en œuvre devra prendre en compte :

- la compacité des ouvrages à traverser et du substratum ;
- le chemisage des micropieux sur la hauteur des remblais ;
- la présence d'une nappe ;
- la boulangerie des terrains (passages sableux et/ou graveleux sous nappe) ;
- les variations du toit du sol d'ancrage (remontée ou approfondissement) ;
- le risque de surconsommation de coulis.

o) Contrôles

Les essais de contrôle seront conformes à la norme NF EN 14199, à savoir au minimum :

- micropieux soumis à la traction : 2 essais de chargement statique pour les 50 premiers micropieux puis un essai par groupe de 50 micropieux supplémentaires ;
- micropieux soumis à la compression : 2 essais de chargement statique pour les 100 premiers micropieux puis un essai par groupe de 100 micropieux supplémentaires.

Le forage et les injections des micropieux feront l'objet d'un enregistrement continu papier et informatique.

8.3. Niveau bas du projet

Il est prévu la réalisation d'un plancher porté sur vide sanitaire.

Aussi, afin de s'affranchir d'un risque d'accumulation des eaux dans le vide sanitaire, il est recommandé de prévoir une ventilation éventuellement associée à des barbacanes.

9. RACCORDEMENT AVEC L'EXISTANT

Il sera nécessaire de désolidariser totalement le projet par la mise en place d'un joint de rupture disposé sur toute la hauteur du projet, entre structures existantes et structures créées (excepté dans le cas où les structures existantes seraient également reprises en sous-œuvre par micropieux).

L'énergie développée pour la réalisation des fondations devra être adaptée afin de ne pas créer de perturbations sur les structures existantes en cours de chantier. On évitera les vibrations importantes.

Les terrassements nécessaires à la réalisation du projet ne devront en aucun cas conduire à un déchaussement des fondations existantes, notamment si ces dernières ne sont pas reprises en sous-œuvre. En ce sens, les fondations du projet devront suffisamment en retrait pour ne pas impacter celles existantes. Les travaux devront également tenir compte des débords des fondations existantes.

Des précautions et dispositions spécifiques sont également à prévoir dans le cadre des travaux de démolition et de purge des infrastructures existantes, afin d'éviter toute déstabilisation des existants conservés.

En aucun cas les travaux ne devront conduire à la déstabilisation des structures existantes. Il y aura donc lieu de prendre toutes les dispositions nécessaires à ce sujet.

Une distance minimale de 0,5 m entre le nu des micropieux à créer et la limite des fondations existantes devra être respectée. Dans le cas où cette distance ne pourrait être respectée, on ferraillera le micropieu en conséquence.

10. SUITE À DONNER

Selon l'enchaînement des missions au sens de la norme NF P 94-500, il sera prévu la réalisation d'une **mission G3 d'étude et suivi d'exécution**, à la charge de l'entreprise.

Des reconnaissances complémentaires sont à envisager dans le cadre d'une mission spécifique préalable (G5 ou complément de mission G2/PRO) ou de la mission G3, phase étude, afin de prévoir les adaptations nécessaires en mitoyenneté et au voisinage des ouvrages existants conservés.

11. ANNEXES

- Plan de localisation des sondages
- Sondage pressiométrique SP1
- Essais pénétrométriques PD1 et PD2
- Schémas des reconnaissances de fondations RF1 à RF4
- Schémas des reconnaissances de dallage RD1 à RD4
- Procès-verbaux des essais en laboratoire
- Note de calculs Talren
- Notes de calculs de Foxta
 - Micropieu type III
 - Piecoef ELS
 - Piecoef ELU

ΛΛΛΛΛΛΛ

SOLINGÉO reste à votre disposition pour tout renseignement complémentaire.

Fait à MONTAUBAN le 30/09/2024

Rédigé par

Elian SALISSARD-POUMEAU

SOLINGEO SARL
350 Avenue du Danemark
ZA Albasud
82000 MONTAUBAN
Tél. 05 63 27 28 79 / Fax 05 31 60 69 86
SIRET 519 836 803

Vérifié par

Laurent DUFFAU

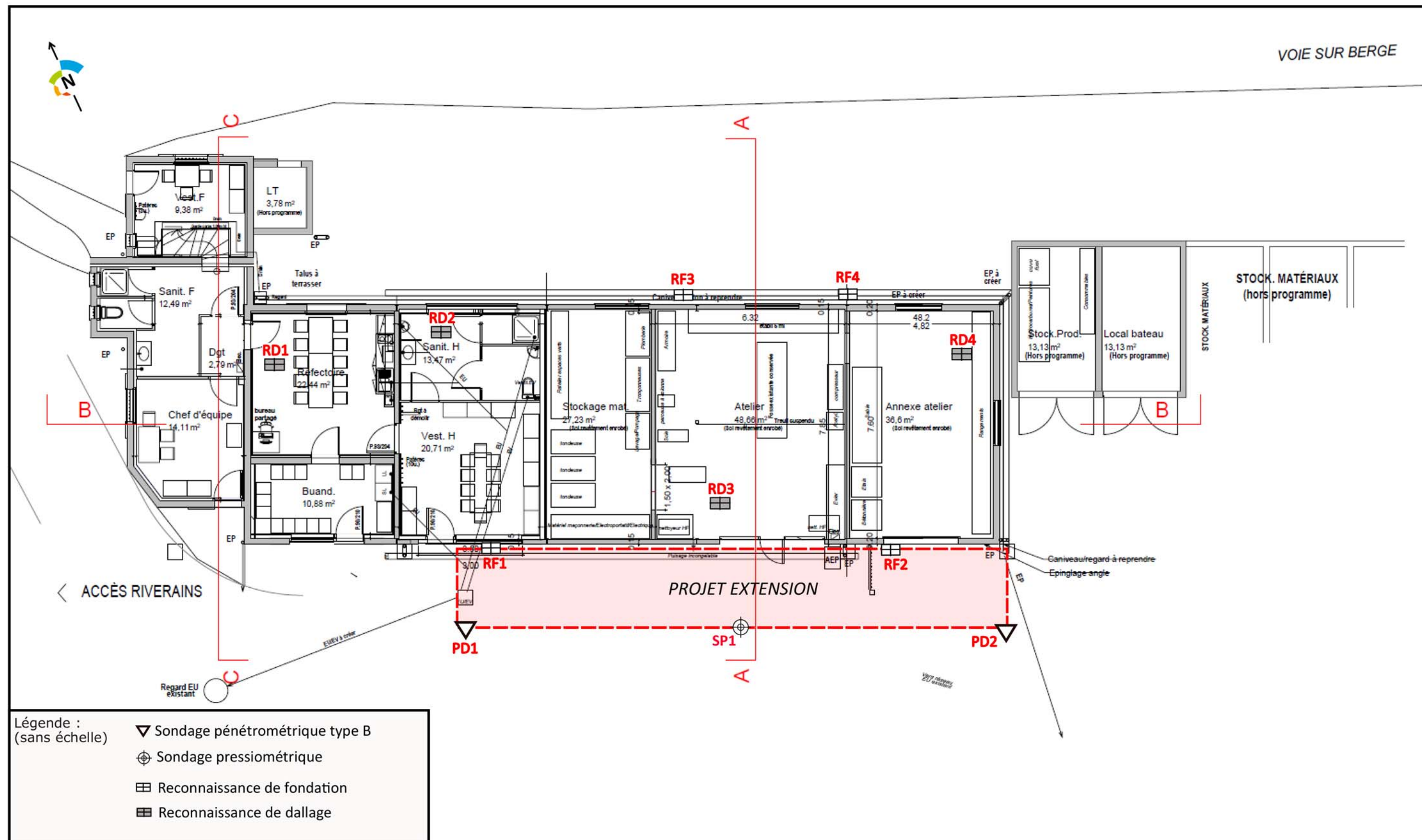
SOLINGEO SARL
350 Avenue du Danemark
ZA Albasud
82000 MONTAUBAN
Tél. 05 63 27 28 79 / Fax 05 31 60 69 86
SIRET 519 836 803 00048

PLAN DE LOCALISATION DES SONDAGES

Adresse Chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC

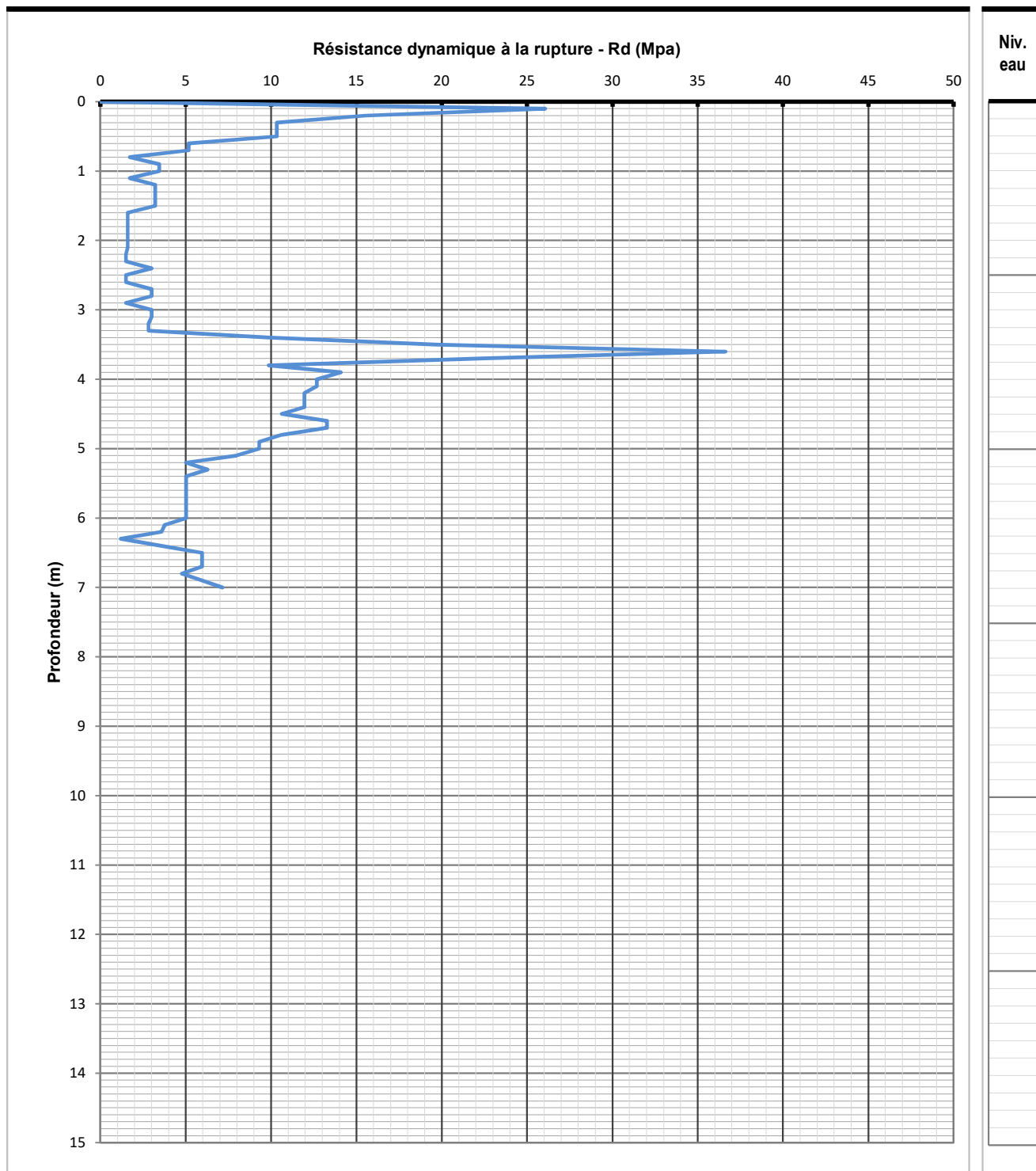
Maître d'Ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

