

Etude géotechnique d'Avant-Projet +Projet (Mission G2 AVP/PRO)

Poste Source de Thiers

Parcelle cadastrées ZL n° 96/97/98
53 Avenue de la première Armée
THIERS (63)



Dossier n°6906111 - Février 2025



ENEDIS
BRIPS AURA
7 Rue Marcel Paul
03100 MONTLUCON

CLIENT

NOM	ENEDIS – BRIPS AURA
ADRESSE	7 Rue Marcel Paul 03100 MONTLUCON
INTERLOCUTEUR	Regis BERTHELIER

ECR ENVIRONNEMENT

AGENCE DE	Clermont-Ferrand (Centre Est)
ADRESSE	8 Avenue Maréchal Leclerc 63800 COURNON D'Auvergne
TELEPHONE	04.12.39.41.42
MAIL	clermont-ferrand@ecr-environnement.com abouillet@ecr-environnement.com

RESPONSABLE DE REGION	L. GOURD
CHARGE D'ETUDES	A. BOUILLET

DATE	INDICE	OBSERVATION / MODIFICATION	REDACTEUR	VERIFICATEUR
31/01/25	0	Première vérification	A. BOUILLET	M. MAKKI
03/02/25	1	Première diffusion	A. BOUILLET	F. VIDAL
18/03/25	2	Première diffusion	A. BOUILLET	F. VIDAL
14/01/26	3	Validation de la catégorie d'importance	A. BOUILLET	F. VIDAL

Rédacteur	Contrôle interne
 A. BOUILLET Chargé d'études en Géotechnique	 F. VIDAL Chargé d'affaires en Géotechnique



SOMMAIRE

1.	INTRODUCTION.....	5
1.1.	OPERATION – INTERVENANTS	5
1.2.	MISSION	5
1.3.	INVESTIGATIONS REALISEES.....	6
1.4.	DOCUMENTS DE REFERENCE	6
2.	SITE ET PROJET	7
2.1.	PLAN DE SITUATION	7
2.2.	DESCRIPTION DU SITE.....	7
2.3.	CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE	8
2.4.	RISQUES NATURELS	9
2.5.	DESCRIPTION DU PROJET.....	11
3.	RESULTATS DES INVESTIGATIONS.....	14
3.1.	LITHOLOGIE	14
3.2.	CARACTERISTIQUES GEOMECANIQUES	15
3.3.	HYDROGEOLOGIE	15
3.4.	PERMEABILITE.....	16
3.5.	ESSAIS DE LABORATOIRE.....	17
3.6.	DONNEES PARASISMIQUES REGLEMENTAIRES	18
4.	SYNTHESE.....	18
5.	PRECONISATIONS POUR LE PROJET	20
5.1.	TERRASSEMENTS GENERAUX.....	20
5.1.1.	<i>Principe</i>	<i>20</i>
5.1.2.	<i>Conditions de terrassement.....</i>	<i>20</i>
5.1.3.	<i>Traficabilité</i>	<i>20</i>
5.1.4.	<i>Talutages en déblai</i>	<i>21</i>
5.1.5.	<i>Drainage en phase chantier et mise hors d'eau</i>	<i>22</i>
5.1.6.	<i>Préparation des plateformes des radiers (Grilles HTA, Bancs transformateur, Fosse déportée)</i>	<i>23</i>
5.1.7.	<i>Remarque complémentaire</i>	<i>23</i>
5.2.	LES VOIRIES	24
5.2.1.	<i>Principe / hypothèse</i>	<i>24</i>
5.2.2.	<i>Préparation de la surface d'assise</i>	<i>24</i>
5.2.3.	<i>Couches de forme</i>	<i>24</i>
5.2.4.	<i>Contrôle</i>	<i>25</i>
5.2.5.	Structure souple : hypothèses de calcul	25
5.2.6.	Structure souple : prédimensionnement	25
5.2.7.	Structure rigide : hypothèses de calcul	26
5.2.8.	Structure rigide : prédimensionnement	26
5.2.9.	<i>Remarques</i>	<i>26</i>
5.3.	FONDATION DES OUVRAGES - GENERALITES	27



5.3.1.	<i>Principe des fondations</i>	27
5.3.2.	<i>Méthodologie pour le dimensionnement des fondations</i>	28
5.3.3.	<i>Contraintes de calcul sous charges verticales et centrées (Etats limites)</i>	29
5.3.4.	<i>Recommandations de conception et de mise en œuvre des fondations</i>	30
5.3.5.	<i>Dispositions vis-à-vis du risque de retrait gonflement des argiles</i>	30
5.4.	ETUDE DES FONDATIONS PAR MASSIFS ISOLÉS (DISJONCTEUR, MASSIF DE HALAGE, MUR PARE-FEU).....	31
5.4.1.	<i>Synthèse</i>	31
5.4.2.	<i>Rappel des descentes de charges retenues par hypothèse</i>	31
5.4.3.	<i>Résultats</i>	31
5.4.4.	<i>Calcul des tassements</i>	33
5.5.	ETUDE DES FONDATIONS PAR RADIER DU TRANSFORMATEUR, GRILLE HTA ET FOSSE DÉPORTÉE.....	33
5.5.1.	<i>Préalable</i>	33
5.5.2.	<i>Hypothèses pour le dimensionnement</i>	33
5.5.3.	<i>Descentes de charges retenues par hypothèse</i>	34
5.5.4.	<i>Principe de calcul</i>	34
5.5.5.	<i>Réactions au sol</i>	35
5.5.6.	<i>Estimation des tassements</i>	36
5.5.7.	<i>Module de réaction vertical kv (statique)</i>	36
5.6.	ETUDE DES FONDATIONS DU MUR DE SOUTÈNEMENT	37
5.7.	DRAINAGE PÉRIPHÉRIQUE.....	39
6.	OBSERVATIONS	39

ANNEXES

Annexe 1 : Extrait de la norme NF P 94-500

Annexe 2 : Conditions particulières

Annexe 3 : Plan d'implantation des sondages

Annexe 4 : Coupes des sondages et résultats des essais in situ et en laboratoire

Annexe 5 : Profil GEOMUR



1. INTRODUCTION

1.1. Opération – Intervenants

Opération : Extension du Poste Source de THIERS (63), avec créations de nouveaux bancs transformateurs, d'une nouvelle fosse déportée, de nouvelles grilles HTA, de nouveaux disjoncteurs, et création d'un mur de soutènement et pistes légères et lourdes.

Adresse : Avenue de la Première Armée – 63300 THIERS

Maître d'ouvrage : ENEDIS

1.2. Mission

La présente étude a été réalisée par le bureau d'étude ECR Environnement, agence de Clermont-Ferrand, à la demande d'ENEDIS. Elle honore notre proposition de Novembre 2024 conformément au marché n°EC4CFC3010.

Il s'agit d'une mission de type G2-AVP+PRO au sens de la norme NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique jointe en Annexe 1.

L'étude répond aux objectifs suivants :

- préciser le contexte géologique et hydrogéologique général du site ;
- reconnaître la nature et les caractéristiques géomécaniques des sols ;
- reconnaître les niveaux d'eau (nappe, circulations ...) ;
- étudier la sensibilité des sols au phénomène de retrait-gonflement (essais en laboratoire) ;
- définir les modes de fondation envisageables en fonction des éléments communiqués ;
- fournir les paramètres de dimensionnement des fondations proposées et estimer les tassements ;
- fournir les paramètres de prédimensionnement des voiries ;
- fournir les données parasismiques réglementaires (EC8) ;
- évaluer les sujétions d'exécution des travaux de terrassements, de traitement et de fondations liées aux conditions géotechniques du site et aux caractéristiques du projet.



1.3. Investigations réalisées

La campagne d'investigations in situ suivante a été réalisée pour les besoins de l'étude :

Sondages et essais in situ :

- 3 sondages pressiométriques (PR1 à PR3) descendus jusqu'à 8.80 m maximum de profondeur ;
- 3 sondages de reconnaissance à la tarière (TA1 à TA3) conduits jusqu'à 3.00 m de profondeur ;
- 2 piézomètres PZ1 et PZ2 mis en place respectivement au sein de PR1 et PR2, et descendus respectivement à 7.00 m/TA et 7.60 m/TA (terrain actuel) ;

Essais en laboratoire :

- 2 classifications GTR des sols (teneurs en eau, VBS, granulométrie, limites d'Atterberg)

L'implantation des sondages est reportée sur le plan joint en Annexe 3. Les coupes des sondages et les résultats des essais in-situ sont joints en Annexe 4.

1.4. Documents de référence

Les documents suivants ont été utilisés dans le cadre de cette étude :

- Plan de nivellement et terrassement n° 7303815-PRO-A0 en date du 27/02/2025 réalisé par ECR environnement
- Plan « Poste 63/20 KV – THIERS – Vue en plan travaux » indice B en date du 15/07/2024 de l'entreprise 2M Ingénierie
- Plan « Poste 63/20 KV – THIERS – Vue en plan de masse » indice A en date du 13/06/2024 de l'entreprise 2M Ingénierie
- Plan « Poste 63/20 KV – THIERS – Vue en plan sous-terrain » indice A en date du 13/06/2024 de l'entreprise 2M Ingénierie
- Plan « Poste 63/20 KV – THIERS – Vue en plan travaux » indice D en date du 22/01/2025 de l'entreprise 2M Ingénierie (fourni le 23/01/2025)
- Plan « Poste 63/20 KV – THIERS – Vue en plan travaux » indice E en date du 17/02/2025 de l'entreprise 2M Ingénierie (fourni le 19/02/2025)
- Notes de calculs du BET « ETL structures » :
 - Poste source aérien – Loge Transfo 225/20 kV – Massif Disjoncteur – Hypothèse calcul – 3817-NC04-A en date du 29/11/2016
 - Note de calculs – Banc Transformateur 63/90 kV -4977-NC-04indA en date du 19/09/2022
 - Note de calculs – Fosse déportée 63/90 kV -NC01-revA – Affaire 4977 – Poste ENEDIS en date du 19/08/2022



2. SITE ET PROJET

2.1. Plan de situation

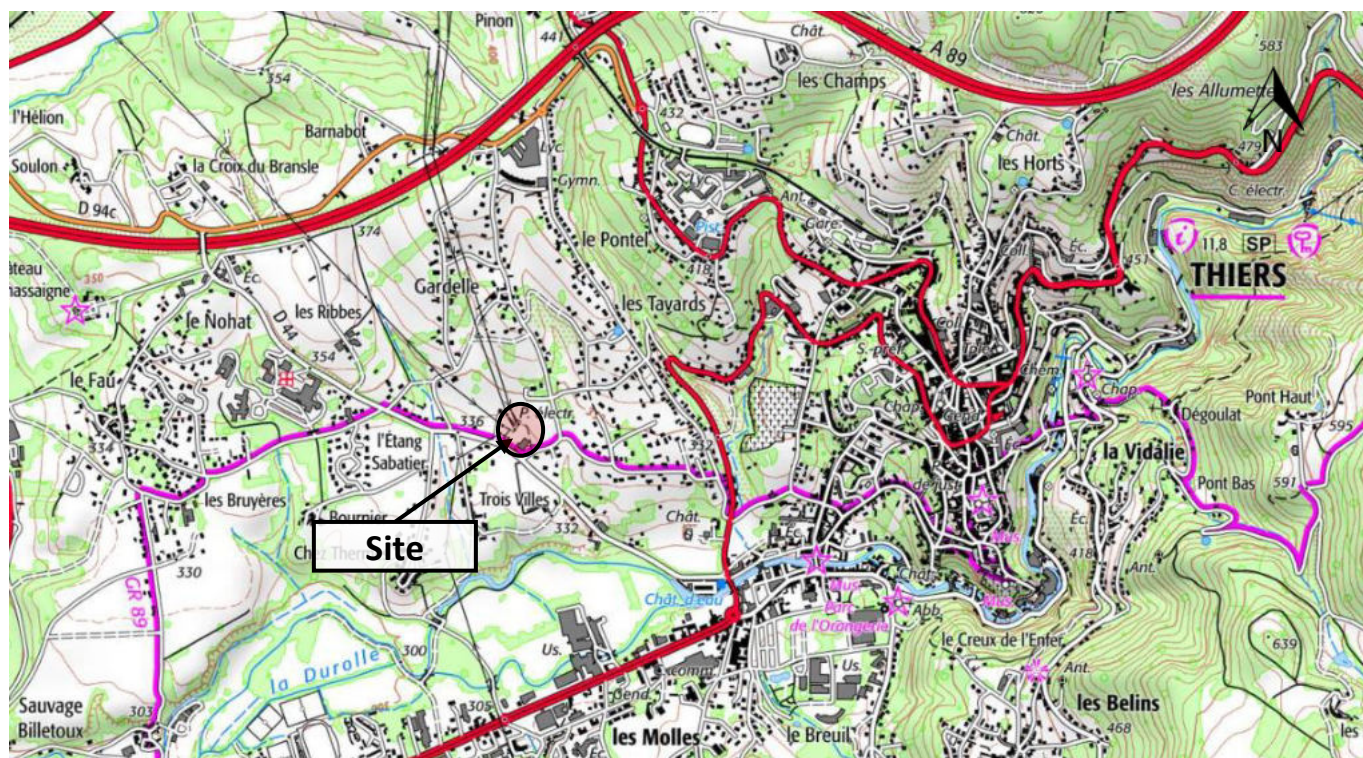


Figure 1 - Carte IGN de la zone d'étude (source Géoportail)

2.2. Description du site

Le site est localisé au 53 Avenue de la première guerre, en partie Ouest de la commune de THIERS (63300) au sein d'un versant globalement orienté vers le Sud/Sud-Ouest.

Il correspond à un poste source existant délimité par (cf. Fig. 2) :

- au Nord-Est par une zone boisée ;
- à l'Ouest par une zone en friche permettant le départ des lignes aériennes ;
- et au Sud par l'avenue de la première guerre et le chemin de Gardelle ;

La topographie de l'ensemble du site est globalement comprise entre 342 m NGF au Nord, et 336 m NGF au Sud/Ouest.



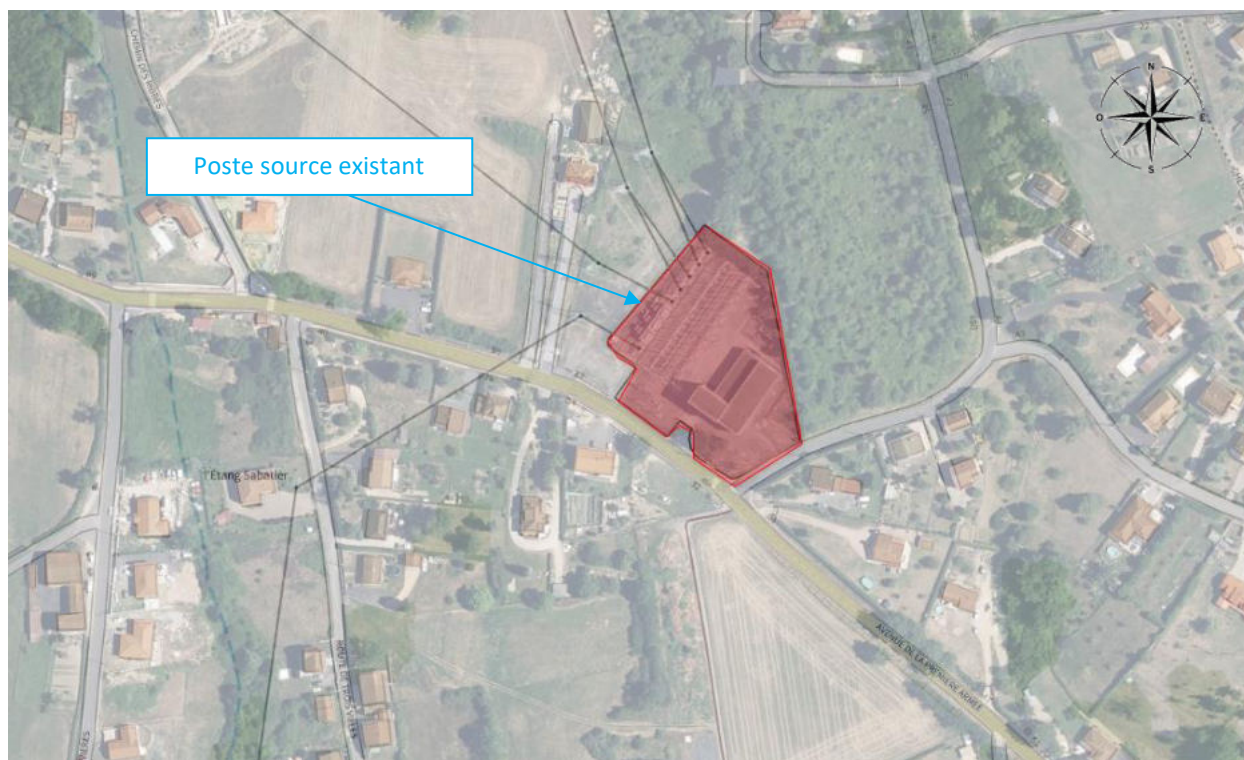


Figure 2 - Vue aérienne du site (source : géoportail.gouv.fr)

2.3. Contexte géologique et hydrogéologique

D'après la carte géologique de THIERS (n°694) à l'échelle 1/50 000ème, le site de l'étude est situé à l'aplomb de formations résiduelles ou colluviales, constituées de sables et galets dérivés soit des sables argileux conglomératiques Oligocènes, soit de matériaux alluviaux anciens.

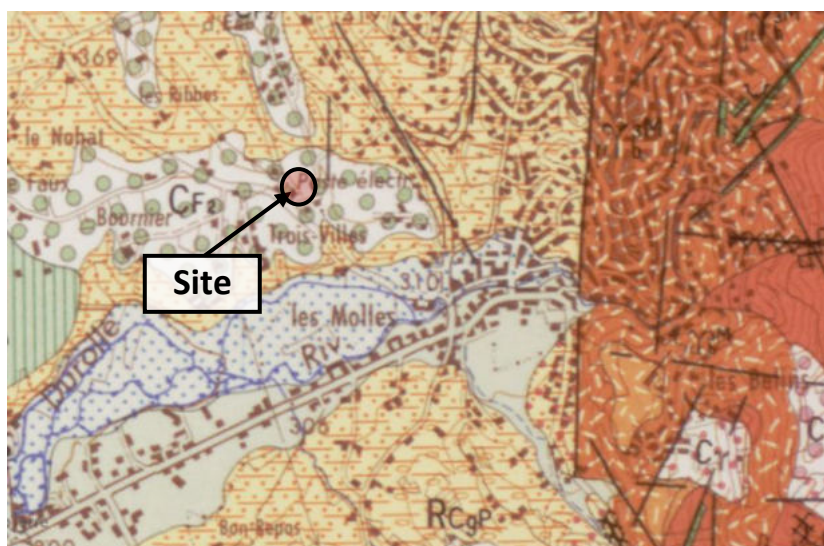


Figure 3 - Carte géologique au 1/50 000^{ème} de THIERS (source : infoterre.brgm.fr)

2.4. Risques naturels

- Sismique (décret n°2010-1255 du 22/10/2010) :

La commune de THIERS (63) est située en zone de sismicité 3 (modéré).



