

ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION

Mission G2 PRO

Construction d'une station de lavage dans la
base militaire PIAM ETAs

Route de LAVAL
Commune de Montreuil-Juigné (49)



Dossier 3706347 v2 - Juillet 2026

ESID de Rennes
PCO d'Angers
5, rue des Petites Musses
49 041 ANGERS Cedex 01

CLIENT

NOM	ESID de Rennes
ADRESSE	PCO d'Angers 5, rue des Petites Mussés 49 041 ANGERS Cedex 01
INTERLOCUTEUR	M Fouillet Yannick

ECR ENVIRONNEMENT

AGENCE DE	Tours
ADRESSE	5, Rue de la Briaudière – 37 510 BALLAN-MIRE
TELEPHONE	02 47 46 30 79
MAIL	tours@ecr-environnement.com

DATE	INDICE	OBSERVATION / MODIFICATION	REDACTEUR	VERIFICATEUR
20/07/2026	01	Rapport initial – Mission G2 PRO	C. GILLARDIE	M. GRANGE
20/07/2026	02	Ajout du chapitre 3.4.2 Piézomètre	C. GILLARDIE	M. GRANGE

SOMMAIRE

1. PRESENTATION.....	5
1.1. CADRE DE L'ETUDE	5
1.2. LOCALISATION ET DESCRIPTION DU SITE	5
1.3. CARACTERISTIQUES DU PROJET	8
1.3.1. <i>Description du projet</i>	8
1.3.2. <i>Descentes de charges</i>	10
1.4. CONTEXTE GEOLOGIQUE	14
1.5. RISQUES NATURELS	14
1.6. DONNEES D'ENTREE.....	15
2. MISSION ET PROGRAMME DE RECONNAISSANCE.....	17
2.1. MISSION	17
2.2. PROGRAMME	17
2.3. CONSISTANCE DES INVESTIGATIONS.....	17
3. RESULTATS DES INVESTIGATIONS	19
3.1. IMPLANTATIONS ET NIVELLEMENT	19
3.2. GEOLOGIE	20
3.3. GEO-MECANIQUE	21
3.4. HYDROGEOLOGIE.....	21
3.4.1. <i>Niveau d'eau lors des interventions</i>	21
3.4.2. <i>Piézomètre</i>	22
4. SISMICITE ET LIQUEFACTION DES SOLS.....	23
4.1. CATEGORIES DE BATIMENTS	23
4.2. COEFFICIENT D'IMPORTANCE	23
4.3. EXIGENCES SUR LE BATI NEUF	24
4.4. CLASSES DE SOLS SELON L'EUROCODE 8	25
4.5. LIQUEFACTION DES SOLS	26
5. ETUDE DU BATIMENT	28
5.1. REMARQUE PREALABLE	28
5.2. FONDATIONS SUPERFICIELLES A SEMI-PROFONDES	28
5.2.1. <i>Principe de fondations</i>	28
5.2.2. <i>Modèle géotechnique</i>	29
5.2.3. <i>Profondeur d'ancrage</i>	29
5.3. JUSTIFICATION DES FONDATIONS.....	30
5.3.1. <i>Vérification de la portance, du glissement et du renversement</i>	30



5.3.2.	<i>Contraintes de calculs</i>	32
5.3.3.	<i>Dimensionnement des fondations</i>	32
5.3.4.	<i>Evaluation des tassements</i>	32
5.4.	REMARQUES GENERALES	33
5.5.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	33
5.6.	SUGGESTIONS D'EXECUTION	34
5.7.	NIVEAU BAS – LOCAL TECHNIQUE/RESERVE	35
5.7.1.	<i>Principe</i>	35
5.7.2.	<i>Préparation du fond de forme</i>	35
5.7.3.	<i>Mise en œuvre de la couche de forme</i>	35
5.7.4.	<i>Dispositions constructives</i>	36
5.7.5.	<i>Paramètres de dimensionnement</i>	36
5.7.6.	<i>Tassements attendus</i>	37
5.7.7.	<i>Coefficients de réaction</i>	37
5.7.8.	<i>Essais de contrôle à la plaque</i>	38
6.	ETUDE DE LA DALLE DES TRAVEES	39
6.1.	RAPPEL DU PROJET	39
6.2.	TYPE DE FONDATION PREVUE ET ANCRAGE	39
6.2.1.	<i>Principe de fondation et profondeur d'ancrage</i>	39
6.2.2.	<i>Modèle géotechnique</i>	39
6.2.3.	<i>Contraintes de calculs</i>	40
6.3.	JUSTIFICATION DES FONDATIONS	40
6.3.1.	<i>Effort</i>	40
6.3.2.	<i>Portance et coefficient de réaction</i>	41
6.3.3.	<i>Tassements</i>	42
6.4.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	44
6.5.	PREPARATION DU FOND DE FORME	44
6.6.	MISE EN ŒUVRE DE LA COUCHE DE FORME	45
6.7.	CONTROLES	45
7.	ETUDE DES CUVES ENTERREES	47
7.1.	RAPPEL DU PROJET	47
7.2.	TYPE DE FONDATION PREVUE ET ANCRAGE	47
7.2.1.	<i>Principe de fondation et profondeur d'ancrage</i>	47
7.2.2.	<i>Modèle géotechnique</i>	48
7.2.3.	<i>Contraintes de calculs</i>	48
7.3.	JUSTIFICATION DES FONDATIONS	49
7.3.1.	<i>Effort</i>	49
7.3.2.	<i>Portance et coefficient de réaction</i>	49
7.3.3.	<i>Tassements</i>	50



7.4.	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	51
7.5.	PREPARATION DU FOND DE FORME.....	52
7.6.	MISE EN ŒUVRE DE LA COUCHE DE FORME	53
7.7.	CONTROLES	53
8.	TERRASSEMENTS GENERAUX ET MISE HORS D'EAU	54
8.1.	INTRODUCTION	54
8.1.1.	<i>Rappel.....</i>	<i>54</i>
8.1.2.	<i>Préambule.....</i>	<i>54</i>
8.2.	MOYENS D'EXTRACTION	55
8.3.	TRAFICABILITE	55
8.4.	STABILITE DES TALUS EN DEBLAIS ET REMBLAIS	56
8.5.	PROTECTION DES TALUS.....	57
8.6.	TERRASSEMENTS EN REMBLAI	57
8.6.1.	<i>Préconisations pour la mise en œuvre des remblais</i>	<i>57</i>
8.6.2.	<i>Vérification au poinçonnement</i>	<i>59</i>
8.6.3.	<i>Estimation des tassements liés aux remblais</i>	<i>60</i>
8.6.1.	<i>Stabilité des talus du remblai technique.....</i>	<i>61</i>
8.7.	RENFORCEMENT DE SOL SOUS LE RADIER DES TRAVEES.....	62
8.7.1.	<i>Principe d'amélioration</i>	<i>62</i>
8.7.2.	<i>Paramètres de prédimensionnement.....</i>	<i>62</i>
8.7.3.	<i>Matelas de répartition.....</i>	<i>63</i>
8.7.4.	<i>Sujétions d'exécution</i>	<i>63</i>
8.7.5.	<i>Contrôles.....</i>	<i>63</i>
8.7.6.	<i>Missions géotechniques complémentaires</i>	<i>64</i>
8.8.	REMARQUES IMPORTANTES CONCERNANT LE REMBLAIEMENT DES FOUILLES LE LONG DES CUVES...	64
8.9.	EAU ET DRAINAGE	65
8.9.1.	<i>Rappel.....</i>	<i>65</i>
8.9.2.	<i>Phase provisoire.....</i>	<i>65</i>
8.9.3.	<i>Phase définitive.....</i>	<i>67</i>
8.10.	REMARQUES IMPORTANTES	67
9.	CONDITIONS PARTICULIERES.....	68

ANNEXES

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

Annexe 2 : Implantation des sondages

Annexe 3 : Résultats des investigations in situ

Annexe 4 : Résultats des calculs sous fondation (fondation superficielle) – Logiciel Foxta module FondSup

Annexe 5 : Résultats des calculs sous fondation (Radier) et sous dallage – Logiciel Foxta module TassPlaq

1. PRESENTATION

1.1. Cadre de l'étude

Cette étude a été réalisée par la société ECR Environnement – 5, rue de la Briaudière – 37 510 BALLAN-MIRE, à la demande et pour le compte du Maître d'Ouvrage :

ESID de Rennes

PCO d'Angers

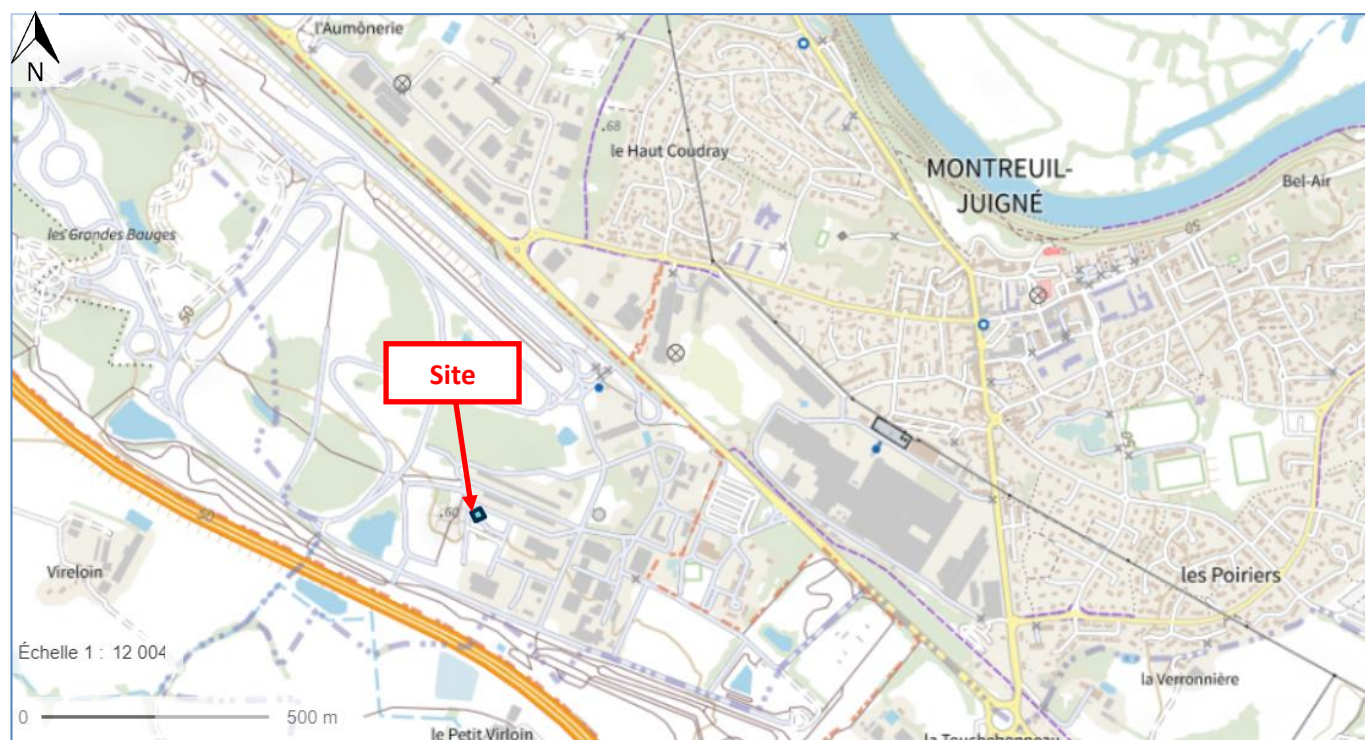
5, rue des Petites Musses

49 041 ANGERS Cedex 01

Cette étude fait suite à la mission G2AVP réalisée par nos soins (rapport ECR Environnement n°3704282 du 02/02/2024) dont les interventions se sont déroulées en décembre 2023. Les résultats de cette étude seront intégrés dans le présent rapport.

1.2. Localisation et description du site

Le projet se situe au sein d'une base militaire (PIAM ETAs), sur la commune de Montreuil-Juigné (cf. plan de situation ci-après), dans le département du Maine-et-Loire (49).



Plan de situation

Actuellement, la zone d'étude est occupée par un espace enherbé ponctuellement arboré et des voiries (cf. vue aérienne et photographies du site ci-après).



Vue aérienne de la zone d'étude

D'après le plan topographique transmis, l'altimétrie du terrain varie entre 49.52 et 50.71 m NGF. Le terrain est en pente descendantes vers le Sud-Ouest.



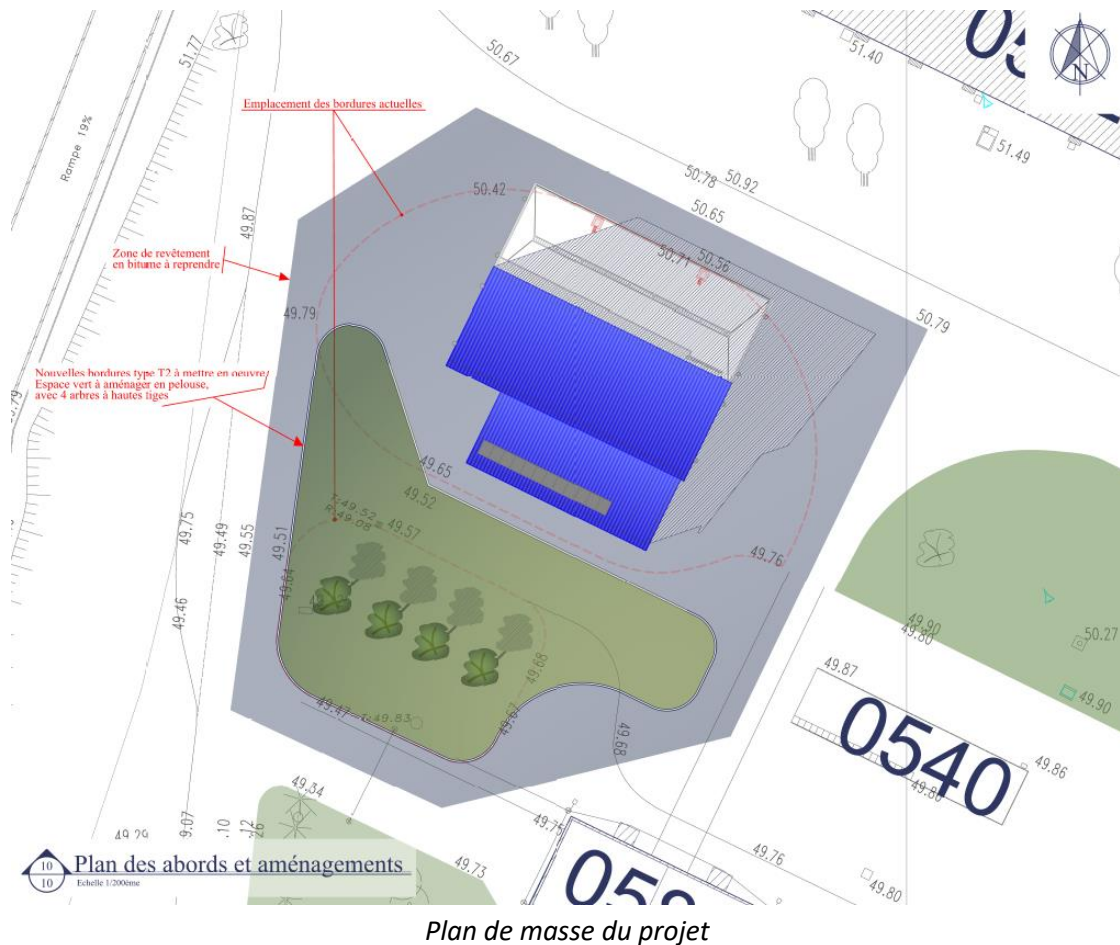


Photographies du site en décembre 2023

1.3. Caractéristiques du projet

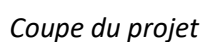
1.3.1. Description du projet

D'après les éléments communiqués, Le projet prévoit la construction d'une station de lavage avec portique HP (cf. coupe et plans du projet ci-dessous). Son emprise au sol est d'environ 23.4 m x 22.0 m. Le projet est libre de toute mitoyenneté.



Le projet est constitué des éléments suivants :

- Local technique + réserve : surface de 6.7 m x 16.5 m calée à la cote 50.55 m NGF ;
- Travée couverte n°1 et travée non couverte n°2 : surface d'une travée de 8.0 m x 22 m calée aux cotes 50.55 à 50.475 m NGF ;
- Unité enterrée de traitement des eaux calée à la cote 45.62 m NGF :
 - o Cuve de relevage : surface de 4.80 m x 2.38 m ;
 - o Réacteur biologique : surface de 4.80 m x 2.38 m ;
 - o Séparateur hydrocarbure : surface de 2.0 m x 1.0 m ;
 - o Cuve de floculation : 4.80 m x 2.38 m ;
 - o Déboueur : 6.31 m x 3.0 m.



Remarque : L'étude des voiries ne fait pas partie de notre mission.

1.3.2. Descentes de charges

Structure du bâtiment :

La structure du bâtiment est prévue sur semelles filantes.

Pour cette étude G2 PRO, les descentes de charge suivantes nous ont été communiquées, sans prise en compte du poids des fondations :

- Charges Permanentes (G) = 9 tonnes/ml ;
- Charges d'exploitations (Q) = 1 tonnes/ml (hors charges d'exploitation sur niveau bas).

Nota : les charges transmises sont verticales centrées (absence d'efforts horizontaux et de moments).

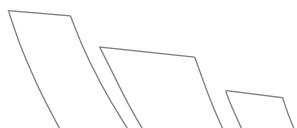
Nous avons combiné les descentes de charges par nos soins suivant l'Eurocode 0 (Norme EN 1990).