N° de dossier : S-2405-045



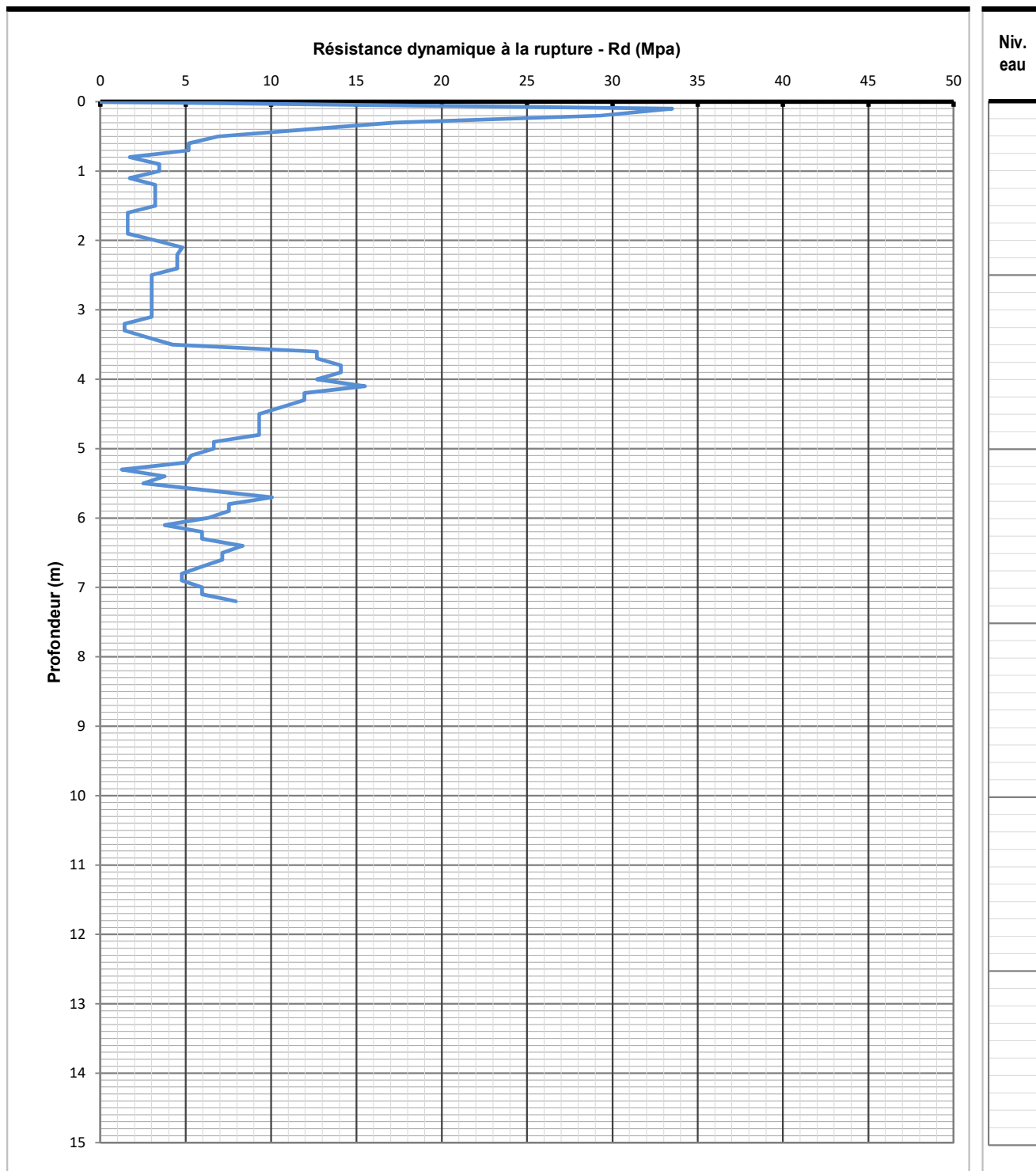
Prof. (m)	Prof. (m)	Figuré	Description	Observations de forage	Outils de forage	Numéro d'échant	PF* (MPa)	PL* (MPa)	EM (MPa)	EM/PL
							0	0	1 1e3	
0	0.05		Matériaux hydrocarbonés.	Tenue des parois :						
	0.2		Couche de forme.							
1	0.8		Remblai : limon à débris de briques, marron brun, légèrement humide.							
	1.6		Limon sableux à quelques graves, légèrement humide.							
2			Argile légèrement sableuse, noir, légèrement humide.	Bonne			0.2	0.39	4.9	12.7
3	3.1						> 1.06	2.42	27.7	11.4
4			Argile +/- marneuse à graves et cailloutis, légèrement humide.				0.66	1.37	10.3	7.5
5	5.2									
6			Argile graveleuse, marron brun, humide.				0.15	0.35	3.2	9.1
7							0.25	0.48	9.8	20.2
8	8.1									
9				Moyenne			> 4.77	> 4.77	148.5	<31.1
10							> 4.77	> 4.77	112.6	<23.6
11							> 4.78	> 4.78	110.2	<23.1
12			Marne, marron brun, humide.							
13							3.44	> 4.88	88.1	<18
14										
15	15									
16										

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD
TYPE B - Norme NF P 94-115



▪ Masse du mouton : 64kg ▪ Hauteur de chute : 0,75m ▪ Masse de la tige : 6,5kg ▪
▪ Masse de l'enclume : 9,9kg ▪ Section pointe : 0,002m² ▪ Masse de la pointe : 0,56kg ▪

SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD
TYPE B - Norme NF P 94-115



▪ Masse du mouton : 64kg ▪ Hauteur de chute : 0,75m ▪ Masse de la tige : 6,5kg ▪
▪ Masse de l'enclume : 9,9kg ▪ Section pointe : 0,002m² ▪ Masse de la pointe : 0,56kg ▪

Adresse Chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC

Maître d’Ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

N° de dossier : S-2405-045

Date du sondage : 18/06/2024

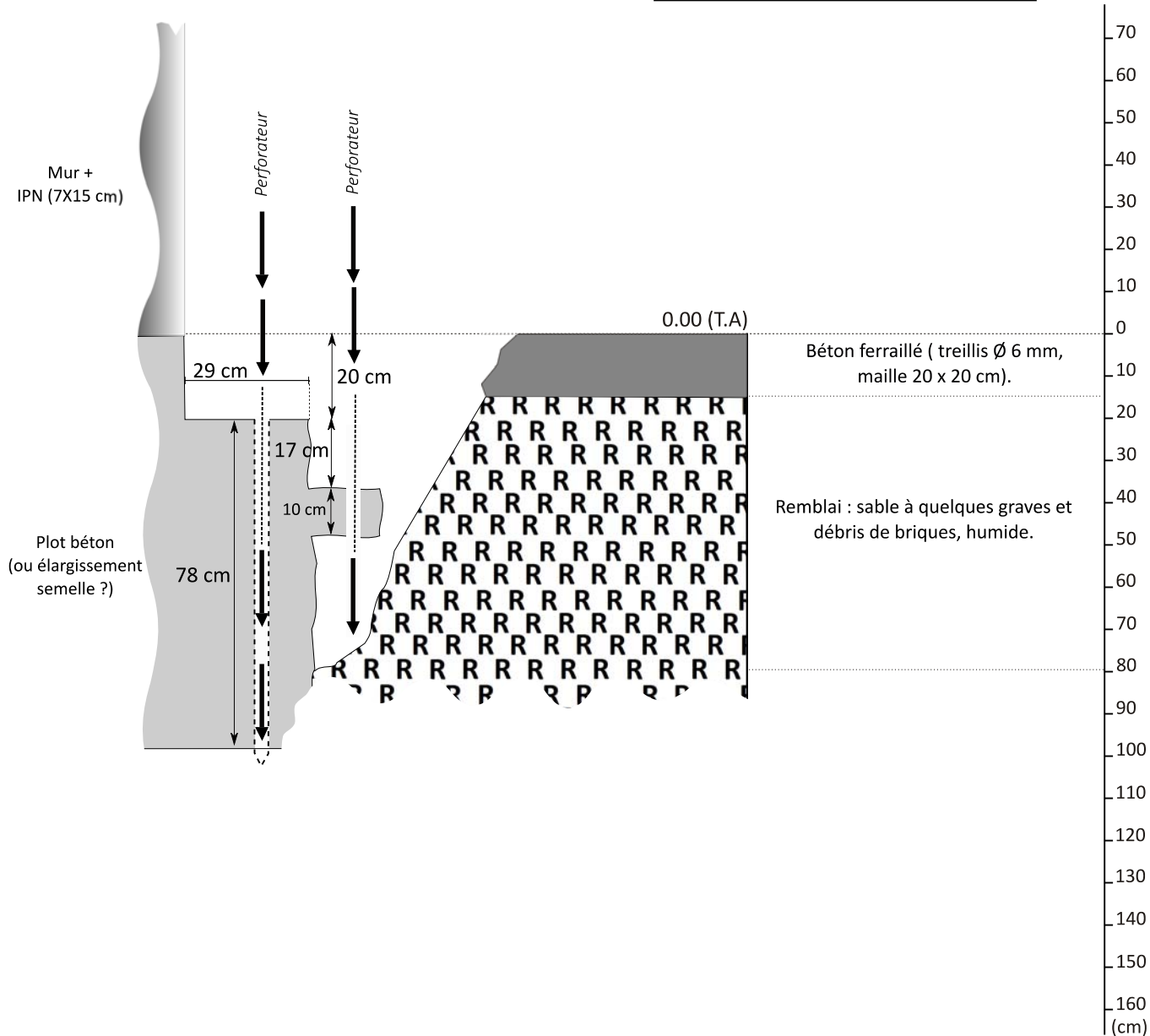
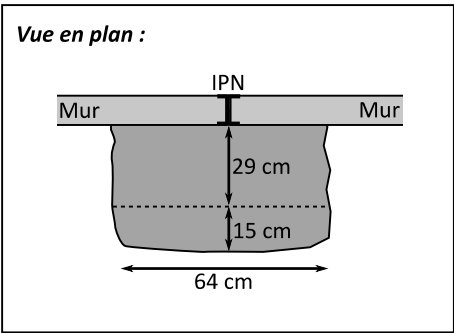


Cote : 69,51 NGF

Sans échelle horizontale

Largeur des structures non reconnue

Vue en plan :



OBSERVATIONS : Aucune venue d’eau en cours de sondage. Bonne tenue des parois de la fouille.
Base de la fondation reconnue à 0,98 m/TA.

Adresse Chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC

Maître d'Ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

N° de dossier : S-2405-045

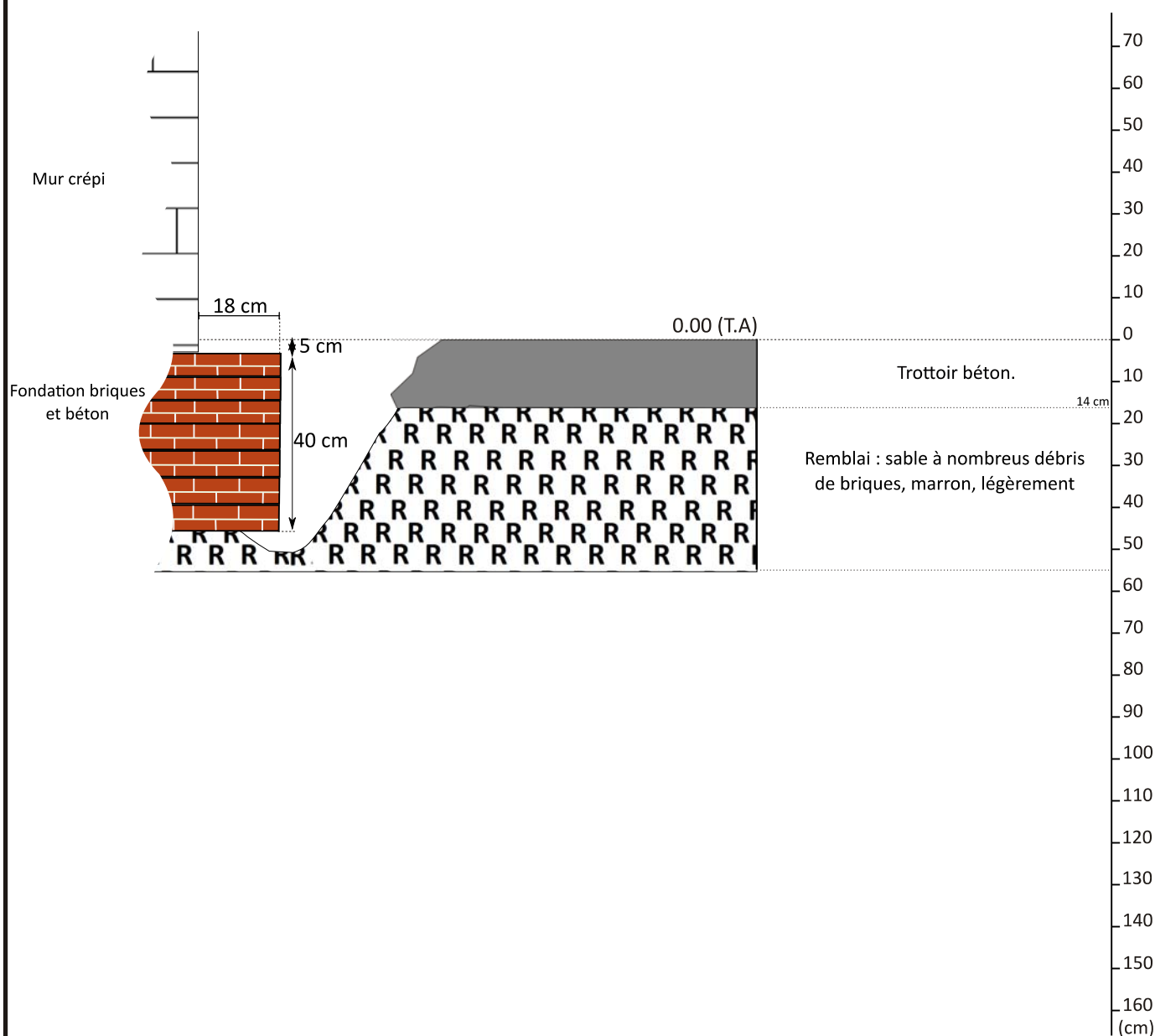
Date du sondage : 18/06/2024



Cote : 69,17 NGF

Sans échelle horizontale

Largeur des structures non reconnue



OBSERVATIONS : Aucune venue d'eau en cours de sondage. Bonne tenue des parois de la fouille.
Base de la fondation reconnue à 0,45 m/TA.