Figure 4 - Carte de sismicité (source : georisques)

La catégorie d'importance des ouvrages projetés est de **classe IV (confirmée par la maitrise d'ouvrage le 14/01/2026)**. Par conséquent, l'application des prescriptions parasismiques particulières de l'Eurocode 8 est donc obligatoire.

- Inondations et/ou coulées de boue :

D'après le site de prévention des risques majeurs « georisques.gouv.fr », 8 arrêtés de reconnaissance de catastrophe naturelle ont été pris sur la commune de Thiers (63) entre 1982 et 2017 suite à des inondations et/ou des coulées de boue.

La commune de THIERS (63) est soumise à un PPRNP de type inondation nommé PPRNPi pour le bassin de la Durolle et de la Dore au droit de Thiers, et qui n'affecte pas le site du projet.

D'après le site du BRGM « infoterre.fr », le site n'est pas concerné par les risques de débordement de nappe et d'inondation de cave.



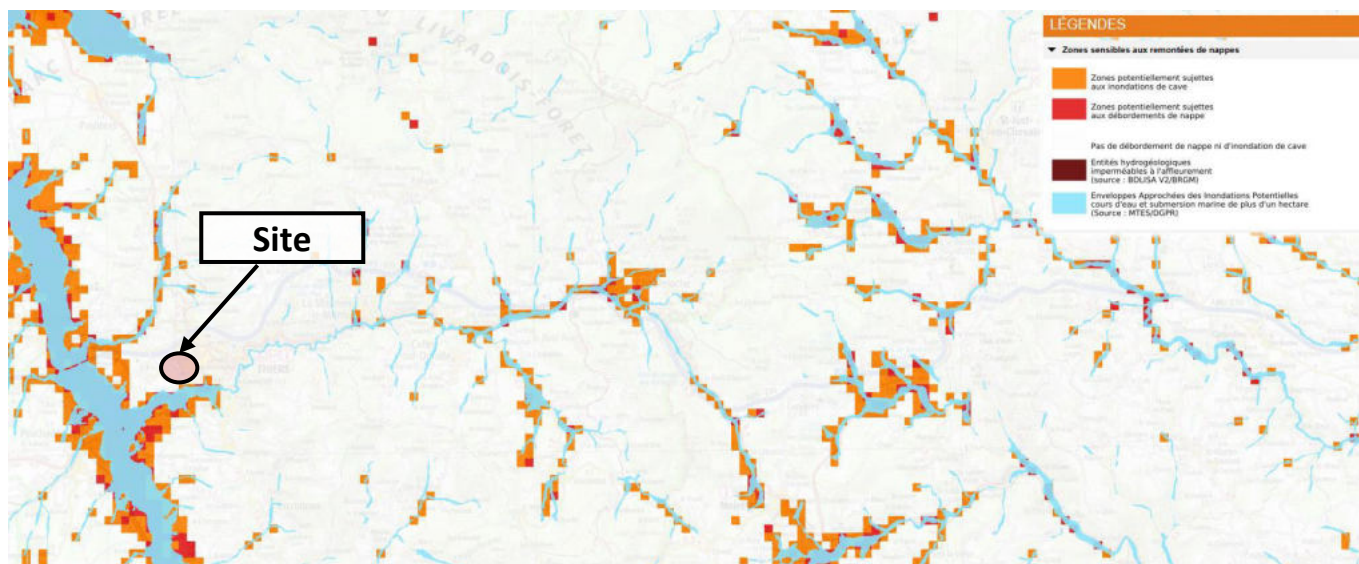


Figure 5 - Carte de l'aléa remontée de nappe (source : infoterre)

- Retrait gonflement des sols argileux :

D'après le site georisque.gouv.fr, la parcelle est classée en zone d'exposition moyenne vis-à-vis du risque de retrait gonflement des argiles, avec 2 arrêtés sécheresses en 2019 et 2021. Notons de façon plus détaillée que l'ensemble du site est globalement positionné au sein d'une zone d'exposition moyenne en partie Nord, et au sein d'une zone d'exposition faible au Sud (cf carte ci-dessous).

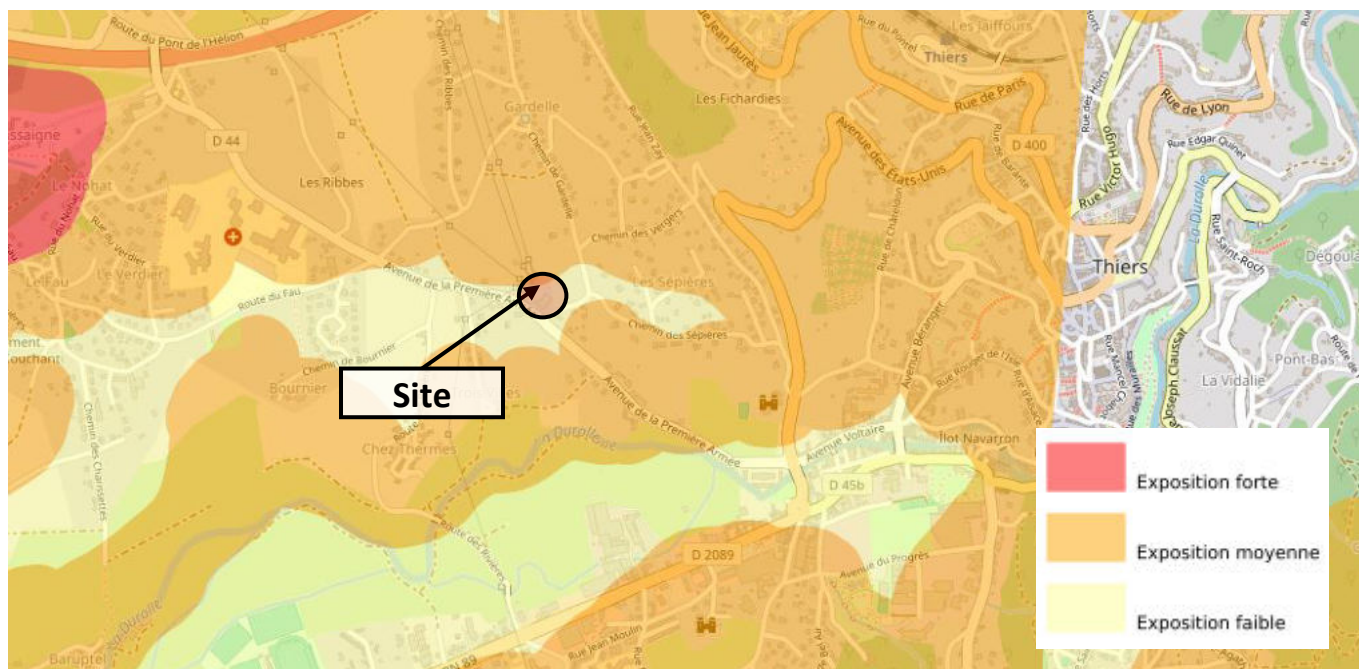


Figure 6 - Carte de l'aléa retrait/gonflement des sols argileux (source : georisques.gouv.fr)

- Mouvement de terrain :

D'après le site de prévention des risques majeurs « georisques.gouv.fr », 1 arrêté de reconnaissance de catastrophe naturel a été pris sur la commune de THIERS (63) en 1999 suite à des mouvements de terrain. Toutefois notons qu'aucun événement n'a été recensé dans un rayon de 500 m autour du terrain.

- Risque Radon :

D'après le site georisque.gouv, la commune de THIERS (63300) présente un **potentiel radon significatif** (catégorie 3/3). Nous rappelons que le Radon est un gaz radioactif naturel classé comme cancérigène (issu de la désintégration initiale de l'Uranium et Thorium). Les obligations concernant le Radon sont issues de nombreux textes réglementaires dans le cadre du Code de la Santé Publique, du Code du Travail et du Code de l'Environnement.

2.5. Description du projet

Dans le cadre de l'extension du poste source de THIERS (63), il est prévu notamment :

- La création de 3 nouveaux ouvrages transformateurs (TR311/312/313, 36 MVA ONAN, 63/20kV)
- La création de 3 grilles HTA ;
- La création de 3 disjoncteurs ;
- La création de pistes lourdes et légères, ainsi que des murs de soutènements ;
- La création d'une nouvelle fosse déportée compte tenu de la non-conformité de l'actuelle fosse déportée (cf rapport n°69xxx) ;

D'après le nouveau plan en notre possession « Poste 63/20kV - THIERS Vue en plan travaux - n°THIER.HT.P.IG100.TX ind E » en date du 17/02/2025, la nouvelle fosse déportée sera positionnée au niveau de l'ancienne fosse.

D'après le plan de nivellement et terrassement n°7303815-PRO-A0 du 27/02/2025 réalisé par ECR environnement, il conviendra à s'attendre à une hauteur maximale voisine de 2.00/2.50 m localement pour les murs de soutènement en partie Nord. Il est également prévu la réalisation d'un talus (d'une pente de 27%) en déblais, permettant la réalisation d'une rampe d'accès à un portail donnant accès à la zone RTE.

Comme convenu avec M. BERTHELIER, notons que la géométrie des fondations ainsi que les descentes de charges seront considérées, dans la suite de ce rapport, au moyen de données fournies par ENEDIS sur d'anciens rapports en lien avec le BET « E.T.L Structures ».

Si les valeurs retenues et énoncées ci-dessous ne s'avèrent pas correspondre, il conviendra de nous en informer rapidement, et nos calculs devront être réévalués en fonctions des données réelles du projet fournies par le BET.

Compte tenu des notes de calculs en notre possession et du projet nous avons retenu, de façon sécuritaire, les modèles d'ouvrages suivants :

- Banc transformateur 63/90 kV (de masse totale maximale de 70.3 t) selon la note de calcul 4977-NC-04 ind A en date du 19/09/2022.
- Fosse déportée 63/90 kV standard selon la note de calculs NC01 Rev A en date du 19/08/2022



- Disjoncteur type ABB SF6 selon la note de calcul NC-04 en date du 30/11/2016
- Pour la grille HTA, nous ne disposons d'aucune note de calcul. Nous prendrons donc des hypothèses retenues sur d'anciens rapports.

A ce titre, nous envisagerons donc, dans la suite de ce rapport les paramètres suivants :

GEOMETRIE :

- Transformateur :
Longrine support sur radier : 7.85 x 3.05 m (épaisseur = 30 cm) descendu à -1.25 m/TF
Bac de rétention sur radier : 7.80 x 5.90 (épaisseur = 20 cm) descendu à -0.62 m/TF
Massif de halage : 2.70 x 1.50 m
Massifs murs pare-feu :
 - Massifs M1/M4 : 1.60 x 1.60 m
 - Massifs M2/M5 : 2.20 x 1.60 m
 - Massifs M3/M6 : 1.70 x 1.60 m
 - Massif M7 : 1.60 x 1.60 m
- Grilles HTA (par hypothèse en l'absence de note de calcul) :
Radier descendu à -1.60 m/TF de dimension 7.20 x 3.40 m (épaisseur = 20 cm)
- Fosse déportée :
Radier descendu à -2.80 m/TF de dimension 6.45 x 3.65 m (épaisseur = 30 cm)
- Disjoncteur :
Massif de dimension 3.40 x 1.00 m

DESCENTES DE CHARGES :

- Pour le transformateur
 - pour le radier supportant les longrines supports : $q_{ELS} \max = 0.14 \text{ MPa}$ / $q_{ELU} \max = 0.20 \text{ MPa}$.
 - pour le bac de rétention recevant des charges légères : $q = 5 \text{ kPa}$ à l'ELS
 - pour les massifs de halage : les descentes de charges combinées en notre possession pour cet ouvrage sont présentés ci-dessous

Combinaisons d'actions envisagées en pied de massif:

Combinaison	Nature		Fx	Fy	Fz	Mx	My
[1] Gmin+1.35G+1.50Q	ELU	Fondam.	210.0	0.0	361.1 kN	0.0	462.0 m.kN
[2] Gmin+1.00G+1.50Q	ELU	Fondam.	210.0	0.0	267.5 kN	0.0	462.0 m.kN
[3] Gmin+1.00G+1.00Q	ELS	Rare	140.0	0.0	267.5 kN	0.0	308.0 m.kN

- Pour les massifs supports des murs pare feu : les descentes de charges en notre possession ne sont présentées que sous la forme de poids propres (charges permanentes verticales) et de charges de vent (efforts horizontaux et moments) non pondérés. Les poids communiqués prennent en compte uniquement les murs en siporex, les poteaux, et les longrines. Par conséquent nous présentons ci-dessous les charges permanentes comprenant le poids de l'encuvement et massif béton (densité de 25 kN/m3)



- $M1/M4 = 8.50 \text{ t}$
- $M2/M5 = 7.88 \text{ t}$
- $M3/M6 = 6.33 \text{ t}$
- $M7 = 8.16 \text{ t}$

Compte tenu de l'absence de pondération par le BET structure, nous avons considérés les combinaisons suivantes (à vérifier par un BET structure) :

- à L'ELS caractéristiques : G ;
- à L'ELU fondamental : $1.35 \text{ G} + 1.5 \text{ Q}$ (ici correspondant à w).

- Pour la grille HTA : en l'absence de note de calcul, nous retiendrons par hypothèse $q_{ELS} \text{ max} = 0.05 \text{ MPa}$ et $q_{ELU} \text{ max} = 0.07 \text{ MPa}$
- Disjoncteur : (note de calcul NC-04 en date du 30/11/2016) : d'après la note calcul nous retiendrons les cas de charge d'exploitation les plus défavorables en compression (n°2, 12, 16, et 19), et en traction (n°4, 12, 18 et 19) présentés ci-dessous :

Combinaisons d'actions envisagées:

Combinaison	Nature	Fx	Fy	Fz	Mx	My
(1) Gmin+1.35G+1.50Q	ELU Fondam.	1.4	1.4	225.3 kN	-11.3	11.9 m.kN
(2) Gmin+1.35G+1.50Q+1.20W1	ELU Fondam.	8.6	1.4	225.3 kN	-11.3	35.5 m.kN
(3) Gmin+1.35G+1.50Q+1.20W2	ELU Fondam.	1.4	6.4	225.3 kN	-29.2	11.9 m.kN
(4) Gmin+1.35G+1.80W1	ELU Fondam.	10.8	0.0	190.5 kN	0.0	35.3 m.kN
(5) Gmin+1.35G+1.00Q+1.80W1	ELU Fondam.	11.7	0.9	213.7 kN	-7.6	43.2 m.kN
(6) Gmin+1.35G+1.80W2	ELU Fondam.	0.0	7.6	190.5 kN	-26.8	0.0 m.kN
(7) Gmin+1.35G+1.00Q+1.80W2	ELU Fondam.	0.9	8.5	213.7 kN	-34.4	8.0 m.kN
(8) Gmin+1.00G+1.50Q	ELU Fondam.	1.4	1.4	175.9 kN	-11.3	11.9 m.kN
(9) Gmin+1.00G+1.50Q+1.20W1	ELU Fondam.	8.6	1.4	175.9 kN	-11.3	35.5 m.kN
(10) Gmin+1.00G+1.50Q+1.20W2	ELU Fondam.	1.4	6.4	175.9 kN	-29.2	11.9 m.kN
(11) Gmin+1.00G+1.80W1	ELU Fondam.	10.8	0.0	141.1 kN	0.0	35.3 m.kN
(12) Gmin+1.00G+1.00Q+1.80W1	ELU Fondam.	11.7	0.9	164.3 kN	-7.6	43.2 m.kN
(13) Gmin+1.00G+1.80W2	ELU Fondam.	0.0	7.6	141.1 kN	-26.8	0.0 m.kN
(14) Gmin+1.00G+1.00Q+1.80W2	ELU Fondam.	0.9	8.5	164.3 kN	-34.4	8.0 m.kN
(15) Gmin+1.00G+1.00Q	ELS Rare	0.9	0.9	164.3 kN	-7.5	8.0 m.kN
(16) Gmin+1.00G+1.00Q+0.77W1	ELS Rare	5.5	0.9	164.3 kN	-7.5	23.0 m.kN
(17) Gmin+1.00G+1.00Q+0.77W2	ELS Rare	0.9	4.1	164.3 kN	-19.0	8.0 m.kN
(18) Gmin+1.00G+1.00W1	ELS Rare	6.0	0.0	141.1 kN	0.0	19.6 m.kN
(19) Gmin+1.00G+0.77Q+1.00W1	ELS Rare	6.7	0.7	159.0 kN	-5.8	25.7 m.kN
(20) Gmin+1.00G+1.00W2	ELS Rare	0.0	4.2	141.1 kN	-14.9	0.0 m.kN
(21) Gmin+1.00G+0.77Q+1.00W2	ELS Rare	0.7	4.9	159.0 kN	-20.7	6.1 m.kN

Combinaisons en Compression

Combinaisons d'actions envisagées:

Combinaison	Nature	Fx	Fy	Fz	Mx	My
(1) Gmin+1.35G+1.50Q	ELU Fondam.	1.4	1.4	119.1 kN	-11.3	11.9 m.kN
(2) Gmin+1.35G+1.50Q+1.20W1	ELU Fondam.	8.6	1.4	119.1 kN	-11.3	35.5 m.kN
(3) Gmin+1.35G+1.50Q+1.20W2	ELU Fondam.	1.4	6.4	119.1 kN	-29.2	11.9 m.kN
(4) Gmin+1.35G+1.80W1	ELU Fondam.	10.8	0.0	196.7 kN	0.0	35.3 m.kN
(5) Gmin+1.35G+1.00Q+1.80W1	ELU Fondam.	11.7	0.9	129.3 kN	-7.6	43.2 m.kN
(6) Gmin+1.35G+1.80W2	ELU Fondam.	0.0	7.6	196.7 kN	-26.8	0.0 m.kN
(7) Gmin+1.35G+1.00Q+1.80W2	ELU Fondam.	0.9	8.5	129.3 kN	-34.4	8.0 m.kN
(8) Gmin+1.00G+1.50Q	ELU Fondam.	1.4	1.4	115.1 kN	-11.3	11.9 m.kN
(9) Gmin+1.00G+1.50Q+1.20W1	ELU Fondam.	8.6	1.4	115.1 kN	-11.3	35.5 m.kN
(10) Gmin+1.00G+1.50Q+1.20W2	ELU Fondam.	1.4	6.4	115.1 kN	-29.2	11.9 m.kN
(11) Gmin+1.00G+1.80W1	ELU Fondam.	10.8	0.0	145.7 kN	0.0	35.3 m.kN
(12) Gmin+1.00G+1.00Q+1.80W1	ELU Fondam.	11.7	0.9	125.3 kN	-7.6	43.2 m.kN
(13) Gmin+1.00G+1.80W2	ELU Fondam.	0.0	7.6	145.7 kN	-26.8	0.0 m.kN
(14) Gmin+1.00G+1.00Q+1.80W2	ELU Fondam.	0.9	8.5	125.3 kN	-34.4	8.0 m.kN
(15) Gmin+1.00G+1.00Q	ELS Rare	0.9	0.9	125.3 kN	-7.5	8.0 m.kN
(16) Gmin+1.00G+1.00Q+0.77W1	ELS Rare	5.5	0.9	125.3 kN	-7.5	23.0 m.kN
(17) Gmin+1.00G+1.00Q+0.77W2	ELS Rare	0.9	4.1	125.3 kN	-19.0	8.0 m.kN
(18) Gmin+1.00G+1.00W1	ELS Rare	6.0	0.0	145.7 kN	0.0	19.6 m.kN
(19) Gmin+1.00G+0.77Q+1.00W1	ELS Rare	6.7	0.7	130.0 kN	-5.8	25.7 m.kN
(20) Gmin+1.00G+1.00W2	ELS Rare	0.0	4.2	145.7 kN	-14.9	0.0 m.kN
(21) Gmin+1.00G+0.77Q+1.00W2	ELS Rare	0.7	4.9	130.0 kN	-20.7	6.1 m.kN

Combinaisons en traction

- Fosse déportée : $q_{ELS} \text{ max} = 0.058 \text{ MPa}$ / $q_{ELU} \text{ max} = 0.082 \text{ MPa}$

Rappel : Nous rappelons que les paramètres présentés ci-dessus ont été retenus par hypothèse (hors mission géotechnique) et devront impérativement être validés par un BET structure.