Combinaisons ELU - Situations de projet durables et transitoires Vérifications structurales (STR) et géotechniques (GEO) $\sum_{j \geq 1} 1.35 G_{k,j} + 1.50 Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1.50 \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Combinaisons ELU - Situations de projet accidentelles En situation d'incendie $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$ Autres situations accidentelles $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
Combinaisons ELU - Situations de projet sismiques $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
Combinaisons ELS Combinaisons caractéristiques $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
Combinaisons fréquentes $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$
Combinaisons quasi-permanentes $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Eurocode 0 (Norme EN 1990)

Les combinaisons quasi-permanentes seront considérées égales aux combinaisons caractéristiques (cas défavorable).

Les descentes de charges sont les suivantes :

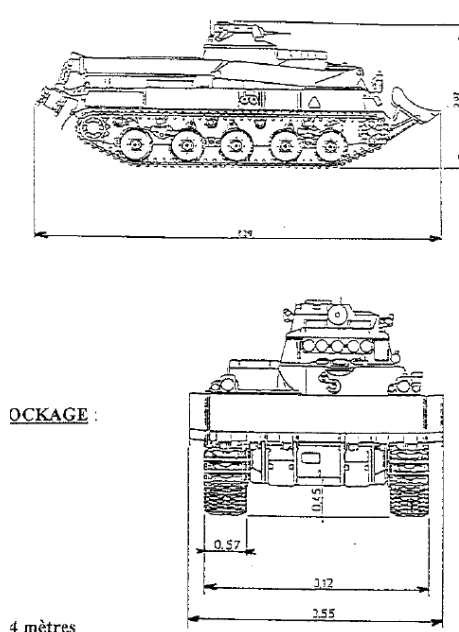


Projet	G	Q	ELS	ELU	Type
	(t/ml)	(t/ml)	(kN/ml)	(kN/ml)	
Bâtiment	9	1	100	137	Semelle filante

Niveau bas des travées

Pour cette étude G2 PRO, les surcharges sur niveau bas des travées nous ont été communiquées sous forme de fiches de caractéristiques comportant les charges suivantes :

- Poids total des engins de combat tous pleins faits (Q).



DONNEES POUR L'EMBARQUEMENT ET LE STOCKAGE :

- Dimensions hors tout :
 - .. longueur : 8,29 mètres
 - .. largeur avec équipement en position route : 3,12 mètres
 - .. déployée : 3,55 mètres
 - .. hauteur : 3,02 mètres
- Longueur de la partie chenillée reposant au sol : 3,84 mètres
- Voie avant et arrière : 2,53 mètres
- Distance entre les bords extérieurs de la chenille : 3,10 mètres
- Distance entre les bords intérieurs de la chenille : 1,96 mètre
- Distance du centre de l'essieu avant à l'essieu arrière : 5,52 mètres
- Poids total en ordre de combat tous pleins faits : 41 200 kilogrammes
- Poids à vide : 40 400 kilogrammes
- Pression au sol : 913 g/cm²
- Surface de projection horizontale du véhicule : 25,86 m²
- Volume : 78,09 m³

Caractéristiques de l'engin blindé du génie modèle F1

Nous étudierons le cas le plus défavorable en prenant en compte les données de l'engin blindé du génie modèle F1 suivantes :

Partie du projet	N° radier	Dimensions du radier (m)	Hypothèse : Epaisseur du radier (m)	Charges permanentes : poids du radier – surcharges réparties (kPa)	Charges d'exploitation : Engin – surcharges linéaires (kN/ml)
Travée	1	8.0 x 22.0	0.20	5.0	53.6

Le poids du béton est pris égal à 2.5 T/m³.

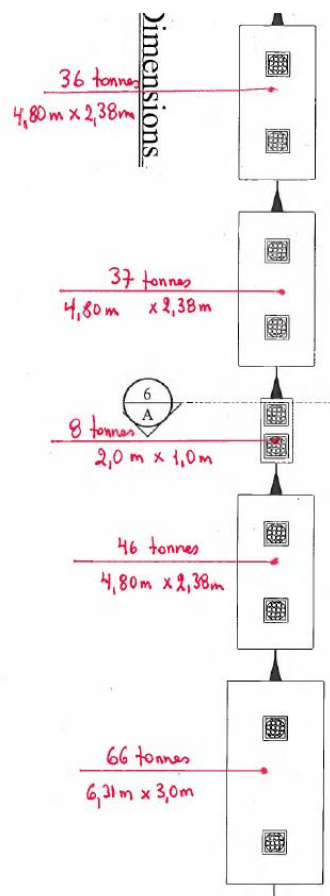
Radriers : cuves enterrées

Les ouvrages enterrés liés au traitement des eaux sont prévus sur radier de 50 cm.



Pour cette étude G2 PRO, les descentes de charge suivantes nous ont été communiquées sous forme d'un plan comportant les charges suivantes :

- G = charges permanentes,
- Q = surcharges d'exploitation.



Charges des cuves transmises le 25/06/2026

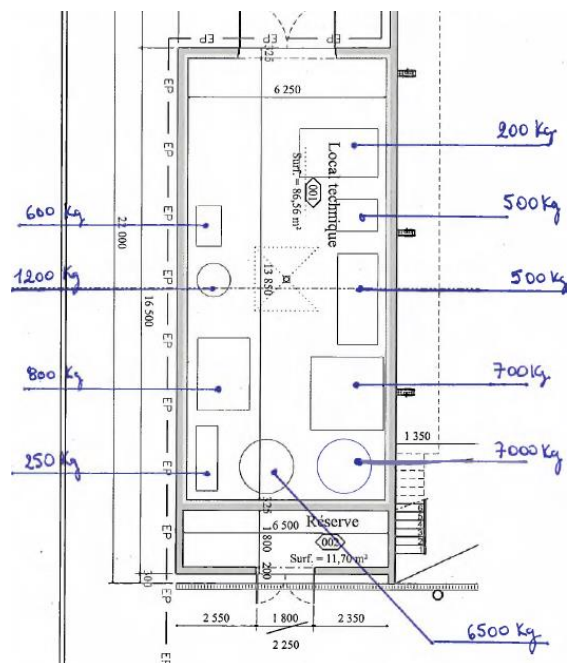
Pour cette étude G2 PRO, nous étudierons le cas le plus défavorable en prenant en compte les données suivantes :

Partie du projet	N° radier	Dimensions du radier (m)	Epaisseur du radier (m)	Charges permanentes : poids du radier (kPa)	Charges permanentes : cuves (kPa)	Charges totales sous radier (kPa)
Cuve enterrée	2	4.80 x 2.38	0.50	12.5	40.3	45.3

Le poids du béton est pris égal à 2.5 T/m³.

Dalle du local technique + réserve :

Pour cette étude G2 PRO, les descentes de charge des ouvrages sur le dallage du local nous ont été communiquées sous la forme du plan annoté suivant :



Charges des équipements transmises le 25/06/2026

Ainsi les surcharges totales sur dallage liées aux équipements sont de l'ordre de 18.25 T. Pour un dallage de dimension 6.7 m x 16.5 m, les surcharges réparties correspondent alors à 1.65 kPa.

Pour cette étude G2 PRO, les charges d'exploitation et permanentes sur dallage seront les suivantes :

Partie du projet de bâtiment	N° Dallage	Dimensions du dallage (m)	Hypothèse : Epaisseur du dallage (m)	Charges permanentes : poids du dallage (kPa)	Charges d'exploitation : équipements (kPa)	Charges totales sous dallage (kPa)
Local technique + réserve	1	6.7 x 16.5	0.15	3.75	1.65	5.4

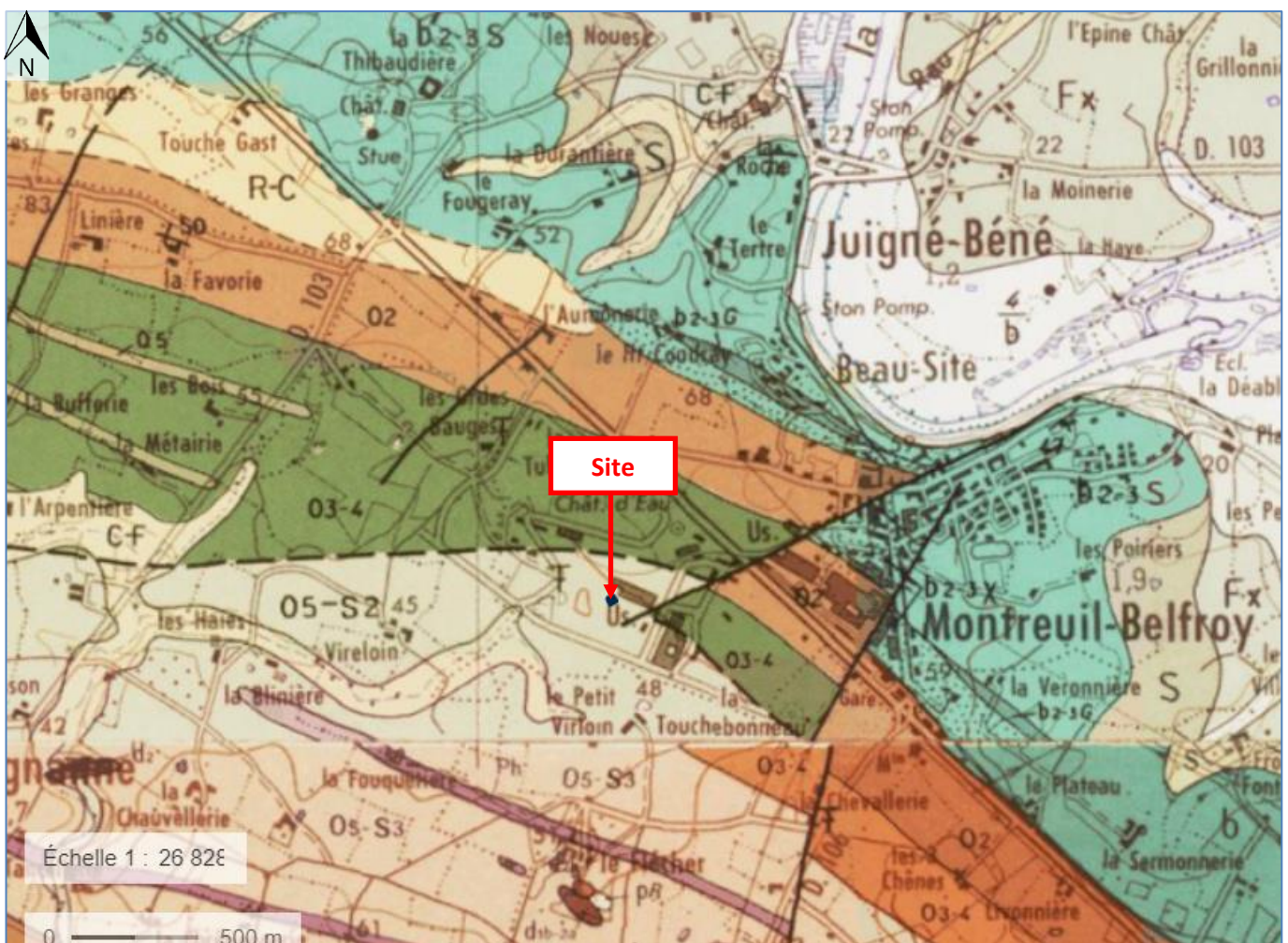
Le poids du béton est pris égal à 2.5 T/m³.

Il conviendra à l'équipe de conception de vérifier toutes les hypothèses décrites dans ce chapitre.

1.4. Contexte géologique

D'après la carte géologique du Lion Angers au 1/50 000 (source : www.infoterre.brgm.fr) et notre expérience du secteur, la succession géologique attendue au droit du site est la suivante (cf. extrait de la carte géologique ci-dessous) :

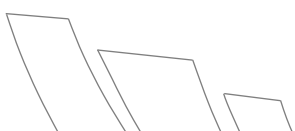
- Éventuels remblais (non représentés sur la carte),
- Schistes de l'Ordovicien supérieur et du Silurien – O5-S.



Contexte géologique – source : www.infoterre.brgm.fr

1.5. Risques naturels

Le tableau suivant synthétise les principaux risques et aléas naturels recensés au droit du site :



	Document de référence	Commentaire
Sismicité	Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 entré en vigueur le 01 mai 2011	Zone 2 (aléa faible)
Retrait-gonflement	www.georisques.gouv.fr	Zone d'exposition à priori nulle mais à proximité d'une zone d'exposition moyenne
Remontée de nappe	www.georisques.gouv.fr	Site en dehors de toute zone potentiellement sujette aux inondations de cave et aux remontées de nappe
Inondabilité	www.georisques.gouv.fr	Non concerné Des informations précises sur le risque réel d'inondabilité peuvent être fournies dans les documents d'urbanisme et transmises par les autorités compétentes.
Cavité souterraine Mouvements de terrain	www.georisques.gouv.fr	Pas de mouvement de terrain ou cavité recensé à proximité immédiate du projet.
Risque anthropique	Au droit de nos sondages, nous avons rencontré des matériaux anthropiques (remblais). Seul un diagnostic environnemental (étude historique, sondages environnementaux, ...), permettrait de caractériser le risque de présence de polluants au droit du secteur d'étude. Le présent rapport n'a aucun objectif de caractérisation de la qualité environnemental de ces remblais.	

1.6. Données d'entrée

La présente étude a été réalisée à partir des documents suivants :

- **Mission G2 AVP :**

Document	Emetteur	Date
Masse partiel projeté	Architecte HMONP pour ESID de Rennes	10/11/2023
Profil en long		18/09/2023
Plan de niveau		18/09/2023
Plan de masse partiel actuel		13/10/2023



- **Mission G2 PRO :**

 Charges équipement + cuves	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	56 Ko
 leclerc	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	66 Ko
 griffon	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	994 Ko
 ebg	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	72 Ko
 bv206	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	244 Ko
 vlttp4	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	96 Ko
 vbl	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	85 Ko
 vbci	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	524 Ko
 trm10000	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	86 Ko
 trm cld	06/07/2026 08:45	Adobe Acrobat D...	86 Ko
 490007022Y_station_lavage_DCE_Planches_n°04_Plan_rez-de-chaussée_Dimensions	03/06/2026 15:58	Adobe Acrobat D...	574 Ko
 490007022Y_station_lavage_DCE_Planches_n°05_Plan_toiture_Dimensions	03/06/2026 15:58	Adobe Acrobat D...	687 Ko
 490007022Y_station_lavage_DCE_Planches_n°06_Plan_de_coupe_Dimensions	03/06/2026 15:58	Adobe Acrobat D...	706 Ko
 490007022Y_station_lavage_DCE_Planches_n°07_Plan_des_façades_Dimensions	03/06/2026 15:58	Adobe Acrobat D...	1 362 Ko
 490007022Y_station_lavage_DCE_Planches_n°08_Plan_rez-de-chaussée_Electricité	03/06/2026 15:51	Adobe Acrobat D...	576 Ko
 490007022Y_station_lavage_DCE_Planches_n°09_Plan_rez-de-chaussée_EU-Eau-Traitements	03/06/2026 15:51	Adobe Acrobat D...	660 Ko
 490007022Y_station_lavage_DCE_Planches_n°10_Plan_des_abords_et_aménagements	03/06/2026 15:51	Adobe Acrobat D...	3 944 Ko



2. MISSION ET PROGRAMME DE RECONNAISSANCE

2.1. Mission

Cette étude a pour but de définir le type et les caractéristiques de fondation et dallages pour le projet, en fonction de la nature, de l'épaisseur et de la compacité des différents terrains rencontrés.

Il s'agit d'une mission de type G2 PRO, suivant la Définition et la Normalisation des Missions du Géotechnicien établies en novembre 2013 (Norme NF P 94-500 présentée en annexe 1).

Cette étude fait suite à la mission G2AVP réalisée par nos soins (rapport ECR Environnement n°3704282 du 02/02/2024) dont les interventions se sont déroulées en décembre 2023. Les résultats de cette étude seront intégrés dans le présent rapport.

2.2. Programme

Les objectifs de cette mission géotechnique de conception phase Projet (G2 PRO) sont les suivants :

- Reprendre le programme d'investigations réalisé en phase avant-projet ;
- Définir les hypothèses de calcul retenues en phase PRO (modèle géotechnique, hydrogéologique, sismique...) ;
- Définir les principes généraux de construction retenues en phase PRO (terrassment, fondations, niveau bas) ;
- Mener le prédimensionnement des ouvrages géotechniques du projet (fondations, niveau bas) ;
- Préciser les conditions d'exécution associées au projet.

Il convient de rappeler que les aspects suivants ne font pas partie de la mission (liste non exhaustive) :

- L'analyse hydrologique du site en dehors de notre intervention ponctuelle,
- La recherche de pollution des sols,
- L'étude des ouvrages existants situés dans la Zone d'Influence Géotechnique (ZIG) du projet.

2.3. Consistance des investigations

Lors de la mission G2 AVP, nous avons réalisé les investigations suivantes :

- **3 sondages de reconnaissance géologique à la tarière mécanique Ø 63 mm (nommés SP1, SP2 et T1),** descendus à 6.00 m/TN de profondeur. Ils ont permis de déterminer les limites et la nature des couches géologiques, observer les venues d'eau éventuelles, prélever des échantillons et réaliser :



- **2 profils pressiométriques (4 essais par profil)**, réalisés selon la norme NF P 94-110-1, au sein des sondages SP1 et SP2 précédents. La réalisation des essais a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols rencontrés (pressions de fluage, modules pressiométriques et pressions limites).
- **1 sondage au pénétromètre dynamique de type B (nommé P1)**, réalisé selon la norme NF P 94-115 et descendu à 6.00 m de profondeur/TN. Il a permis de déterminer en continu la résistance dynamique de pointe (qd) des sols. Ce sondage a été réalisé en parallèle du sondage de reconnaissance géologique T1.

Les sondages ont été réalisés les 11 et 12 décembre 2023 à l'aide d'une sondeuse de marque ECOFORE de type CE-302 (cf. photographie ci-après).