Adresse Chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC

Maître d'Ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

N° de dossier : S-2405-045

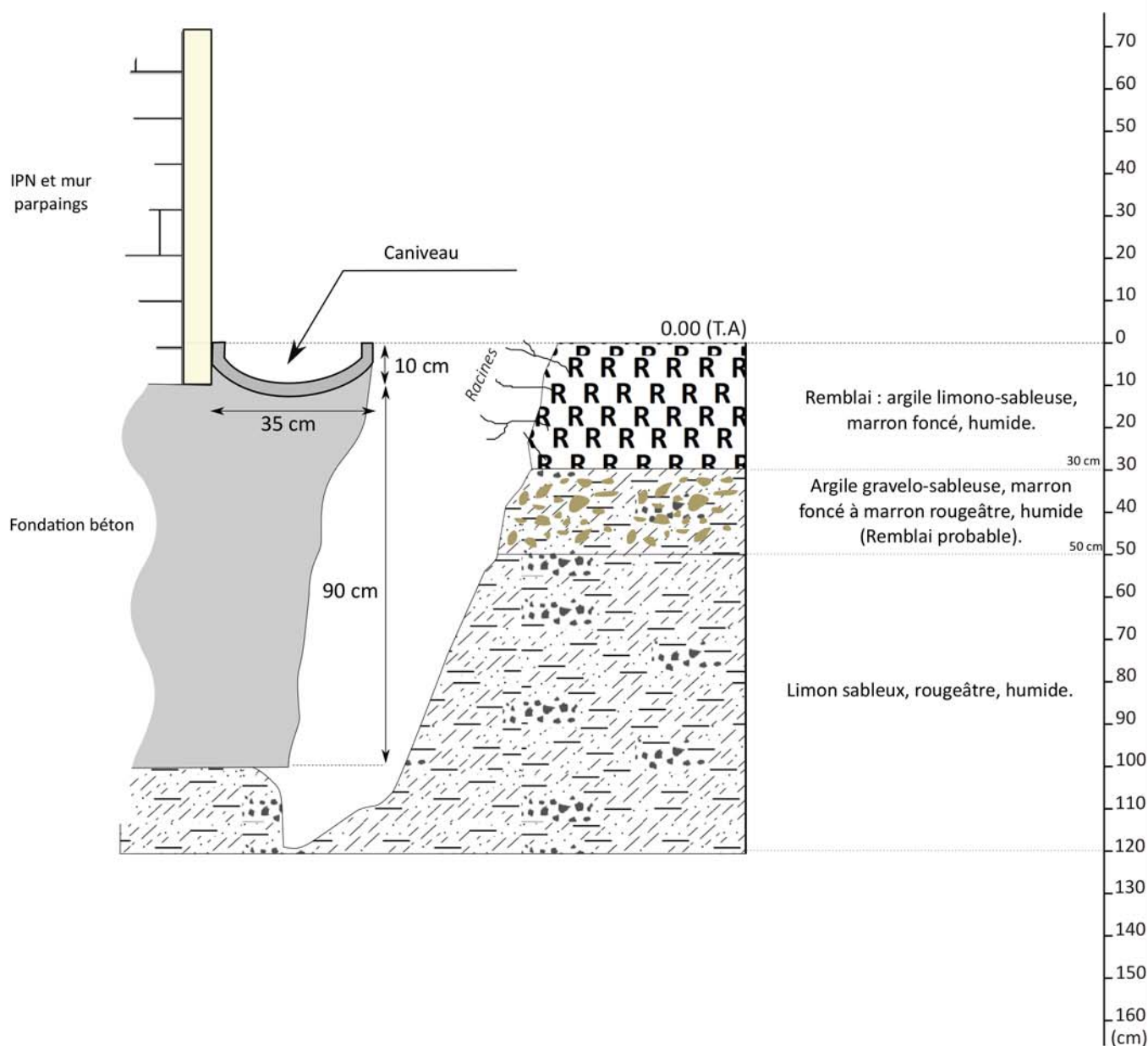
Date du sondage : 18/06/2024



Cote : 69,82 NGF

Sans échelle horizontale

Largeur des structures non reconnue



OBSERVATIONS : Aucune venue d'eau en cours de sondage. Bonne tenue des parois de la fouille.
Base de la fondation reconnue à 1,00 m/TA.

Adresse Chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC

Maître d'Ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

N° de dossier : S-2405-045

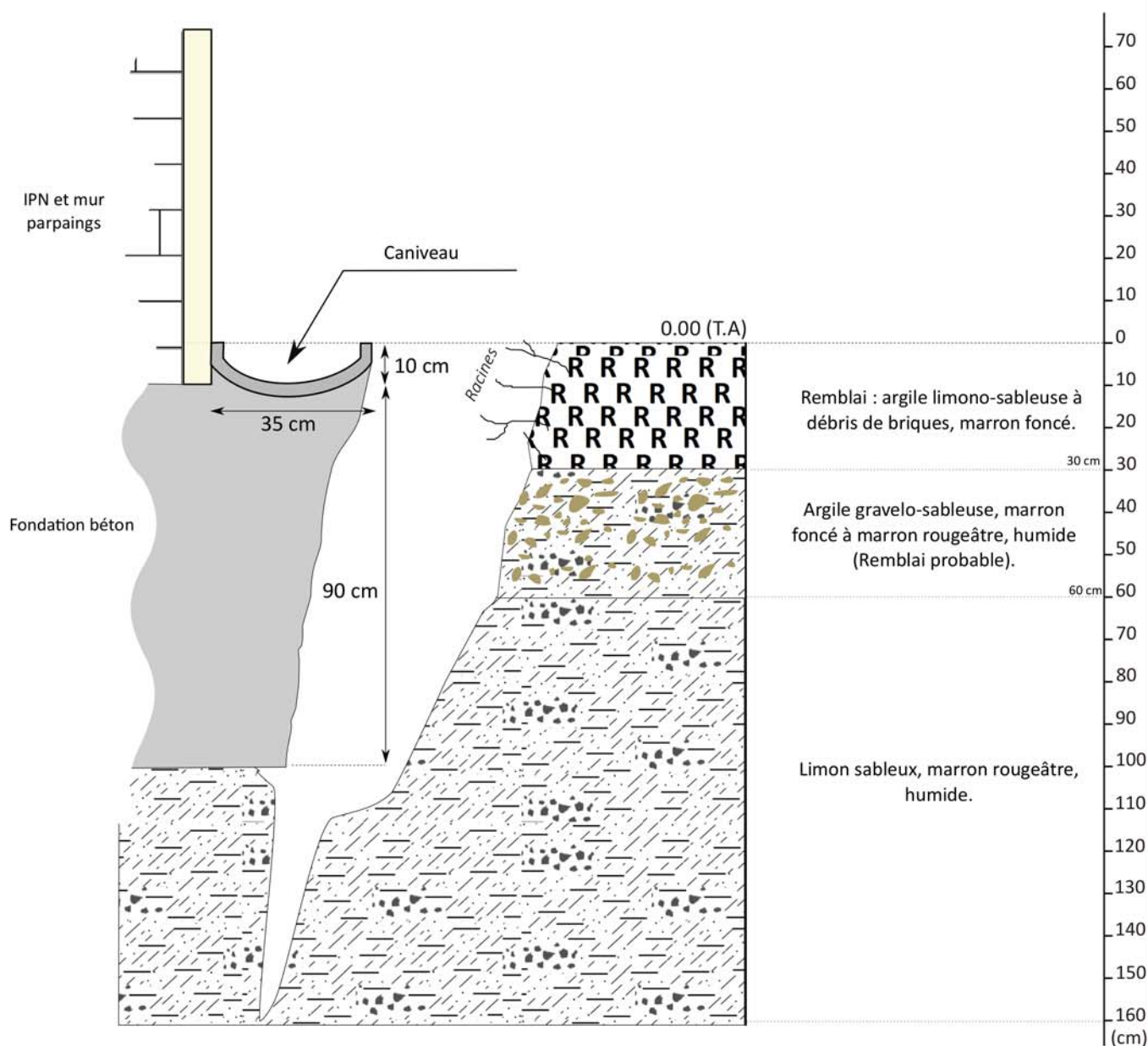
Date du sondage : 18/06/2024



Cote : 69,79 NGF

Sans échelle horizontale

Largeur des structures non reconnue



OBSERVATIONS : Aucune venue d'eau en cours de sondage. Bonne tenue des parois de la fouille.
Base de la fondation reconnue à 1,00 m/TA.

Adresse Chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC

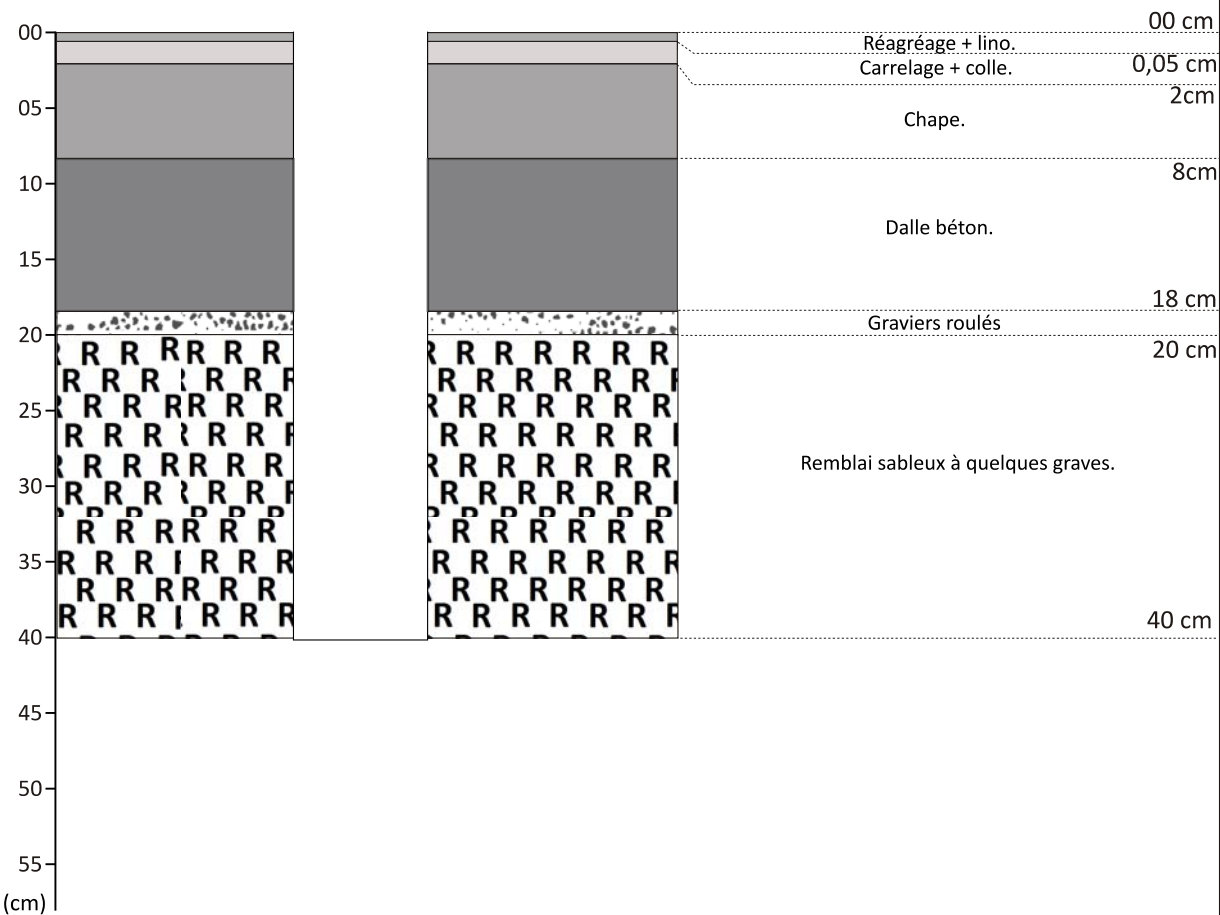
Maître d’Ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

N° de dossier : S-2405-045

Date du sondage : 18/06/2024



Cote : 69,73 NGF



OBSERVATIONS : Aucune venue d’eau en cours de sondage. Base de la structure reconnue. Pas d’armatures reconnues au droit du sondage.

Adresse Chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC

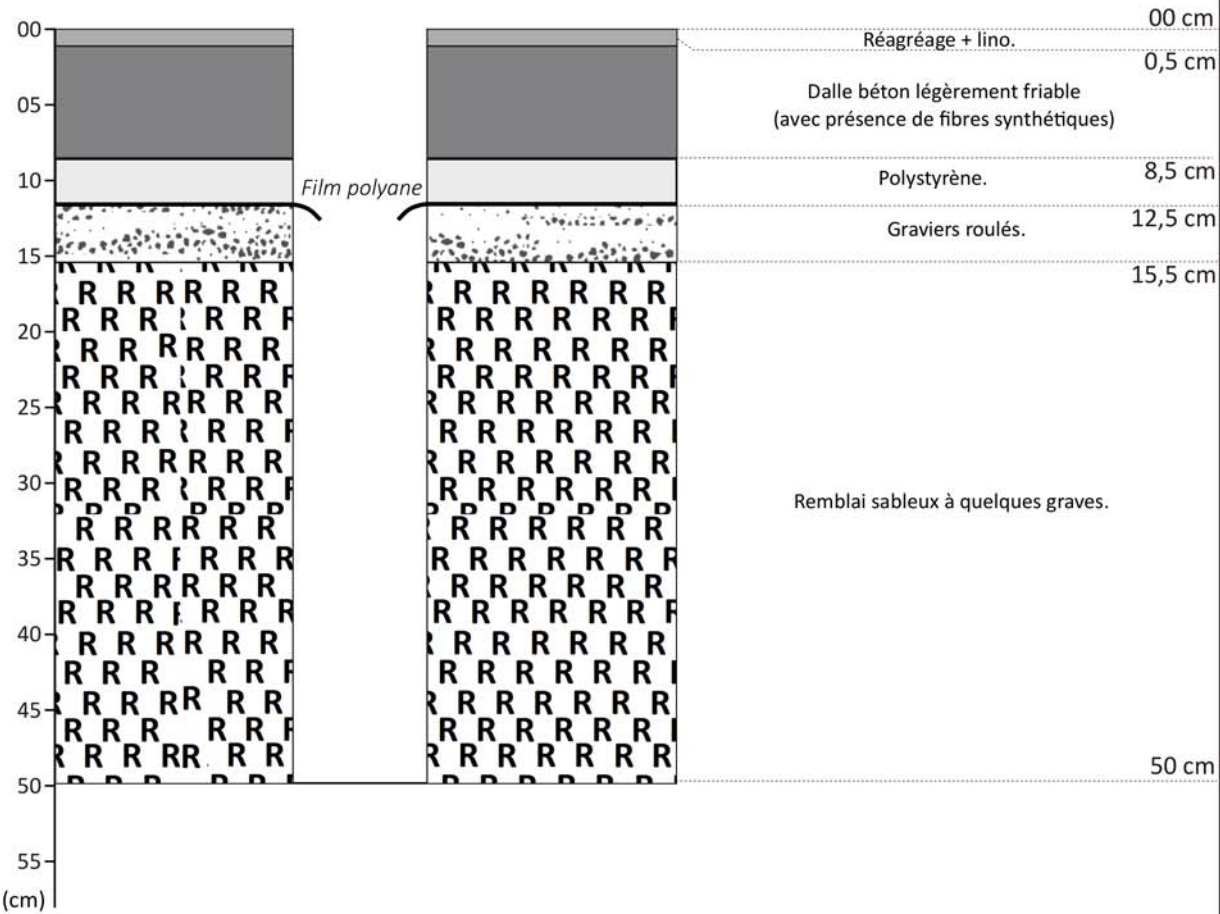
Maître d’Ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

N° de dossier : S-2405-045

Date du sondage : 18/06/2024



Cote : 69,70 NGF



OBSERVATIONS : Aucune venue d’eau en cours de sondage. Base de la structure reconnue. Pas d’armatures métalliques reconnues au droit du sondage.