A titre d'exemple, les paramètres de vents et de neige, entre autres, sont dépendants des zones géographiques et devraient être adaptés à la localisation du projet.

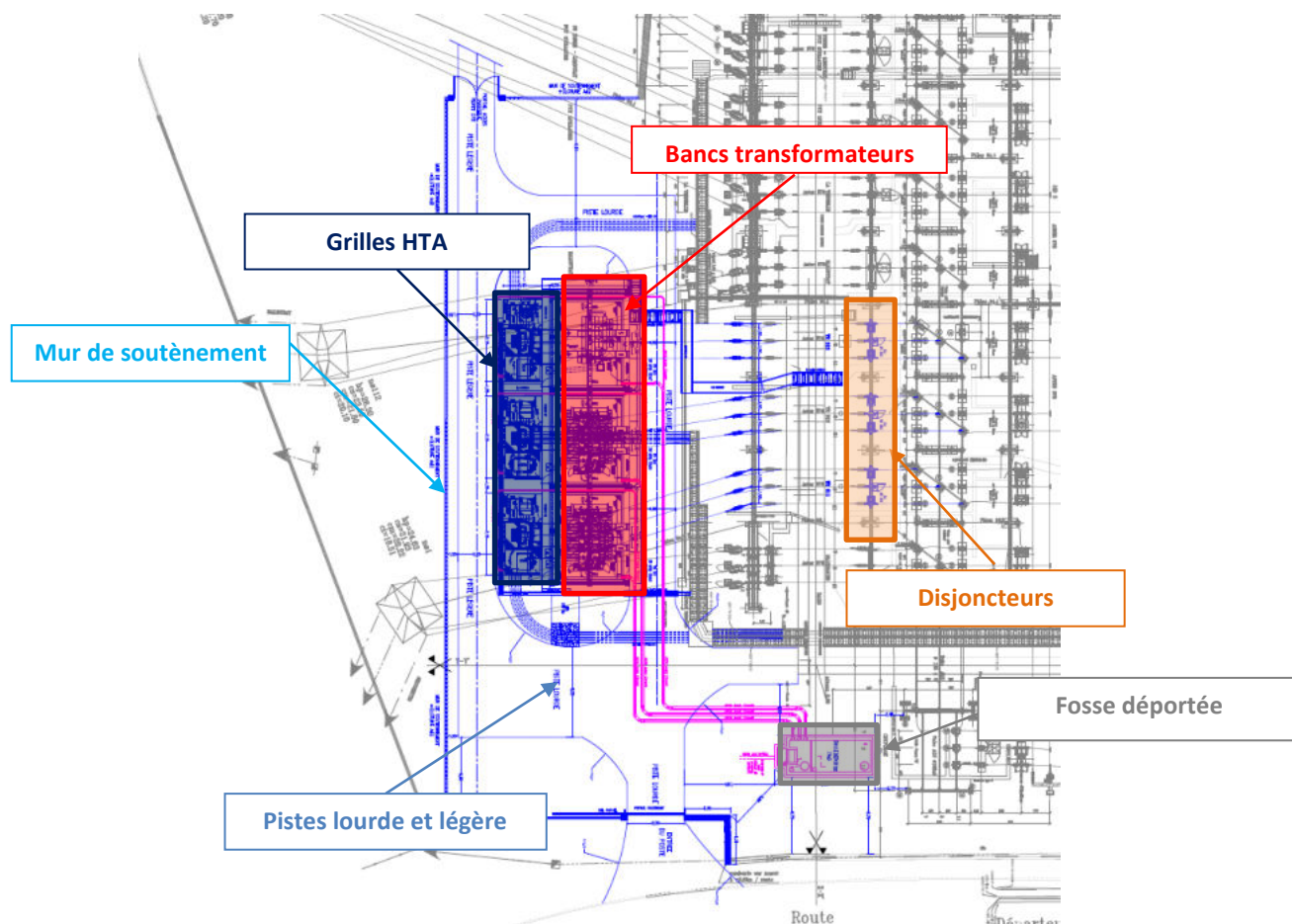


Figure 7 – Plan « Vue en Plan Travaux », (2M Ingénierie, ind E) du 17/02/2025

3. RESULTATS DES INVESTIGATIONS

3.1. Lithologie

Les coupes des sondages sont jointes en Annexe 4. Les profondeurs citées dans le présent rapport ont été mesurées par rapport au niveau du terrain (m/TA) tel qu'il était lors de notre intervention (Novembre 2024).

Les sondages ont permis d'établir la coupe lithologique suivante :

Formation 1 : Remblais (terrains de couverture)

- Remblais constitués de matériaux graveleux et sablo-limoneux, localement coiffés d'un revêtement en enrobé comme cela est observé au droit de PR2. Notons que cette formation n'a pas été observée au droit

de PR3. Elle a été reconnue visuellement jusqu'à des profondeurs comprises entre 0.30 à 0.80 m/TA (Terrain Actuel).

Formation 2 : Complexe argilo-sableux/sablo-argileux

- Cette formation marron/brun, marron/grisâtre, à beige, est constituée par un complexe argilo-sableux à passées localement plus sableuses et/ou graveleuses. Elle a été reconnue visuellement au droit de l'ensemble des sondages jusqu'à l'arrêt de nos sondages compris entre 3.00 et 8.80 m/TA. Elle présente des caractéristiques géomécaniques globalement moyennement élevées à élevées, entrecoupée de séquences plus faibles géomécaniquement.

3.2. Caractéristiques géomécaniques

Les caractéristiques géomécaniques des formations sont reportées dans le tableau suivant :

Formation	Base (m/TA)	Pression limite pl* (MPa)		Module pressiométrique E _M (MPa)	
		Mini	Maxi	Mini	Maxi
1 – Remblai	0.30 à 0.80	-		-	
2 – Complexe argilo-sableux	>3.00 à >8.80	0.49	3.55	3.7	138.0

3.3. Hydrogéologie

Nous avons relevé un niveau d'eau en fin de chantier (Novembre 2024) à 4.50 m de profondeur en PR3, et 2.10 m en TA2.

Au droit du sondage TA3, en fin de forage, nous avons relevé un niveau d'eau à 2.50 m de profondeur, puis à 0.70 m en fin de chantier. Ce phénomène pouvant s'expliquer par l'existence de circulations discontinues et anarchiques remontant au sein d'un forage par légère surpression.

Deux piézomètres (PZ1 et PZ2) ont été mis en place respectivement au sein des sondages PR1 et PR2 avec les caractéristiques suivantes :

- **PZ1** :
 - Capot hauteur hors sol de +0.50 m ;
 - Tube plein de 0.00 à 1.00 m/TA ;
 - Tube crépiné de 1.00 à 7.00 m/TA ;
 - Niveau d'eau en fin de chantier (Novembre 2024) : 4.00 m (cote : 337.70 m NGF)



- **PZ2 :**
 - Bouche à clé (niveau du sol) ;
 - Tube plein de 0.00 à 1.60 m/TA ;
 - Tube crépiné de 1.60 à 7.60 m/TA ;
 - Niveau d'eau en fin de chantier (Novembre 2024) : 5.60 m (cote : 333.15 m NGF)

Remarque importante :

Les investigations fournissent des informations ponctuelles et instantanées. Le niveau piézométrique d'une nappe est directement influencé par les conditions météorologiques, l'environnement et la perméabilité des terrains. Ce qui peut se traduire par des remontées lors des périodes d'apport ou au contraire conduire à des baisses à la suite de périodes déficitaires. Les informations recueillies à ce jour ne permettent pas de déterminer les niveaux EE, EH et EB. Seul un suivi piézométrique associé à une enquête hydrogéologique permettrait de préciser les niveaux caractéristiques de la nappe pour s'assurer que le niveau d'eau ne recoupera pas les niveaux bas du projet en phase provisoire et définitive.

A ce titre nous avons donc prévu la réalisation d'un suivi piézométrique annuel par sonde autonome au sein de PZ1 et de PZ2.

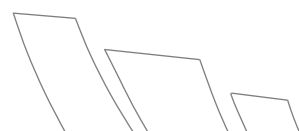
3.4. Perméabilité

Pour déterminer la perméabilité des sols, nous avons réalisé un essai Porchet à charge variable au sein du forage TA2 entre 0.90 m et 1.90 m de profondeur. Notons qu'aucun essai d'infiltration n'a pu être réalisé au sein des sondages TA1 et TA3 compte tenu de l'instabilité des parois et du niveau d'eau mesuré au moment de l'intervention.

Nous avons donc obtenu le coefficient de perméabilité (K) suivant au droit TA2 entre 0.90-1.90 m/TA :

- $K = 5.8 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ (= 2.10 mm/h)

Nature	Ordre de grandeur de k en m/s	Degré de perméabilité
Graviers moyens à gros	10^{-3} à 10^{-1}	très élevé
Petits graviers, sable	10^{-3} à 10^{-5}	assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, loess	10^{-5} à 10^{-7}	faible
Limon compact, argile silteuse	10^{-7} à 10^{-9}	très faible
Argile franche	10^{-9} à 10^{-12}	pratiquement imperméable



3.5. Essais de Laboratoire

Des essais en laboratoire ont été réalisés pour déterminer les caractéristiques des terrains du site.

Le tableau suivant présente les principaux résultats des essais en laboratoire :

Sondage	Nature	Prof. (m/TA)	Analyse granulométrique			Teneur en eau (%)	Limite de liquidité (Wl en (%))	Limite de plasticité (Wp en %)	Indice de plasticité (Ip)	VBS (g de bleu / 100g de sol)	Classe GTR
			% passant à 80 µm	% passant à 2 mm	% passant à 50 mm						
TA2	Sables argilo- graveleux marron	1.50	32.6	71.1	100.0	11.4	-	-	-	2.1	B6
TA3	Argiles sableuses marron	2.70	51.9	95.0	100.0	17.7	67.6	20.9	46.7	-	A4

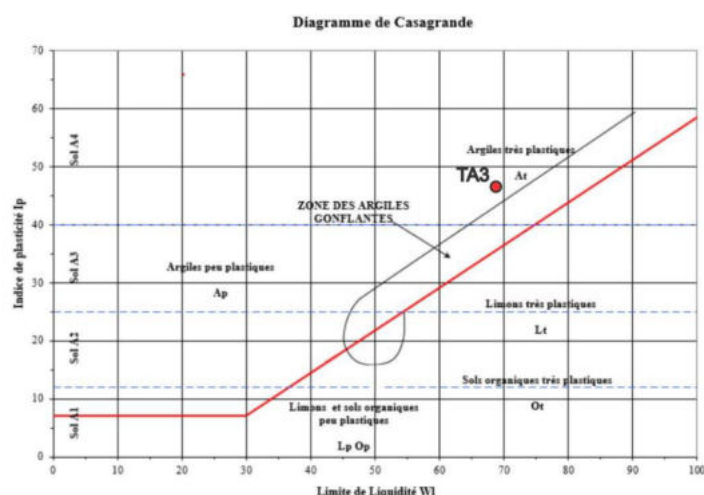


Diagramme de Casagrande

Commentaire :

Au regard de nos essais en laboratoire et du diagramme de Casagrande, ces formations présentent une plasticité hétérogène allant de faiblement plastique à fortement plastique. Néanmoins au regard de nos connaissances sur ce type de matériaux et du secteur il conviendra de considérer une sensibilité avérée vis-à-vis des phénomènes de retrait-gonflement des argiles, et aux variations hydriques.

Les procès-verbaux des résultats des essais en laboratoire sont présentés en Annexe 4.



3.6. Données parasismiques réglementaires

Selon la norme EC8, les principales données parasismiques déduites des reconnaissances effectuées dans le cadre de cette étude sont les suivantes :

Données parasismiques réglementaires	
Zone de sismicité	Zone 3 – aléa modéré
Catégorie des bâtiments/ouvrages	IV
Accélération de référence a_{gr}	1.1 m/s ²
Classe de sol	C
Coefficient de sol S	1.5
Coefficient d'importance γ_I	1.4
Accélération de calcul ($a_{gr} \cdot \gamma_I$)	2.31 m/s ²

4. SYNTHÈSE

Rappelons que notre étude géotechnique porte sur la construction des ouvrages suivants :

- 3 bancs Transformateurs (TR 311/312/313 ; 36 MVA ONAN ; 63/20kV) ;
- 3 Grilles HTA ;
- 1 nouvelle fosse déportée ;
- 3 disjoncteurs ;
- Pistes légères et lourdes ;
- Murs de soutènement ;

Contexte géotechnique :

- Présence d'une couverture constituée de remblais graveleux à sablo-limoneux (formation 1) rencontrés sur une faible à moyenne épaisseur de 0.30 à 0.80 m/TA ;
- Présence en profondeur d'un complexe sablo-argileux à argilo-sableux (formation 2) de caractéristiques géomécaniques globalement moyennement élevées à élevées, entrecoupées de séquences plus lâches et compressibles. Ces formations présentent une sensibilité avérée vis-à-vis des phénomènes de retrait gonflement des argiles et aux variations hydriques ;
- un niveau d'eau a été mesuré au droit du piézomètre PR1/PZ1 (Décembre 2024), à 4.75 m/TA (terrain actuel), et 5.50 m/TA au droit du piézomètre PR2/PZ2.
- des niveaux d'eau ont également été mesurées en fin de chantier (Novembre 2024) à 4.50 m/TA au droit du sondage PR3, 2.10 m/TA au droit de TA2, et 2.50 puis 0.70 m en TA3 ;
- zone de sismicité 3 (aléa modéré) ;
- catégorie d'importance : IV ;



Eléments importants à prendre en compte pour le projet :

- présence d'un complexe argilo-sableux à sablo-argileux (formation 2) de caractéristiques géomécaniques globalement moyennement élevées à élevées, entrecoupée de séquences plus faibles géomécaniquement ;
- présence de niveaux d'eau à des altitudes relativement hétérogènes traduisant probablement des circulations erratiques ;
- une piste légère est prévu permettant l'accès à la zone RTE au Nord ;
- nous avons considéré la création d'une nouvelle fosse déportée compte tenu de la non-conformité de l'actuel fosse. Celle-ci sera située au niveau de l'actuelle fosse d'après le dernier plan communiqué ;
- d'après le plan de nivellement et de terrassement communiqué, il conviendra à s'attendre à des terrassement en déblais et réalisation de murs de soutènement d'une hauteur maximale voisine de 2.00/2.50 m en partie Nord. La réalisation d'un talus en déblais (d'une pente de 27%) est prévue en partie Nord permettant la réalisation d'une rampe d'accès à un portail donnant accès à la zone RTE.

Orientations à prendre en compte pour le projet :

Les bancs transformateurs, grilles HTA, et fosse déportée devront être fondés au moyen de radiers généralisés ancrés au sein du complexe argilo-sableux/sablo-argileux (formation 2).

Pour les disjoncteurs, massifs de halages, et massifs des murs pare-feu, on aura recours à la réalisation de massifs béton également ancrés au sein des formations 2.

Et enfin, pour les murs de soutènement, ENEDIS envisage dans un premier temps de recourir à la réalisation d'un ouvrage rigide en béton banché (ouvrage préfabriqué ?). Celui-ci pourra être réalisé au moyen d'une semelle filante ancrée au sein des formations 2. Une solution de soutènement au moyen d'un ouvrage « souple » (type blocs lego, gabions, ...) peut également être envisagée, ce qui permettra d'accommoder les recommandations vis-à-vis de la sécheresse.

Notons qu'au stade actuel de notre étude, ces ouvrages seront réalisés à condition d'apporter une protection vis-à-vis du risque de retrait gonflement des argiles.



5. PRECONISATIONS POUR LE PROJET

5.1. Terrassements généraux

5.1.1. Principe

D'après le plan de nivellement et de terrassement communiqué, de très légers terrassements en remblais sont prévus (<0.50 m). Des terrassements en déblais provisoires seront réalisés sur une hauteur maximale de 2.00/2.50 m en partie Nord, pour la réalisation du mur de soutènement. Des déblais définitifs sont prévus pour réalisation du talus permettant la réalisation de la rampe d'accès à la zone RTE, et également d'égaliser le terrain avec le poste source actuel. Les terrassements en déblais débiteront entre les pylônes de départ aériens n°1 et n°112. Par conséquent le pylône n°1 (situé au Sud) ne sera pas affecté par la proximité des terrassements en déblais.

Compte tenu du calage des ouvrages selon les plans de principe en notre possession, et une fois la plateforme définitive réalisée, le projet impliquera notamment la réalisation des terrassements suivants :

- Fosse déportée : terrassements en déblai sur environ 3.00 m de hauteur minimum pour la mise en place du radier (par rapport à la plateforme finie à la cote 338.00 m NGF environ) ;
- Bancs transformateurs et grilles HTA : terrassements en déblai sur environ 1.00 à 2.00 m minimum de hauteur pour la mise en œuvre des radiers de fondation (par rapport à la plateforme finie à la cote proche de 338.00 m NGF) ;

Les terrassements recouperont les remblais (formation 1) et le complexe argilo-sableux / sablo-argileux (formation 2).

Nous rappelons qu'il est prévu la déconstruction des grilles HTA et transformateurs existants. Par conséquent il conviendra de s'attendre à la présence matériaux remaniés superficiels qui devront impérativement être purgés.

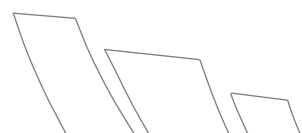
5.1.2. Conditions de terrassement

Les terrassements des matériaux du site ne présenteront aucune difficulté particulière dans les formations 1. Toutefois au sein du complexe sablo-argileux à argiles sableuses (formation 2) il conviendra de prendre en compte une compacité hétérogène à séquences résistantes locales. Par conséquent nous recommandons de recourir à une pelle suffisamment puissante pour ce type de terrain.

Les terrassements et la démolition des ouvrages existants (bancs transformateurs et grilles HTA, avec leurs fondations) seront réalisés au moyen d'une pelle mécanique puissante assistée d'un BRH (Brise Roche Hydraulique) et dérocteur. Nous attirons l'attention sur le fait que ces procédés génèrent des vibrations dont il faudra tenir compte notamment vis-à-vis des avoisinants.

5.1.3. Traficabilité

Compte tenu de la nature des sols, sensibles à l'eau, il est fortement recommandé de réaliser les terrassements dans des conditions météorologiques favorables pour permettre la circulation des engins sans détériorer la plateforme. Dans le cas contraire, des dispositions particulières pourront être nécessaires (ajout de matériaux



granulaires, cloutage du fond de forme, ...). Il est donc recommandé de réaliser les terrassements par temps sec pour faciliter la circulation des engins de chantier.