Lors de la mission G2 PRO, nous avons réalisé les investigations suivantes :

- **1 sondage de reconnaissance géologique (nommé SP3)**, réalisé à la tarière mécanique Ø 63 mm et descendus jusqu'à 8.00 m/TN de profondeur (Terrain Naturel) ou au refus prématuré. Il permet de déterminer les limites et la nature des couches géologiques, d'observer les éventuelles venues d'eau et de réaliser :
- **1 profil pressiométrique (réalisé dans le sondage SP3)**, à raison de 5 essais (norme NF P 94-110-1). La réalisation de ces essais a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols rencontrés (pressions de fluage, modules pressiométriques et pressions limites).
- **1 équipement piézométrique (nommé PZ1)** en PVC Ø 34/40 mm et crépiné, descendu à 8.00 m de profondeur/TN. Il a été coiffé en tête d'une protection métallique cadenassée.
- **1 suivi piézométrique mensuel pendant 6 mois (6 mesures)**.

Le sondage a été réalisé le 27 avril 2026 à l'aide d'une sondeuse de marque ECOFORE de type CE-302 (cf. photographie ci-après).



Photographie de la sondeuse ECOFORE CE 302



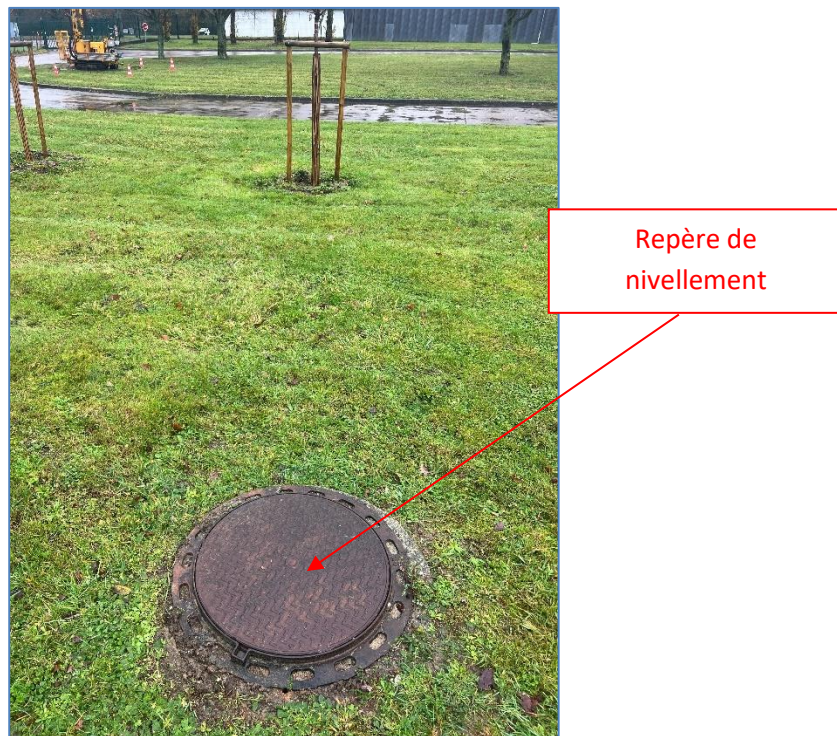
3. RESULTATS DES INVESTIGATIONS

3.1. Implantations et nivellement

La position des sondages figure sur le plan d'implantation en annexe 2.

L'implantation a été réalisée en fonction des réseaux existants, au mieux des conditions d'accès et de la précision des plans remis pour la campagne de reconnaissance.

Lors de nos interventions (décembre 2023 et avril 2026), nous avons pris comme repère une plaque en fonte EP au Sud du site (cf photographie ci-dessous et plan d'implantation des sondages en annexe 2).



D'après les éléments transmis lors de l'étude, ce repère de nivellement est situé à la cote altimétrique :
Z = 49.83 m NGF.

Les cotes altimétriques du Terrain Naturel (TN) au droit des sondages sont les suivantes :

Sondages	SP1	SP2	T1+P1	SP3+PZ1
Cote altimétrique (m NGF)	50.02	50.24	50.41	49.57



3.2. Géologie

Les coupes de sondages sont jointes en annexe 3. Les profondeurs citées dans le présent rapport ont été mesurées par rapport au Terrain Naturel (TN) tel qu'il était lors de notre intervention (décembre 2023 et avril 2026).

Les sondages de reconnaissance ont permis de mettre en évidence les faciès suivants :

Sondage	SP1	SP2	SP3	T1+P1
Cote (m NGF)	50,02	50,24	49,57	50,41
Terre végétale	0,10	0,10	—	0,10
	49,92	50,14	—	50,31
Remblais schisteux à quelques blocs (gris)	—	—	0,80	0,40
	—	—	48,77	50,01
Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)	1,30	1,00	1,40	1,30
	48,72	49,24	48,17	49,11
Schiste altéré (marron ocre gris)	2,00	3,50	3,00	2,00
	48,02	46,74	46,57	48,41
Schiste (marron beige gris)	6,00*	6,00*	8,00*	6,00*
	44,02	44,24	41,57	44,41

* Profondeur d'arrêt du forage ; - non rencontré

A noter, sur le terrain, lors des forages, il a été soupçonné la présence de béton dans les remblais schisteux à blocs rencontrés.

Les limons d'altération du schiste présentent localement des débris végétaux.

Suite à la réalisation d'un sondage complémentaire en phase G2 PRO, l'appellation des couches de sols a légèrement changé depuis la phase AVP. La transition entre les formations des limons d'altération du schiste (verdâtre marron), des schistes altérés (marron ocre gris) et des schistes (marron gris beige) est progressive : les limites reportées sur nos coupes sont donc données à titre indicatif et sont basées uniquement sur les caractéristiques géotechniques mesurées.

Remarque : ces profondeurs n'impliquent en rien qu'il ne puisse exister d'anomalie de la stratigraphie entre sondages. En particulier, la position exacte des interfaces entre couches ne saurait se déduire d'une simple extrapolation des relevés de sondages.



3.3. Géo-mécanique

Le tableau suivant présente les caractéristiques mécaniques des faciès rencontrés :

Formations	Résistance mécanique de pointe Qd (MPa)	Nombre d'essais pressiométriques	Pressions Limites (Mpa)			Modules pressiométriques (Mpa)		
			Min	Max	Moyenne géométrique	Min	Max	Moyenne harmonique
Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)	0.94 à 2.83 Moyenne = 1.9	2	0.14			1.0	2.0	1.3
Schiste altéré (marron ocre gris)	7.88 à 10.51 Moyenne = 9.1	3	0.90	1.87	1.24	13.0	17.1	14.2
Schiste (marron beige gris)	9.83 à 14.61 Moyenne = 12.2	8	2.23	3.85	2.90	22.6	107.9	52.3

Les essais pénétrométriques et pressiométriques réalisés ont permis de mettre en évidence :

- des caractéristiques mécaniques très faibles dans les **limons d'altération du schiste (verdâtre marron)**,
- des caractéristiques mécaniques moyennes dans les **schistes altérés (marron ocre gris)**,
- des caractéristiques mécaniques moyennes à bonnes dans les **schistes (marron gris beige)**.

3.4. Hydrogéologie

3.4.1. Niveau d'eau lors des interventions

Lors de nos interventions (décembre 2023 et avril 2024), des niveaux d'eau en fin de chantier ont été observés aux profondeurs et aux cotes altimétriques suivantes :

Sondages	SP1	SP2	SP3+PZ1
Date du relevé	12/12/2023	12/12/2023	27/04/2026
Profondeur du niveau d'eau en fin de chantier (m/TN)	1.40	2.20	1.40
Cote altimétrique du niveau d'eau en fin de chantier (m NGF)	48.62	48.04	48.17

Remarque : ce constat ayant un caractère ponctuel et instantané, il ne permet pas de préciser les variations de la nappe, qui peut remonter fortement en période pluvieuse. Nous rappelons que le terrain étudié est situé **en dehors de toute zone potentiellement sujette aux inondations de cave et aux remontées de nappe** (cf. chapitre 1.5).



3.4.2. Piézomètre

Nous avons posé un piézomètre au sein du site. Ses caractéristiques sont les suivantes :

- Piézomètre PZ1 posé au sein du sondage SP3 :
 - Piézomètre de type 34/40 mm ;
 - Piézomètre posé à 8.00 m :
 - Tête hors sol + réhausse béton ;
 - 2.00 m pleins ;
 - 6.00 m crépiné.

Le suivi mensuel du niveau de la nappe est prévu sur 6 mois à partir de juin 2026. Les relevés du niveau d'eau effectués à ce jour sont compilés dans le tableau ci-après :

Relevé piézométrique au sein du piézomètre PZ1		
Date relevé	Niveau d'eau	Cote
	(m/TN)	(m NGF)
27/04/2026	1,40	48,17
25/06/2026	1,65	47,92

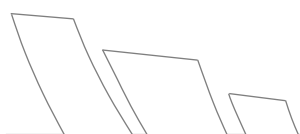
Remarque :

Une fois que le piézomètre ne servira plus, il conviendra de les combler en bonne et due forme conformément à la norme NF X 31-614. ECR Environnement se tient à la disposition de la MOA pour effectuer cette prestation.

Remarque importante :

Le niveau piézométrique d'une nappe est directement influencé par les conditions météorologiques, l'environnement et la perméabilité de l'aquifère. 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.



4. SISMICITE ET LIQUEFACTION DES SOLS

4.1. Catégories de bâtiments

Les bâtiments à risque normal sont classés en 4 catégories d'importance croissante, de la catégorie I à faible enjeu, à la catégorie IV qui regroupe les structures stratégiques et indispensables à la gestion de crise. Le tableau suivant définit les catégories d'importance des bâtiments :

Catégorie d'importance	Description
I 	■ Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.
II 	■ Habitations individuelles. ■ Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5. ■ Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m. ■ Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, h ≤ 28 m, max. 300 pers. ■ Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. ■ Parcs de stationnement ouverts au public.
III 	■ ERP de catégories 1, 2 et 3. ■ Habitations collectives et bureaux, h > 28 m. ■ Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes. ■ Établissements sanitaires et sociaux. ■ Centres de production collective d'énergie. ■ Établissements scolaires.
IV 	■ Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. ■ Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie. ■ Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne. ■ Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise. ■ Centres météorologiques.

Tableau des catégories d'importance des bâtiments – source : developpement-durable.gouv.fr

D'après les éléments communiqués lors de l'étude, l'ouvrage concerné par la présente étude sera classé dans la catégorie VI (à confirmer par le maître d'ouvrage).

4.2. Coefficient d'importance

A chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance γ_i , qui vient moduler l'action sismique de référence conformément à l'Eurocode 8.



Le tableau suivant définit le coefficient d'importance γ_I selon la catégorie d'importance des bâtiments :

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_I
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

Tableau des coefficients d'importance – source : developpement-durable.gouv.fr

Dans le cas d'un ouvrage de catégorie II, le coefficient d'importance γ_I à prendre en compte est de 1.4.

4.3. Exigences sur le bâti neuf

Les exigences sur le bâti neuf dépendent de la catégorie d'importance du bâtiment et de la zone de sismicité.

Le tableau suivant récapitule les exigences à prendre en compte en fonction de la catégorie des bâtiments :

	I	II	III	IV
				
Zone 1	aucune exigence			
Zone 2				
Zone 3	PS-MI ¹		Eurocode 8 ³ $a_g=1,1 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_g=1,1 \text{ m/s}^2$
Zone 4	PS-MI ¹		Eurocode 8 ³ $a_g=1,6 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_g=1,6 \text{ m/s}^2$
Zone 5	CP-MI ²		Eurocode 8 ³ $a_g=3 \text{ m/s}^2$	Eurocode 8 ³ $a_g=3 \text{ m/s}^2$

¹ Application possible (en dispense de l'Eurocode 8) des PS-MI sous réserve du respect des conditions de la norme PS-MI

² Application possible du guide CP-MI sous réserve du respect des conditions du guide

³ Application obligatoire des règles Eurocode 8

Exigences sur le bâti neuf – source : developpement-durable.gouv.fr

Concernant la présente étude (ouvrage de catégorie VI situé en zone d'aléa sismique 2), l'application des prescriptions parasismiques particulières de l'Eurocode 8 est donc obligatoire.

4.4. Classes de sols selon l'Eurocode 8

La nature locale du sol influence fortement la sollicitation ressentie au niveau des bâtiments. L'Eurocode 8 distingue 7 catégories principales de sols (de la classe A à la classe S₂) pour lesquelles est défini un coefficient de sol S. Le paramètre S permet de traduire l'amplification de la sollicitation sismique exercée par certains sols.

Le tableau suivant récapitule les différentes classes de sol en fonction du profil stratigraphique :

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres						
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)	Type de sol	Pressiomètre		CPT
						p_l (MPa)	E_M (MPa)	q_c (Mpa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	>800				> 5	> 100	
B	Dépôts raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des caractéristiques mécaniques avec la profondeur	360-800	>50	>250	sols granulaires	> 2	> 20	> 15
					sols cohérents	> 2	> 25	> 3,5
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres.	180-360	15-50	70-250	sols granulaires	> 1	> 8	> 5
					sols cohérents	> 0,5	> 5	> 1,5
D	Dépôts de sols sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant en majorité des sols cohérents mous à fermes.	< 180	< 15	<70	sols granulaires	< 1	< 8 MPa	< 5
					sols cohérents	< 0,5	< 5 Mpa	< 1,5
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s.							
S_1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($IP > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100						
S_2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes 1 à E ou S_1 .							

Classes de sol – source : Eurocode 8

Suivant la nature du sol, les paramètres S (coefficient de sol), TB (limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectre constante), TC (limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectre constante) et TD (valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant) à prendre en compte sont données dans le tableau page suivante :



Classe de sol	S	TB (s)	TC (s)	TD (s)
A	1.0	0.03	0.20	2.5
B	1.35	0.05	0.25	2.5
C	1.5	0.06	0.40	2.0
D	1.6	0.10	0.60	1.5
E	1.8	0.08	0.45	1.25

Spectre de réponse élastique de type 2 (zones 1 à 4)

Concernant la présente étude, les sols rencontrés appartiennent à la classe A. Les paramètres à considérer pour le projet sont les suivants : $S = 1.0$, $TB = 0.03$ s, $TC = 0.20$ s, $TD = 2.5$ s.

4.5. Liquéfaction des sols

On appelle liquéfaction d'un sol un processus conduisant à la perte totale de résistance au cisaillement du sol par augmentation de la pression interstitielle. Elle est accompagnée de déformations dont l'amplitude peut être limitée ou quasi illimitée.

D'après l'Eurocode 8, un sol n'est pas considéré comme liquéfiable lorsqu'une des conditions suivantes au moins est remplie :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20 %, avec un indice de plasticité $PI > 10$;
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 35 % et, simultanément le nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie, $N_1(60) > 20$;
- les sables sont propres, avec la valeur du nombre de coups SPT, normalisé pour l'effet de surcharge due au terrain et du rapport d'énergie $N_1(60) > 30$.

et lorsque, en même temps :

$$\frac{\gamma_i \cdot agr \cdot s}{g} < 0,15$$

Avec :

- γ_i : coefficient dépendant de la catégorie d'importance de l'ouvrage ; ici $\gamma_i = 1.4$ pour une catégorie d'importance VI (à confirmer par le maître d'ouvrage).
- agr : accélération maximale de référence dépendant de la zone de sismicité (zone de sismicité 2 – aléa faible) ; ici $agr = 0.7 \text{ m/s}^2$.
- S : paramètre de sol dépendant de la classe de sol (classe A) ; ici $S = 1.0$.
- g : constante de gravité terrestre ; $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.



$$\text{Dans le cas présent, } \frac{\gamma_i \cdot \text{agr.s}}{g} = 0.10$$

Compte tenu du résultat ci-avant, nous pouvons considérer que les terrains rencontrés au droit du site ne sont pas sensibles au risque de liquéfaction.



5. ETUDE DU BATIMENT

5.1. Remarque préalable

Les investigations sur site ont montré, sous la terre végétale et de potentiels remblais, l'existence de sols superficiels limoneux issus de l'altération du schiste avec localement des débris végétaux jusqu'à 1.00 à 1.40 m/TN de profondeur au droit de nos sondages ayant des caractéristiques mécaniques très faibles. Cette formation repose sur des schistes altérés (marron ocre gris) avec des caractéristiques mécaniques moyennes jusqu'à 2.00 à 3.50 m/TN de profondeur puis sur le schiste (marron beige gris) compact, reconnu jusqu'à la fin de nos sondages à 6.00-8.00 m/TN de profondeur.

Compte-tenu des terrains rencontrés et en fonction du niveau fini (calé à 50.55 m NGF), il est prévu une solution de fondations superficielles à semi-profondes ancrées dans les schistes altérés (marron ocre gris) reconnus à partir de 1.00 à 1.40 m/TN de profondeur au droit de nos sondages. Le client envisage plus spécifiquement la réalisation de semelles filantes.

5.2. Fondations superficielles à semi-profondes

5.2.1. Principe de fondations

Le mode de fondations du projet devra faire état de l'importance et de la géométrie des charges apportées ainsi que de la nécessité de mobiliser un horizon portant, homogène et de bonne qualité.

Compte-tenu des terrains rencontrés et en fonction du niveau fini, il est proposé une solution de fondations superficielles (semelles filantes et/ou isolées, massifs, plots) à semi-profondes (puits) ancrées de 0.30 m minimum dans les schistes altérés (marron ocre gris).

Selon la hauteur d'encastrement (D) et la largeur de la base (B) de la fondation, on peut définir les fondations comme étant :

- superficielles si $D < 1,5 \times B$
- semi-profondes si $1,5 \times B < D < 5 \times B$
- profondes si $D > 5 \times B$



5.2.2. Modèle géotechnique

Suivant les sondages et essais réalisés in-situ, nous avons établi le modèle géotechnique suivant (modèle de coupe défavorable).

Formation	Profondeur	PI*	E _M	α	Es	Long terme		γ
	m/TN	MPa	MPa	-	MPa	C'	φ'	kN/m ³
Terre végétale	0.10	Purgés						
Remblais schisteux à quelques blocs (gris)	0.60	Purgés						
Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)	1.30	0.14	1.3	2/3	2	5	15	18
*Couche d'ancrage : Schiste altéré (marron ocre gris)	3.00	0.90	14.2	2/3	21	15	15	18
Schiste (marron beige gris)	>8.00	2.90	52.3	1/2	105	20	25	20

*Nous avons considéré les caractéristiques les plus défavorables pour la couche d'ancrage : les schistes altérés.