Adresse Chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC

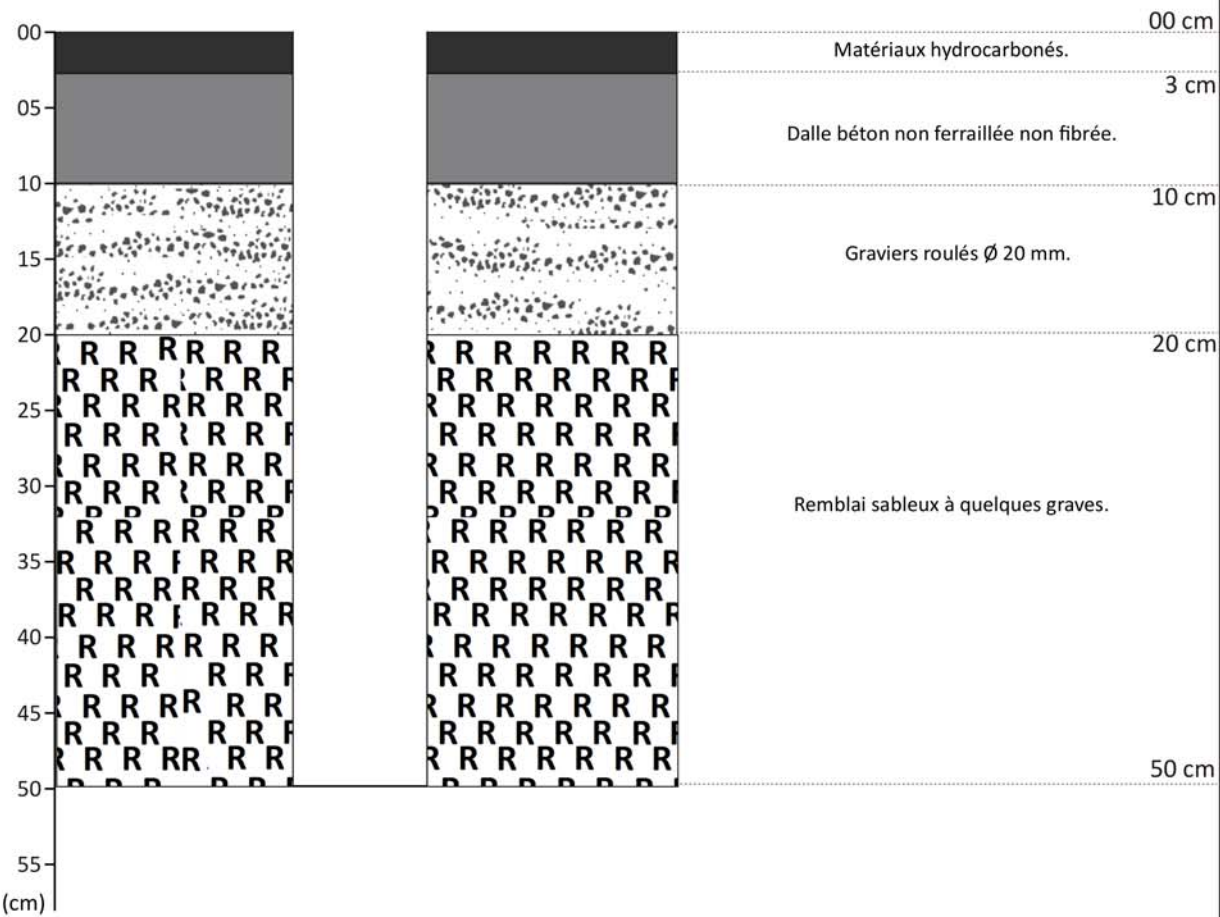
Maître d’Ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

N° de dossier : S-2405-045

Date du sondage : 18/06/2024



Cote : 69,62 NGF



OBSERVATIONS : Aucune venue d’eau en cours de sondage. Base de la structure reconnue. Pas d’armatures reconnues au droit du sondage.

SONDAGE DE RECONNAISSANCE DE DALLAGE

RD4

Adresse Chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC

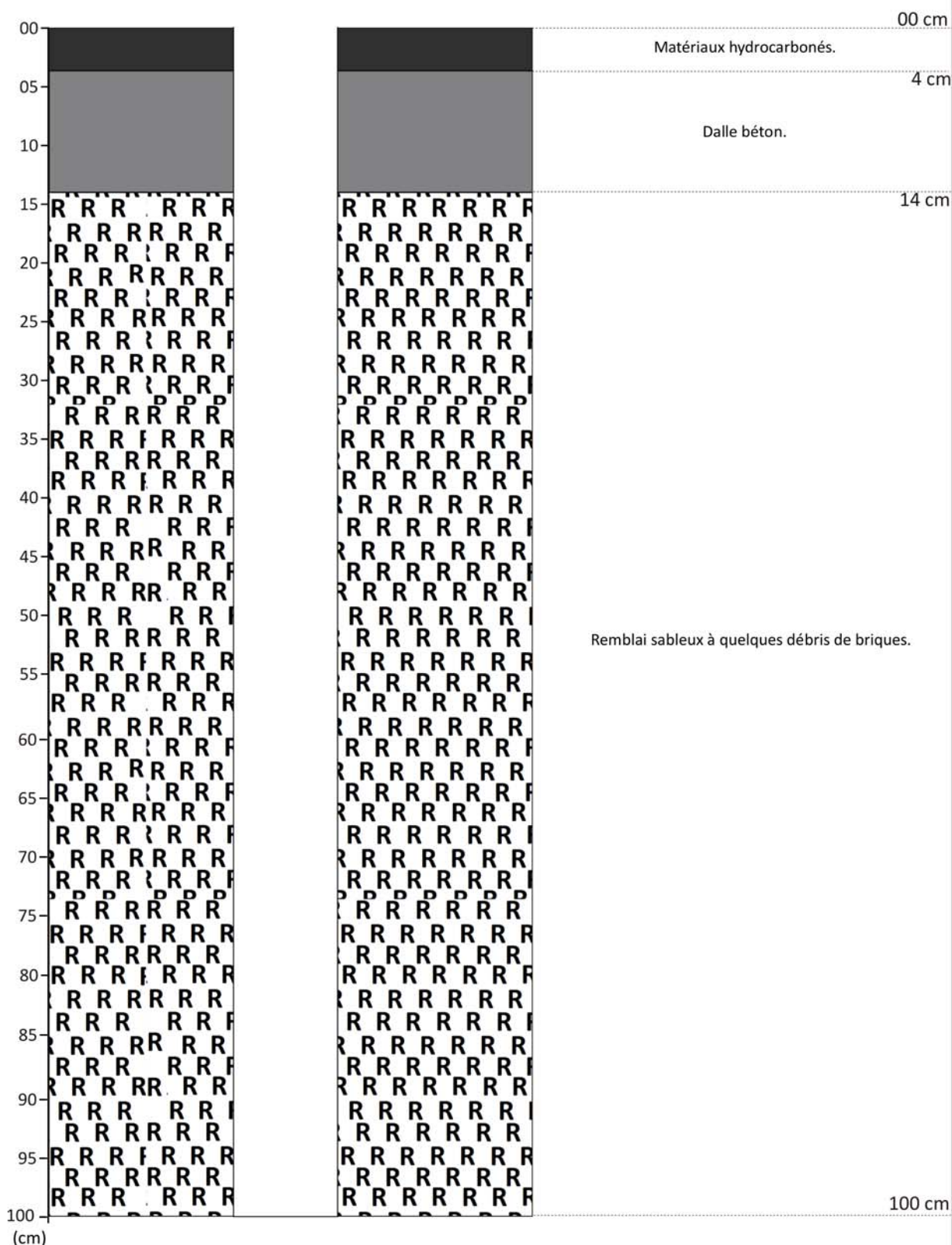
Maître d'Ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

N° de dossier : S-2405-045

Date du sondage : 18/06/2024



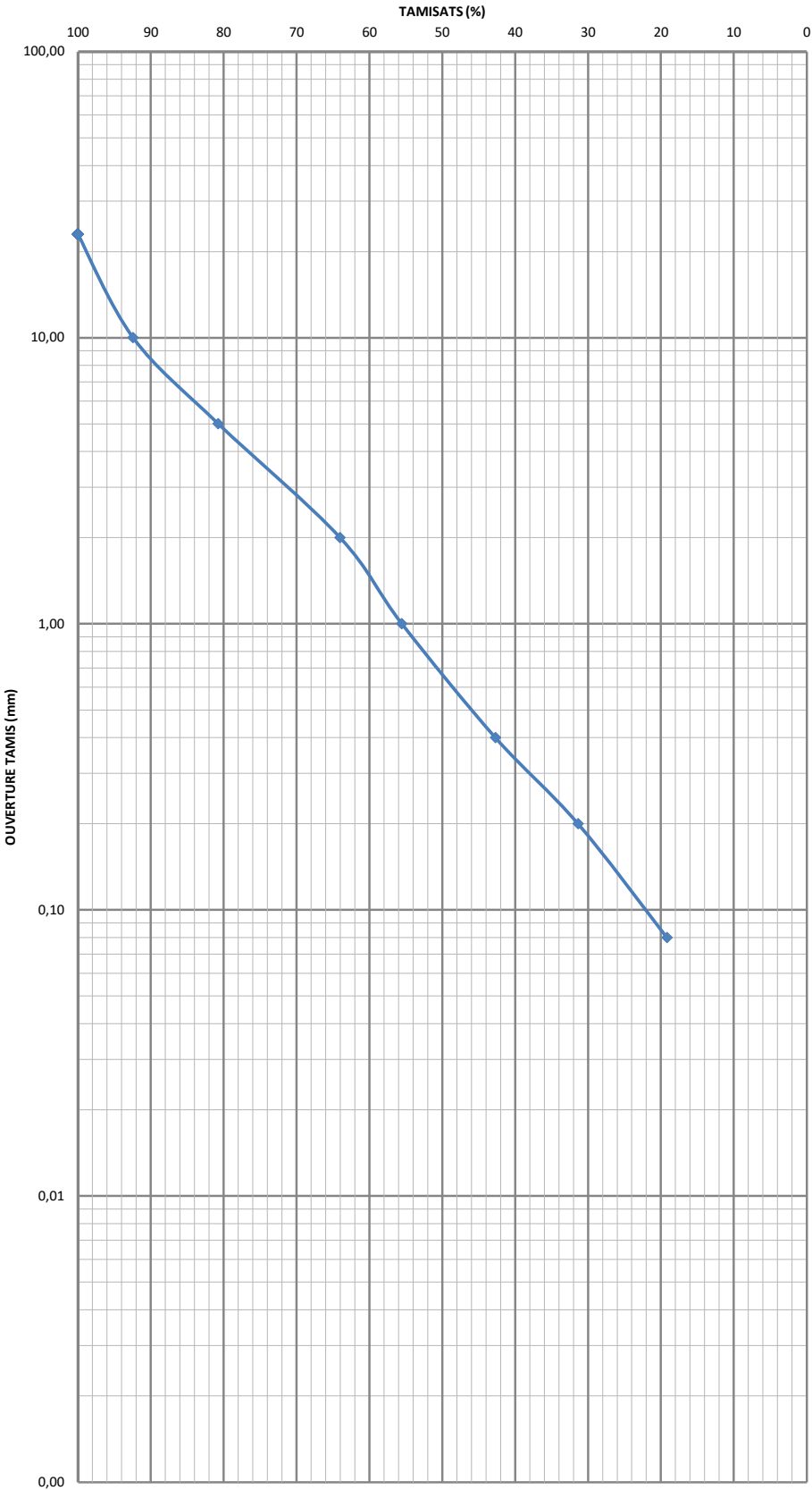
Cote : - 69,58 NGF



OBSERVATIONS : Aucune venue d'eau en cours de sondage. Base de la structure reconnue. Pas d'armatures reconnues au droit du sondage.