5.1.4. Talutages en déblai

En partie Nord, nous rappelons que d'après le plan de nivellement et de terrassement fourni, les terrassements en déblais provisoires ne devraient pas dépasser les 2.00 à 2.50 m de hauteur pour la réalisation du mur de soutènement.

Au niveau des futurs ouvrages neufs, une fois la plateforme réalisée, les terrassements en déblais provisoires des fosses devraient avoisiner au maximum 3.00 m / plateforme de travail (soit une cote voisine de 335.00 m NGF) pour notamment la réalisation de la fosse déportée enterrée.

En phase définitive, et toujours d'après le plan de nivellement fourni, un talus en déblais est prévu en partie Nord réglé selon une pente faible proche de 27% (soit environ 3V/11H). Permettant d'une part l'accès au portail donnant accès à la zone RTE, et permettant d'autre part d'égaler le terrain avec le poste source existant à l'Est. Cette pente est tout à fait acceptable au regard du site.

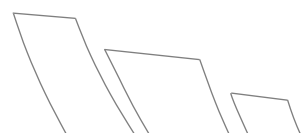
En phase provisoire, pour des talus hors nappes et hors mitoyenneté, les terres pourront être maintenues par des talus adaptés. En première approche, compte tenu de la nature des matériaux rencontrés et des caractéristiques des formations 2, les pentes maximales des talus ne devront pas dépasser **une pente maximale de 2V/3H**. Ces pentes seront réduites au sein des remblais superficiels, et à adapter si nécessaire au moment des terrassements en fonction de la tenue des terrains (sans dépasser 1V/1H maximum), des éventuelles venues d'eau et de la nature des matériaux réellement rencontrés (à évaluer dans le cadre d'une mission G4).

Dans le cas où les pentes de talus ne peuvent être respectées (mitoyennetés) un ouvrage de soutènement provisoire sera à prévoir. Celui-ci sera dimensionné dans le cadre d'une mission G3 une fois les hauteurs de déblais définitives connues, et sur la base de coupes détaillées.

Les dispositions suivantes devront être respectées :

- limiter la durée d'ouverture des excavations ;
- éviter tout dépôt de matériel ou circulation d'engins de chantier à proximité des excavations (en crête de talus notamment) ;
- protéger les talus contre les phénomènes de ravinement liés aux eaux de ruissellement et les intempéries par la mise en place de bâches polyanes soigneusement fixées ;
- collecter les eaux et les évacuer en dehors des fouilles et vers un exutoire adapté (pompage éventuel à prévoir en cas de drainage gravitaire irréalisable) ;
- respecter une banquette de 2 m de largeur minimum entre la tête des talus et les avoisinants.

Les murs enterrés seront conçus en tant que mur de soutènement définitifs. On retiendra pour le dimensionnement des ouvrages enterrés, un coefficient de poussée des terres au repos, soit la valeur $K_0 = 1 - \sin \phi$. En considérant un remblaiement au moyen de matériaux à angle de frottement élevé de type pouzzolane ($\phi = 35^\circ$), on obtient $K_0 = 0.43$.



Il conviendra également de réaliser un drainage derrière les murs enterrés afin d'éviter les stagnations d'eau. Ces murs devront subir un traitement de surface afin de s'affranchir des infiltrations et de l'humidité. Le remblaiement à l'arrière du mur soutènement devra être réalisé avec des matériaux granulaires, drainants, soigneusement compactés (pouzzolanes, sables et graviers sans fines) avec récupération et évacuation des eaux pluviales vers un exutoire adapté.

5.1.5. Drainage en phase chantier et mise hors d'eau

Au stade actuel de notre étude, il semblerait que des circulations d'eau puissent être recoupés localement, pouvant entraîner le remplissage des fouilles de terrassement.

Dans ce cas, des difficultés sont à attendre pour la réalisation des terrassements et le coulage des fondations. Il sera nécessaire de prévoir et de mettre en œuvre des dispositions de pompage permettant de travailler au sec en phase chantier.

D'une manière générale, à tout moment du chantier, toutes les dispositions seront prises pour garder les plateformes au sec (pente avec collecte des eaux et évacuation en dehors de la fouille, dispositifs de pompage, ...).

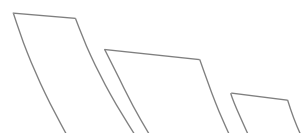
Au sein des talus provisoires, dans le cas d'arrivées d'eau légères, les pentes devront être renforcées au moyen de blocs rocheux et les eaux seront collectées et évacuées. Malgré cela quelques éboulements peuvent survenir. A ce titre, l'entreprise qui réalisera les travaux devra anticiper ces éventuelles anomalies en prévoyant sur place la mise à disposition d'éléments permettant d'assurer la sécurité des biens et des personnes (blocs d'enrochements, blindages, etc...).

En cas d'arrivées d'eau franches, et en fonction du suivi piézométrique en cours, il pourra s'avérer nécessaire de mettre en œuvre des dispositions permettant de travailler au sec en phase chantier pour les ouvrages nécessitant un terrassement sous la nappe (réalisation d'une enceinte étanche type rideau de palplanche avec bouchon de fond par exemple, pompage lourd ou coulage d'un béton fortement dosé sous nappe). Pour les autres ouvrages, dans le cas où la nappe serait légèrement recoupée par les terrassements, il sera nécessaire de prévoir pour les fondations un béton immergé fortement dosé coulé sous nappe à l'aide d'un tube plongeur.

Les vérifications hydrauliques pour les potentiels écrans de soutènement devront être effectuées dans la suite du projet (EXE) lors de la mission G3.

En fonction du suivi piézométrique en cours il n'est pas exclu de recourir à la mise en place d'ouvrages dimensionnés comme des cuvelages étanches. Ce paramètre pourra être étudié en phase G3.

En fonction des niveaux d'eau relevés (étude annuelle par sondes autonomes en cours), et notamment pour la future fosse déportée, le BET structure devra s'assurer que le poids de l'ouvrage (définitif) soit suffisant afin de garantir l'absence de soulèvement (sous pression hydrostatique). Notons toutefois, qu'au stade actuel de notre étude le niveau relevé en PR1/PZ1 (secteur de la nouvelle fosse déportée) au mois de décembre 2024 ne devrait, à priori, pas recouper les terrassements de la future fosse (niveau relevé à la cote 332.93 m NGF).



5.1.6. Préparation des plateformes des radiers (Grilles HTA, Bancs transformateur, Fosse déportée)

Il conviendra de purger sur toute leur épaisseur au droit des ouvrages :

- les remblais (formation 1) et matériaux remaniés résiduels ;
- les éventuels matériaux évolutifs ;
- les éventuelles structures enterrées, et notamment les fondations des ouvrages démolis ;
- les éventuels gros blocs ($D > 50$ cm) présents en fond de fouille pouvant générer un phénomène de point dur ;
- les éventuelles poches de matériaux médiocres, foisonnés ou décomprimés.

Le fond de forme sera composé du complexe argilo-sableux à sables argileux (formation 2), après préparation de la plateforme et afin d'apporter une homogénéité avec amélioration de portance, et de faciliter la mise en œuvre du radier, il est préconisé de réaliser une structure d'assise en remblais techniques comprenant :

- cloutage au refus des éventuels fonds de forme tendres et humides, au moyen de matériaux grossiers et rocheux (50/250 mm). L'épaisseur pénétrée est considérée comme perdue.
- pose d'un géotextile, mis en place à l'interface entre le fond de forme et les plateformes des radiers afin d'assurer un rôle anti-contaminant.
- une couche de forme de **55 cm** d'épaisseur minimum de matériaux d'apport 0/60 à 0/80 mm
- une couche de réglage de **15 cm** d'épaisseur en matériaux d'apport 0/31.5 mm (exempt de toute pollution argileuse).

Notons que ce matelas devra déborder en périphérie du radier sur une largeur minimale de 1.0 m.

Les rattrapages éventuels des côtes du projet devront être réalisés en matériaux granulaires, non gélifs, durs, bien gradués et insensibles à l'eau (matériaux type D3, R21, R61, ou équivalent) et soigneusement compactés par couches selon les recommandations du GTR 2000.

Un contrôle de l'efficacité de compactage devra être effectué au moyen d'une série d'essais à la plaque qui permettront de vérifier que la plateforme satisfera aux conditions suivantes selon le DTU 13.3 :

Pour des radiers chargés à ≤ 2 t/m²

- **EV2 $\geq$ 50 MPa**
- **EV2/EV1 $<$ 2.2**

Pour des radier chargés à > 2 t/m²

- **EV2 $\geq$ 70 MPa**
- **EV2/EV1 $\leq$ 2.2**

5.1.7. Remarque complémentaire

Compte tenu de la proximité des terrassements (pour la réalisation de la plateforme et des fondations) avec des ouvrages existants (notamment au niveau des disjoncteurs), nous rappelons que les terrassements ne devront pas venir déstabiliser l'état d'équilibre des ouvrages existants, ni venir déchausser les fondations existantes. Si les



nouveaux appuis s'avèrent mitoyens d'ouvrages existants il conviendra de s'assurer que les nouveaux appuis soient bien descendus à une profondeur au moins égale à celle des fondations mitoyennes existantes.

5.2. Les Voiries

5.2.1. Principe / hypothèse

Le prédimensionnement des « voiries légères » a été réalisé au moyen du « Manuel de dimensionnement des chaussées neuves à faible trafic » du CEREMA, 2020.

Le prédimensionnement des « voiries lourdes » à structures rigides (béton) a été réalisé au moyen du guide technique « Voiries et aménagements urbains en béton » (CIMBETON – 2019).

Nous rappelons qu'aucun trafic ne nous a été communiqué.

Nous prendrons donc par hypothèse une classe de trafic T5- (équivalent à ≤ 10 PL/jour/an/sens de circulation).

Après ouverture des terrassements, toutes les préconisations devront être prises afin de ramener la Plateforme Supérieure de Terrassement (PST) à une PST2-AR1 minimum (sols peu déformables portants, mais sensibles à l'eau avec humidité faible à moyenne). A défaut un épaissement de la couche de forme sera à prévoir, conformément aux recommandations du guide GTR.

La traficabilité du site en période pluvieuse devra être assurée (création de fossés, tranchées drainantes...).

5.2.2. Préparation de la surface d'assise

Préalablement à la réalisation de la plateforme de couche de forme, il sera nécessaire de prévoir une préparation de la couche d'assise qui consistera à :

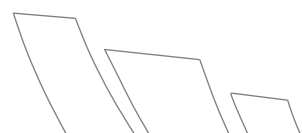
- la purge de la couverture terreuse et des remblais superficiels ;
- décapage des sols tendres et humides, et remaniés par les travaux de terrassement ;
- cloutage au refus (matériaux rocheux 50/150 mm) des éventuelles zones meubles et humides ;
- compactage primaire du fond de forme ainsi obtenu,

5.2.3. Couches de forme

Il sera ensuite recherché un objectif de plateforme de **classe PF2** (à valider par le concepteur avant de retenir les structures suivantes).

La réalisation des couches de forme nécessitera les dispositions suivantes :

- mise en place d'un géotextile à l'interface entre le fond de forme et la couche de forme afin d'assurer un rôle anti-contaminant ;
- épaisseur de la couche de forme : **0.50 m minimum**



- mise en place de matériaux satisfaisant aux critères GTR « Couche de forme » et notamment :
 - matériaux rocheux type concassé de carrière R61/R41/R21 ou graves alluvionnaires D21/D31.
 - résistance mécanique des gravillons ;
 - insensibilité à l'eau et au gel ;
 - granulométrie **0/63 mm à 0/80 mm pour la partie inférieure** ;
 - granulométrie **0/31.5 mm pour la partie supérieure** (15 derniers centimètres) ;
 - résistance sous circulation des engins de chantier ;

5.2.4. Contrôle

La portance des couches de forme devra être contrôlée par des essais de chargement à la plaque suivant le mode opératoire du LCPC. Les critères de réception de la plateforme ayant pour objectif PF2 sont :

- **EV2 > 50 MPa ;**
- **EV2/EV1 < 2.2**

5.2.5. Structure souple : hypothèses de calcul

Les hypothèses retenues pour le prédimensionnement selon une classe de trafic T5- sont les suivantes :

- Nombre de poids lourds à la mise en service ($TMJA_d$) = 1 PL/jour/an/sens ;
- Taux de croissance annuel du trafic (τ) : estimé à 0 % ;
- Durée de service (η) : 20 ans ;
- Trafic Poids lourds cumulé (NPL) = 7300 ;
- Nombre d'essieu équivalent (NE) = 2920 (avec un coefficient d'agressivité moyen de 0.4) ;
- Chaussée de type urbaine, zone résidentielle ;
- Température de dimensionnement = 15°C ;

5.2.6. Structure souple : prédimensionnement

Les modules de chaque matériau sont les suivants :

- Béton bitumineux semi grenu : $E_{BBSG2} = 2378$ MPa
- **GNT2** : $E_{GNTCG2} = 400$ MPa
- Plateforme PF2 : $E_{PF} = 50$ MPa.

⇒ **La structure de chaussée (voirie légère) suivante est possible :**

- 5 cm de BBSG1*
- 25 cm de GNT2 (0/31.5 mm)
- Couche de forme (Plateforme PF2)



**BBSG : Béton Bitumineux Semi Grenu*

Nous rappelons que la plateforme devra être préparée selon les préconisations du paragraphe 5.2.3 afin d'obtenir une PF2.

Variante : l'entreprise retenue pourra éventuellement proposer une variante à l'appui d'une note de dimensionnement en phase G3 à la charge de l'entreprise (structure béton par exemple).

5.2.7. Structure rigide : hypothèses de calcul

Nous rappelons que la classe de trafic ne nous ont pas été fournie. Nous retiendrons donc également par hypothèse une classe de trafic T5- pour **1 PL/jour/an/sens** (équivalent à un trafic t_7 selon le guide technique « Voiries et aménagements urbains en béton » (CIMBETON – 2019)).

Les hypothèses complémentaires suivantes ont été prises en compte selon le guide technique CIMBETON :

- Trafic à la mise en service (t) : en l'absence de du nombre exact de PL on retiendra la moyenne géométrique de la classe t_7 soit = 1.5
- Taux de croissance annuel du trafic (τ) : estimé à 0 %
- Durée de service (η) : 20 ans
- Trafic Poids lourds cumulé (NPL) = 10950
- Nombre d'essieu équivalent (NE) = 4380 (avec un coefficient d'agressivité moyen de 0.4)
- Température de dimensionnement = 15°C

5.2.8. Structure rigide : prédimensionnement

⇒ **La structure de chaussée (voirie lourde) suivante est possible :**

- 20 cm de dalles béton de classe 5
- Plateforme PF2
- des joints transversaux (retrait/flexion) tous les 5 m
- des joints longitudinaux (si largeur des dalles > 4.5 m)

Nous rappelons que la plateforme devra être préparée selon les préconisations du paragraphe 5.2.3 afin d'obtenir une PF2.

Variante : l'entreprise retenue pourra éventuellement proposer une variante à l'appui d'une note de dimensionnement en phase G3 à la charge de l'entreprise (structure en enrobé par exemple).

5.2.9. Remarques

L'entreprise pourra proposer une ou des structures différentes qui devront être justifiées en G3 (ou par note technique) et validée en G4.



La structure de chaussée devra être vérifiée en fonction de la circulation effective prévue sur les voiries.

Lors de la réalisation des travaux, la plus grande attention sera portée sur les points suivants :

- contrôle du niveau de portance de la plateforme,
- respect des épaisseurs préconisées,
- contrôle de la qualité des matériaux mis en œuvre et de leur compacité.

Par ailleurs, les BBSG seront conformes à la norme NF EN 13108 – 1.

Leurs conditions de mise en œuvre sont définies par la norme NF P98-150. Les liants utilisés ainsi que leur dosage seront adaptés au support.

La vérification au gel-dégel n'a pas été considérée dans ce dimensionnement. Si la maîtrise d'ouvrage décide qu'une vérification est nécessaire, nos dimensionnements devront être réévalués. A ce titre il conviendra de nous fournir l'indice de gel IR de l'hiver choisi comme référence par le maître d'ouvrage.

ECR ENVIRONNEMENT se tient à la disposition du Maître d'Ouvrage pour la réalisation d'une mission de Supervision géotechnique d'exécution G4.

5.3. Fondation des ouvrages - Généralités

5.3.1. Principe des fondations

Compte tenu des caractéristiques du projet et du contexte géotechnique on pourra s'orienter vers les solutions de fondation suivante :

- fondations de la fosse déportée, des bancs transformateurs, et des grilles HTA, par l'intermédiaire de radiers généralisés sur matelas de répartition (d'homogénéisation) constitué de remblais techniques (assimilé au terme couche de forme).
- fondations des disjoncteurs/massifs de halages/massifs mur pare-feu, par l'intermédiaires de fondations superficielles isolées de type massif (ou barrette) en béton.
- fondations des murs de soutènements, par l'intermédiaire de fondations superficielles de type semelles filantes.

Les fondations respecteront en outre les critères suivants :

- les fondations seront ancrées sur au moins 0.30 m de profondeur au sein du complexe argilo-sableux/sablo-argileux (formation 2)
- les radiers reposeront sur un remblai technique d'homogénéisation et d'amélioration de portance dont les caractéristiques sont présentées au §5.1.6 ;
- les massifs béton (disjoncteurs/massifs de halages/massifs murs pare-feu) et semelles filantes (murs de soutènement) devront respecter une largeur minimale de 0.60 m afin d'assurer un bon contact sol/fondation ;



- un encastrement minimum de l'ensemble des fondations de **1.80/2.00 m** par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries afin de prendre en compte le risque de retrait-gonflement des argiles (et permettant également la mise hors gel des fondations), pour les radiers celui-ci pouvant être obtenu à l'aide d'une bêche périphérique non structurale ou d'une couche de forme non gélive insensible à l'eau ayant une épaisseur permettant cet encastrement ;
- respect des règles de la Norme NF P 94-261 concernant les fondations assises à des niveaux décalés (pente de **3H/1V (18°) entre arêtes de fondations voisines**, conformément à l'Eurocode 8 en zone de sismicité 3) ;

5.3.2. Méthodologie pour le dimensionnement des fondations

La justification par calcul des fondations sera établie selon les dispositions relatives au calcul des fondations superficielles aux ELS et ELU (Etats Limites de Services et Etats Limites Ultimes) suivant les recommandations de l'Eurocode 7 (NF P 94-261) pour des fondations superficielles.

Portance (ELS et ELU)

La vérification de l'état-limite de portance s'effectue en satisfaisant l'inégalité suivante pour tous les cas de charge et de combinaisons de charge aux états limites ultimes et de services :

$$V_d - R_0 \leq R_{v;d} \quad [NF P 94-261 - \text{formule 9.1.1}]$$

Avec :

V_d : composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;

$R_0 = A \cdot q_0$ avec A , la surface de la semelle et q_0 , la contrainte totale verticale à la base de la fondation après travaux en faisant abstraction de celle-ci ;

$R_{v;d}$: valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle.