Nota : Les caractéristiques intrinsèques ont été estimées par nos soins d'après les essais mécaniques réalisés sur site et notre expérience. Si des valeurs différentes de celles estimées ci-dessous sont nécessaires, il conviendra de réaliser des essais complémentaires (prélèvement préalable d'échantillons intacts par carottier pour essais en laboratoire de type boîte de cisaillement ou essai triaxial).

5.2.3. Profondeur d'ancrage

L'assise des fondations respectera le plus restrictif des critères suivants :

- Soit un ancrage de 0.30 m minimum dans les schistes altérés (marron ocre gris) identifiés à partir 1.00 à 1.40 m/TN au droit de nos sondages,
- profondeur minimale de 0.60 m par rapport au sol extérieur fini, afin d'assurer la mise hors gel des fondations (cf. schéma ci-après),



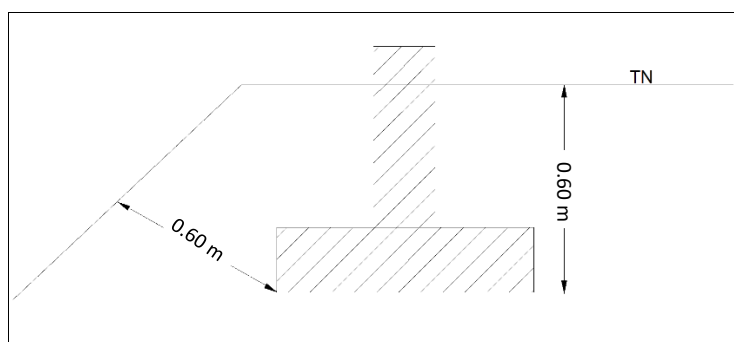


Schéma de mise hors dessiccation

L'assise minimale définie au droit des sondages se situera aux profondeurs et cotes altimétriques suivantes :

Sondage	SP1	SP2	SP3	T1+P1
Cote altimétrique sondage (m NGF)	50,02	50,24	49,57	50,41
Profondeur minimum d'encastrement (m/TA)	≥ 1,60	≥ 1,30	≥ 1,70	≥ 1,60
Cote minimum d'encastrement (m NGF)	≤ 48,42	≤ 48,94	≤ 47,87	≤ 48,81
Cote RDC Projeté (m NGF)	50,55	50,55	50,55	50,55
Profondeur minimum d'encastrement (m/RDC Projeté)	≥ 2,13	≥ 1,61	≥ 2,68	≥ 1,74

Les profondeurs d'encastresments devront être ajustées à l'ouverture des fouilles.

Il est impératif d'ancrer les fondations dans les sols en place non remaniés.

Celles-ci sont données au droit des sondages réalisés. Des sur-profondeurs de l'horizon d'ancrage ne sont pas exclues, ce qui pourra nécessiter des approfondissements locaux de l'assise des fondations.

Remarque importante : Nous alertons les concepteurs du projet sur les hauteurs des fondations à prévoir. Pour des semelles filantes, les sur-profondeurs en béton seront plus importantes que pour des ouvrages sur massifs isolés + longrines.

5.3. Justification des fondations

5.3.1. Vérification de la portance, du glissement et du renversement

Suivant la NF P 94-261, il faut vérifier la portance, le glissement et le renversement des fondations.

Pour la portance il faut vérifier l'inégalité $V_d \leq R_{vd}$, avec V_d : charge mobilisatrice et R_{vd} : résistance du terrain.



La résistance du terrain (portance) est calculée comme suit :

$$R_{vd} = \frac{A \cdot q_{net}}{\gamma_{R;v} \cdot \gamma_{R;d;v}} = \frac{A \cdot k_p \cdot p_l \cdot i_\delta}{\gamma_{R;v} \cdot \gamma_{R;d;v}}$$

Avec :

- A : aire de la fondation
- k_p : facteur de portance
- p_l : pression limite du sol d'ancrage
- i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement
- γ_{Rv} et γ_{Rdv} : facteur de sécurité (soit 1.68 à l'ELU et 2.76 à l'ELS)

Pour le glissement (ELU uniquement) il faut vérifier l'inégalité $H_d \leq R_{hd}$, avec H_d : charge mobilisatrice et R_{hd} : résistance du terrain.

La résistance du terrain (glissement) est calculée comme suit (conditions drainée) :

$$R_{h;d} = \frac{V_d \tan(\delta_{a;k})}{\gamma_{R;h} \gamma_{R;d;h}}$$

Avec :

- V_d : charge verticale
- $\delta_{a;k}$: angle de frottement (soit φ)
- γ_{Rh} et γ_{Rdh} : facteur de sécurité (soit 1.21 l'ELU)

Pour le renversement il faut vérifier que l'excentricité est inférieure aux valeurs suivantes :

Type de fondation	Vérification	ELS QP	ELS CARA	ELU
filante	$1 - \frac{2e}{B}$	$\geq \frac{2}{3}$	$\geq \frac{1}{2}$	$\geq \frac{1}{15}$
rectangulaire	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right)$	$\geq \frac{2}{3}$	$\geq \frac{1}{2}$	$\geq \frac{1}{15}$

Avec :

- $e = M/V_d$
 - o e = excentrement
 - o M = moment renversant (variable selon la direction de l'effort)
 - o V_d = charge verticale associée ;
- B : largeur de la fondation
- L : longueur de la fondation

Dans le cas présent, aucun effort horizontal ni moment renversant ne nous a été transmis. La vérification de l'excentrement et du glissement sont donc sans objet.



5.3.2. Contraintes de calculs

Conformément à l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-261, sous réserve du respect du principe de fondation précitée, les contraintes centrées de calculs à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (q'_{ELU}) et de Services (q'_{ELS}) seront limitées à :

q'_{ELS} quasi-permanent et caractéristique ≤ 0.25 MPa
 q'_{ELU} fondamental et sismique ≤ 0.41 MPa
 q'_{ELU} accidentel ≤ 0.48 MPa

5.3.3. Dimensionnement des fondations

La justification des dimensions des fondations envisagées en fonction des efforts (cf. §1.3.2) est présentée dans le tableau suivant :

Projet	G	Q	ELS	ELU	Type	B	L	ep	poids	Vd ELS	Rvd ELS	Vd ELU	Rvd ELU
	t/ml	t/ml	kN/ml	kN/ml		m	m	m	kN	kN	kN	kN	kN
Bâtiment	9	1	100	137	Semelle filante	0,50	1,00	0,25 +1.35 De rattrapage En gros béton	20	120	153	157	252

Nous avons estimé les géométries des fondations de manière à respecter le critère de portance. Elles sont données à titre d'exemple.

La portance est assurée pour la fondation étudiée.

5.3.4. Evaluation des tassements

Conformément à l'Eurocode 7, dans le cas du respect des préconisations décrites ci-avant et la réalisation de l'ouvrage dans les règles de l'art, pour la valeur de contrainte de service donnée ci-dessus, les tassements théoriques absolus et différentiels prévisibles au droit de nos sondages seront **inférieurs au demi centimètre**.

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'art en accord avec les prescriptions de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261.

Ces valeurs sont à comparer avec les valeurs de tassements admissibles à fixer par un BE structure.



Nota : l'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages. Ailleurs des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs ou inférieurs à ceux ici estimés.

5.4. Remarques générales

Dans le cas présent, les hypothèses suivantes ont été considérées :

- absence de talus à proximité des fondations, soit $i_\beta = 1$;
- absence d'inclinaison de charge, soit $i_\delta = 1$;
- calcul de R_0 négligé ;
- poids des fondations intégré par nos soins, avec un béton de 2.5 T/m^3 , aux descentes de charge transmises par le BE structure ;

Il conviendra à l'équipe de conception de vérifier que les descentes de charge réelles de l'ouvrage (descentes de charge, poids propre des fondations...) sont concordantes avec celles considérées dans notre étude G2PRO et avec les différentes justifications de dimensionnement.

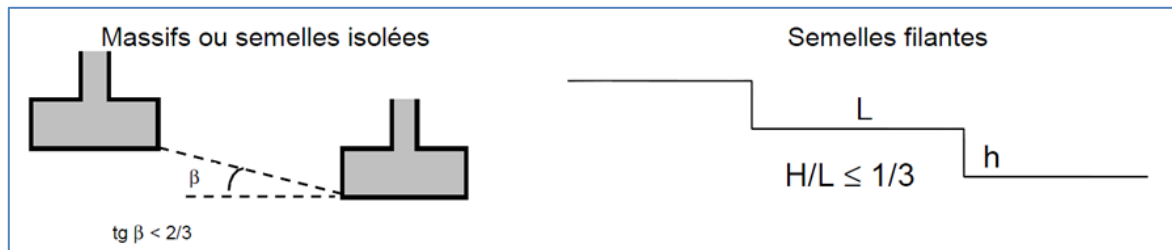
Les fondations seront dimensionnées dans la mission G3 par l'entreprise retenue.

5.5. Dispositions constructives

Les dispositions constructives suivantes devront être respectées :

- largeur minimale des fondations les moins chargées de 0.50 m pour les semelles filantes et de 0.70 m pour les semelles isolées/massifs, plots, afin d'assurer un bon contact sol/fondation ;
- diamètre minimal des fondations les moins chargées de 0.80 m pour les puits, afin d'assurer un bon contact sol/fondation ;
- assise des fondations horizontale ;
- **sol d'assise des fondations homogène** ;
- mise en place d'un béton de propreté immédiatement après l'ouverture des fouilles de fondation sur une épaisseur minimum de 5 cm ;
- prévoir des joints de construction entre les parties différemment chargées du bâtiment ;
- **respect des règles de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261 concernant les fondations à niveaux d'assise décalés (cf. schéma ci-après).**





Remarque :

Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.

5.6. Suggestions d'exécution

Les fonds de fouille seront finis manuellement ou au godet de curage.

Le béton de propreté ou le gros béton devra être coulé aussitôt après les terrassements afin d'éviter toute altération et décompression du sol d'assise. Le béton des fondations sera ensuite coulé pleine fouille sur toute la hauteur.

Lors de la mise en œuvre du fond de fouille, toutes poches ou lentilles plus compressibles que le terrain environnant, ainsi que tous points durs (souches) pouvant provoquer des désordres sur les fondations devront être purgés et remplacés par un gros béton coulé pleine fouille, afin d'obtenir un sol d'assise de compacité et d'homogénéité satisfaisante.

Dans le cas de sols impropres, remaniés ou déconsolidés, rencontrés lors de l'ouverture des fouilles, leur purge devra être impérativement assurée avant coulage du béton de propreté.

Il est impératif de vérifier soigneusement les matériaux extraits des fouilles pour s'assurer du bon ancrage dans les terrains requis.

Pour la réalisation des puits, en cas de présence d'eau dans le sol (ce qui était le cas lors de notre intervention – décembre 2023 et avril 2026), le bétonnage se fera au tube plongeur selon la technique pieux (NF P 94-262).

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



5.7. Niveau bas – local technique/réserve

5.7.1. Principe

Une solution de **dallage sur terre-plein** pourra être envisagée à condition de respecter les recommandations des chapitres suivants pour la mise en œuvre de la couche de forme. Dans le cas contraire, on s'orientera vers une solution de plancher bas porté par les fondations.

5.7.2. Préparation du fond de forme

Après **purge complète de la terre végétale, des remblais et une partie des limons d'altération du schiste (verdâtre marron)**, le **fond de forme obtenu sera constitué des limons d'altération du schiste (verdâtre marron)**.

La terre végétale, les remblais et une partie des limons d'altération du schiste (verdâtre marron) seront purgés soigneusement et impérativement substitués pour le rattrapage du niveau bas. La substitution devra être réalisée avec des matériaux de qualité de type 0/150 ou 0/80 et insensibles à l'eau ($VBS < 1$), passants à $80\ \mu\text{m} < 5\%$, $D_{10} > 1\ \text{mm}$, et durs ($MDE < 45$) et chimiquement inerte.

Les poches de sols médiocres et détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie seront purgées.

Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier devra être compacté à 95 % de l'Optimum Proctor Normal. Son compactage devra être adapté aux conditions climatiques au moment des travaux. Si les matériaux sont humides à très humides, le compactage ne sera pas réalisable.

Un géotextile sera mis en œuvre à l'interface entre le fond de forme compacté et la couche de forme, afin d'assurer un rôle anti-contaminant et anti-poinçonnant.

Remarques : si les travaux ont lieu en période défavorable ou si le fond de forme présentait une teneur en eau trop importante, il conviendra de prévoir un cloutage préalable à la mise en œuvre de la couche de forme. Ce cloutage sera réalisé avec des blocs rocheux 100/300 mm, durs et non gélifs (Los Angeles et $MDE < 45$).

5.7.3. Mise en œuvre de la couche de forme

Une couche de forme propre et bien graduée sera ensuite mise en œuvre. Elle sera réalisée de la manière suivante :

- une couche de forme de 0.75 m minimum en matériaux d'apport 0/63 mm ;
- une couche de réglage de 0.10 m minimum en matériaux d'apport 0/31.5 mm.



Les matériaux de la couche de forme seront de types :

- granulaires,
- bien gradués selon le fuseau de TALBOT-FULLER,
- durs et non gélifs (Los Angeles / MDE < 45),
- propres et insensibles à l'eau (VBS < 0.1 et passant à 80 µm < 5%),
- drainants (D10 > 1mm).

La couche de forme et la couche de réglage devront être soigneusement compactées (95% de l'OPM), permettant d'obtenir les valeurs suivantes (conformément au DTU 13-3) :

- Rapport de compactage $EV2/EV1 \leq 2.2$
- Pour les charges d'exploitation avec des charges réparties $\leq 20 \text{ kN/m}^2$ (surcharges réparties égales à 1.65 kPa ici), ou des charges concentrées fixes $\leq 20 \text{ kN}$, ou des charges concentrées mobiles $\leq 20 \text{ kN/roue}$:
 - o Module de Westergaard $K_w \geq 50 \text{ MPa/m}$
 - o Module d'élasticité $EV2 \geq 50 \text{ MPa}$

Remarque : les matériaux seront mis en œuvre par couches de 0.30 m maximum, soigneusement compactées.

5.7.4. Dispositions constructives

Le dallage sera conçu et réalisé conformément aux règles professionnelles pour les travaux de dallage (DTU 13-3, décembre 2021).

Des joints de construction seront prévus entre les parties différemment chargées du dallage.

5.7.5. Paramètres de dimensionnement

Les modules élastiques (E_s) et coefficients rhéologiques (α) à prendre en compte pour chaque couche de sol sont répertoriés dans le tableau suivant :

Nature sol	Module E_m (MPa)	Coefficient α	Module élastique E_s (MPa)
Couche de forme	-	-	50
Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)	1.3	2/3	2
Schiste altéré (marron ocre gris)	14.2	2/3	21
Schiste (marron beige gris)	52.3	1/2	105

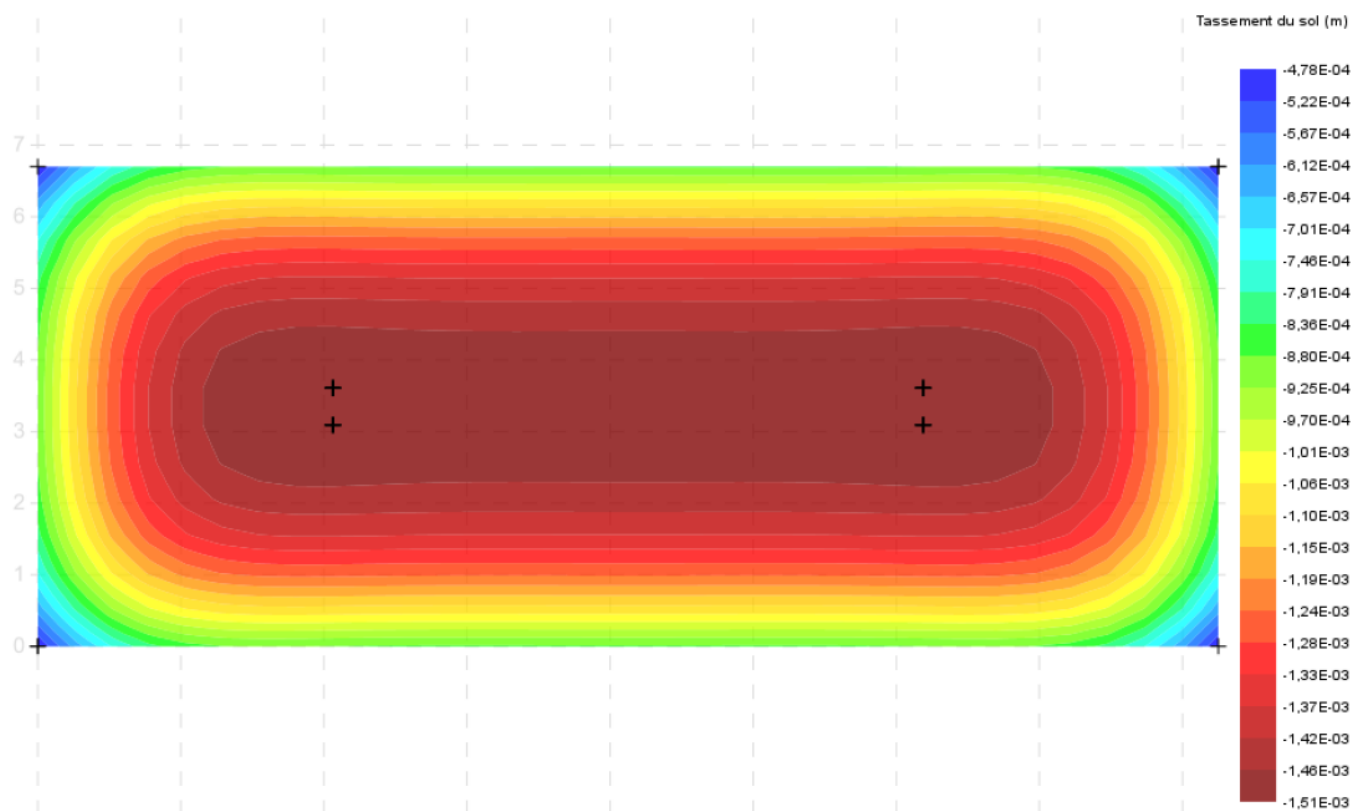


5.7.6. Tassements attendus

Les tassements absolus attendus sont les suivants en fonction des charges sur dallage (hors prise en compte du décaissement des sols) :

Partie du projet de bâtiment	N° Dallage	Dimensions du dallage (m)	Hypothèse : Epaisseur du dallage (m)	Charges totales sous dallage (kPa)	Tassement absolu (mm)
Local technique + réserve	1	6.7 x 16.5	0.15	5.4	1.5

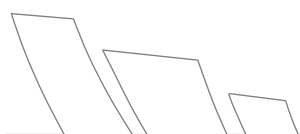
Le poids du béton est pris égal à 2.5 T/m³.