ANALYSE GRANULOMETRIQUE par tamisage à sec - NF P 94-056
VALEUR AU BLEU DE METHYLENE - NF P 94-068

Adresse chantier : Chemin de Delbessous-Sud - 82200 MOISSAC
Maître d'ouvrage : VOIES NAVIGABLES DE France
N° de dossier : S-2405-045
Date des essais : 03/07/2024



C
A
I
L
L
O
U
X

G
R
A
V
I
E
R
S

S
A
B
L
E

G
R
O
S
S
I
E
R

S
A
B
L
E

F
I
N

L
I
M
O
N

A
R
G
I
L
E

Sondage
SP1
Profondeur (m)
0,80-1,60
Nature
Limon sableux

Wnat =	6,0%
--------	------

Analyse granulométrique	
Ouverture tamis (mm)	Tamisat (%)
50	100,0
20	100,0
10	92,4
5	80,7
2	64,0
1	55,6
0,400	42,7
0,200	31,4
0,080	19,2

Dmax =	13
--------	----

Analyse de la fraction 0/50	
Wnat	6,0%
M humide (g)	40,34
M sèche (g)	38,04
W 0/5	
V bleu (ml)	40
VBS =	1,05

Classe du matériau :
B5

Données du projet

Type d'application : Calcul de stabilité classique

Numéro d'affaire : S-2405-045

Titre du calcul : Talus arrière

Lieu : N/A

Commentaires : N/A

Système d'unités : kN, kPa, kN/m³

γw : 10.0

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0,000	0,000	2	2,816	0,000	3	3,907	-0,064	4	4,161	-0,281	5	8,716	-0,780	6	9,465	-1,611
8	10,317	-1,917	9	10,472	-1,961	10	10,672	-1,907	11	11,065	-1,913	12	15,000	-1,913	13	7,136	-0,607
14	9,666	-1,842	15	7,903	-0,691	16	10,770	-2,210	17	15,000	-2,202	18	0,000	-4,500	19	15,000	-4,500
20	9,828	-1,861	21	10,378	-2,216												

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	2	2	2	3	3	3	4	5	5	6	8	8	9	9	9	10	10	10	11
11	11	12	12	4	13	14	13	14	16	5	15	17	13	15	18	15	14	20	16	17
21	18	19	22	14	20	23	8	20	24	20	6	25	20	21	26	21	16			

Couches de sol

	Nom	Couleur	γ	φ	c	Δc	qs,clou	pmax	ks×B	Anisotropie	Favorable	Coefficients de sécurité spécifiques
1	Remblais argilo-limono-sableux		18,0	20,00	4,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non
2	Structures/GNT		20,0	35,00	0,0	0,0	-	-	-	Non	Non	Non

Couches de sol (cont.)

	Nom	Couleur	Γγ	Γc	Γtan(φ)	Type de cohésion	Courbe	Écoulement dans le sol	kh	kv
1	Remblais argilo-limono-sableux		-	-	-	Effective	Linéaire	Non	-	-
2	Structures/GNT		-	-	-	Effective	Linéaire	Non	-	-

Surcharges réparties

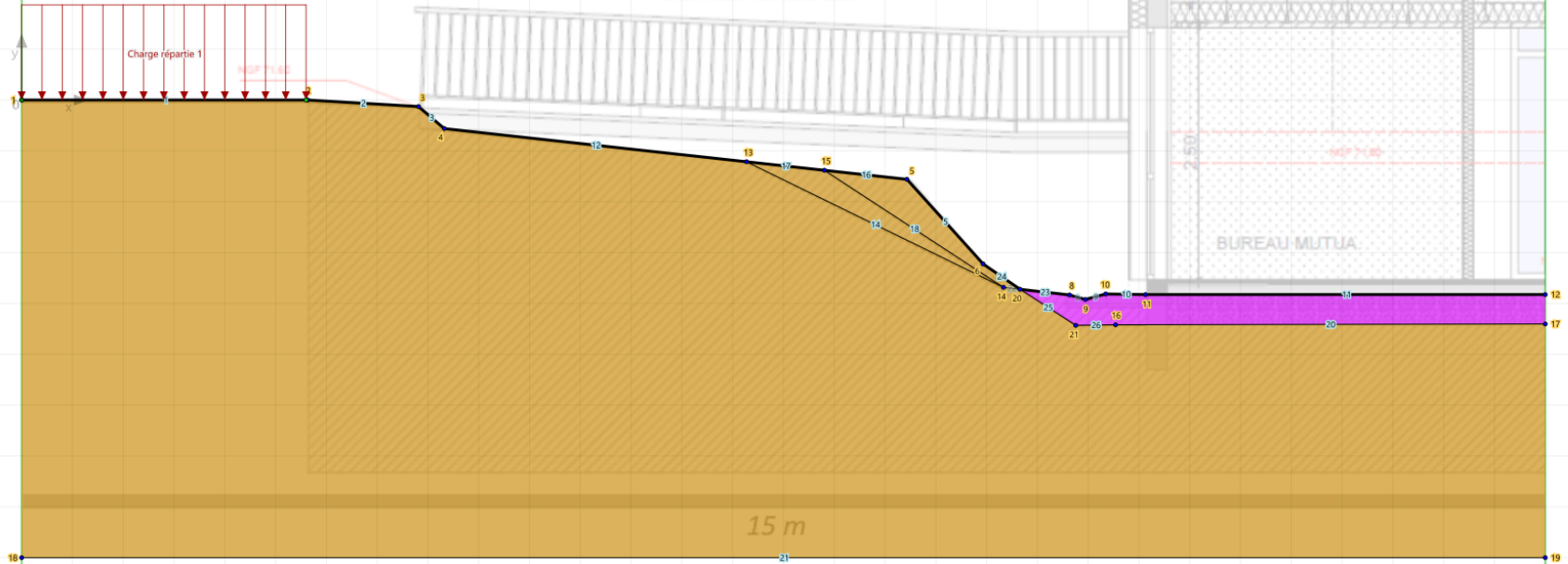
	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droite	Y droite	q droite	Ang/horizontale
1	Charge répartie 1	0,000	0,000	10,0	2,800	0,000	10,0	90,00



Talren v6
v6.2.10

Imprimé le : 26 sept. 2024 15:34:58
Calcul réalisé par : SOLINGEO
Projet : Talus arrière

Sol n°	1	2
γ_w (kN/m ³)	18,00	20,00
ϕ (°)	20,00	35,00
c (kPa)	4,00	0,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00



- 1 Remblais argilo-limono-sableux
- 2 Structures/GNT

Données de la phase 1

Nom de la phase : Phase provisoire

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent
1	1	2	Remblais argilo-limono-sableux	2	2	3	Remblais argilo-limono-sableux	3	3	4	Remblais argilo-limono-sableux
5	5	6	Remblais argilo-limono-sableux	12	4	13	Remblais argilo-limono-sableux	16	5	15	Remblais argilo-limono-sableux
17	13	15	Remblais argilo-limono-sableux	20	16	17	Remblais argilo-limono-sableux	21	18	19	Remblais argilo-limono-sableux
24	20	6	Remblais argilo-limono-sableux	25	20	21	Remblais argilo-limono-sableux	26	21	16	Remblais argilo-limono-sableux

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : Charge répartie 1

Polygones : Polygone entre les points 14,13,15
Polygone entre les points 5,6,20,14,15
Polygone entre les points 1,2,3,4,13,14,20,21,16,17,19,18

Conditions hydrauliques : Néant

Données de la situation 1

Nom de la phase : Phase provisoire

Nom de la situation : Situation 1

Option de calcul : Calcul de stabilité externe générale

Type d'analyse paramétrique : Calcul de stabilité classique

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : Unitaire

Détails du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,300	Γ_{s1}	1,000	Γ'_{s1}	1,000	$\Gamma_{tan\phi}$	1,000	$\Gamma_{c'}$	1,000	Γ_{cu}	1,000
Γ_Q	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,000	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,000
Γ_{pl}	1,000	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,000	Γ_{buton}	1,000	-	-

Détermination de Γ_{Rd} : Automatique

Γ_{Rd} : 1.0

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 0,200

Abscisse émergence limite aval : 0,689

Type de recherche : Point de passage de base

Point de passage de base : X= 10,378; Y= -2,216

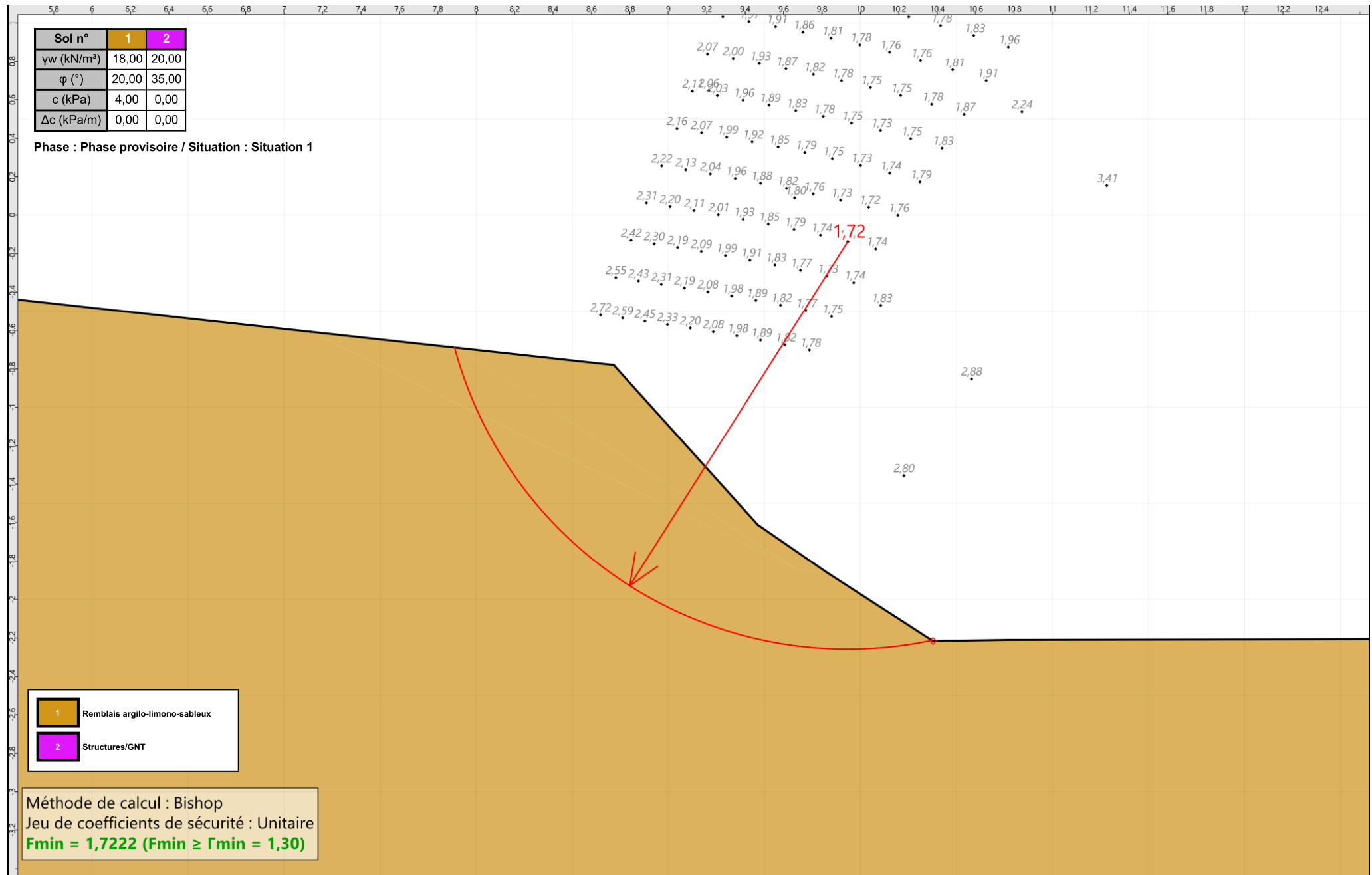
Écarter les surfaces de peau : Non

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Sol n°	1	2
γ_w (kN/m ³)	18,00	20,00
φ (°)	20,00	35,00
c (kPa)	4,00	0,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00

Phase : Phase provisoire / Situation : Situation 1



Données de la phase 2

Nom de la phase : Phase définitive

Segments de la phase

	Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent		Point 1	Point 2	Sol sous-jacent	
1	1	2	Remblais argilo-limono-sableux	2	2	3	Remblais argilo-limono-sableux	3	3	4	Remblais argilo-limono-sableux	
8	8	9	Structures/GNT	9	9	10	Structures/GNT	10	10	11	Structures/GNT	
11	11	12	Structures/GNT	12	4	13	Remblais argilo-limono-sableux	17	13	15	Remblais argilo-limono-sableux	
18	15	14	Remblais argilo-limono-sableux	20	16	17	Remblais argilo-limono-sableux	21	18	19	Remblais argilo-limono-sableux	
22	14	20	Remblais argilo-limono-sableux	23	8	20	Structures/GNT	25	20	21	Remblais argilo-limono-sableux	
26	21	16	Remblais argilo-limono-sableux									

Liste des éléments activés

Surcharges réparties : Charge répartie 1

Polygones : Polygone entre les points 14,13,15
Polygone entre les points 1,2,3,4,13,14,20,21,16,17,19,18
Polygone entre les points 8,9,10,11,12,17,16,21,20

Conditions hydrauliques : Nappe phréatique

Toit de la nappe

	X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle		X	Y	Angle
1	0,000	-0,247	0,00	2	4,154	-0,288	0,00	3	6,214	-0,500	0,00	4	7,905	-0,694	0,00	5	9,660	-1,851	0,00
6	10,475	-2,000	0,00	7	15,000	-2,000	0,00												



Talren v6
v6.2.10

Imprimé le : 26 sept. 2024 15:34:59
Calcul réalisé par : SOLINGEO
Projet : Talus arrière

Données de la situation 1

Nom de la phase : Phase définitive

Nom de la situation : Situation 1

Option de calcul : Calcul de stabilité externe générale

Type d'analyse paramétrique : Calcul de stabilité classique

Méthode de calcul : Bishop

Jeu de coefficients de sécurité pour cette situation : EC7 - NF P 94-270 / NF P 94-281 - Situation durable - Ouvrage courant - Stabilité générale

Détails du jeu de coefficients de sécurité

Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient	Nom	Coefficient
Γ_{min}	1,000	Γ_{s1}	1,000	Γ'_{s1}	1,000	$\Gamma_{tan\phi}$	1,250	$\Gamma_{c'}$	1,250	Γ_{cu}	1,400
Γ_Q	1,300	$\Gamma_{qsl,clou,ab}$	1,850	$\Gamma_{qsl,clou,es}$	1,150	$\Gamma_{qsl,tirant,ab}$	1,400	$\Gamma_{qsl,tirant,es}$	1,000	$\Gamma_{qsl,bande}$	1,100
Γ_{pl}	1,400	$\Gamma_{a,clou}$	1,000	$\Gamma_{a,tirant}$	1,000	$\Gamma_{a,bande}$	1,250	Γ_{buton}	1,250	-	-