Pour une fondation superficielle, $R_{v;d}$ se détermine au moyen de la formule suivante :

$$R_{v;d} = \frac{R_{v;k}}{\gamma_{R,v}} \quad \text{Et} \quad R_{v;k} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R;d,v}} \quad [NF P 94-261 - \text{formule 9.1.3 et 9.1.4}]$$

Au final, on obtient :

$$V_d \leq \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R,v} \gamma_{R;d,v}}$$

Avec :

A' : surface effective de la semelle (en fonction de la géométrie de la fondation (cf. NF P 94-261 Annexe Q) ;

q_{net} : contrainte associée à la résistance nette du terrain ;

$\gamma_{R,v}$: facteur partiel de portance (1.4 à l'ELU fondamental, 1.2 à l'ELU accidentel, 2.3 à l'ELS (cf. NF P 94-261 §D.1(2)) ;

$\gamma_{R;d,v}$: facteur de résistance partiel (1.2 à l'ELU fondamental, à l'ELU accidentel et à l'ELS (cf. NF P 94-261 §D.1(2)).

Détermination de la contrainte nette du terrain (q_{net}) sous les fondations superficielles à partir des essais pressiométriques :



$$q_{net} = k_p \cdot p_{le}^* \cdot i_\delta \cdot i_\beta \quad [NF P 94-261 \text{ Equation D.2.1}]$$

Avec :

k_p : facteur de portance ;

p_{le}^* : pression limite nette équivalente ;

i_δ : coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement. Ici $i_\delta = 1$ (charges supposées verticales) ;

i_β : coefficient de réduction lié à la proximité d'un talus. Ici, $i_\beta = 1$ (charges éloignées de tout talus).

Glissement (ELU)

La vérification au glissement s'effectue en satisfaisant les inégalités données au paragraphe 10.1.1 de la norme NF P 94-261 relative aux fondations superficielles à l'ELU fondamental, et en satisfaisant celle donnée au paragraphe 5.4.1.1 (6)P de la norme NF EN 1998-5 à l'ELU sismique.

Excentricité (ELS et ELU)

La vérification des excentricités s'effectue en satisfaisant les inégalités données aux paragraphes 9.5 et 13.3 de la norme NF P 94-261 relative aux fondations superficielles.

5.3.3. Contraintes de calcul sous charges verticales et centrées (Etats limites)

D'après les différentes vérifications présentées ci-dessus, il vient, dans le cas du projet étudié, que les conditions à satisfaire sont :

- V_d ELU Accidentel / $A' < i_\delta \cdot i_\beta \cdot \mathbf{290 \text{ kPa}}$;
- V_d ELU Fondamental / $A' < i_\delta \cdot i_\beta \cdot \mathbf{250 \text{ kPa}}$;
- V_d ELS Quasi Permanent et Caractéristique / $A' < i_\delta \cdot i_\beta \cdot \mathbf{150 \text{ kPa}}$.

Avec :

V_d : composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;

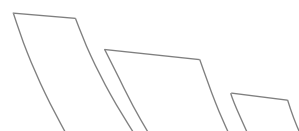
A' : surface effective de la semelle (en fonction de la géométrie de la fondation : cf. NF P 94-261 Annexe Q) ;

i_δ : coefficient de réduction lié à l'inclinaison du chargement. Ici $i_\delta = 1$ (charges supposées verticales) ;

i_β : coefficient de réduction lié à la proximité d'un talus. Ici, $i_\beta = 1$ (charges éloignées de tout talus).

Les contraintes limites de calculs (sous charges verticales et centrées) ont été déterminées à partir des essais pressiométriques, conformément aux recommandations de l'Eurocode 7 (NF P 94-261). Les contraintes de dimensionnement à retenir, sous réserve du respect du principe de fondations préconisé, sont les suivantes :

Formation	Contraintes de calcul à retenir pour les fondations superficielles (kPa)		
	ELU Acc	ELU Fond	ELS QP et Carac
2 – complexe argilo-sableux/sablo-argileux	290	250	150



5.3.4. Recommandations de conception et de mise en œuvre des fondations

Les dispositions constructives suivantes devront être respectées pour les fondations :

- régler horizontalement le fond de fouille ;
- contrôler la qualité et l'homogénéité du fond de fouille ;
- purger les éventuelles structures enterrées ou blocs au minimum 50 cm sous la base des fondations pour éviter tout phénomène de point dur ;
- purger les éventuelles poches de matériaux médiocres, foisonnés ou décomprimés et les substituer par du gros béton ;
- mettre en place des joints de construction (y compris au niveau des fondations) entre les parties d'un même ouvrage présentant des descentes de charge et / ou un mode de fondation hétérogènes ;
- **respect des règles de la Norme NF P 94-261 concernant les fondations assises à des niveaux décalés (pente de 3H/1V (18°) entre arêtes de fondations voisines, conformément à l'Eurocode 8 en zone de sismicité 3) .**

Il est impératif de procéder rapidement aux opérations de bétonnage des radiers et de pose des ouvrages. Cela permettra de limiter la durée d'ouverture de l'excavation ainsi que les aléas inhérents aux contraintes d'exécution liés à la profondeur à atteindre.

5.3.5. Dispositions vis-à-vis du risque de retrait gonflement des argiles

Compte tenu de la présence du projet en zone d'exposition moyenne et de la sensibilité avérée des sols vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement (cf essais en laboratoire), les dispositions particulières suivantes seront prises pour éviter toute variation de la teneur en eau au niveau des sols d'assise et pour permettre à la structure de s'adapter aux déformations :

- renforcement / rigidification de la structure (chaînages horizontaux et verticaux notamment) ;
- encastrement minimum des fondations de **1.80/2.00 m/TF** (mise hors dessiccation des sols + mise hors gel), via la mise en place, si nécessaire pour les radiers, d'une bêche périphérique non structurelle ou d'une couche de forme non gélive insensible à l'eau avec épaisseur suffisante ;
- fondations coulées pleine fouille sur toute leur hauteur pour éviter toute infiltration préférentielle dans le remblai des fouilles ;
- éloigner au maximum les arbres et arbustes des constructions (distance minimale de 1.5 fois la hauteur adulte de l'arbre ou de l'arbuste) ;
- système de drainage indépendant et éloigné des fondations (distance minimum de 3.0 m) ;
- éviter tout épandage d'eau aux abords des fondations ;
- soigner la conception et la réalisation des réseaux EP/EU (prévoir des systèmes de fourreau pour désolidariser les réseaux de la structure).

Il est également important de prévoir de drainer les eaux de ruissellement et les eaux infiltrées en amont des constructions par des dispositifs adaptés (cunette, tranchées drainantes ...) avec exutoire à distance des fondations.



5.4. Etude des fondations par massifs isolés (disjoncteur, massif de halage, mur pare-feu)

5.4.1. Synthèse

Pour rappel, et dans le respect des conditions d'exécution que nous venons d'évoquer, le dimensionnement des appuis de fondation pourra être réalisé à partir des éléments suivants :

- Niveau d'assise : formation 2 – complexe argilo-sableux/sablo-argileux
- Ancrage minimum au sein de cette formation : fixé à 0.30 m
- Contrainte de calcul retenue (sous charges verticales et centrées) :
 - 0.15 MPa aux ELS
 - 0.25 MPa aux ELU (combinaison fondamentale et sismique)
 - 0.29 MPa aux ELU (combinaison accidentelle)
- Largeur minimale des semelles isolées : 0.60 m
- Règle de pente entre niveau de fondation décalés : fixé à 18° (3 de base pour 1 de hauteur).
- Encastrement minimum des fondations par rapport au sol extérieur définitif aménagé :
 - **1.80/2.00 m** afin de prendre en compte le risque vis-à-vis des phénomènes de retrait gonflement des argiles.

5.4.2. Rappel des descentes de charges retenues par hypothèse

Disjoncteur :

Nous rappelons que les descentes retenues par hypothèse ont été fournies pour un disjoncteur type AAB SF6 selon la note de calcul NC-04 ind A en date du 30/11/2016 par le BET « ETL structures », et calculées pour un massif de dimension 3.40x1.00 m à la profondeur de 1.50 m.

Nous avons retenu les charges d'exploitations les plus défavorables en compression n°2, 12, 16, et 19, puis en traction n° 4, 12, 18 et 19.

Massif de halage :

Nous rappelons que les descentes de charges ont été obtenues par le BET « ETL structures » selon 3 combinaisons présentées au chapitre §2.5, pour un massif de 2.70 x 1.50 m à 1.80 m/TF.

Massifs murs pare-feu :

Nous rappelons que les descentes de charges des massifs des murs pare-feu ne sont données que sous forme du poids propre (charge permanente verticale) et de charges de vent (efforts horizontaux et moments) non-pondérés. Nous avons donc considéré les combinaisons aux ELS carac = G et aux ELU fond = 1.35G + 1.5Q.

Nous rappelons que ces valeurs doivent impérativement être vérifiées par un BET structure.

5.4.3. Résultats

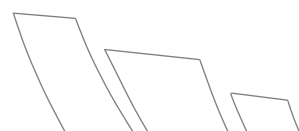
La vérification des fondations du projet a été menée avec le logiciel FOXTA destiné à la justification géotechnique des fondations superficielles rigides selon la norme d'application de l'Eurocode 7 pour les fondations superficielles selon la NF P 94 261.



La synthèse des vérifications est donnée ci-après :

Fondation	Sondage	Dimensions mini			Vérification	Portance	Glissement	Excentrement	Tassement
		A [m]	B [m]	H [m]					
Massif disjoncteur (en compression N°2,12,16,19)	SP1/SP2/SP3	3.40	1.00	1.8/2.0	ELS Caractéristiques	Vérifié	Non-calculé à l'ELS	Vérifié	< 1 cm
					ELU fondamentales	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Non-calculé à l'ELU
Massif disjoncteur (en traction N°4, 12, 18 et 19)	SP1/SP2/SP3	3.40	1.00	1.8/2.0	ELS Caractéristiques	Vérifié	Non-calculé à l'ELS	Non Vérifié (1)	< 1 cm
					ELU fondamentales	Vérifié	Non Vérifié (1)	Vérifié	Non-calculé à l'ELU
Massif de halage (combinaison n°1 à 3)	SP1/SP2/SP3	2.70	1.50	1.8/2.0	ELS Caractéristiques (combinaison (1))	Hors capacité de calcul FOXTA*			
					ELU fondamentales (combinaison (2))				
					ELU fondamentales (combinaison (3))				
Massif M1/M4 - mur pare-feu	SP1/SP2/SP3	1.60	1.60	1.8/2.0	ELS Caractéristiques	vérifié	Non-calculé à l'ELS	vérifié	< 1.0 cm
					ELU fondamentales	vérifié	Non vérifié (2)	vérifié	Non-calculé à l'ELU
Massif M2/M5 – mur pare-feu	SP1/SP2/SP3	2.20	1.60	1.8/2.0	ELS Caractéristiques	vérifié	Non-calculé à l'ELS	vérifié	< 1.0 cm
					ELU fondamentales	vérifié	Non vérifié (3)	vérifié	Non-calculé à l'ELU
Massif M3/M6 – mur pare-feu	SP1/SP2/SP3	1.70	1.60	1.8/2.0	ELS Caractéristiques	vérifié	Non-calculé à l'ELS	vérifié	< 1.0 cm
					ELU fondamentales	vérifié	vérifié	vérifié	Non-calculé à l'ELU
Massif M7 – mur pare-feu	SP1/SP2/SP3	1.70	1.60	1.8/2.0	ELS Caractéristiques	vérifié	Non-calculé à l'ELS	vérifié	< 1.0 cm
					ELU fondamentales	vérifié	Non vérifié (4)	vérifié	Non-calculé à l'ELU

*calcul irréalizable. Il conviendra de considérer que ces fondations ne sont pas vérifiées en portance, ni en glissement ni en excentrement pour les 3 combinaisons d'action calculées. Cette non vérification vient du fait que les moments donnés dans la note de calcul d'ETL structures sont trop importants par rapport à la charge verticale Fz. Dans ces conditions, un excentrement très important du chargement est généré et la surface comprimée A' est très faible voire nulle. Un élargissement des massifs peut être étudié mais atteindrait des valeurs irraisonnées. Cela ne résoudra pas non plus la problématique du glissement non vérifié, due à de fortes charges horizontales. Il pourrait être envisagé de réaliser une purge des terrains sous-jacents au massif associée à la mise en œuvre d'une



substitution granulaire avec un débord permettant de reconstituer un sol avec un angle de frottement interne important (seul paramètre géotechnique intervenant dans la vérification du glissement), qui devra être de 40° minimum.

(1) en traction, un massif de dimension 3.40x1.00x1.80 m n'est pas vérifié en glissement (à l'ELUfond) et en excentrement (à l'ELS caractéristique), par contre le massif est vérifié pour une dimension de **3.50x1.40x2.00 m**.

(2) un massif de dimension 1.60x1.60 m n'est pas vérifié en glissement (à l'ELUfond), par contre le massif est vérifié pour une dimension de **1.80 x 1.60 m**.

(4) un massif de dimension 2.20x1.60 m n'est pas vérifié en glissement (à l'ELUfond), par contre celui-ci est vérifié pour une dimension de **2.40x1.80 m**.

(5) un massif de dimension 1.60x1.60 m n'est pas vérifié en glissement (à l'ELUfond), par contre celui-ci est vérifié pour une dimension de **1.70x1.60 m**.

5.4.4. Calcul des tassements

Au regard des paramètres fournis dans la note de calcul d'ETL structures pour les différents massifs étudiés, les tassements calculés sont inférieurs au centimètre.

Rappelons que les tassements réels dépendront également du soin porté à l'exécution des ouvrages qui doit être conforme aux règles de l'Art et des prescriptions de la présente étude.

5.5. Etude des fondations par radier du transformateur, grille HTA et fosse déportée

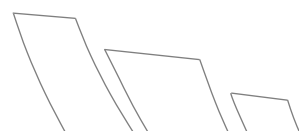
5.5.1. Préalable

Les fondations des transformateurs, grilles HTA et fosse déportée pourront être réalisés au moyen de radiers à condition de bien réaliser un remblai technique d'homogénéisation en sous-face, conformément à notre chapitre §5.1.6.

Compte tenu des altitudes des niveaux bas, les radiers seront ancrés en tout point au sein du complexe argilo-sableux/sablo-argileux (formation 2).

5.5.2. Hypothèses pour le dimensionnement

Les hypothèses à retenir pour le dimensionnement des radiers sont les suivantes :



Sondage	Formation	Epaisseur (m)	α	Module E_s (MPa)
-	Remblais techniques	0.60 mini	1/2	16
SP1	2 – complexe argilo-sableux à sables argileux	8.30	1/2	26.4
SP2	2 – complexe argilo-sableux à sables argileux	8.10	1/2	60.6
SP3	2 – complexe argilo-sableux à sables argileux	6.50	1/2	45.0

5.5.3. Descentes de charges retenues par hypothèse

Nous rappelons que les données du BET « ETL structures » en notre possessions (excepté pour la grille HTA), et à prendre en compte par hypothèse sont les suivantes (à vérifier par un BET structure) :

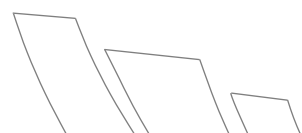
- Transformateurs :
 - Radier support de longrine : $q_{ELSmax} = 0.14$ MPa / $q_{ELUmax} = 0.20$ MPa
 - Radier bac de rétention : $q = 5$ kPa à l'ELS
- Grille HTA : en l'absence de de note de calcul nous retiendrons $q_{ELSmax} = 0.05$ MPa / $q_{ELUmax} = 0.07$ MPa
- Fosse déportée : $q_{ELSmax} = 0.058$ MPa / $q_{ELUmax} = 0.082$ MPa

5.5.4. Principe de calcul

La vérification du radier du projet a été menée avec le module TASPLAQ du logiciel FOXTA. Le module TASPLAQ permet de modéliser en trois dimensions, de manière simplifiée, le cas d'une ou plusieurs plaques sur sol support élastique selon la norme d'application de l'Eurocode 7 pour les fondations superficielles NF P 94 261.

Pour rappel, nous avons donc vérifié les ouvrages associés aux caractéristiques suivantes :

- Transformateur :
 - Radier support de longrine :
 - Dimension : 7.85x3.05 m
 - Niveau fini : -1.25 m/sol extérieur
 - Epaisseur : 30 cm
 - Radier bac de rétention :
 - Dimension : 7.80x5.90 m



- Niveau fini : -0.62 m/sol extérieur
 - Epaisseur : 20 cm
- Grille HTA (hypothèse en l'absence de note de calcul) :
- Dimension : 7.20x3.40 m
 - Niveau fini : -1.60 m/sol extérieur
 - Epaisseur : 20 cm
- Fosse déportée :
- Dimension : 6.45x3.65 m
 - Niveau fini : -2.80 m/sol extérieur
 - Epaisseur : 30 cm

5.5.5. Réactions au sol

En zone courante, les réactions au sol maximums en sous face du radier sont les suivants :

- **Transformateur**
- **Radier longrine de support :**
 - **En PR1 :**
 - A l'ELS : 102.9 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 147.0 KPa (< 250 KPa)
 - **En PR2 :**
 - A l'ELS : 123.0 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 175.9 KPa (< 250 KPa)
 - **En PR3 :**
 - A l'ELS : 107.5 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 153.6 KPa (< 250 KPa)
 - **Bac de rétention :**
 - **En PR1 :**
 - A l'ELS : 5.0 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 7.0 KPa (< 250 KPa)
 - **En PR2 :**
 - A l'ELS : 5.2 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 7.3 KPa (< 250 KPa)
 - **En PR3 :**
 - A l'ELS : 5.1 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 7.2 KPa (< 250 KPa)
- **Fosse déportée**
- **En PR1 :**
 - A l'ELS : 48.4 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 68.4 KPa (< 250 KPa)
 - **En PR2 :**
 - A l'ELS : 52.2 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 73.9 KPa (< 250 KPa)
 - **En PR3 :**
 - A l'ELS : 51.7 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 73.1 KPa (< 250 KPa)



➤ **Grille HTA**

- **En PR1 :**
 - A l'ELS : 45.5 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 63.7 KPa (< 250 KPa)
- **En PR2 :**
 - A l'ELS : 48.8 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 68.3 KPa (< 250 KPa)
- **En PR3 :**
 - A l'ELS : 48.1 KPa (< 150 KPa)
 - A l'ELU : 67.4 KPa (< 250 KPa)

5.5.6. Estimation des tassements

Les tassements maximaux calculés sous radier sont les suivants :

➤ **Transformateur**

- **Radier support longrine :**
 - En PR1 : Tassement absolu maximal : 25 à 30 mm
 - En PR2 : Tassement absolu maximal : 10 à 15 mm
 - En PR3 : Tassement absolu maximal : 10 à 15 mm
- **Bac de rétention :**
 - En PR1 : Tassement absolu maximal : 1 à 2 mm
 - En PR2 : Tassement absolu maximal : 1 à 2 mm
 - En PR3 : Tassement absolu maximal : 1 à 2 mm

➤ **Grille HTA**

- En PR1 : Tassement absolu maximal : 9 à 10 mm
- En PR2 : Tassement absolu maximal : 4 à 5 mm
- En PR3 : Tassement absolu maximal : 5 à 6 mm

➤ **Fosse déportée**

- En PR1 : Tassement absolu maximal : 10 à 15 mm
- En PR2 : Tassement absolu maximal : 4 à 5 mm
- En PR3 : Tassement absolu maximal : 6 à 7 mm

Les tassements théoriques calculés sont à comparer avec les tassements admissibles à fixer par le BET structure.