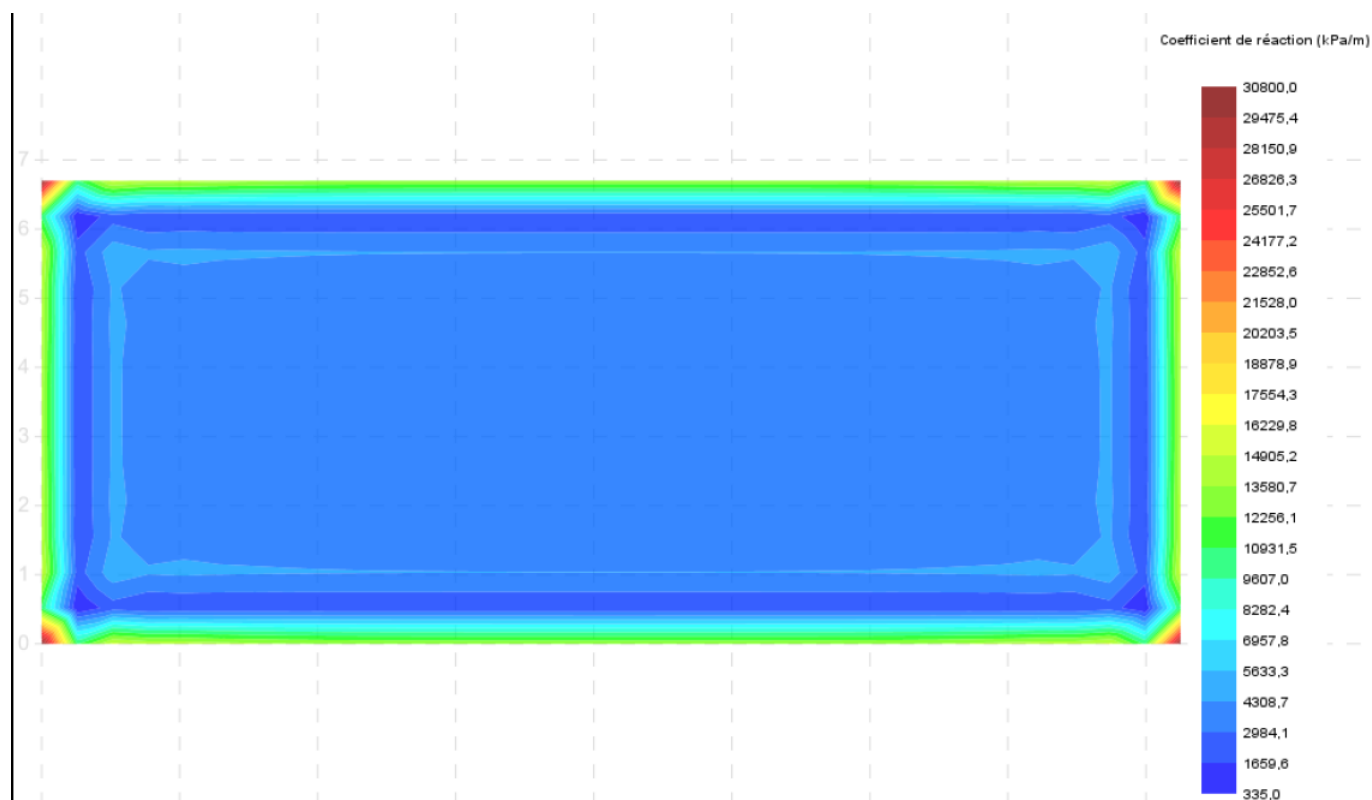


Tassements du sol – Dallage local technique

5.7.7. Coefficients de réaction

Les coefficients de raideurs du sol à retenir sont de 3750 kPa/m en partie centrale.





Coefficients de réaction – Dallage local technique

5.7.8. Essais de contrôle à la plaque

La plate-forme finie sera réceptionnée par une série d'essais à la plaque (mode opératoire LCPC) afin de s'assurer que les valeurs cibles ont bien été atteintes.

Conformément au DTU 13-3, au moins un essai pour 500 m² (et pour 50 cm d'épaisseur de la couche de forme) sera réalisé, avec un minimum de 3.



6. ETUDE DE LA DALLE DES TRAVEES

6.1. Rappel du projet

Le projet prévoit une nouvelle station de lavage. Il est prévu de réaliser une plateforme béton s'apparentant à un radier d'une emprise au sol de 22 m x 8 m pour chacune des 2 travées.

La plateforme de chaque travée est calée entre la cote 50.55 à 50.475 m NGF, d'après le plan topographique transmis. La cote projet sera alors prise égale à 50.55 m NGF dans la suite du rapport.

6.2. Type de fondation prévue et ancrage

6.2.1. Principe de fondation et profondeur d'ancrage

Il est prévu de réaliser une plateforme béton s'apparentant à un radier porteur rigide reposant sur les **limons d'altération du schiste (verdâtre marron)** avec mise en place d'une éventuelle couche de forme d'au moins 30 cm d'épaisseur.

Si une couche de forme est mise en œuvre il faudra respecter les paragraphes 6.6 et 6.7.

La structure devra permettre une bonne répartition des charges.

Le radier sera calé au niveau du terrain fini considéré à la cote 50.55 m NGF.

6.2.2. Modèle géotechnique

Suivant les sondages et essais réalisés in-situ, nous avons établi le modèle géotechnique suivant (modèle de coupe défavorable).

Formation	Profondeur	PI*	E _M	α	Es	C'	φ'	γ
	m/TN	MPa	MPa	-	MPa	kPa	°	kN/m ³
Terre végétale	0.10	Purgés						
Remblais schisteux à quelques blocs (gris)	0.60	Purgés						
Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)	1.30	0.14	1.3	2/3	2	5	15	18



Schiste altéré (marron ocre gris)	3.00	0.90	14.2	2/3	21	15	15	18
Schiste (marron beige gris)	>8.00	2.90	52.3	1/2	105	20	25	20

*Nous avons considéré les caractéristiques les plus défavorables pour la couche d'ancrage : les schistes altérés.

Les caractéristiques intrinsèques (cohésion et angle de frottement) ont été estimées par nos soins sur la base des essais pressiométriques. Des essais de cisaillement triaxial ou à la boîte complémentaires pourront être réalisés lors des missions suivantes (G3, G4) afin de préciser et modifier si besoin, les paramètres donnés ci-avant.

On retiendra un angle de frottement à la base du radier de 15°.

6.2.3. Contraintes de calculs

Conformément à l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-261, sous réserve du respect du principe de fondation précitée, les contraintes centrées de calculs à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (q'_{ELU}) et de Services (q'_{ELS}) seront limitées à :

q'_{ELS} quasi-permanent et caractéristique ≤ 0.25 MPa
 q'_{ELU} fondamental et sismique ≤ 0.41 MPa
 q'_{ELU} accidentel ≤ 0.48 MPa

6.3. Justification des fondations

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel Foxta module Tassplaq d'après les données d'entrée du §1.3.2.

6.3.1. Effort

Nous retiendrons les efforts suivants :

Partie du projet	N° radier	Dimensions du radier (m)	Hypothèse : Epaisseur du radier (m)	Charges permanentes : poids du radier – surcharges réparties (kPa)	Charges d'exploitation : Engin – surcharges linéaires (kN/ml)
Travée	1	8.0 x 22.0	0.20	5.0	53.6

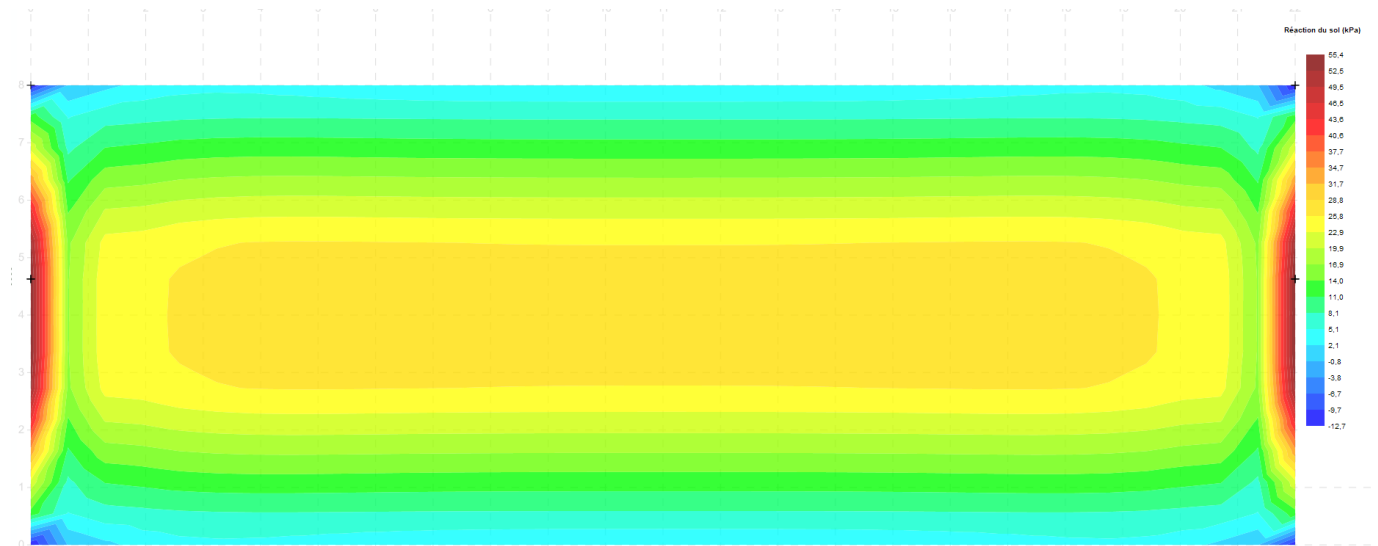
Le poids du béton est pris égal à 2.5 T/m³.

Il conviendra à l'équipe de conception de vérifier les hypothèses retenues.



6.3.2. Portance et coefficient de réaction

Les descentes de charges présentées au §1.3.2 sont inférieures aux contraintes limite déterminées pour le cas global au §.6.2.3 (à savoir ELS = 250 kPa). La portance est donc validée en l'état.

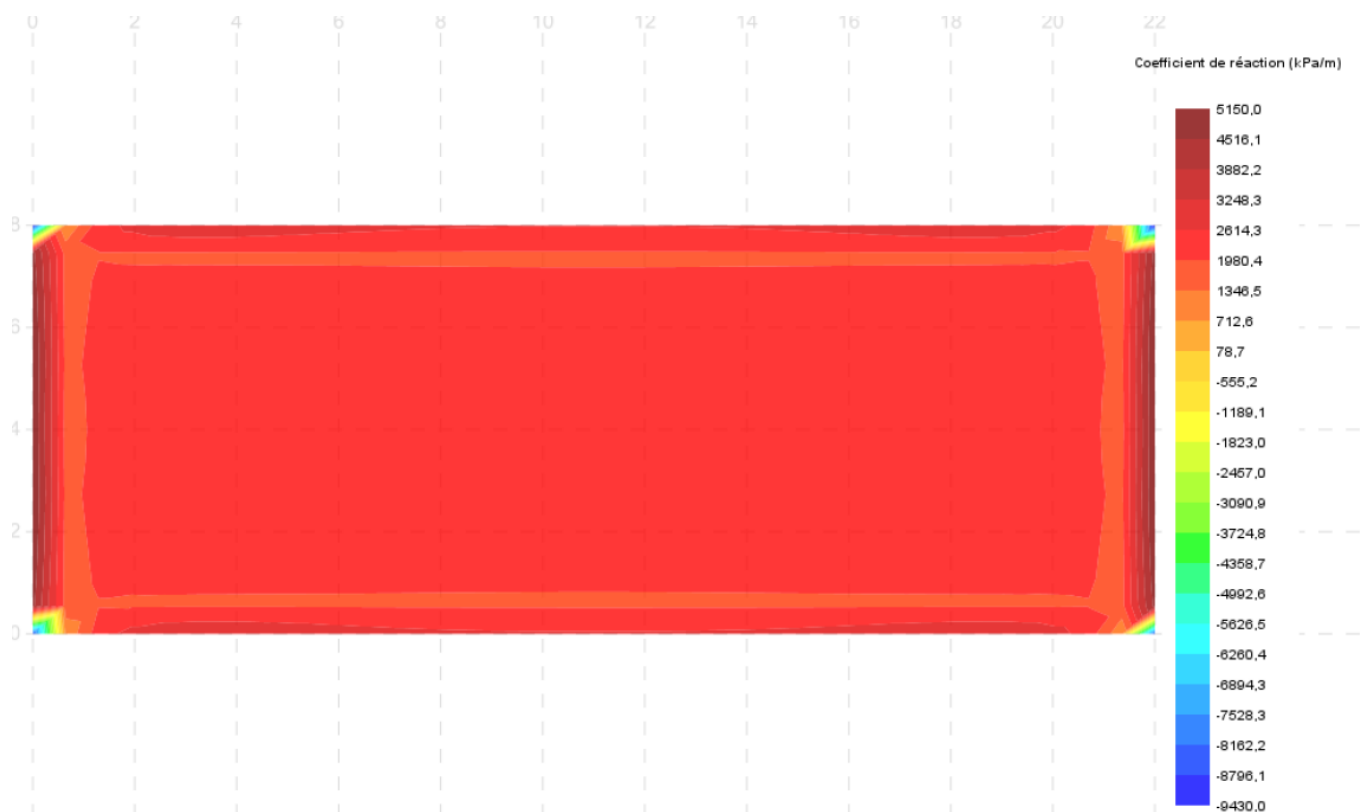


Réaction du radier (source : calcul Foxta)

Les coefficients de raideurs du sol à retenir sont de 2060 kPa/m en partie centrale.

La réalisation d'essais de plaque permettra de confirmer le module de réaction à prendre en compte sous le radier.



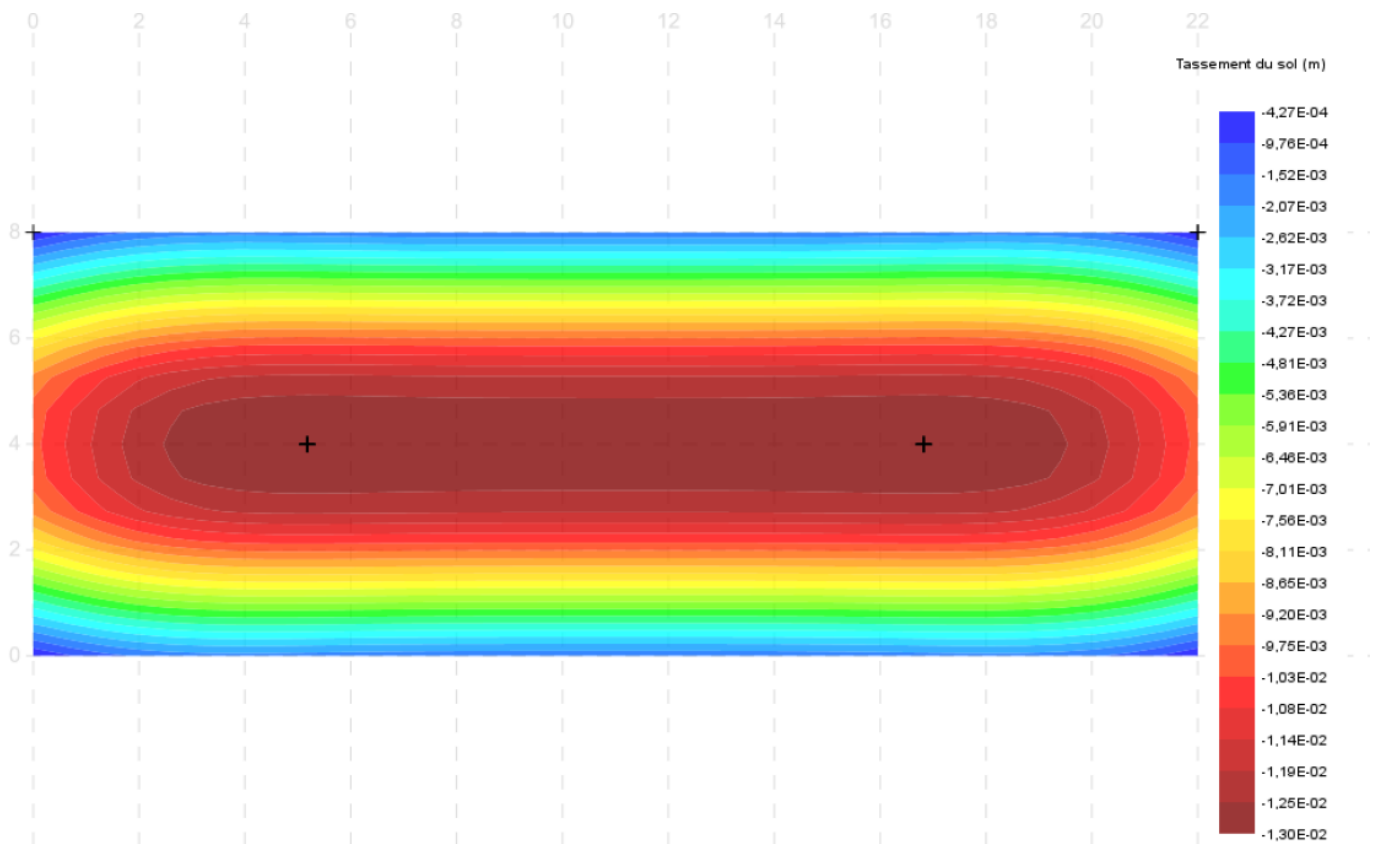


Coefficient de réaction en sous face de radier (source : calcul Foxta)

6.3.3. Tassements

Les résultats donnent des tassements absolus **de l'ordre de 1.3 cm en absolus et 1.1 cm en différentiels (tassement en périphérie de l'ordre de 1.7 mm)**. **Ces valeurs sont à comparer avec les valeurs de tassements admissibles à fixer par un BE structure.**





Tassement en sous face de radier (source : calcul Foxta)

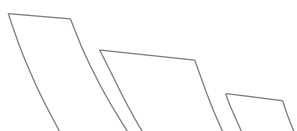
Le détail des calculs est fourni en annexe 5.