Détermination de Γ_{Rd} : Automatique

Γ_{Rd} : 1.1

Type de surface de rupture : Circulaire automatique

Nombre de découpages : 10

Incrément sur le rayon : 0,200

Abscisse émergence limite aval : 0,335

Type de recherche : Point de passage de base

Point de passage de base : X= 9,666; Y= -1,842

Écarter les surfaces de peau : Non

Nombre de tranches : 100

Prise en compte du séisme : Non

Sol n°	1	2
γ_w (kN/m³)	18,00	20,00
φ (°)	20,00	35,00
c (kPa)	4,00	0,00
Δc (kPa/m)	0,00	0,00

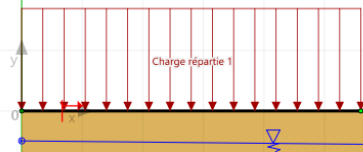
Phase : Phase définitive / Situation : Situation 1

1	Remblais argilo-limono-sableux
2	Structures/GNT

Méthode de calcul : Bishop

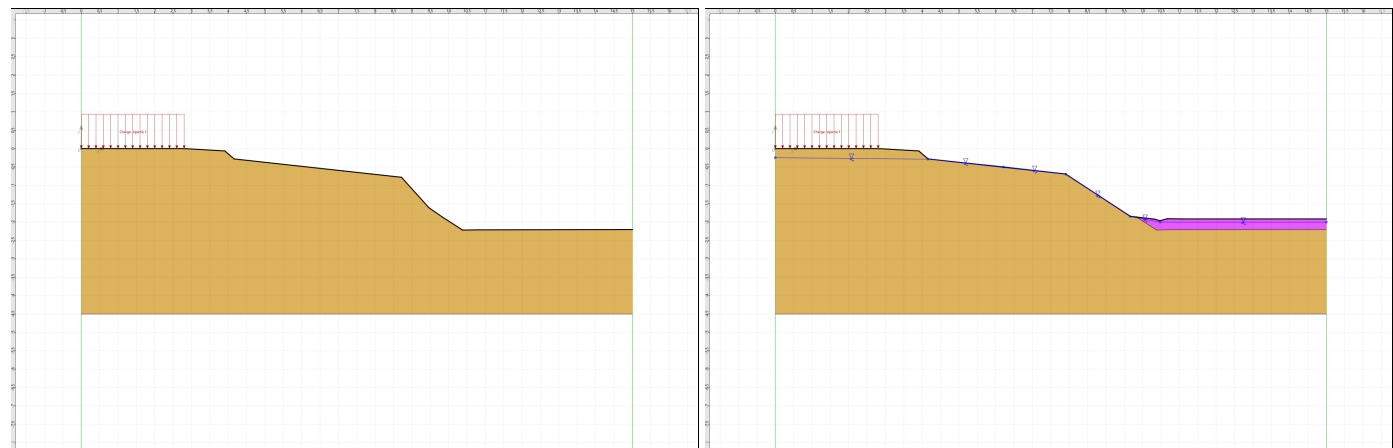
Jeu de coefficients de sécurité : EC7 - NF P 94-270 / NF P 94-281 - Situation durable - Ouvrage courant - Stabilité générale

Fmin = 1,0660 (Fmin ≥ Fmin = 1,00)



1,07

Schéma de phasage



Phase 1: Phase provisoire

Phase 2: Phase définitive

Données

Titre du projet : Moissac - VNF

Numéro d'affaire : S-2405-045

Commentaires : N/A

Titre du calcul : MP3 200 (Cas1)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-262/A1 (juillet 2018)

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas du calcul (m) : 0,50

Section de calcul : Section de calcul circulaire

Diamètre de calcul (m) : 0,20

Classe du pieu : 8 - Pieu/micropieu injecté

Catégorie du pieu : 19 [PIGU, MIGU] - Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)

Mode de chargement : Travail en compression

Combinaisons

	ELS-QP	ELS-CARAC	ELU-FOND	ELU-ACC
Pondérations combinées sur Qs,k	0,636	0,778	0,909	1,000
Pondérations combinées sur Qp,k	0,000	0,000	0,000	0,000

Cote de référence (m) : 69,60

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Classe de sol	Zbase	pl*	qsl	kpmax	γR,d1×γR,d2
1	Mort Terrain		Argile, limons	66,10	0,01	0,01	0,01	2,200
2	Argile graveleuse 1		Sols intermédiaires, tendance argileuse	64,20	1500,00	119,00	0,01	1,540
3	Argile graveleuse 2		Sols intermédiaires, tendance argileuse	61,30	400,00	83,00	0,01	1,540
4	Marne		Marne et calcaire marneux	54,40	5000,00	288,00	0,01	2,200

Critère de calcul : Longueur imposée

Longueur du pieu (m) : 10,30

Appliquer un facteur réducteur d'effet de groupe : Non

Contrôle de la résistance structurale de la section : Non

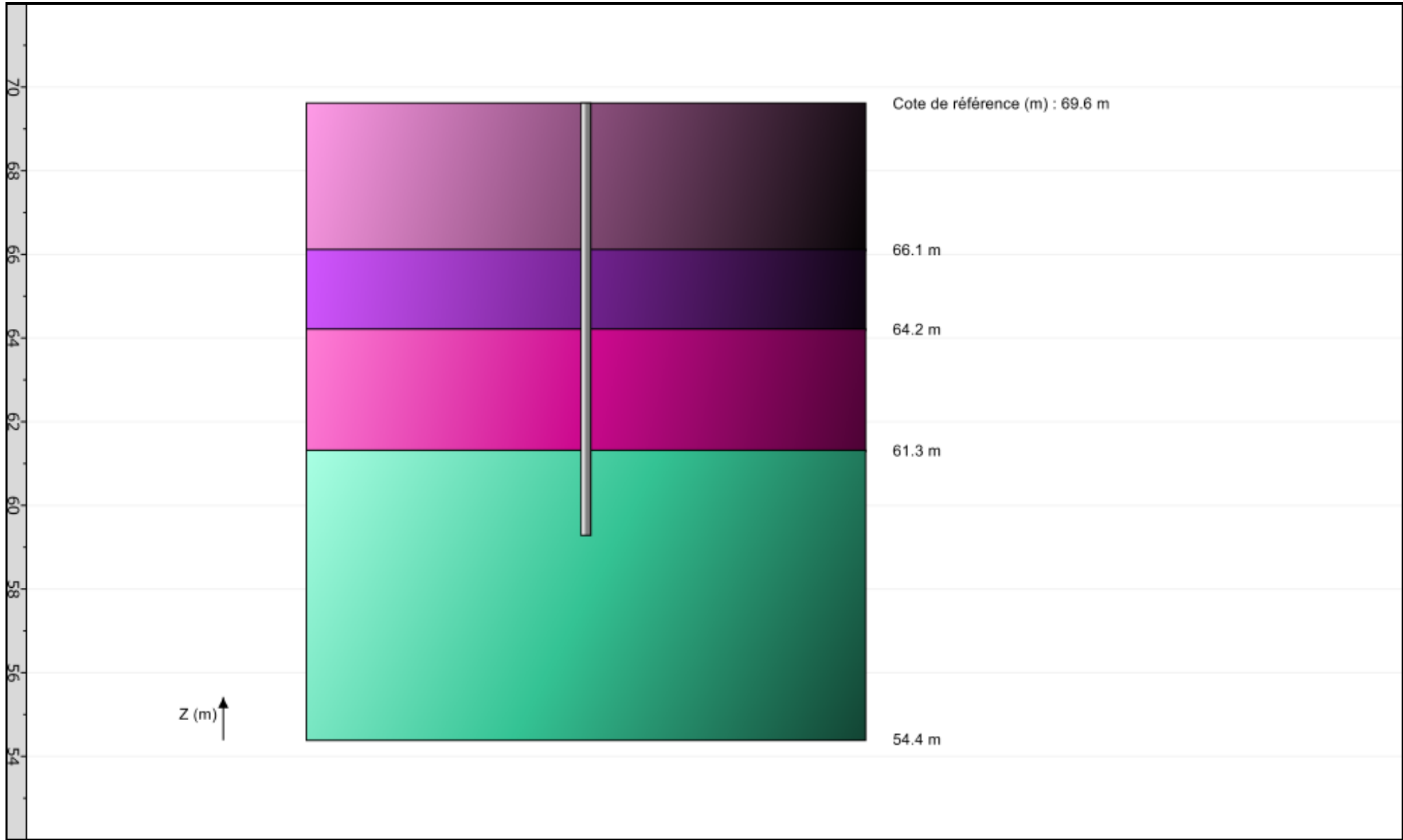


FoXta v4
v4.1.16

Imprimé le : 24/09/2024 - 12:05:16
Calcul réalisé par : SOLINGEO

Projet : Foxta - Moissac VNF
Module : Fondprof (Cas 1/1)
Titre du calcul : MP3 200

Onglet "Calcul"



File : C:\Users\E8722~1.SAL\AppData\Local\Temp\21\Terrasol\FoXta v4\5632\FP.1.resu

Calcul réalisé le : 24/09/2024 à 12h04

par : SOLINGEO

- Options du calcul :
- calcul basé sur des paramètres issus du pressiomètre de Ménard
 - calcul selon les règles de la norme NF P 94 262
 - profil de pression limite pl* défini par couche
 - pour pieu de catégorie : 19
 - pour pieu travaillant en compression

Combinaisons	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
Frottement	0.636	0.778	0.909	1.000
Pointe	0.000	0.000	0.000	0.000

Cote de référence : 69.600

Section du pieu : 0.031

Périmètre : 0.628

Caractéristiques des couches (données utilisateur)

couche	base	pl*	qsl	kpmin	kpmax	gamrd
01	66.10	0.0	0.01	1.00	0.01	2.20
02	64.20	1500.0	119.00	1.00	0.01	1.54
03	61.30	400.0	83.00	1.00	0.01	1.54
04	54.40	5000.0	288.00	1.00	0.01	2.20

Pas du calcul : 0.50

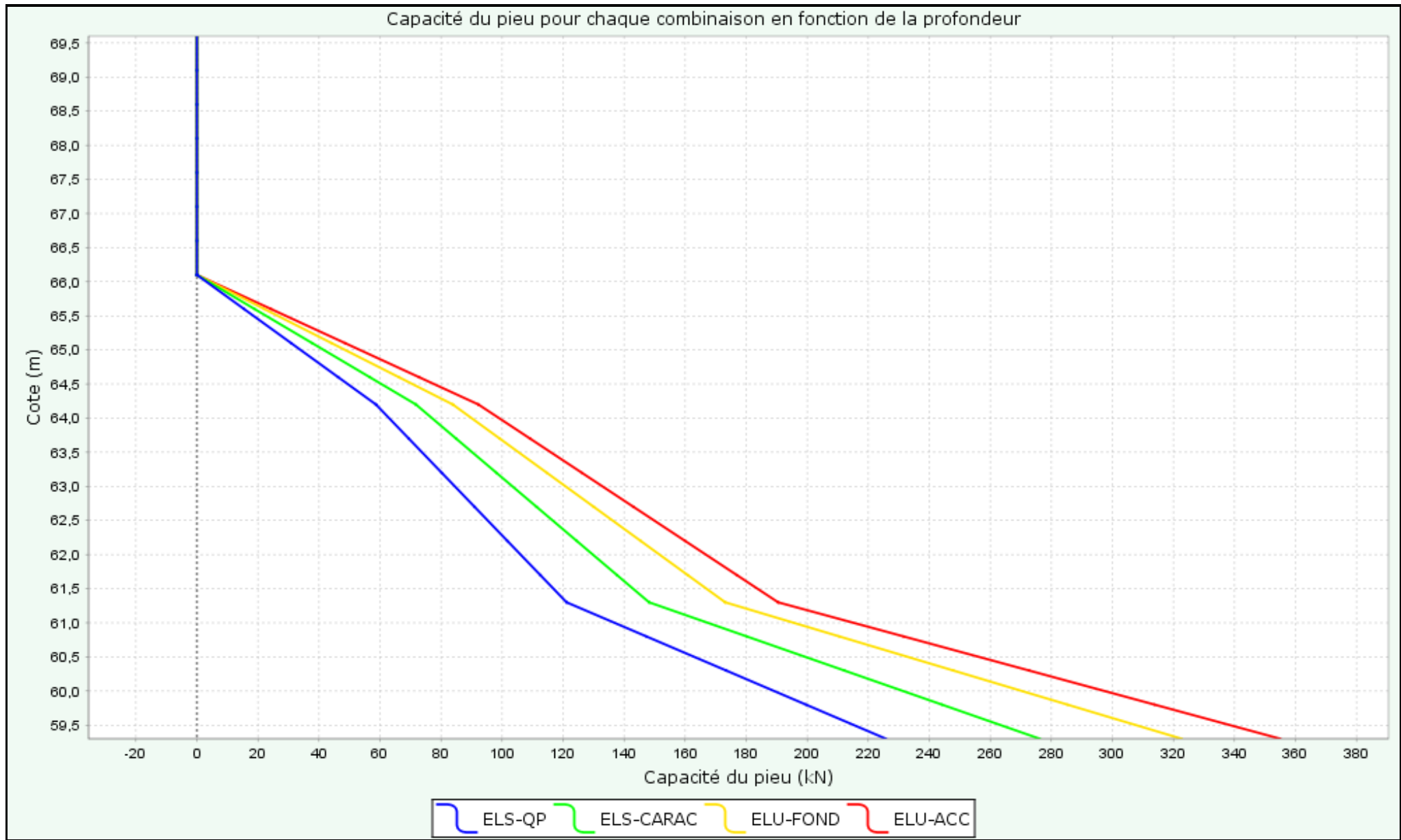
SOLUTION

Calcul à longueur imposée : L = 10.30

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	ELS-QP	ELS-CARA	ELU-FOND	ELU-ACC
01	69.60	0.01	0.0	0.010	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
01	69.10	0.01	0.0	0.010	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
01	68.60	0.01	0.0	0.010	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
01	68.10	0.01	0.0	0.010	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
01	67.60	0.01	0.0	0.010	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
01	67.10	0.01	375.0	0.010	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
01	66.60	0.01	750.0	0.010	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
01	66.10	0.01	1125.0	0.010	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
01	66.10	0.01	1125.0	0.010	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
02	66.10	119.00	1500.0	0.010	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
02	65.60	119.00	1445.0	0.010	37.4	0.5	15.4	18.9	22.1	24.3
02	65.10	119.00	1170.0	0.010	74.8	0.4	30.9	37.8	44.1	48.6
02	64.60	119.00	895.0	0.010	112.2	0.3	46.3	56.7	66.2	72.8
02	64.20	119.00	675.0	0.010	142.1	0.2	58.7	71.8	83.9	92.3
03	64.20	83.00	400.0	0.010	142.1	0.1	58.7	71.8	83.9	92.3
03	63.70	83.00	400.0	0.010	168.2	0.1	69.4	85.0	99.3	109.2
03	63.20	83.00	400.0	0.010	194.2	0.1	80.2	98.1	114.6	126.1
03	62.70	83.00	630.0	0.010	220.3	0.2	91.0	111.3	130.0	143.1
03	62.20	83.00	1780.0	0.010	246.4	0.6	101.8	124.5	145.4	160.0
03	61.70	83.00	2930.0	0.010	272.5	0.9	112.5	137.6	160.8	176.9
03	61.30	83.00	3850.0	0.010	293.3	1.2	121.1	148.2	173.1	190.5