Nous rappelons que ces valeurs dépendront également du soin porté à l'exécution des ouvrages qui doit être conforme aux règles de l'Art et des prescriptions de la présente étude.

5.5.7. Module de réaction vertical k_v (statique)

Le coefficient de réaction vertical du sol peut être donné par la relation $k_v = q / s$ avec q la contrainte appliquée au sol et s le tassement associé.



En considérant les descentes de charges les plus importantes et les tassements les plus importants engendrés, les coefficients de réaction vertical k_v seraient d'environ :

- **Pour le transformateur :**
 - **Radier support de longrine :**
 - En PR1 : 3.5 MPa/m
 - En PR2 : 11.7 MPa/m
 - En PR3 : 9.2 MPa/m
 - **Radier bac de rétention :**
 - En PR1 : 2.5 MPa/m
 - En PR2 : 2.6 MPa/m
 - En PR3 : 2.5 MPa/m
- **Pour la Grille HTA :**
 - En PR1 : 4.5 MPa/m
 - En PR2 : 9.8 MPa/m
 - En PR3 : 8.0 MPa/m
- **Pour la Fosse déportée :**
 - En PR1 : 3.2 MPa/m
 - En PR2 : 10.4 MPa/m
 - En PR3 : 7.4 MPa/m

Ces valeurs sont valables pour la totalité des emprises chargées et de façon uniforme.

Le calcul du radier s'effectuera par la BET structure en considérant la variation la plus défavorable de k_v . On s'assurera que les déformations et les contraintes calculées sont admissibles.

5.6. Etude des fondations du mur de soutènement

D'après les informations fournies il est envisagé de réaliser le mur de soutènement au moyen d'un mur en béton banché.

Nous avons réalisé une étude de stabilité au moyen du logiciel GEOMUR dans le secteur le plus défavorable soutenant 2.50 m de terrain. Les résultats sont donnés en annexe 5.

Un BET structure devra vérifier la stabilité interne du mur et les paramètres structurels retenus.

Un réseau dense de barbacane devra être mis en place compte tenu de la présence de circulations d'eau anarchique, qui devront également être récupérées au sein d'un organe autorisé.

Les remblais situés à l'arrière du mur devront être constitué de matériaux granulaires ayant un angle de frottement interne élevé, ceci afin, d'une part de limiter les efforts de poussée et d'autre part de constituer un massif drainant permettant d'éviter le développement de pressions hydrostatiques.



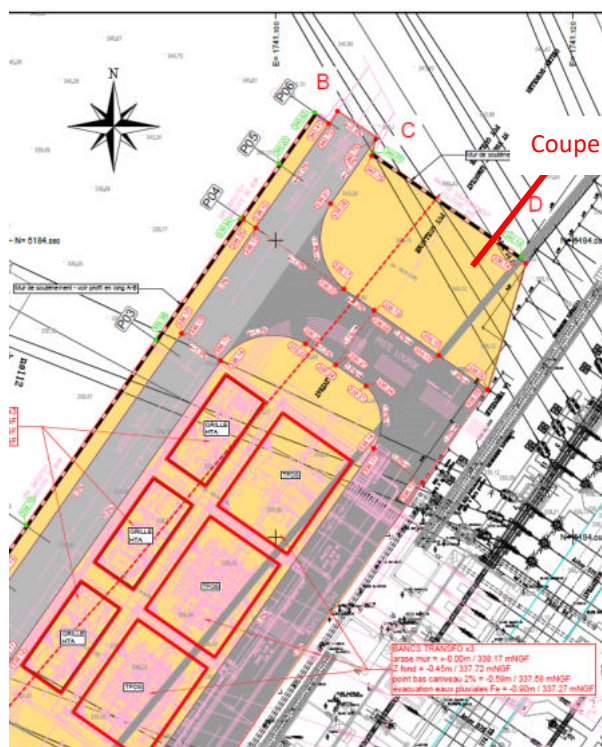
Selon notre modèle retenu*, et outre les préconisations à respecter pour les fondations présentées précédemment, le mur devra donc présenter les paramètres suivants :

- Largeur minimale de la semelle = 2.10 m
- Largeur minimale du débord aval = 0.60 m
- Epaisseur minimum du mur béton : 0.30 m
- Caractéristiques minimales des remblais à l'arrière du mur : $C=3$ kPa ; $\phi = 34^\circ$

Compte tenu de la sensibilité des sols vis-vis des phénomènes de retrait gonflement des argiles, nous avons considéré* la mise en place d'une bêche périphérique béton solidaire en pied de semelle coté aval (cf. profil GEOMUR en annexe 5) et descendu à une profondeur d'au moins 1.80 m par rapport au sol extérieur aménagé afin d'assurer une étanchéité vis-à-vis de l'évapotranspiration des sols.

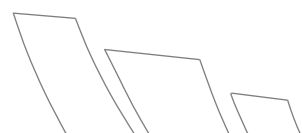
Les tassements attendus resteront inférieurs au centimètre.

**une étude G3, vérifiée en phase G4, permettra éventuellement d'optimiser le dimensionnement du mur à l'appui d'essais de cisaillement, et d'apporter également une solution alternative vis-à-vis des risques sécheresses.*



Plan indiquant l'emplacement de la coupe GEOMUR retenue la plus défavorable

Une solution alternative de type ouvrage souple (gabions, blocs lego...) reste bien évidemment envisageable. Cette solution permettra d'accommoder les restrictions vis-à-vis des phénomènes de retrait-gonflement des argiles. Un dimensionnement pourra être étudié en phase G3, et vérifié en phase G4.



5.7. Drainage périphérique

Pour la pérennité des ouvrages et compte tenu de la sensibilité à l'eau des sables argileux (formation 2), il conviendra de prévoir un drainage périphérique uniquement autour des ouvrages pour éviter toute accumulation d'eau aux abords des fondations.

Le drainage périphérique sera réalisé suivant les recommandations du DTU 20.1 et devra faire l'objet d'un entretien régulier pour assurer son bon fonctionnement dans le temps.

6. OBSERVATIONS

Cette étude a été réalisée au stade de l'avant-projet + Projet (mission G2 AVP+PRO). Nous rappelons que conformément à la norme NFP 94 500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique, des études complémentaires doivent être réalisées au stade de l'exécution (mission G3 à la charge de l'entreprise et mission G4 à la charge du géotechnicien de supervision de l'étude et suivi d'exécution) pour une analyse détaillée des ouvrages géotechniques.

L'étude d'exécution (mission G3) sera réalisée par l'Entreprise. Elle devra notamment comprendre le dimensionnement des fondations et des soutènements aux différents Etats Limites et les contraintes de mitoyennetés affinées. Elle devra être validée par le bureau de contrôle et le géotechnicien dans le cadre de la mission de supervision géotechnique (G4).

Au stade de l'exécution (mission G3) il conviendra notamment de :

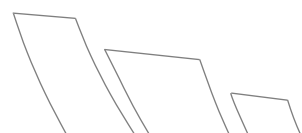
- valider les éventuels systèmes de soutènement provisoires ;
- valider les dispositions de terrassement et de drainage provisoires et définitifs ;
- intégrer les résultats du relevé des niveaux d'eau à la fin du suivi prévu sur 1 an, afin de déterminer les contraintes de réalisation des terrassements de la fosse déportée, les éventuels systèmes de soutènement provisoire les plus adaptés et la conception finale à prévoir vis-à-vis de l'eau (vérification au soulèvement, conception en cuvelage étanche, ...).

L'étude d'exécution (mission G3) devra être validée par le bureau de contrôle et le géotechnicien dans le cadre de la mission de supervision géotechnique (mission G4).

Nous recommandons par ailleurs de confier au géotechnicien une mission de suivi géotechnique d'exécution (mission type G4 - phase travaux).

La mission G4 prévoira également des visites sur site pour :

- la validation des fonds de fouilles des fondations ;
- la vérification de la bonne exécution des terrassements (soutènements, déblaiements, drainage, couches de formes, ...).



Annexe 1

Extrait de la norme NF P 94 500



Extrait de la Norme NF P 94-500 – 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.

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, 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'étude 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 géotechnique seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).



Annexe 2

Conditions particulières



CONDITIONS PARTICULIERES

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

La société ECR ENVIRONNEMENT serait déchargée 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 à notre client ou à son maître d'œuvre de communiquer par écrit à la société ECR ENVIRONNEMENT ses observations éventuelles sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour 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 (ex. : remblais anciens ou nouveaux, cavités, hétérogénéités localisées, venue d'eau, etc.) doit être signalé à ECR ENVIRONNEMENT qui pourra reconsidérer tout ou une 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 une partie des ouvrages d'infrastructure ne saurait en aucun cas engager notre responsabilité.

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 d'ECR ENVIRONNEMENT.

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

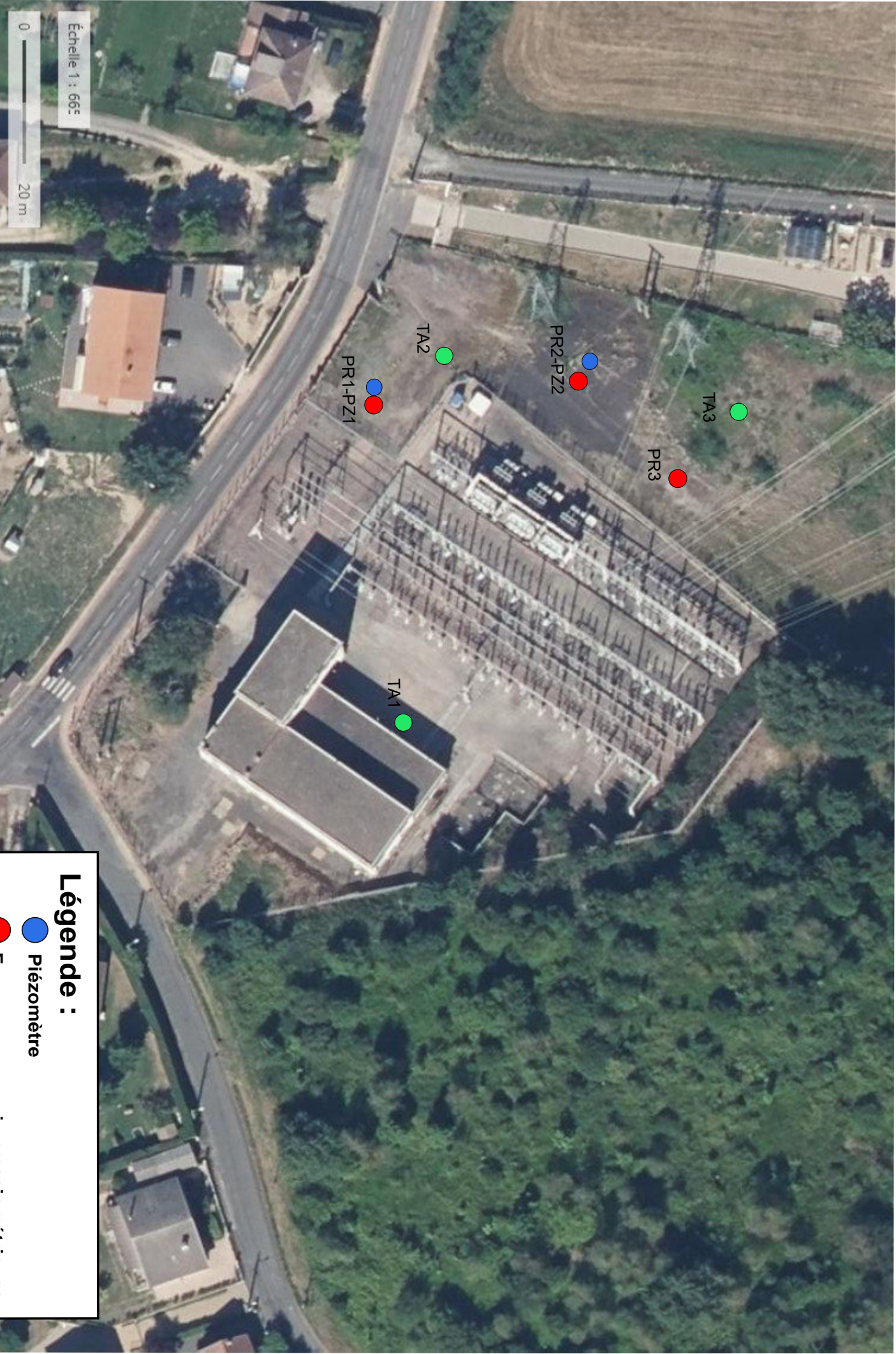
Les altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cote de références rattachées à un repère arbitraire ou de cotes NGF) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation 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.



Annexe 3

Plan d'implantation





Légende :

● Piézomètre

● Forage avec essais pressiométriques

● Sondage lithologique à la tarière

Annexe 4

Coupes des sondages et résultats des essais in situ et en laboratoire



Poste Source de Thiers (63)