Ces tassements ne sont pas négligeables et pourront nécessiter des dispositions constructives particulières (canalisations et raccords souples...). Il conviendra de s'assurer qu'ils peuvent être absorbés sans désordre par la structure.

Si ces tassements ne sont pas admissibles pour la structure, il conviendra d'effectuer un renforcement de sols (cf. chapitre 8.7) ou une purge des limons d'altération du schiste (verdâtre marron) sur environ 1.00-1.40 d'épaisseur puis substitution pour rattrapage de la cote du projet (cf. chapitre 8.6. pour le rattrapage en remblais). Cette dernière solution apporte des tassements absolus de l'ordre de 3.4 mm en absolus et 2.7 mm en différentiels (tassement en périphérie de l'ordre de 0.7 mm).

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'art en accord avec les prescriptions de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261.

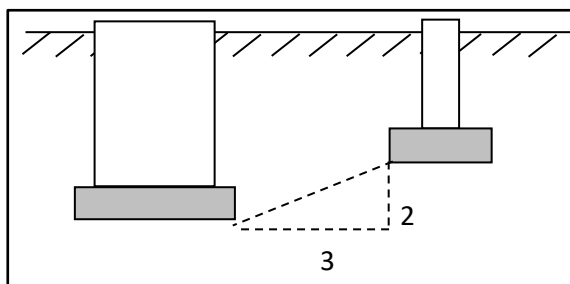
Nota : l'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages. Ailleurs des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs ou inférieurs à ceux ici estimés.



6.4. Dispositions constructives

Les dispositions constructives suivantes devront être respectées :

- la mise hors gel et hors dessiccation sera assurée par une bêche périphérique descendue à 0.60 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries.
- Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.
- L'assise des fondations devra être horizontale.
- Les descentes de charges devront être uniformément réparties sur le radier.
- Dans le cas où le niveau des plus hautes eaux serait au-dessus du niveau bas du radier, un lestage du radier doit être mis en œuvre afin de compenser la poussée hydrostatique. Ce lestage peut être conçu soit en augmentant l'épaisseur du radier, soit en réalisant des tirants d'ancrage/micropieux.
- Le sol d'assise des fondations devra être de compacité homogène sous la fondation.
- Les réseaux sensibles devront être équipés de raccords souples.
- Un géotextile puis une couche de forme de 0.30 m d'épaisseur minimum devront être mis en œuvre. A noter que suivant la compacité du terrain naturel, une couche de forme de plus forte épaisseur (0.5 m ou plus) pourra être réalisée.
- L'assise de la fondation devra respecter les règles concernant les fondations à niveaux d'assise décalés (cf. schéma ci-après).



6.5. Préparation du fond de forme

Après **purge complète de la terre végétale et des remblais** (sur environ 0.20 m à 0.80 m au droit de nos sondages), le **fond de forme obtenu sera constitué de limons d'altération du schiste (verdâtre marron)**.

La terre végétale et les remblais seront purgés soigneusement et impérativement substitués pour le rattrapage du niveau bas. La substitution devra être réalisée avec des matériaux de qualité de type 0/150 ou 0/80 et insensibles à l'eau ($VBS < 1$), passants à $80 \mu m < 5\%$, $D_{10} > 1 \text{ mm}$), et durs ($MDE < 45$) et chimiquement inerte.



Les poches de sols médiocres et détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie seront purgées.

Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier devra être compacté à 95 % de l'Optimum Proctor Normal. Son compactage devra être adapté aux conditions climatiques au moment des travaux. Si les matériaux sont humides à très humides, le compactage ne sera pas réalisable.

Un géotextile sera mis en œuvre à l'interface entre le fond de forme compacté et la couche de forme, afin d'assurer un rôle anti-contaminant et anti-poinçonnant.

Remarques : si les travaux ont lieu en période défavorable ou si le fond de forme présentait une teneur en eau trop importante, il conviendra de prévoir un cloutage préalable à la mise en œuvre de la couche de forme. Ce cloutage sera réalisé avec des blocs rocheux 100/300 mm, durs et non gélifs (Los Angeles et MDE < 45).

6.6. Mise en œuvre de la couche de forme

Une couche de forme propre et bien graduée sera ensuite mise en œuvre sur 30 cm minimum.

Les matériaux de la couche de forme seront de types :

- Granulaires 0/31.5 mm,
- bien gradués selon le fuseau de TALBOT-FULLER,
- durs et non gélifs (Los Angeles / MDE < 45),
- propres et insensibles à l'eau (VBS < 0.1 et passant à 80 μm < 5%),
- drainants ($D_{10} > 1\text{mm}$).

La couche de forme et la couche de réglage devront être soigneusement compactées (95% de l'OPM), permettant d'obtenir les valeurs suivantes (conformément au DTU 13-3) :

- Module d'élasticité EV2 > 70 MPa
- Rapport de compactage EV2/EV1 < 2.2

Remarque : les matériaux seront mis en œuvre par couches de 0.30 m maximum, soigneusement compactées.

6.7. Contrôles

La couche de forme sera réceptionnée par essais à la plaque (mode opératoire LCPC) afin de s'assurer que les valeurs cibles ont bien été atteintes. Au moins un essai à la plaque pour 500 m² (et pour 50 cm d'épaisseur de la couche de forme) sera réalisé, avec un minimum de 3.



Si l'accès à la couche de forme pour la réalisation des essais à la plaque n'est pas possible, on s'assurera par la réalisation d'essais pénétrométriques que l'objectif de densification q_3 est atteint au niveau de la couche de forme.

Une mission géotechnique complémentaire de validation des fonds de fouilles (suivi d'exécution – mission G4) pourra être réalisée.



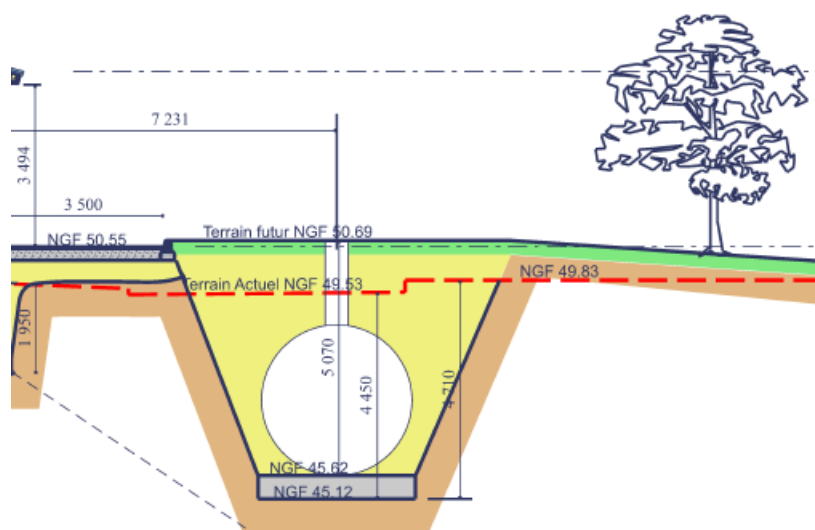
7. ETUDE DES CUVES ENTERREES

7.1. Rappel du projet

Dans le cadre du projet de station de lavage, il est prévu la mise en place d'une unité de traitement des eaux :

- Cuve de relevage : surface de 4.80 m x 2.38 m ;
- Réacteur biologique : surface de 4.80 m x 2.38 m ;
- Séparateur hydrocarbure : surface de 2.0 m x 1.0 m ;
- Cuve de floculation : 4.80 m x 2.38 m ;
- Déboubeur : 6.31 m x 3.0 m.

En l'absence de données complètes pour chaque cuve enterrée, nous considérerons dans la suite du rapport que les cuves projetées sont posées à la même cote soit à 45.62 m NGF d'après la coupe transmise (cf. coupe ci-dessous) sur des radier de 50 cm d'épaisseur. Le terrain fini (TF) étant projeté à la cote 50.69 m NGF, les ouvrages seront enterrés de 5.07 m/TF de profondeur.

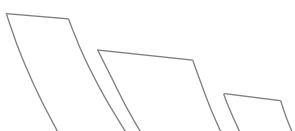


Coupe du projet

7.2. Type de fondation prévue et ancrage

7.2.1. Principe de fondation et profondeur d'ancrage

Il est prévu de fonder les cuves par l'intermédiaire d'un radier porteur rigide reposant sur les schistes (marron beige gris) avec mise en place d'une éventuelle couche de forme d'au moins 30 cm d'épaisseur.



Si une couche de forme est mise en œuvre, il faudra respecter les paragraphes 7.6 et 7.7.

La structure devra permettre une bonne répartition des charges.

Le radier de 50 cm sera enterré de 5.57 m/TF de profondeur (45.12 m NGF) correspondant à une profondeur de 4.45 m/TN au droit du sondage SP3 implanté sur l'emprise des cuves projetées.

7.2.2. Modèle géotechnique

Suivant les essais pressiométriques réalisés in-situ, nous avons établi le modèle géotechnique suivant.

Formation	Profondeur	PI*	E _M	α	Es	C'	φ'	γ
	m/TN	MPa	MPa	-	MPa	kPa	°	kN/m ³
Terre végétale	0.10	Purgés						
Remblais schisteux à quelques blocs (gris)	0.60	Purgés						
Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)	1.30	0.14	1.3	2/3	2	5	15	18
Schiste altéré (marron ocre gris)	3.00	0.90	14.2	2/3	21	15	15	18
*Couches d'ancrage : Schiste (marron beige gris)	>8.00	2.90	52.3	1/2	105	20	25	20

Les caractéristiques intrinsèques (cohésion et angle de frottement) ont été estimées par nos soins sur la base des essais pressiométriques. Des essais de cisaillement triaxial ou à la boîte complémentaires pourront être réalisés lors des missions suivantes (G3, G4) afin de préciser et modifier si besoin, les paramètres donnés ci-avant.

On retiendra un angle de frottement à la base du radier de 15°.

7.2.3. Contraintes de calculs

Conformément à l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-261, sous réserve du respect du principe de fondation précitée, les contraintes centrées de calculs à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (q'_{ELU}) et de Services (q'_{ELS}) seront limitées à :

q'_{ELS} quasi-permanent et caractéristique ≤ 0.30 MPa
 q'_{ELU} fondamental et sismique ≤ 0.50 MPa
 q'_{ELU} accidentel ≤ 0.58 MPa

7.3. Justification des fondations

7.3.1. Effort

Nous retiendrons les efforts suivants :

Partie du projet	N° radier	Dimensions du radier (m)	Epaisseur du radier (m)	Charges permanentes : poids du radier (kPa)	Charges permanentes : cuves (kPa)	Charges totales sous radier (kPa)
Cuve enterrée	2	4.80 x 2.38	0.50	12.5	40.3	45.3

La densité du béton armé pris en compte est de 25 kN/m³.

Il conviendra à l'équipe de conception de vérifier les hypothèses retenues.

7.3.2. Portance et coefficient de réaction

Les descentes de charges présentées au §1.3.2 sont inférieures aux contraintes limite déterminées pour le cas global au §.7.2.3 (à savoir ELS = 300 kPa). La portance est donc validée.



Réaction du radier (source : calcul Foxta)

Les coefficients de raideurs du sol à retenir sont de 8700 kPa/m en partie centrale.



La réalisation d'essais de plaque permettra de confirmer le module de réaction à prendre en compte sous le radier.

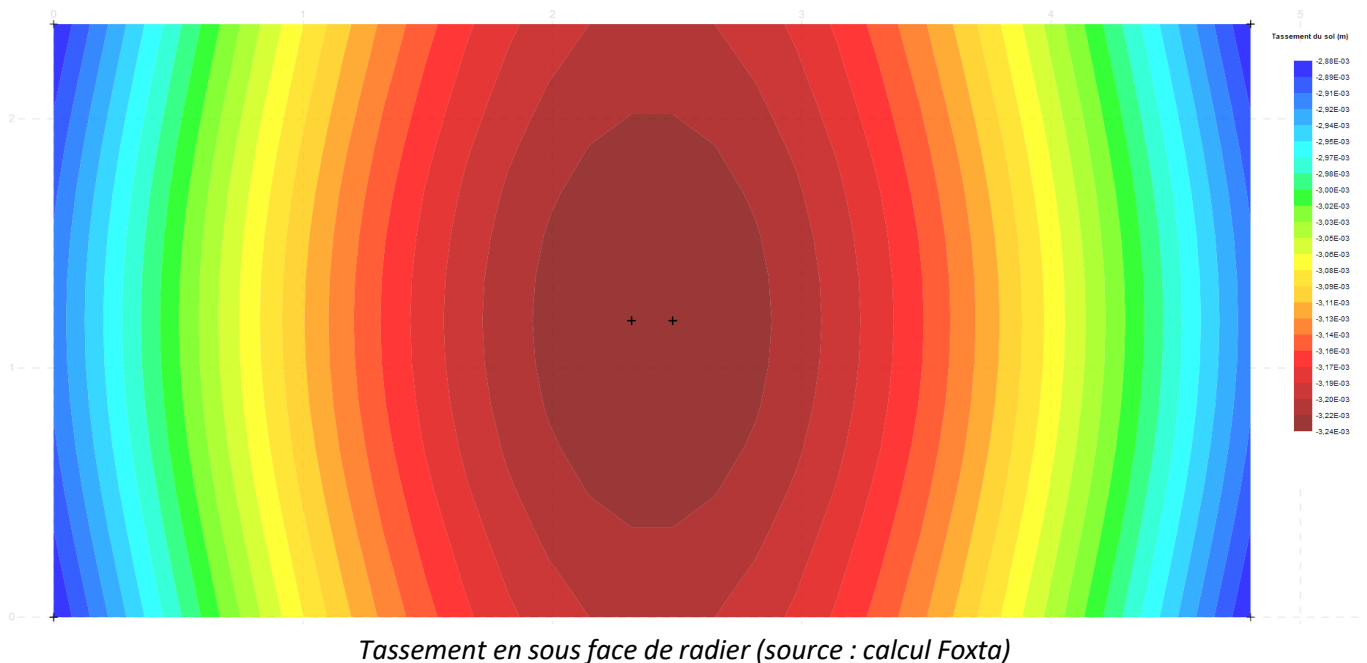


Coefficient de réaction en sous face de radier (source : calcul Foxta)

7.3.3. Tassements

Les résultats donnent des tassements **de l'ordre de 3.2 mm en absolus et 0.3 mm en différentiels (tassement en périphérie de l'ordre de 2.9 mm)**. Ils sont acceptables.





Le détail des calculs est fourni en annexe 5.

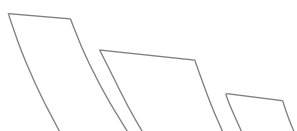
Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'art en accord avec les prescriptions de l'Eurocode 7 et de sa norme d'application NF P 94-261.

Nota : l'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages. Ailleurs des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs ou inférieurs à ceux ici estimés.

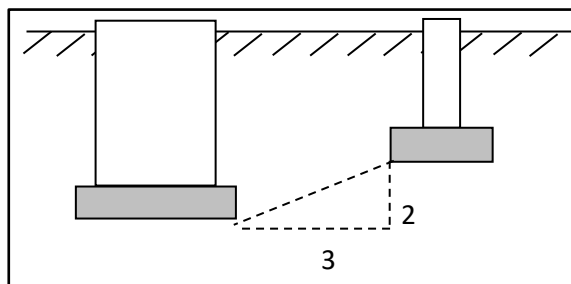
7.4. Dispositions constructives

Les dispositions constructives suivantes devront être respectées :

- Dans la mesure où le radier sera enterré à une profondeur ≥ 0.60 m par rapport au sol extérieur fini, la mise hors dessiccation et la garde au gel de la fondation seront assurées ; dans le cas contraire, la mise hors dessiccation sera assurée par une bêche périphérique descendue à 0.60 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries.
- Le plan de fondation sera conçu de manière à éviter les affouillements sous les existants et les tassements par influence.
- L'assise des fondations devra être horizontale.
- Les descentes de charges devront être uniformément réparties sur le radier.



- Dans le cas où le niveau des plus hautes eaux serait au-dessus du niveau bas du radier (ce qui était le cas lors du relevé des niveaux d'eau lors de nos investigations), un lestage du radier doit être mis en œuvre afin de compenser la poussée hydrostatique. Ce lestage peut être conçu soit en augmentant l'épaisseur du radier, soit en réalisant des tirants d'ancrage/micropieux. A étudier en phase G3.
- Le sol d'assise des fondations devra être de compacité homogène sous la fondation.
- Les réseaux sensibles devront être équipés de raccords souples.
- Un géotextile puis une couche de forme de 0.30 m d'épaisseur minimum devront être mis en œuvre.
- L'assise de la fondation devra respecter les règles concernant les fondations à niveaux d'assise décalés (cf. schéma ci-après).