04	61.30	288.00	5000.0	0.010	293.3	1.6	121.1	148.2	173.1	190.5
04	60.80	288.00	5000.0	0.010	383.8	1.6	147.3	180.2	210.5	231.6
04	60.30	288.00	5000.0	0.010	474.3	1.6	173.4	212.2	247.9	272.7
04	59.80	288.00	5000.0	0.010	564.8	1.6	199.6	244.2	285.3	313.8
04	59.30	288.00	5000.0	0.010	655.2	1.6	225.8	276.2	322.7	355.0

Capacité du pieu pour chaque combinaison en fonction de la profondeur



Données

Titre du projet : Moissac - VNF

Numéro d'affaire : S-2405-045

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Micropieu mitoyen ELS (Cas1)

Type de calcul : Calcul de pieu sous sollicitations latérales
Loi p-y avec saisie directe des données pressiométriques
Cas où les sollicitations permanentes dominent en tête

Cote de référence (m) : 69,60

Inclinaison du pieu (°) : 0,0

Nb d'incréments : 20

Nb d'itérations par incrément : 100

Prise en compte d'une dégradation à proximité de la surface : Oui

Cote du toit de la zone de dégradation (m) : 69.6

Cote de la base de la zone de dégradation (m) : 69.2

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	EM	α	B	pf*	pl*
1	Mort Terrain		68,80	3,00E03	0,67	0,20	200,00	250,00
2	Mort Terrain		66,10	3,00E03	0,67	0,20	200,00	250,00
3	Argile graveleuse 1		64,20	1,50E04	0,33	0,20	700,00	1500,00
4	Argile graveleuse 2		61,30	5,00E03	0,33	0,20	200,00	400,00
5	Marne		59,30	1,00E05	0,50	0,20	4000,00	5000,00

Prise en compte des déformations d'effort tranchant : Non

Discretisation

Nom	h	EI	n
Mort Terrain	0,80	7,03E01	10
Mort Terrain	2,70	7,03E01	10
Argile graveleuse 1	1,90	7,03E01	10
Argile graveleuse 2	2,90	7,03E01	10
Marne	2,00	7,03E01	10

Charges ponctuelles

N°	Z	T	M	K	C
0	69,60	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
1	68,80	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
2	66,10	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
3	64,20	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
4	61,30	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
5	59,30	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00

Activer les cas de charge multiples en tête : Non

Charges réparties

N°	Z1	Z2	Q1	Q2
1	69,60	68,80	33,00	33,00
2	68,80	66,10	0,00	0,00
3	66,10	64,20	0,00	0,00
4	64,20	61,30	0,00	0,00
5	61,30	59,30	0,00	0,00

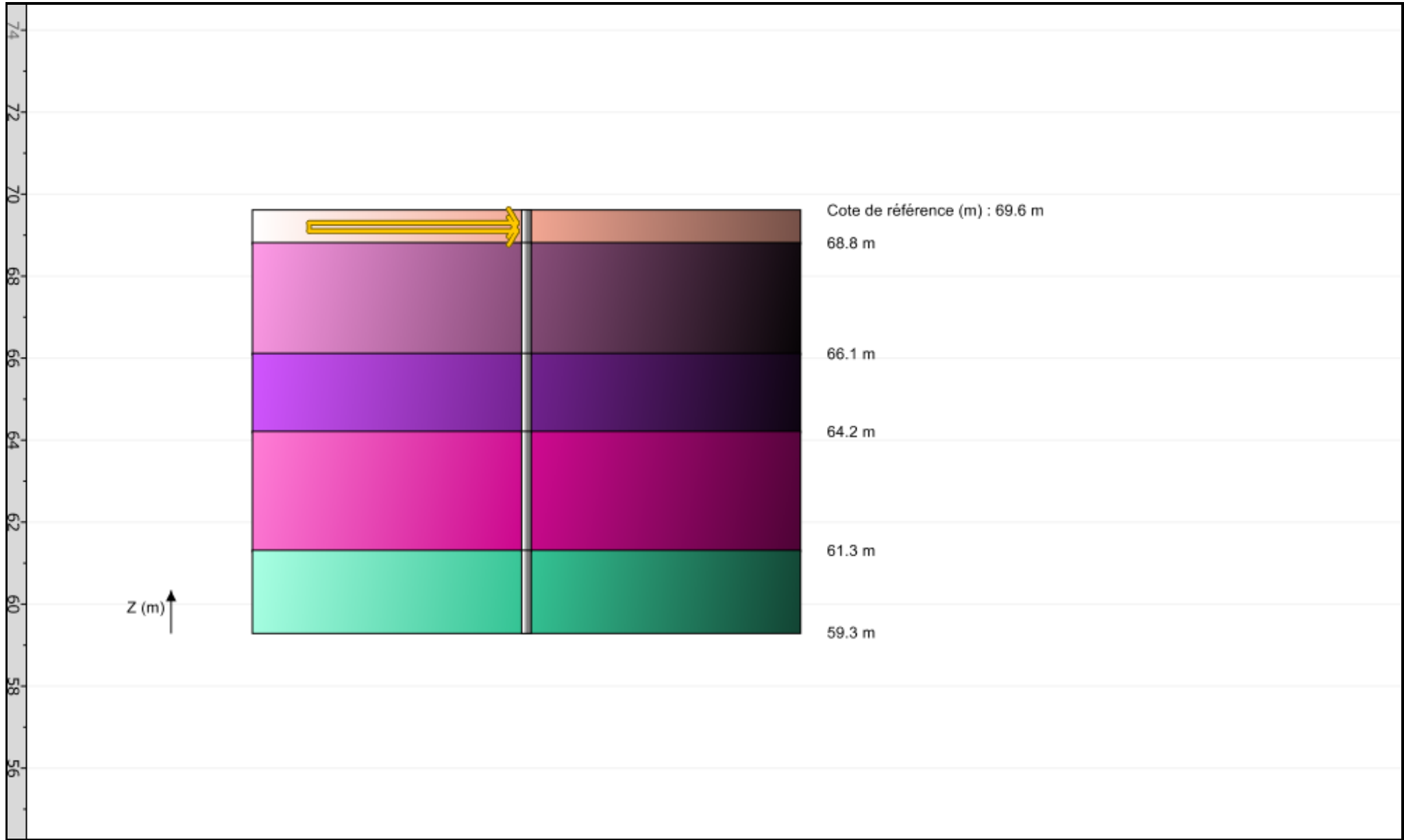


FoXta v4
v4.1.16

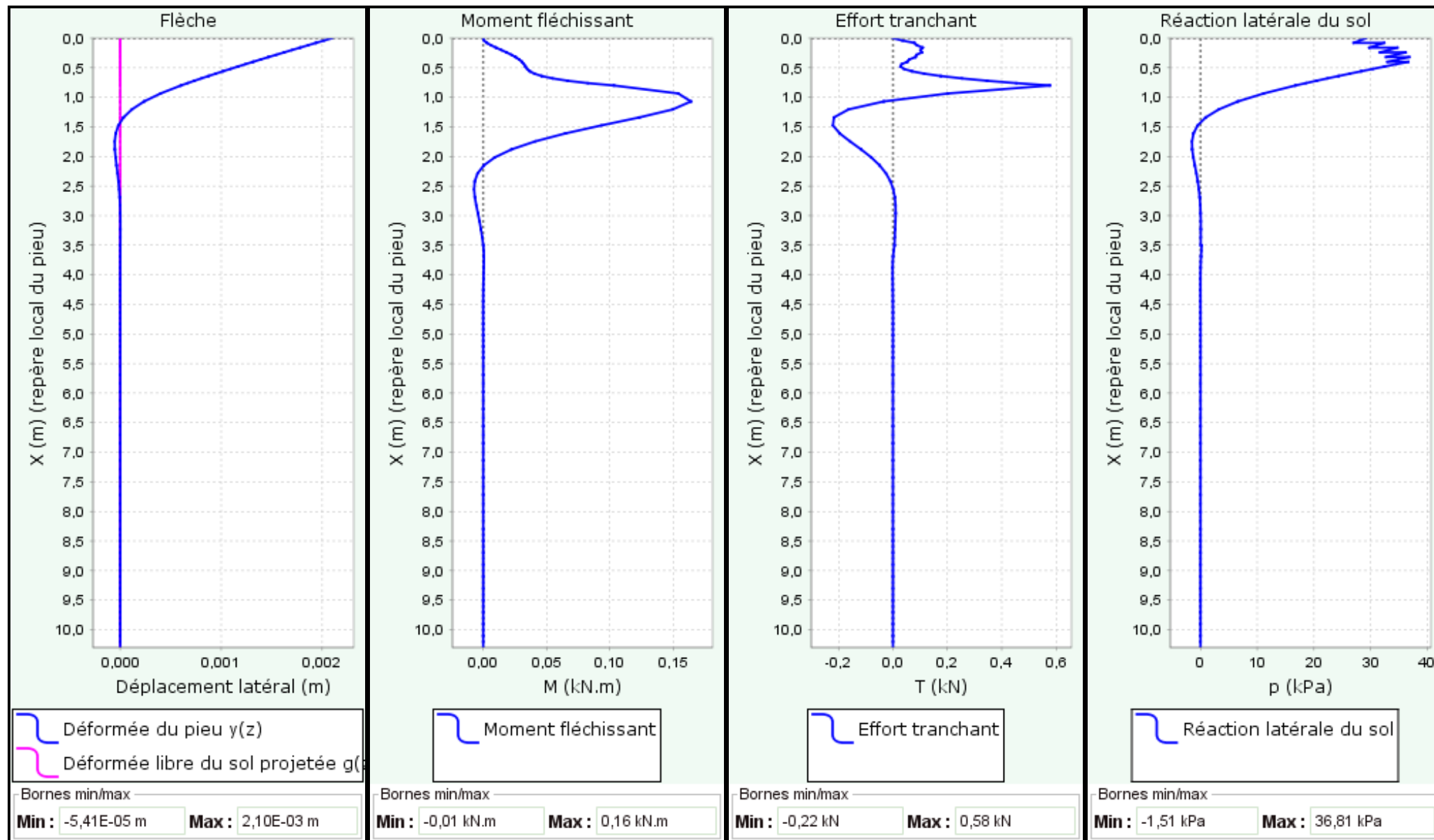
Imprimé le : 24/09/2024 - 12:04:46
Calcul réalisé par : SOLINGEO

Projet : Foxta - Moissac VNF
Module : Piecoef+ (Cas 1/2)
Titre du calcul : Micropieu mitoyen ELS

Onglet "Chargement extérieur sur le pieu"



Résultats principaux



Données

Titre du projet : Moissac - VNF

Numéro d'affaire : S-2405-045

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Micropieu mitoyen ELU (Cas2)

Type de calcul : Calcul de pieu sous sollicitations latérales
Loi p-y avec saisie directe des données pressiométriques
Cas où les sollicitations permanentes dominent en tête

Cote de référence (m) : 69,60

Inclinaison du pieu (°) : 0,0

Nb d'incréments : 20

Nb d'itérations par incrément : 100

Prise en compte d'une dégradation à proximité de la surface : Oui

Cote du toit de la zone de dégradation (m) : 69.6

Cote de la base de la zone de dégradation (m) : 69.2

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	EM	α	B	pf*	pl*
1	Mort Terrain		68,80	3,00E03	0,67	0,20	200,00	250,00
2	Mort Terrain		66,10	3,00E03	0,67	0,20	200,00	250,00
3	Argile graveleuse 1		64,20	1,50E04	0,33	0,20	700,00	1500,00
4	Argile graveleuse 2		61,30	5,00E03	0,33	0,20	200,00	400,00
5	Marne		59,30	1,00E05	0,50	0,20	4000,00	5000,00

Prise en compte des déformations d'effort tranchant : Non

Discrétisation

Nom	h	EI	n
Mort Terrain	0,80	7,03E01	10
Mort Terrain	2,70	7,03E01	10
Argile graveleuse 1	1,90	7,03E01	10
Argile graveleuse 2	2,90	7,03E01	10
Marne	2,00	7,03E01	10

Charges ponctuelles

N°	Z	T	M	K	C
0	69,60	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
1	68,80	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
2	66,10	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
3	64,20	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
4	61,30	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00
5	59,30	0,00	0,00	0,00E00	0,00E00

Activer les cas de charge multiples en tête : Non

Charges réparties

N°	Z1	Z2	Q1	Q2
1	69,60	68,80	49,00	49,00
2	68,80	66,10	0,00	0,00
3	66,10	64,20	0,00	0,00
4	64,20	61,30	0,00	0,00
5	61,30	59,30	0,00	0,00