N° Dossier 6906111

Date début : 25/11/2024
End date : 25/11/2024

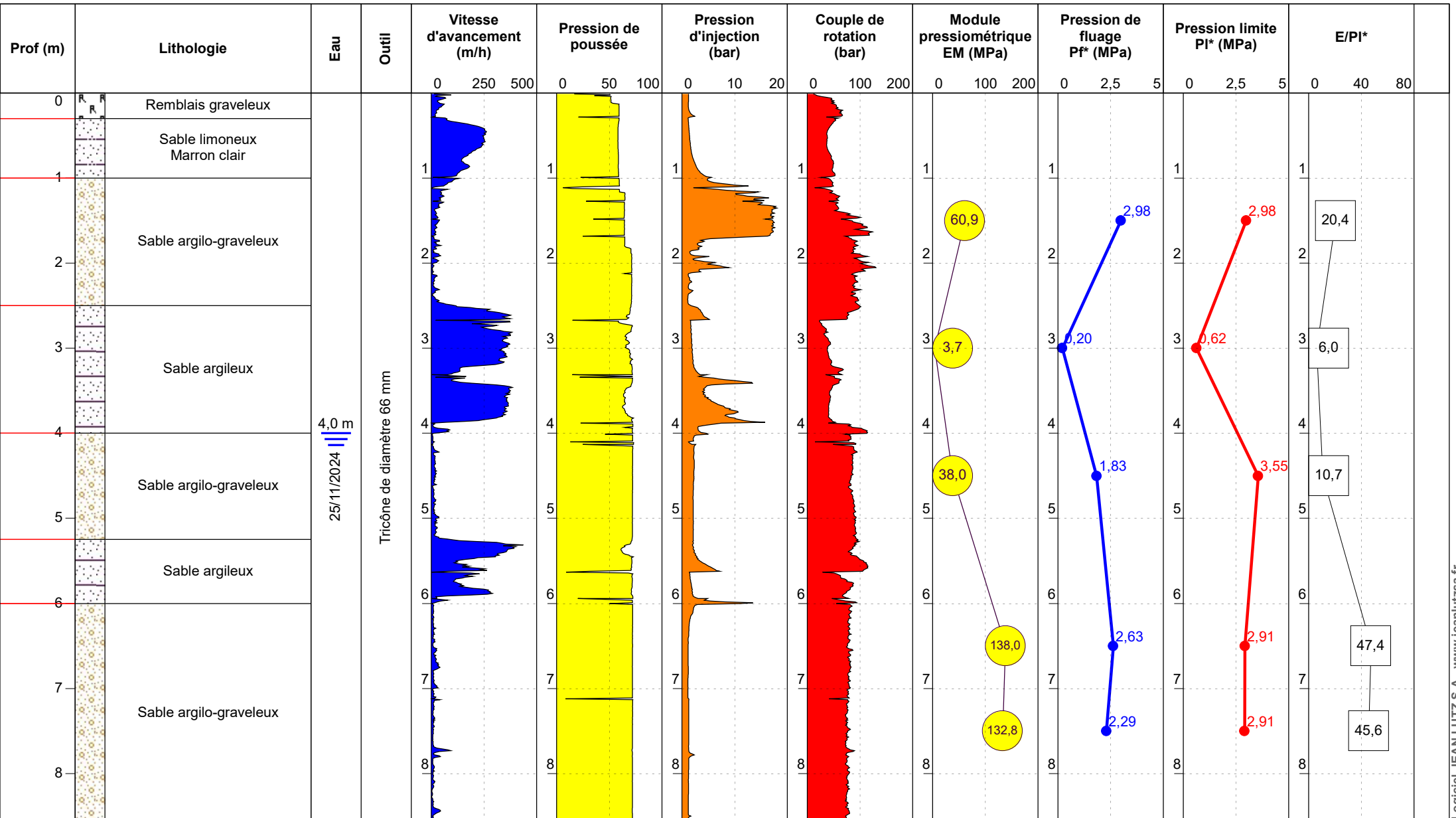
Z : 337,68
Machine : GEO205

Profondeur : 0,00 - 8,57 m
X : 1741092.122
Y : 5184027.17

1/59

Forage : PR1

EXGTE 3.20/LB2EPF582FR



Date début : 26/11/2024

Z : 338,75

Profondeur : 0,00 - 8,83 m

Machine : GEO205

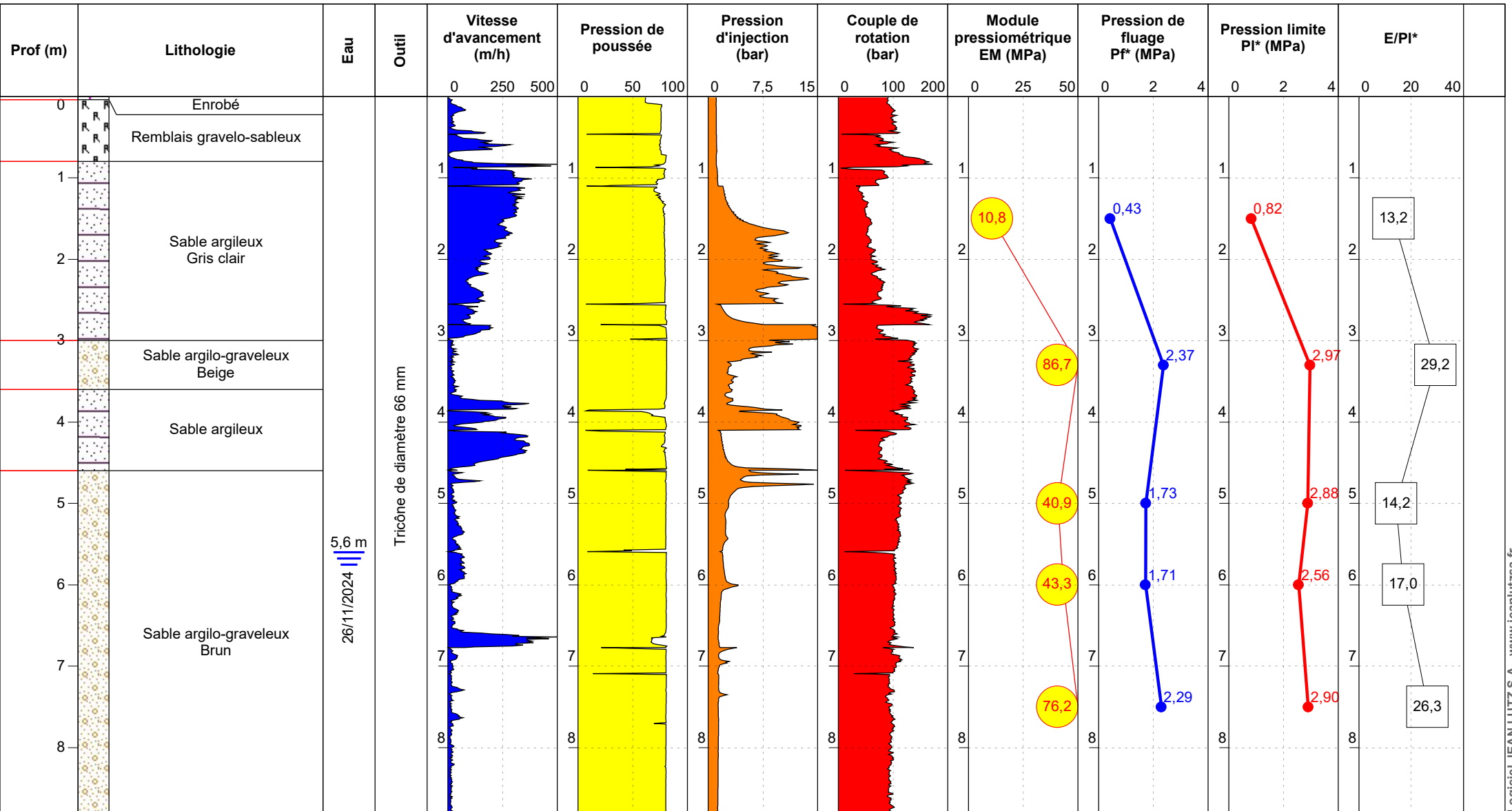
X : 1741086,316

Y : 5184059,632

1/64

Forage : PR2

EXGTE 3.20/LB2EPF582FR



Date début : 26/11/2024

Z : 339,96

Profondeur : 0,00 - 8,53 m

Machine : GEO205

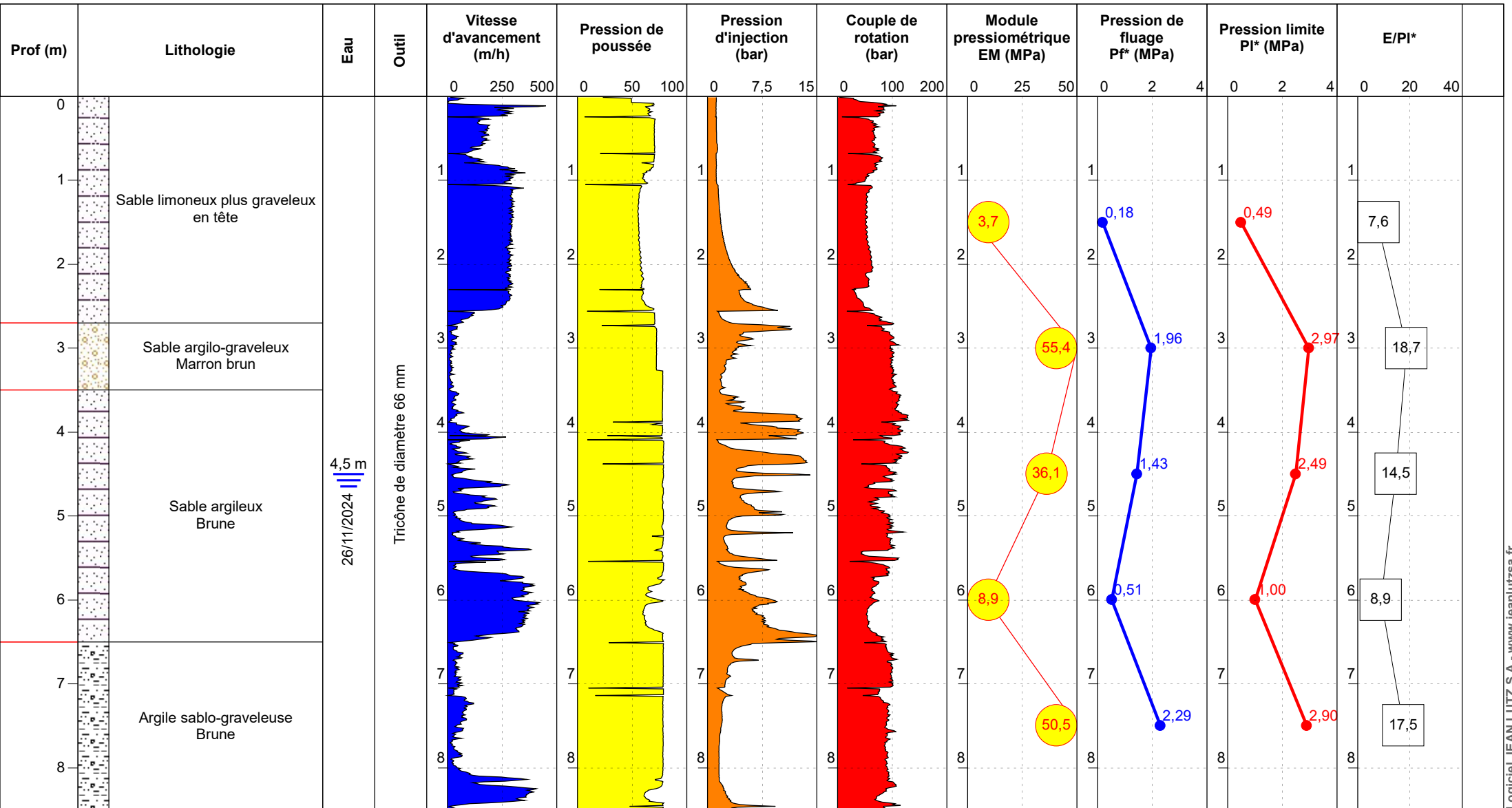
X : 1741101.925

Y : 5184080.059

1/62

Forage : PR3

EXGTE 3.20/LB2EPF582FR



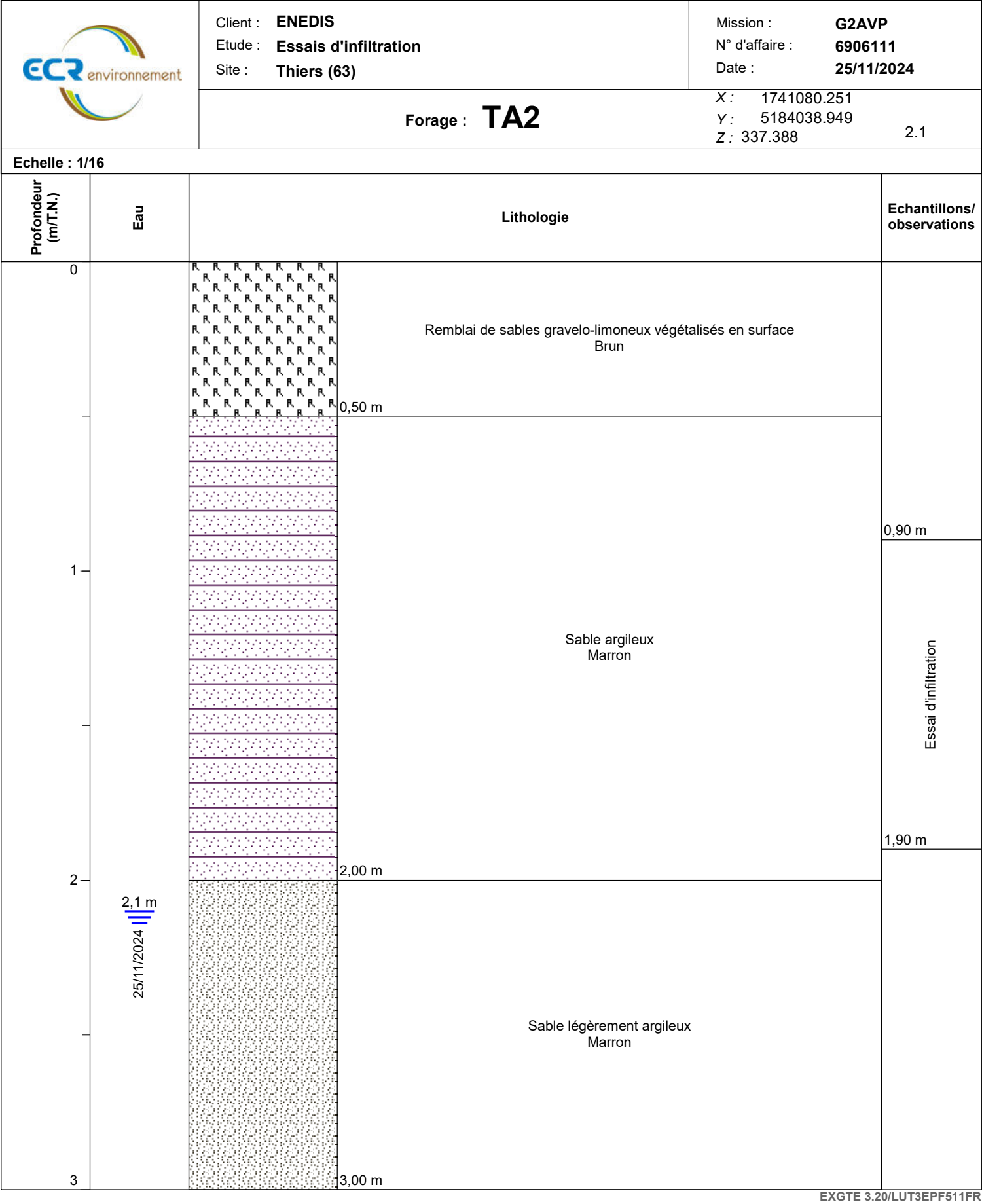
	Client : ENEDIS Etude : Essais d'infiltration Site : Thiers (63)	Mission : G2AVP N° d'affaire : 6906111 Date : 25/11/2024
	Forage : TA1 X : 1741139.050 Y : 5184031.907 Z : 338.084	

Echelle : 1/16			
Profondeur (m/T.N.)	Eau	Lithologie	Echantillons/ observations
0		Remblai graveleux 0,10 m	Eboulement des parois Essais d'infiltration non réalisable
		Remblais de sable gravele-limoneux Brun 0,60 m	
1		Argile sableuse légèrement bariolée Marron / ocre à passages grisâtres	
2			
3		3,00 m	

EXGTE 3.20/LUT3EPF511FR

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

AE : Arrivée d'eau en cours de foration Commentaires :	NE : Niveau d'eau en fin de chantier	Machine :
---	--------------------------------------	-----------



EXGTE 3.20/LUT3EPF511FR

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

		Client : ENEDIS Etude : Essais d'infiltration Site : Thiers (63)	Mission : G2AVP N° d'affaire : 6906111 Date : 25/11/2024
		Forage : TA3	X : 1741091.038 Y : 5184087.066 Z : 340.239
Echelle : 1/16			
Profondeur (m/T.N.)	Eau	Lithologie	Echantillons/ observations
0	0,7 m 25/11/2024 2,5 m 25/11/2024	Remblai de sablo-limoneux végétalisés en surface Brun 0,40 m	Essai d'infiltration non réalisable à cause de la remontée de nappe dans le forage
1		Argile légèrement bariolée et très légèrement sableuse Marron / grisâtre 1,30 m	
2		Argile légèrement sableuse Marron 2,50 m	
3		Argile sableuse Marron ocre à passages grisâtre 3,00 m	2,50 m

EXGTE 3.20/LUT3EPF511FR

Logiciel JEAN LUTZ S.A - www.jeanlutzsa.fr

ESSAI DE PERMEABILITE

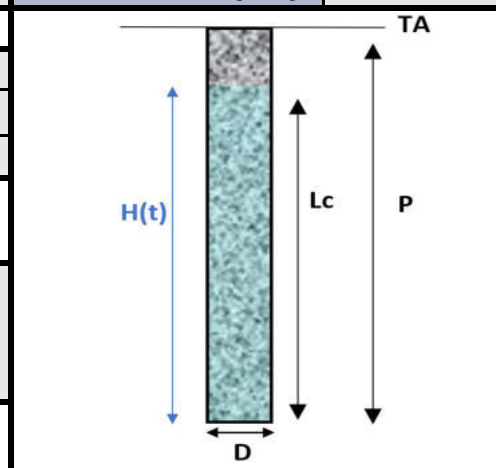
Essai en forage (Porchet) à charge variable

Lithologie testée	Sable argileux Marron	Saturation du sol	Oui
		Durée de l'essai [min]	80

Longueur de la cavité testée (Lc) [m]	1,00
Diamètre de la cavité (D) [m]	0,07
Profondeur de la cavité / TA (P) [m]	1,90

NB: TA = Terrain actuel (niveau de la surface)

Observations	Odeur d'hydrocarbure dans les argiles
--------------	---------------------------------------



Profondeur de l'essai:

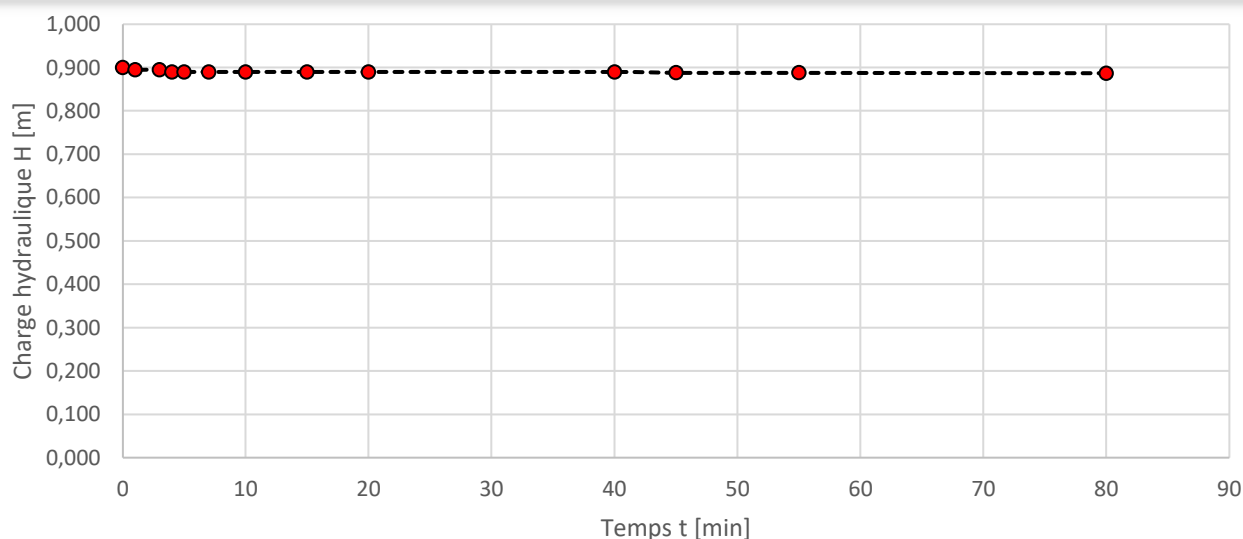
Niveau supérieur	1,00 m/TA
Niveau inférieur	1,90 m/TA

Temps t [min]	Charge hydraulique H(t) [m]	Volume infiltré [L]
0	0,900	0,000
1	0,895	0,019
7	0,890	0,038
10	0,890	0,038
15	0,890	0,038
20	0,890	0,038
40	0,890	0,038
45	0,888	0,046
55	0,888	0,046
80	0,887	0,050

Le coefficient de perméabilité final a été obtenu en réalisant une moyenne pondérée des perméabilités (calculées par intervalles de temps) comprises entre 30 et 60 min.

Coefficient de perméabilité K :

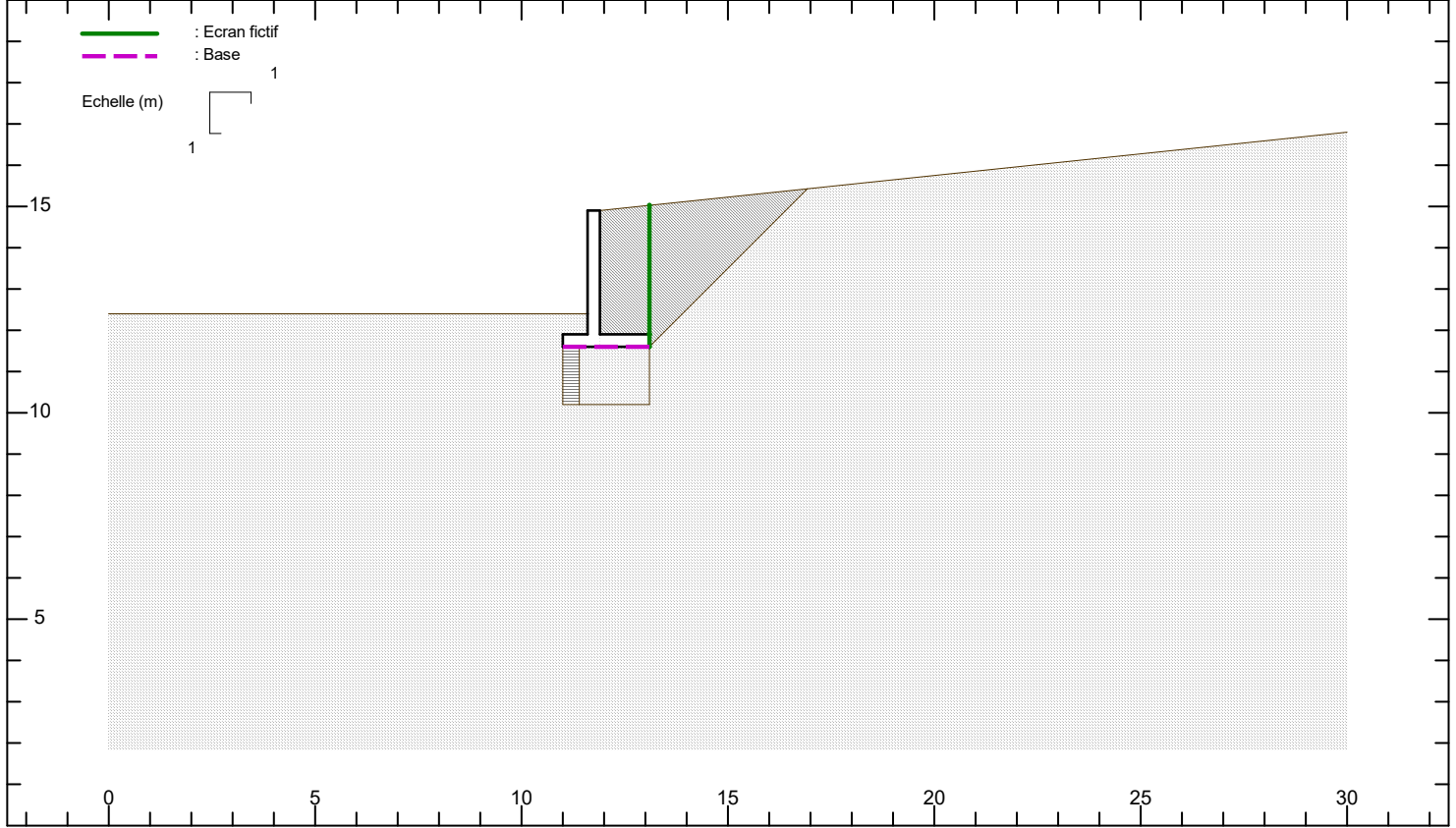
K = 5,8E-07 m/s
= 2,098 mm/h



Annexe 5

Profil GEOMUR





GEOMUR® v2.09 du 16/10/2015 développé par GEOS GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1 Tél : 04 50 95 38 14
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS Fax : 04 50 95 99 36

SOLS	γ	C	ϕ	δ	Ca
 1	20.00	10.00	20.00	0.00	0.00
 2	20.00	3.00	34.00	0.00	0.00
 3	25.00	35.00	50.00	0.00	0.00
 4	1.00	1.00	2.00	0.00	0.00

MUR	γ	BASE	C	ϕ	q0	qu	Type sol
	25.00		35.00	50.00	0.00	425.00	cohérent

Fichier : 2 -Stabilité mur de soutènement en L - PS Thiers
 Unités : KN, m
 Méthode de CULMANN
 Surfaces brisées précalculées
 Xi incliné à delta

Prise en compte de la cohésion pour le calcul des poussées :
 Intégration de la partie positive du diagramme des contraintes, calculé avec la cohésion.