7.5. Préparation du fond de forme

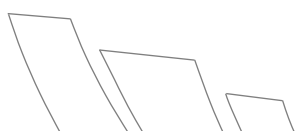
Après **purge complète de la terre végétale, des remblais, des limons d'altération du schiste (verdâtre marron) et des schistes altérés (marron ocre gris)**, le **fond de forme obtenu sera constitué de schistes (marron beige gris)**.

Les poches de sols médiocres et détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie seront purgées.

Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier devra être compacté à 95 % de l'Optimum Proctor Normal. Son compactage devra être adapté aux conditions climatiques au moment des travaux. Si les matériaux sont humides à très humides, le compactage ne sera pas réalisable.

Un géotextile sera mis en œuvre à l'interface entre le fond de forme compacté et la couche de forme, afin d'assurer un rôle anti-contaminant et anti-poinçonnant.

Remarques : si les travaux ont lieu en période défavorable ou si le fond de forme présentait une teneur en eau trop importante, il conviendra de prévoir un cloutage préalable à la mise en œuvre de la couche de forme. Ce cloutage sera réalisé avec des blocs rocheux 100/300 mm, durs et non gélifs (Los Angeles et MDE < 45).



7.6. Mise en œuvre de la couche de forme

Une couche de forme propre et bien graduée sera ensuite mise en œuvre sur 30 cm minimum.

Les matériaux de la couche de forme seront de types :

- Granulaires 0/31.5 mm,
- bien gradués selon le fuseau de TALBOT-FULLER,
- durs et non gélifs (Los Angeles / MDE < 45),
- propres et insensibles à l'eau (VBS < 0.1 et passant à 80 μm < 5%),
- drainants (D10 > 1mm).

La couche de forme et la couche de réglage devront être soigneusement compactées (95% de l'OPM), permettant d'obtenir les valeurs suivantes (conformément au DTU 13-3) :

- Module d'élasticité EV2 > 70 MPa
- Rapport de compactage EV2/EV1 < 2.1

Remarque : les matériaux seront mis en œuvre par couches de 0.30 m maximum, soigneusement compactées.

7.7. Contrôles

La couche de forme sera réceptionnée par essais à la plaque (mode opératoire LCPC) afin de s'assurer que les valeurs cibles ont bien été atteintes. Au moins un essai à la plaque pour 500 m² (et pour 50 cm d'épaisseur de la couche de forme) sera réalisé, avec un minimum de 3.

Si l'accès à la couche de forme pour la réalisation des essais à la plaque n'est pas possible, on s'assurera par la réalisation d'essais pénétrométriques que l'objectif de densification q₃ est atteint au niveau de la couche de forme.

Une mission géotechnique complémentaire de validation des fonds de fouilles (suivi d'exécution – mission G4) pourra être réalisée.



8. TERRASSEMENTS GENERAUX ET MISE HORS D'EAU

8.1. Introduction

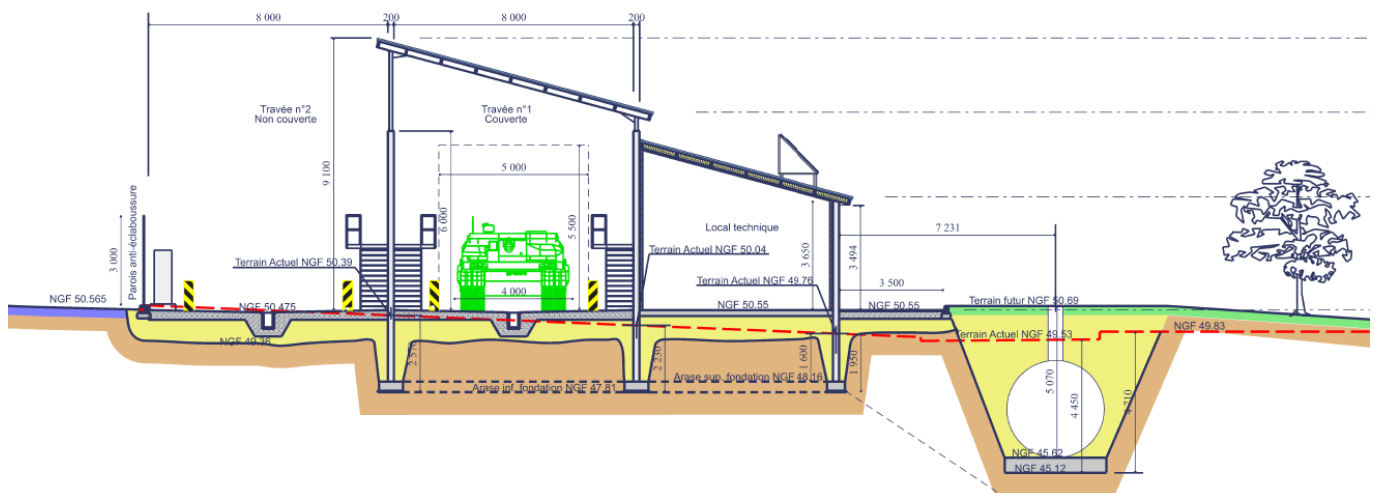
8.1.1. Rappel

D'après le plan topographique transmis, l'altimétrie du terrain varie entre 49.52 et 50.71 m NGF. Le terrain est en pente descendantes vers le Sud-Ouest.

Le projet de station de lavage est constitué des éléments suivants :

- Local technique + réserve : surface de 6.7 m x 16.5 m calée à la cote 50.55 m NGF ;
- Travée couverte n°1 et travée non couverte n°2 : surface d'une travée de 8.0 m x 22 m calée aux cotes 50.55 à 50.475 m NGF ;
- Unité enterrée de traitement des eaux calée à la cote 45.62 m NGF :

Lors de notre intervention (décembre 2023 et avril 2024), des niveaux d'eau en fin de chantier ont été observés entre 1.40 et 2.20 m/TN de profondeur correspondant aux cote altimétriques 48.04 à 48.62 m NGF.



Coupe du projet

8.1.2. Préambule

La plateforme de travail générale sur l'ensemble du terrain sera en remblais/déblais. Les déblais seront faibles de +/-50 cm et les remblais seront d'une hauteur maximum d'environ 1.2 m.

Pour la mise en place des cuves enterrées, des déblais de l'ordre de 5.6 m de hauteur maximum seront effectués.



Compte tenu de la présence d'eau à 1.40 m/TN de profondeur (48.62 m NGF) au droit de nos forages, hors précipitation extrême, le terrain au droit de la plateforme de travail générale sera probablement sec en phase chantier. Cependant pour la réalisation des fouilles de fondations et de la fouille pour la mise en place des cuves projetées, les fouilles seront possiblement envoyées en phase chantier.

8.2. Moyens d'extraction

La réalisation de la plateforme de travail et des fondations du bâtiment nécessiteront des terrassements en déblais au sein des terrains de recouvrement, des remblais, des limons d'altération du schiste, des schistes altérés et des schistes.

Dans les terrains de recouvrement et dans l'altération du substratum schisteux, les terrassements pourront être réalisés par des engins classiques terrassement de type pelle mécanique de moyenne puissance.

Au sein des schistes plus compacts ou en présences de blocs/passes indurées (notamment dans les remblais), les terrassements en déblais nécessiteront l'emploi d'engins de forte puissance (de type pelle hydraulique puissante, BRH, dent de déroctage, ...). Ce matériel devra être présent sur site en phase chantier.

Dans tous les cas la méthodologie mise en œuvre devra tenir compte des avoisinants (attention aux vibrations, ne pas créer d'affouillement ou de tassement par affluence sous fondations des ouvrages et mitoyens, semelles déportées, réseaux...). On veillera à garantir l'intégrité des constructions avoisinantes durant tout le chantier et en phase définitive.

La terre végétale et éventuelles souches d'arbres / remblais présents au droit du projet seront soigneusement purgés.

Dans le cas de maçonneries enterrées, souches d'arbres, et/ou de sols impropres, sols remaniés ou déconsolidés, matériau évolutif, rencontrés lors de l'ouverture des fouilles, leur purge soignée et substitution devra être impérativement assurée. La substitution devra être réalisée avec des matériaux de qualité de type 0/150 ou 0/80 et insensibles à l'eau (VBS < 1), passants à 80 µm < 5%, D10 > 1 mm), et durs (MDE < 45) et chimiquement inerte.

Il conviendra également de faire attention aux éventuels réseaux/ouvrages enterrés lors des travaux (détournements de réseau existant, purge/effacement, etc...).

8.3. Traficabilité

Les terrains superficiels présents sur le site renferment une importante proportion de matériaux fins sensibles à l'eau. En période pluvieuses, des difficultés de circulation des engins pourront être rencontrées.



La réalisation des travaux de terrassement en période sèche est vivement recommandée. Dans le cas contraire, la mise en œuvre d'une plateforme de travail / piste d'accès pourra s'avérer nécessaire.

Lors des travaux, nous attirons l'attention sur la nécessité de préserver au mieux la qualité du sol d'assise des ouvrages projetés. On proscriera, autant que faire se peut, de faire manœuvrer des engins sur la plate-forme décapée et l'on privilégiera un remblaiement instantané de la première couche à l'avancement. Après mise à niveau du fond de forme, ce dernier sera compacté. Son compactage sera adapté aux conditions climatiques au moment des travaux.

8.4. Stabilité des talus en déblais et remblais

Le mode d'exécution des terrassements dépend étroitement du niveau d'assise des avoisinants : ouvrages mitoyens, réseaux...

Cas d'ouvrages enterrés à une profondeur au-dessus du niveau de la nappe :

Dans le cas d'ouvrages enterrés au-dessus du niveau de la nappe (repéré à partir de 1.40 m/TN de profondeur en décembre 2023 et avril 2026), une solution de terrassement et d'exécution desdits ouvrages en fouille ouverte talutée est envisageable si aucune venue d'eau est interceptée.

Dans ce cas et en première approche, les talus en déblais auront une pente maximum de 3H/2V (3 horizontalement pour 2 verticalement) au sein des remblais, des limons d'altération du schiste et des schistes altérés. Les talus en déblais au sein des schistes sains et compacts auront une pente maximum de 1H/1V.

En l'absence d'ouvrage de soutènement, aucune surcharge ne devra circuler ou être implantée en tête de talus.

Si ces recommandations ne peuvent pas être respectées ou si des ouvrages (ouvrages mitoyens, voiries, réseaux, ...) se situent dans la zone d'influence du talus éventuel, on prévoira un ouvrage de soutènement.

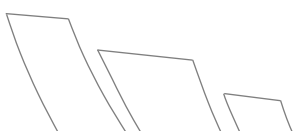
En phase définitive, les voiles adossés au terrain seront calculés en soutènement.

Cas d'ouvrages descendus en-dessous du niveau de la nappe :

Dans le cas d'ouvrages enterrés descendus en-dessous du niveau de la nappe (reconnue à partir de 1.40 m/TN de profondeur en décembre 2023 et avril 2026), du fait de la présence d'une nappe en charge, nous recommandons de mettre en œuvre un ouvrage de soutènement périmétrique continu étanche de type paroi moulée, pieux sécants ou havage.

La paroi pourra également servir de fondations pour reprendre les descentes de charges de la structure.

Pour les calculs des poussées/butées des ouvrages de soutènement, les valeurs présentées dans le tableau suivant pourront être prises en compte en première approche :



Formation	Long terme		
	C'	ϕ'	γ
	kPa	°	kN/m ³
Remblais schisteux à quelques blocs (gris)	0	15	17
Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)	5	15	18
Schiste altéré (marron ocre gris)	15	15	18
Schiste (marron beige gris)	20	25	20

Les valeurs ci-avant ont été estimées à partir de la nature des sols et de leurs caractéristiques mécaniques. Des essais de cisaillement triaxial ou à la boîte pourront être réalisés lors des missions suivantes (G3, G4) afin de préciser et modifier si besoin, les paramètres donnés ci-avant.

Le diagramme des contraintes doit intégrer également les poussées dues à l'eau.

Dans tous les cas, l'incidence hydraulique du projet devra être prise en compte vis-à-vis des avoisinants (attention aux départs de fines et affouillements sous les existants ainsi qu'aux tassements hydrauliques).

En phase définitive, les murs enterrés seront calculés en soutènement.

8.5. Protection des talus

Les règles de l'art seront respectées et notamment :

- Protection des talus en phase provisoire (fossés de tête et de pied, polyane...) ;
- Protection des talus en phase définitive (engazonnement, plantations, polyane, toile tissée, végétalisation, système pérenne de récupération des eaux...).

8.6. Terrassements en remblai

8.6.1. Préconisations pour la mise en œuvre des remblais

Pour rattraper la cote projet, il pourra être mis en œuvre, un remblai technique d'une hauteur de 1.20 m/TN maximum.

En aucun cas, les fondations du bâtiment ne devront être arrêtées et ancrées dans la couche de remblai technique.



Il sera nécessaire d'avoir recours à des matériaux de qualité, insensibles à l'eau, qui permettront après compactage d'obtenir les critères de réception attendus sous les voiries du bâtiment, les niveaux-bas ou sous le radier porteur.

Après décapage de la couche de terre végétale, de remblais évolutifs (avec matériaux anthropiques), de tout système racinaire et purge des éventuelles poches de matériaux évolutifs ou organiques s'ils sont rencontrés en fond de fouille, le remblai devra être réalisé à l'aide de matériaux d'apport, dont les caractéristiques respecteront les critères suivants :

- D = 0/80, fermé par un 0/31.5
- Propre avec VBS inférieur à 0.1, bien gradués et insensible à l'eau, passant à $80\ \mu\text{m} < 5\%$,
- Dur : $\text{MDE} \leq 45$,
- Drainants : $\text{D}_{10} \geq 1\text{mm}$.
- Chimiquement inerte.

Les qualités de ce matériau devront être contrôlées au démarrage du chantier.

Du fait de la pente du terrain, des plates-formes horizontales ou des redents d'accrochage seront aménagées.

Les remblais seront mis en œuvre par couches successives de 30 cm maximum, soigneusement compactées conformément aux recommandations du GTR.

Nota : si les travaux ont lieu en période défavorable ou si le fond de forme présentait une teneur en eau trop importante, le cloutage du fond de forme pourra s'avérer nécessaire. Le cloutage sera réalisé avec des blocs rocheux 100/300 mm, durs et non gélifs (Los Angeles et $\text{MDE} < 45$).

Il conviendra de travailler en période favorable exclusivement (hors période pluvieuse).

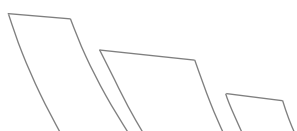
Au démarrage du chantier, des planches d'essai seront réalisées de manière à fixer les paramètres de compactage (épaisseur des couches, nombre de passes... en fonction du compacteur utilisé et des matériaux mis en œuvre).

La bonne mise en œuvre des remblais nécessite une supervision géotechnique d'exécution (mission G4), incluant notamment un contrôle par essais à la plaque tout au long du chantier.

Sans ces essais et contrôles réalisés et/ou suivis par ECR Environnement ou son mandataire dans le cadre d'une mission G4 de supervision géotechnique d'exécution, ECR Environnement ne saurait engager sa responsabilité sur ces travaux (ce qui n'exonère pas l'entreprise de son auto-contrôle au titre de sa mission G3).

Les valeurs cibles à obtenir seront les suivantes :

- Pour les charges d'exploitation avec des charges réparties $\leq 20\ \text{kN/m}^2$, ou des charges concentrées fixes $\leq 20\ \text{kN}$, ou des charges concentrées mobiles $\leq 20\ \text{kN/roue}$ – Dallage du local technique/réserve :
 - Module d'élasticité $\text{EV2} \geq 50\ \text{MPa}$
- Pour les charges d'exploitation avec des charges réparties $> 20\ \text{kN/m}^2$, ou des charges concentrées fixes $> 20\ \text{kN}$, ou des charges concentrées mobiles $> 20\ \text{kN/roue}$ – Dalles sous travée et voiries :
 - Module d'élasticité $\text{EV2} \geq 70\ \text{MPa}$



- Rapport de compactage $EV2/EV1 < 2.2$

On retiendra le phasage suivant :

- Purge en totalité de la couche de terre végétale, des remblais et d'une partie des limons d'altération (verdâtre marron) voire de l'entièreté de cette formation (selon les solutions techniques choisies pour le projet, de tout système racinaire, et purge des éventuelles poches de matériaux évolutifs ou organiques, vestiges de fondations ;
- Cloutage du fond de terrassement des éventuelles zones très peu compactes, jusqu'à obtenir une portance suffisante pour les engins de chantier ;
- Pose d'un géotextile anticontaminant résistant à l'avancement ;
- Mise en œuvre des remblais techniques de surélévation, soigneusement compactés à l'avancement selon les règles en vigueur, par couches de 0.30 m au maximum en matériaux drainants et naturels (type GTR D₃₁) jusqu'à l'arase inférieure du dallage ; Ces matériaux seront compactés par couches successives de 0.30 m pour un objectif de densification q₃. Ils devront être mise en place avec des redans d'accrochage.
- Les critères de réception à requérir sur ces remblais sont fonction des descentes de charges attendues sous les ouvrages : à minima, par essais à la plaque : $EV2 \geq 50$ MPa pour la partie dallage du local technique/réserve, $EV2 \geq 70$ MPa pour le radier sous travées et voiries ;
- Couche de réglage sous niveau bas (voirie, radier...) selon la performance demandée, en concassés 0/31.5 mm sur 15 cm minimum.

L'assainissement sera réalisé par :

- Réalisation d'un drainage dans l'arase terrassement sous les futurs remblais sous forme de tranchée 30x30cm gravillonnée avec drain de 100 mm de diamètre minimale dans une chaussette géotextile filtrante à caler au niveau des redans. Les drains seront reliés au drain périphérique et au système EP de manière gravitaire.