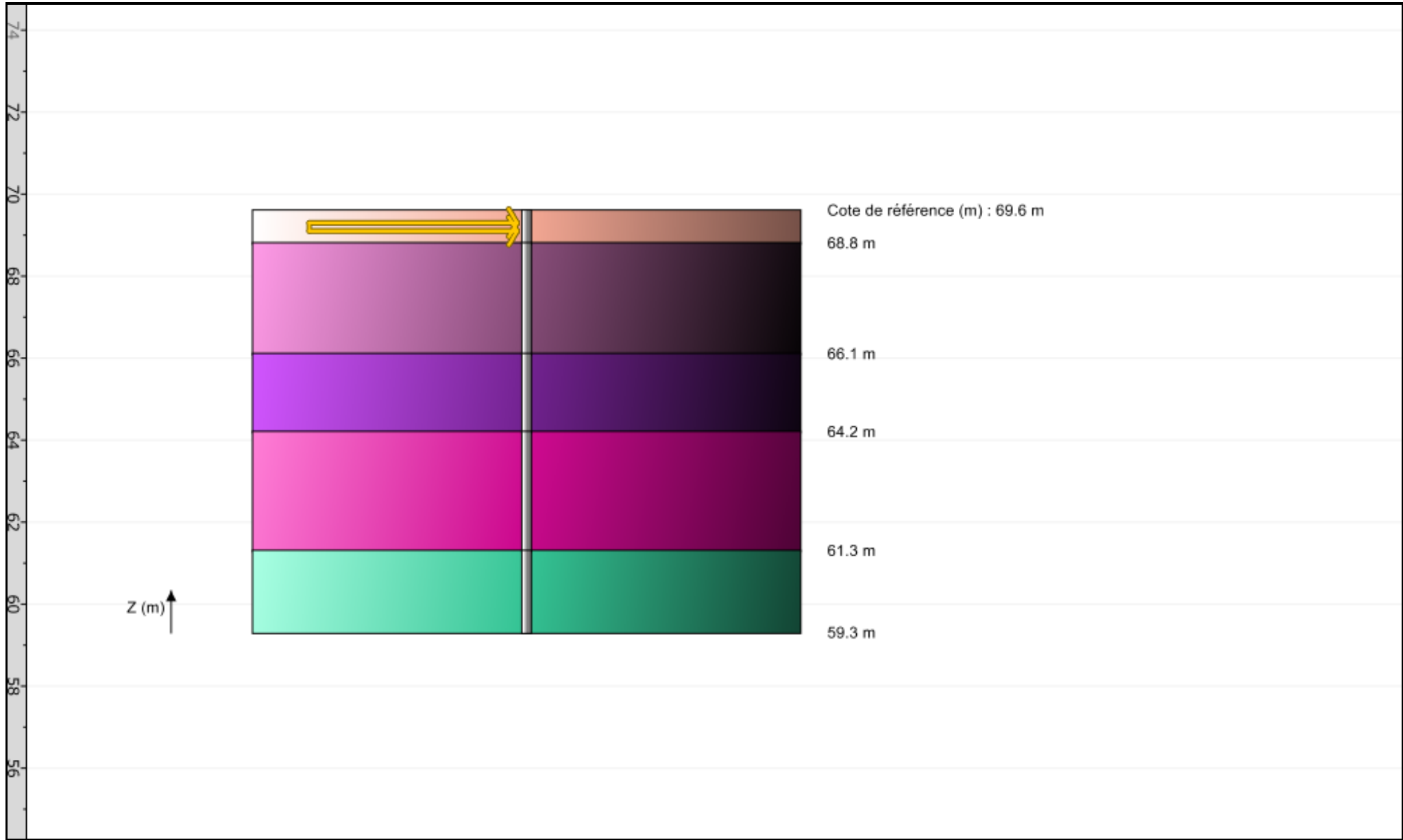


FoXta v4
v4.1.16

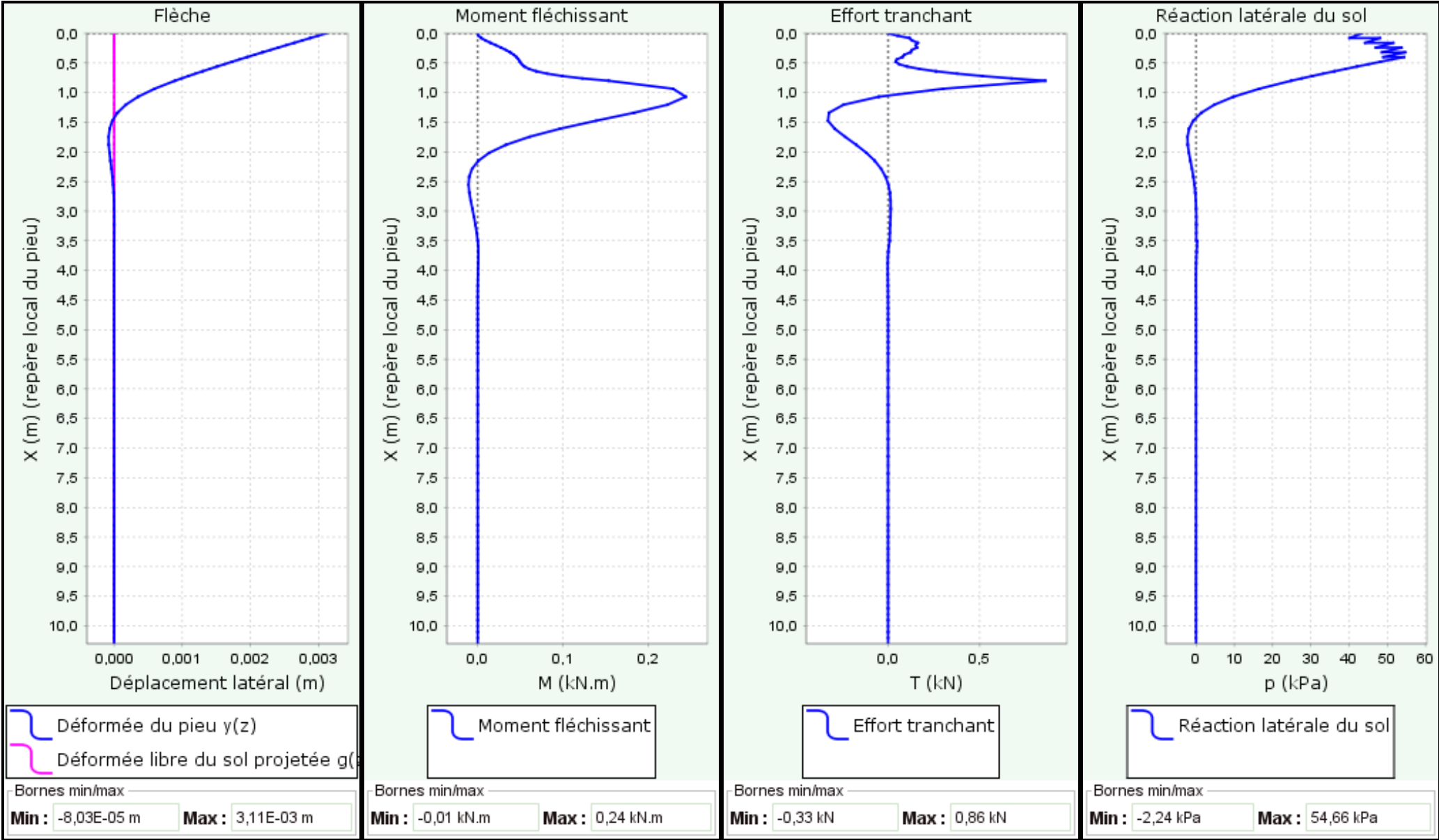
Imprimé le : 24/09/2024 - 12:04:15
Calcul réalisé par : SOLINGEO

Projet : Foxta - Moissac VNF
Module : Piecoef+ (Cas 2/2)
Titre du calcul : Micropieu mitoyen ELU

Onglet "Chargement extérieur sur le pieu"



Résultats principaux



Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique
Extrait de la norme NF P 94-500 de novembre 2013

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (GN) et Phase de la mission		Objectifs à atteindre pour les ouvrages géotechniques	Niveau de management des risques géotechniques attendu	Prestations d'investigations géotechniques à réaliser
Étape 1 : Étude géotechnique préalable (G1)		Étude géotechnique préalable (G1) Phase Étude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Étude préliminaire, esquisse, APS	Étude géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Étude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Avant-projet (AVP)		Définition et comparaison des solutions envisageables pour le projet	Mesures préventives pour la réduction des risques identifiés, mesures correctives pour les	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	PRO	Étude géotechnique de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet	risques résiduels avec détection au plus tôt de leur survenance	Fonction du site et de la complexité du projet (choix constructifs)
	DCE/ACT	Étude géotechnique de conception (G2) Phase DCE / ACT		Consultation sur le projet de base / Choix de l'entreprise et mise au point du contrat de travaux		
Étape 3 : Études géotechniques de réalisation (G3/G4)		À la charge de l'entreprise	À la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Étude (en interaction avec la phase Suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision du suivi)	Étude d'exécution conforme aux exigences du projet, avec maîtrise de la qualité, du délai et du coût	Identification des risques résiduels, mesures correctives, contrôle du management des risques résiduels (réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Suivi (en interaction avec la phase Étude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (en interaction avec la phase Supervision de l'étude)	Exécution des travaux en toute sécurité et en conformité avec les attentes du maître d'ouvrage		Fonction du contexte géotechnique observé et du comportement de l'ouvrage et des avoisinants en cours de travaux
À toute étape d'un projet ou sur un ouvrage existant	Diagnostic	Diagnostic géotechnique (G5)		Influence d'un élément géotechnique spécifique sur le projet ou sur l'ouvrage existant	Influence de cet élément géotechnique sur les risques géotechniques identifiés	Fonction de l'élément géotechnique étudié

Classification des missions d'ingénierie géotechnique **Extrait de la norme NF P 94-500 de novembre 2013**

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.

ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1)

Cette mission exclut toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases :

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site.

Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.

Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases :

Phase Avant-projet (AVP)

Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées.

Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des avoisinants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques.

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site.

Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités.

Phase DCE / ACT

Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques.

Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).

Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

Classification des missions d'ingénierie géotechnique **Extrait de la norme NF P 94-500 de novembre 2013**

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées) **ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)**

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.

Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).

Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).

donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'état de l'état général de l'ouvrage existant.

Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

CONDITIONS D'EXPLOITATION DE CE RAPPORT D'ÉTUDE DE SOLS

La société Solingéo ne peut être en aucun cas tenu à une obligation de résultats car les prestations d'études et de conseil sont réputées incertaines par nature, Solingéo n'est donc tenu qu'à une obligation de moyens.

Le présent rapport ou procès verbal ainsi que toutes annexes, constituent un ensemble indissociable.

La société Solingéo serait dégagée de toute responsabilité dans le cas d'une mauvaise utilisation de toute communication ou reproduction partielle de ce document, sans accord écrit préalable. En particulier, il ne s'applique qu'aux ouvrages décrits et uniquement à ces derniers.

Si en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, nous avons été amenés dans le présent rapport à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient au Maître d'Ouvrage ou à son Maître d'Œuvre de communiquer par écrit à la société Solingéo ses observations éventuelles sans quoi il ne pourrait en aucun cas et aucune raison nous être reproché d'avoir établi notre étude pour le projet que nous avons décrit.

Cette étude est basée sur des reconnaissances dont le caractère ponctuel ne permet pas de s'affranchir des aléas des milieux naturels, et ne peut prétendre traduire le comportement du sol dans son intégralité.

Ainsi, tout élément nouveau mis en évidence lors de l'exécution des fondations ou de leurs travaux préparatoires et n'ayant pu être détecté lors de la reconnaissance des sols (exemple : failles, remblais anciens ou nouveaux, cavités, hétérogénéités localisées, venue d'eau, pollution, etc. ...) doit être signalé à la société Solingéo qui pourra reconsidérer tout ou partie du rapport. Pour ces raisons, et sauf stipulation contraire explicite de notre part, l'utilisation de nos résultats pour chiffrer à forfait le coût de tout ou partie des ouvrages d'infrastructure ne saurait en aucun cas engager notre responsabilité. Une mission G2 minimum est nécessaire pour estimer des quantités, coûts et délais d'ouvrages géotechniques.

De même, des changements concernant l'implantation, la conception ou l'importance des ouvrages par rapport aux hypothèses de base de cette étude, peuvent conduire à modifier les conclusions et prescriptions du rapport et doivent être portés à la connaissance de la société Solingéo.

La société Solingéo ne saurait être rendue responsable des modifications apportées à son étude que dans le cas où elle aurait donné son accord écrit sur lesdites modifications.

Les altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cote de références rattachés à un repère arbitraire ou de cotes NGF) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation des essais. Pour que ces altitudes soient garanties, il convient qu'elles soient relevées par un géomètre expert. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.

Il est vivement recommandé au Maître d'Ouvrage, au Maître d'Œuvre ou à l'entreprise de faire procéder, au moment de l'ouverture des fouilles ou de la réalisation des premiers pieux ou puits, à une visite de chantier par un spécialiste. Cette visite est normalement prévue par Solingéo lorsqu'elle chargée d'une mission spécifique de type G4 de suivi de l'exécution des travaux de fondations. Le client est alors prié de prévenir Solingéo en temps utile.

Cette visite a pour objet de vérifier que la nature des sols et la profondeur de l'horizon d'ancrage de fondation sont conformes aux données de l'étude. Elle donne lieu à l'établissement d'un compte rendu.

Le Maître d'Ouvrage devra informer Solingéo de la date réelle d'ouverture du chantier et faire réactualiser le présent document en cas d'ouverture de chantier plus de 2 ans après la date d'établissement du présent document. De même, il est tenu d'informer Solingéo du montant de l'opération et de la date prévisible de réception de l'ouvrage.