Séisme
 $\sigma_h = 0.140$
 $\sigma_v = 0.070$

28/1/2025 - 17:23		FIGURE 1/6

Facteurs de sécurité partiels					Critère	Statique		Sismique						
								Pesant		Allégeant				
Sol	Eau	Charges	Poussée	Méthode		Fs cal	Fs min	Fs cal	Fs min	Fs cal	Fs min			
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	CLASSIQUE Glissement () Renversement () Excentricité = 0.029 m doit être < 0.350 m Poinçonnement ()	8.423 6.153 5.704	> 1.500 > 1.500 > 3.000	4.061 > 1.500 3.246	> 1.500 - > 3.000	4.070 - 3.589	> 1.500 - > 3.000			
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	MUR 73 Glissement (P1.2-72.1-75)	8.423 8.423	> 1.500 > 1.500	-	-	-	-			
1.100	1.100	1.100	1.100	1.000	Glissement (P1.2-73.2)	-	-	3.935	> 1.000	3.932	> 1.000			
1.320	1.320	1.320	1.320	1.000	Poinçonnement (P1.2-73.1)	2.160	> 1.000	-	-	-	-			
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	Poinçonnement (P1.2-72.1)	1.901 1.901	> 1.000 > 1.000	-	-	-	-			
1.100	1.100	1.100	1.100	1.000	Poinçonnement (P1.2-73.2)	-	-	1.475	> 1.000	1.631	> 1.000			
Poids		Poussée		Méthode	FASCICULE 62	Fs cal	Fs min	Fs cal	Fs min	Fs cal	Fs min			
	Sol	Eau	Charges											
1.000	1.200	1.050	1.200 1.330	1.125	Glissement (A521+B3.4)	4.494 4.494	> 1.000 > 1.000	-	-	-	-			
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	Glissement (A522+B3.4)	-	-	3.154	> 1.000	3.139	> 1.000			
1.000	1.200	1.050	1.200 1.330	1.125	Renversement (A521+B3.2)	100.00 % 100.00 %	> 10.00 % > 10.00 %	-	-	-	-			
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	Renversement (A53+B3.3)	100.00 %	= 100.00 %	-	-	-	-			
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	Renversement (A521+B3.2)	-	-	100.00 %	> 75.00 %	100.00 %	> 75.00 %			
1.000	1.200	1.050	1.200 1.330	1.125	Poinçonnement (A521+B3.11)	2.810 2.810	> 1.000 > 1.000	-	-	-	-			
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	Poinçonnement (A533+B3.12)	1.901	> 1.000	-	-	-	-			
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	Poinçonnement (A522+B3.12)	-	-	1.623	> 1.000	1.794	> 1.000			
Actions permanentes défavorables γg = 1.350 variables défavorables γq = 1.500 permanentes favorables γg = 1.000 variables favorables γq = 0.000 Résistances portance γR;v = 1.400 glissement γR;h = 1.100 résistance des terres γR;e = 1.400 Eau Etat limite considéré : ELS Fréquent Actions défavorables de l'eau γR;rst = 1.000					Eurocodes 7		Coefficient Surdimensionnement		Coefficient Surdimensionnement		Coefficient Surdimensionnement			
					Approche 2 - Cas 1 : Poussée défavorable				Rh = 187.903 kN Eh = 33.129 kN Rh/(Eh * gR;h) = 5.672		Rh = 204.607 kN Eh = 50.260 kN Rh/(Eh * gR;h) = 4.071		Rh = 187.848 kN Eh = 43.854 kN Rh/(Eh * gR;h) = 4.283	
					Renversement ()				Mr,o = 143.983 kN.m Mm,o = 31.591 kN.m Mm,o/Mr,o = 4.558		Mr,o = 142.038 kN.m Mm,o = 63.605 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.233		Mr,o = 121.781 kN.m Mm,o = 56.445 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.158	
					Poinçonnement ()				q'ref = 74.815 kPa q'lim= 316.087 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 3.018 Excen. = -0.029 m < 0.350 m		q'ref = 117.816 kPa q'lim= 283.251 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 1.717 Excen. = 0.311 m < 0.347 m		q'ref = 106.770 kPa q'lim= 283.817 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 1.899 Excen. = 0.341 m < 0.346 m	
					Approche 2 - Cas 2 : Poussée favorable				Rh = 187.903 kN Eh = 24.540 kN Rh/(Eh * gR;h) = 7.657		Rh = 202.760 kN Eh = 37.229 kN Rh/(Eh * gR;h) = 5.446		Rh = 185.993 kN Eh = 32.484 kN Rh/(Eh * gR;h) = 5.726	
					Renversement ()				Mr,o = 143.983 kN.m Mm,o = 23.401 kN.m Mm,o/Mr,o = 6.153		Mr,o = 138.712 kN.m Mm,o = 47.115 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.944		Mr,o = 118.481 kN.m Mm,o = 41.811 kN.m Mm,o/Mr,o = 2.834	
					Poinçonnement ()				q'ref= 80.387 kPa q'lim= 342.230 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 3.041 Excen. = -0.083 m < 0.350 m		q'ref = 106.660 kPa q'lim= 315.000 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.109 Excen. = 0.225 m < 0.347 m		q'ref = 96.825 kPa q'lim= 315.317 kPa q'lim/(q'ref * gr,e) = 2.326 Excen. = 0.256 m < 0.346 m	

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIAIRES (METHODE CLASSIQUE)					
Statique		Sismique Pesant		Sismique Allégeant	
Excentricité = -0.029	id = 0.744	Excentricité = 0.311	id = 0.666	Excentricité = 0.341	id = 0.668
qmin = 48.822 kPa	qmax = 57.618 kPa	qmin = 6.237 kPa	qmax = 114.282 kPa	qmin = 0.735 kPa	qmax = 105.207 kPa
qref = 55.419 kPa	Vol. mur = 1.530 m²	qref = 87.271 kPa	Vol. mur = 1.530 m²	qref = 79.089 kPa	Vol. mur = 1.530 m²

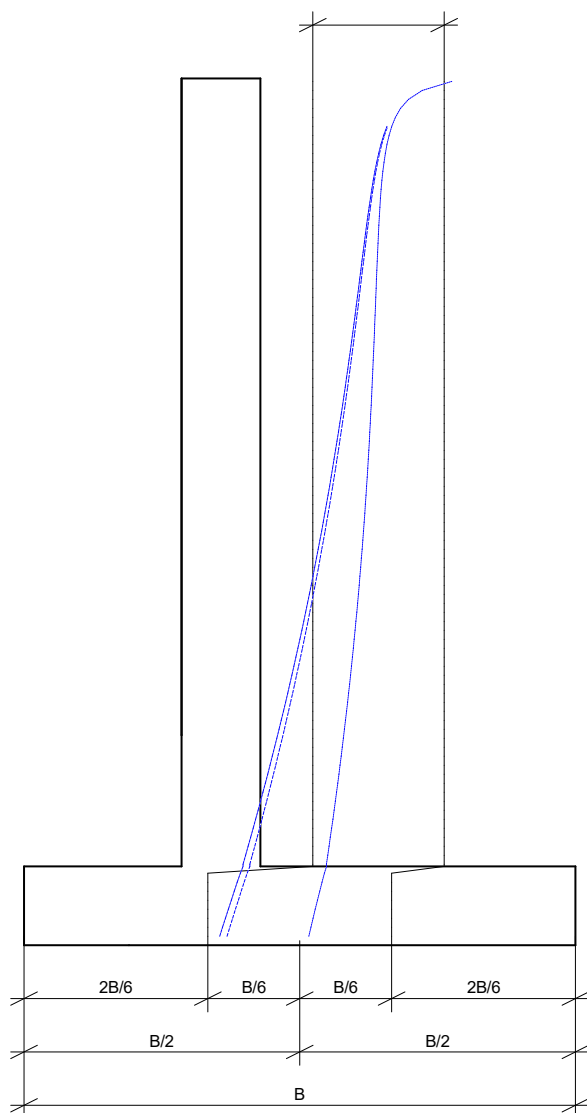
	GEOMUR® v2.09 du 16/10/2015 développé par GEOS	GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1	Tél : 04 50 95 38 14
	site web : http://www.geos.fr e-mail : info@geos.fr	Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS	Fax :04 50 95 99 36

28/1/2025 - 17:23	FIGURE 2/6

STABILITE INTERNE (Méthode classique)

mur en maçonnerie :

La résultante doit passer dans le tiers central.



Conditions vérifiées :

Résultante :

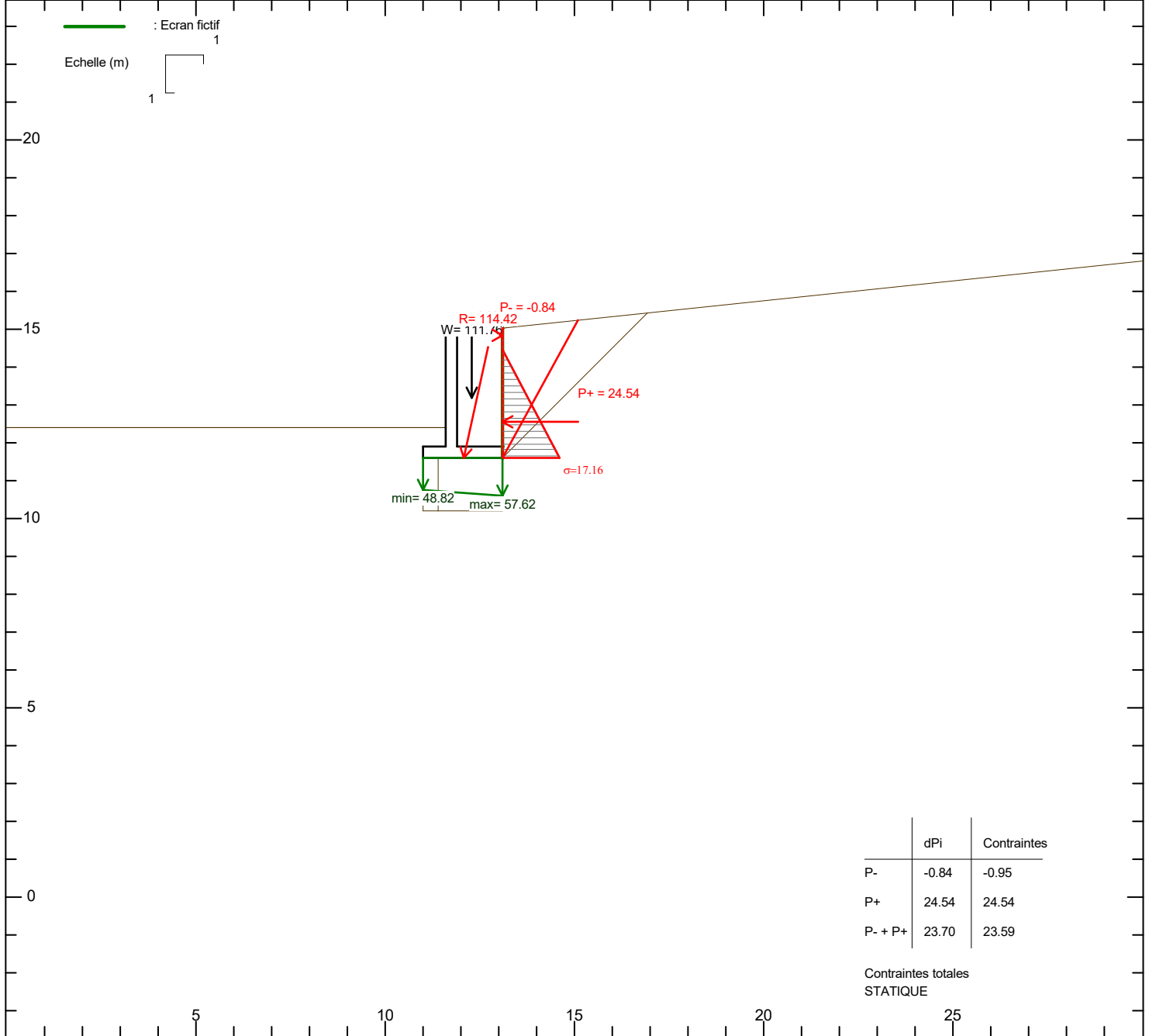
en statique -> NON

en séisme pesant -> NON

en séisme allégeant -> NON

Légende :

— : statique
 - - - : sismique pesant
 . . . : sismique allégeant



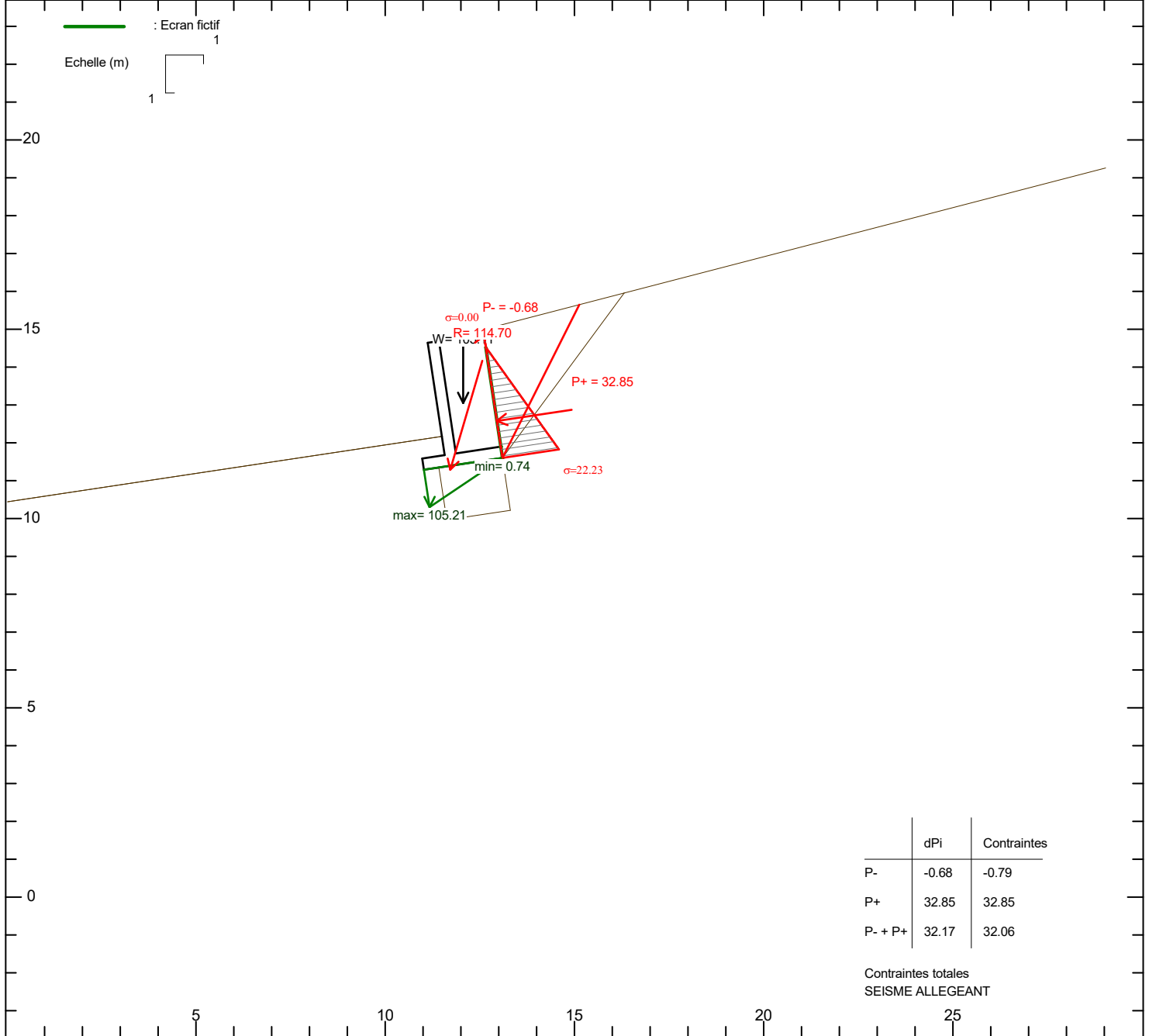
POIDS DU MUR	W = 111.76 kN	Xg = 12.29 m	Yg = 13.19 m
dont : W mur = 38.25 kN	W charges = 0.00 kN	W sol/semelle = 73.51 kN	W sol sous semelle = 0.00 kN
		W eau = 0.00 kN	

POUSSEE TOTALE	P = 24.54 kN	$\tau = 0.00^\circ$	Pv = 0.00 kN	Ph = 24.54 kN	X = 13.10 m	Y = 12.55 m
Poussée due au sol	P = 24.54 kN	$\tau = 0.00^\circ$	Pv = 0.00 kN	Ph = 24.54 kN	X = 13.10 m	Y = 12.55 m

RESULTANTE	R = 114.42 kN	$\tau = 77.62^\circ$	Rv = 111.76 kN	Rh = 24.54 kN	X = 12.08 m	Y = 11.60 m
------------	---------------	----------------------	----------------	---------------	-------------	-------------

GEOMUR® v2.09 du 16/10/2015 développé par GEOS	GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1	Tél : 04 50 95 38 14
site web : http://www.geos.fr e-mail : info@geos.fr	Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS	Fax : 04 50 95 99 36

28/1/2025 - 17:23	FIGURE 4/6
-------------------	------------



POIDS DU MUR W= 105.11 kN Xg= 12.06 m Yg= 13.05 m
dont : W mur= 35.97 kN W charges= 0.00 kN W sol/semelle= 69.14 kN W sol sous semelle= 0.00 kN W eau= 0.00 kN

POUSSEE TOTALE P= 32.85 kN $\tau = 8.56^\circ$ Pv = 4.89 kN Ph = 32.48 kN X = 12.95 m Y = 12.57 m
Poussée due au sol P= 32.85 kN $\tau = 8.56^\circ$ Pv = 4.89 kN Ph = 32.48 kN X = 12.95 m Y = 12.57 m

RESULTANTE R= 114.70 kN $\tau = 73.55^\circ$ Rv = 110.00 kN Rh = 32.48 kN X = 11.72 m Y = 11.29 m

GEOMUR® v2.09 du 16/10/2015 développé par GEOS GEOS Ingénieurs Conseils, Bâtiment Athena 1 Tél : 04 50 95 38 14
site web : <http://www.geos.fr> e-mail : info@geos.fr Parc d'Affaires International, 74160 ARCHAMPS Fax : 04 50 95 99 36

28/1/2025 - 17:23

FIGURE
6/6