Remarques concernant les éventuels remblais paysagers :

Les différents remblaiements paysagers ne nécessitant aucune portance particulière (aménagement paysager, remodelage du terrain...) pourront éventuellement être réalisés avec les matériaux du site sous réserve de la possibilité de les mettre en place (vis-à-vis d'une éventuelle pollution notamment). **En aucun cas, ces remblais paysagers ne serviront d'assise à d'éventuelles fondations, dallages et/ou voiries).**

8.6.2. Vérification au poinçonnement

Sous l'action d'un remblai de forte épaisseur, le schéma de rupture du sol de fondation est analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. La pression maximale admissible sur le sol (q_{max}) est donnée par la formule suivante :

$$q_{max} = k_p \times p_{le}^*$$



Avec :

- K_p = facteur de portance qui dépend des dimensions du remblai, de son encastrement relatif et de la nature du sol.
- p_{le}^* = pression limite nette équivalente calculée comme étant la valeur moyenne des pressions limites nettes sur une profondeur égale à $1.5B$ située sous la base du remblai. Les pressions limites nettes étant toutefois plafonnées à 1.5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée.

La stabilité au poinçonnement est assurée pour un coefficient de sécurité (F) supérieur à 1.5, conformément à la formule ci-après :

$$F = q_{\max} / q = (K_p \times p_{le}^*) / (\gamma_r \times h_r) > 1.5$$

Avec :

- $q_{\max}$ = pression maximale admissible sur le sol compressible.
- q = contrainte apportée par le remblai et les voiries mis en œuvre.
- γ_r = poids spécifique du remblai et de la voirie mis en œuvre.
- h_r = hauteur du remblai mis en œuvre.

On prendra dans ce cas :

- $K_p = 0.8$,
- $p_{le}^* = 1.00 \text{ MPa}$,
- $q_{\max} = 0.80 \text{ MPa}$,
- $q = 0.044 \text{ MPa}$ (0.024 MPa si l'on considère un remblai de 1.20 m de hauteur max ($\gamma_{\text{remblais}} = 20 \text{ kN/m}^3$) + (0.02 MPa : hypothèse de voiries sur l'emprise des remblais montés sur 1.20 m)
- γ_{remblais} a été pris par hypothèse égal à 20 kN/m^3 ,
- $h_r = 1.20 \text{ m}$.

Après calcul, nous obtenons $F = 18 (> 1.5)$.

La stabilité au poinçonnement du remblai est donc assurée dans ce cas.

8.6.3. Estimation des tassements liés aux remblais

La difficulté dans l'estimation des tassements est qu'ils sont de type œdométrique.

Or, à ce stade, nous n'avons pas réalisé d'essais œdométriques.

Toutefois, nous pouvons approcher les tassements produits sous l'action d'un remblai par la méthode pressiométrique et selon la formule de Ménard ci-après :

$$W = (\alpha \times p \times h) / E$$



Avec :

- W = tassement à la base du remblai mis en œuvre.
- α = coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.
- p = contrainte apportée par le remblai ($p = q$) (à confirmer lors de la mission G2 PRO en fonction du poids spécifique et de la hauteur du remblai mis en œuvre).
- h = hauteur de la couche compressible.
- E = module pressiométrique moyen de la couche compressible (prise en compte de la moyenne harmonique de chaque formation dans nos calculs).

On prendra dans ce cas :

- $\alpha = 2/3$,
- $q = 0.044$ MPa (0.024 MPa si l'on considère un remblai de 1.20 m de hauteur max ($\gamma_{\text{remblais}} = 20 \text{ kN/m}^3$) + (0.02 MPa : hypothèse de voiries sur l'emprise des remblais montés sur 1.20 m)
- $h_r = 1.20$ m.

Sous réserve du respect des préconisations stipulées ci-avant, les tassements max calculés sous la base du remblai seraient de l'ordre 2.3 cm environ.

Ces tassements sont importants (> 1 cm). Ces valeurs sont à comparer avec les valeurs de tassements admissibles à fixer par un BE structure. S'ils ne sont pas admissibles, il conviendra :

- soit de laisser les remblais se tasser pendant environ 2 mois avant d'effectuer tout travaux de construction,
- soit d'effectuer un renforcement de sols (cf. chapitre 8.7),
- soit d'effectuer une purge des limons d'altération du schiste (verdâtre marron) sur environ 1.00-1.40 d'épaisseur puis substitution pour rattrapage de la cote du projet (cf. chapitre 8.6. pour le rattrapage en remblais). Cette dernière solution apporte des tassements absolus **de l'ordre de 1 cm.**

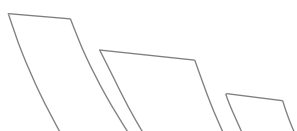
Nota : l'attention est attirée sur le fait que ces calculs n'ont de validité qu'au droit des sondages réalisés. Ailleurs, des hétérogénéités naturelles de stratigraphie et de caractéristiques mécaniques des sols peuvent induire des tassements absolus et différentiels supérieurs ou inférieurs à ceux ici estimés.

Il ne faut certes pas considérer les chiffres ci-dessus dans toute leur rigueur mathématique, mais plutôt ne voir en eux qu'un ordre de grandeur des phénomènes. Rappelons que les tassements sont essentiellement conditionnés par le soin porté à l'exécution des fondations (homogénéité du fond de fouille, ancrage,...).

8.6.1. Stabilité des talus du remblai technique

En phase définitive, les remblais techniques auront une pente maximum de **2H/1V** pour des hauteurs de l'ordre de **1.00 m.**

Si des remblaiements définitifs de hauteurs > 1.00 m environ ou de pentes plus raides sont envisagés, ils nécessiteront une étude spécifique justifiant leur stabilité.



Si le manque d'emprise ne permet pas de respecter ces pentes et/ou que des signes d'instabilité apparaissent, des soutènements définitifs devront être mis en place.

8.7. Renforcement de sol sous le radier des travées

8.7.1. Principe d'amélioration

Si les tassements calculés au §6.3.3 sont jugés trop importants ou si la justification de la portance du radier n'est pas jugée satisfaisante, une solution **d'amélioration de sol** de types inclusions rigides couplée à un matelas de répartition reste envisageable.

Cette solution consistera en un renforcement de la couche des limons d'altération du schiste (verdâtre marron) qui permettra de réduire sa déformabilité et augmenter sa résistance. Les inclusions seront ancrées d'au moins 1 m dans le schiste altéré (marron gris ocre) de compacité correcte.

Cette solution sera soumise à l'avis des entreprises compétentes.

A noter que les moments additionnels apportés par les inclusions devront être intégrés dans le dimensionnement du radier.

Remarque : Si une solution de renforcement de sol est choisie, il pourra être envisagé de fonder le bâtiment dans les sols renforcés. Cette solution sera étudiée en phase G3 par l'entreprise spécialisée retenue.

8.7.2. Paramètres de prédimensionnement

Le diamètre et le maillage du renforcement seront fonction des charges à reprendre et des spécificités de la méthode employée.

On retiendra pour le prédimensionnement du renforcement les caractéristiques géotechniques synthétisées dans le tableau ci-après :

Formation	Profondeur m/TN	PI*	E _M	α	Es	Long terme		γ
						C'	φ'	
		MPa	MPa	-	MPa	kPa	°	kN/m ³
Terre végétale	0.10	Purgés						
Remblais schisteux à quelques blocs (gris)	0.60	Purgés						
Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)	1.30	0.14	1.3	2/3	2	5	15	18
Schiste altéré (marron ocre gris)	3.00	0.90	14.2	2/3	21	15	15	18
Schiste (marron beige gris)	>8.00	2.90	52.3	1/2	105	20	25	20



Si après étude détaillée, les tassements s'avéraient incompatibles avec les tolérances de la structure, il conviendra d'opter pour une solution de fondations superficielles à semi-profondes ancrées dans les schistes altérés (§5.2).

8.7.3. Matelas de répartition

Sous radier, l'ensemble des inclusions rigides sera surmonté par un matelas de répartition. Ce dernier sera dimensionné en fonction de l'amélioration du sol obtenue entre les renforcements et des critères de réception à obtenir au toit du matelas (minimum $EV2 \geq 70$ MPa pour les radiers), en respectant une épaisseur minimale de 30 cm.

Les matériaux constitutifs du matelas de répartition seront conformes au DTU 13.3.

Tous les matériaux pollués ou remaniés lors de l'exécution des colonnes devront être intégralement purgés avant mise en place du matelas.

Ce matelas sera très soigneusement mis en œuvre par couches d'épaisseurs adaptées au matériel de compactage employé, et constitué par un matériau propre bien gradué compacté au minimum à 95 % de l'OPM.

Dans tous les cas, le non poinçonnement du matelas par l'inclusion devra être étudié.

8.7.4. Sujétions d'exécution

Les inclusions rigides seront réalisées selon les Règles de l'Art par une entreprise spécialisée et qualifiée en traitement des sols, conformément aux recommandations ASIRI et/ou à un cahier des charges agréé spécifique à la technologie mise en œuvre par l'entreprise.

En cas de refus prématuré dans les terrains de forte consistance (blocs, niveaux indurés...) les obstacles devront être purgés ou traversés par des moyens adaptés.

Le choix du matériel (type d'outil, diamètre, ...) reste de la responsabilité de l'entreprise en fonction de son expérience locale. Le phasage des travaux devra prendre en compte l'environnement du site au moment de leur réalisation (constructions, canalisations, ...) et toutes les précautions devront être prises pour que cette méthode ne crée pas de désordres aux avoisinants.

8.7.5. Contrôles

La qualité du matelas de répartition sera contrôlée par essais à la plaque selon le mode opératoire LCPC afin de s'assurer que les valeurs attendues ont bien été obtenues.

Lors de la réalisation des renforcements de sols, les contrôles porteront sur les paramètres d'exécution qui seront enregistrés (fonçage, remplissage etc...).



Dans le cas des inclusions rigides, des essais d'impédance devront être réalisés pour le contrôle de la continuité. Des essais de résistance du matériau (essais d'écrasement) et de chargement seront réalisés selon la fréquence et la méthodologie définie dans l'agrément.

8.7.6. Missions géotechniques complémentaires

Le dimensionnement du renforcement sera établi dans le cadre d'une mission géotechnique G3. Celle-ci précisera notamment les tassements absolus et différentiels attendus à long terme et la répartition des contraintes entre le sol et les inclusions.

L'étude et le suivi d'exécution seront réalisés par l'entreprise de travaux spéciaux.

Une mission G4 complète (phase supervision de l'étude d'exécution et phase supervision géotechnique du suivi) pourra être confiée à un bureau d'étude géotechnique pour l'identification des risques résiduels et s'assurer de la bonne exécution du traitement des sols.

8.8. Remarques importantes concernant le remblaiement des fouilles le long des cuves

Dans les fouilles, le long des voiles enterrés, on s'assurera que les matériaux de remblaiement seront mis en œuvre selon les recommandations du GTR et soigneusement compactés par couche de 0.30 m maximum.

On s'assurera par la réalisation d'essais pénétrométriques (si la réalisation d'essais à la plaque n'est pas possible du fait de l'exiguïté du site) que :

- l'objectif de densification q_4 est atteint sur la hauteur des matériaux remis en œuvre dans la tranchée,
- l'objectif de densification q_3 est atteint au niveau de la couche de forme.

Le schéma de principe relatif aux objectifs de densification à atteindre le long des voiles enterrés du sous-sol est présenté ci-après :

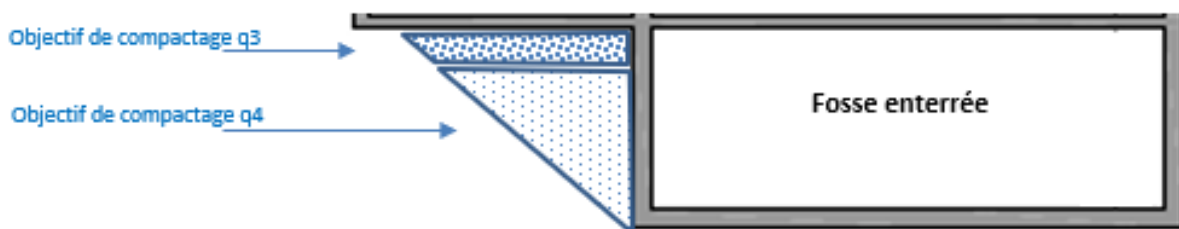


Schéma de principe des objectifs de compactage à atteindre le long des voiles enterrés



Le respect de ces dispositions est important notamment dans le cas où les parois de l'ouvrage reçoivent un revêtement par feuille d'étanchéité ou de protection. Il peut être dangereux de remblayer une fouille ouverte dans un terrain de fondation peu perméable, avec des matériaux très perméables, si aucun drainage n'a été prévu.

8.9. Eau et drainage

8.9.1. Rappel

Lors de notre intervention (décembre 2023 et avril 2024), des niveaux d'eau en fin de chantier ont été observés entre 1.40 et 2.20 m/TN de profondeur correspondant aux cote altimétriques 48.04 à 48.62 m NGF.

Le niveau bas des cuves enterrées est projeté à 45.62 m NGF.

Pour rappel :

- Le projet prévoit des parties enterrées.
- Le terrain étudié est situé en dehors de toute zone potentiellement sujette aux inondations de cave et aux remontées de nappe.
- La commune de Montreuil-Juigné n'est pas concernée par un Plan de Prévention du Risque naturel inondation.

Toutefois, il appartiendra aux concepteurs du projet de mener les enquêtes nécessaires auprès des services compétents (DDE, DDA,...) afin de déterminer le niveau des plus hautes eaux connues au droit du site d'étude.

8.9.2. Phase provisoire

Rappel : La détermination des débits d'exhaures, des possibilités de rabattement de nappe et des dispositifs de pompes ainsi que l'étude des variations de nappe et la détermination des niveaux d'eau conventionnels ne rentrent pas dans le cadre de la présente mission G2PRO.

En fonction de la date de réalisation des terrassements et compte tenu de la localisation du site, les terrassements de l'ouvrage enterré seront soumis à d'éventuelles arrivées d'eau. Il sera nécessaire de prévoir de mettre en place un dispositif de pompage, drainage et évacuation des eaux, de manière à assainir la fouille à l'avancement puis afin de pomper le débit d'exhaure résiduel.

On privilégiera la réalisation des travaux de terrassement en déblais en période sèche/de basses eaux.

Dans tous les cas, la définition du dispositif de pompage à adopter et son dimensionnement devra faire l'objet d'une étude spécifique par un BET spécialisé.



Le rejet des eaux pompées se fera vers un exutoire prévu à cet effet (éventuelles autorisations nécessaires pour rejet dans réseau E.P. existant + taxes de rejet à prévoir). Un dispositif de décantation/filtration sera prévu afin de ne pas rejeter de fines dans les réseaux existants. Régulièrement, il conviendra de noter le débit de pompage et de mesurer la teneur en fines des eaux pompées.

En phase chantier, il conviendra :

- de récupérer le ruissellement et les eaux infiltrées sur des formes terrassées en forme de pente,
- de mettre en œuvre des drains au droit des fils d'eau,
- de prévoir la décantation éventuelle des eaux récupérées, avant envoi dans un exutoire existant ou à créer (dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants),
- de pomper les venues d'eau éventuelles en fonds de fouilles et d'assurer leur évacuation (après décantation éventuelle) dans un exutoire existant ou à créer et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

On envisagera de modeler les fonds de fouilles des terrassements généraux en toit avec une pente d'au moins 2 % pour permettre l'évacuation des eaux de surface vers des fossés périphériques et le rejet des eaux vers un exutoire gravitaire ou par pompage.

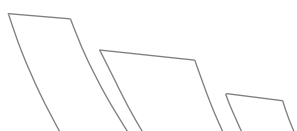
En cas de présence d'eau à faible profondeur, ce qui était le cas lors de notre intervention (décembre 2023 et avril 2024), un drainage préalable du terrain sera réalisé afin d'assainir le site. Il pourra s'agir soit de tranchées drainantes soit de fossés. La pente sera au minimum de 5 mm/m. Ces ouvrages tiendront compte de la topographie du site et seront raccordés à un exutoire dimensionné de manière suffisante et implanté de manière non dangereuse pour le projet et les avoisinants.

Nous rappelons que pour la réalisation des puits, en cas de présence d'eau dans le sol, le bétonnage se fera au tube plongeur selon la technique pieu (NF P 94-262).

NOTA : Si de l'eau a stagné sur le fond de terrassement, les contraintes de calculs données dans ce rapport pourront ne plus être valables.

Dans le cas du radier des cuves, le bétonnage du radier devra se faire aussitôt après les terrassements afin d'éviter toute altération et décomposition du sol d'assise par des venues d'eau. Dans le cas contraire, on coulera un béton de propreté à l'avancement des terrassements.

Dans tous les cas, l'incidence hydraulique du projet devra être prise en compte vis-à-vis des avoisinants (attention aux départs de fines et affouillements sous les existants).



8.9.3. Phase définitive

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

Le projet prévoit des cuves enterrées. Dans le cas où la base des cuves serait située en-dessous du niveau des plus hautes eaux, le niveau bas (radier) devra être cuvelé et conçu de manière à reprendre la sous-pression de la nappe (lestage à étudier en mission G3).

L'hypothèse retenue concernant le niveau de protection des parties enterrées vis-à-vis de l'eau (au choix du Maître d'Ouvrage) sera dimensionnante.

8.10. Remarques importantes

Nous précisons que l'intervention ponctuelle du géotechnicien dans le cadre de la réalisation de l'étude confiée ne lui permet pas de fournir des informations hydrogéologiques suffisantes, dans la mesure où les niveaux d'eau mentionnés dans le rapport d'étude correspondent nécessairement à ceux relevés à un moment donné, sans possibilité d'apprécier les variations inéluctables des nappes et circulations d'eau qui dépendent notamment des conditions météorologiques. Pour obtenir des indications plus précises, une étude hydrogéologique pourra être réalisée.

Dans tous les cas, l'incidence hydraulique du projet devra être prise en compte vis-à-vis des avoisinants (attention aux départs de fines et affouillements sous les existants).

Il appartiendra au chef de projet de s'assurer des autorisations de rejet des eaux drainées auprès des services compétents.

*
* *

La mise en œuvre de l'ensemble des missions géotechniques (G3 et G4) devra suivre la présente étude (mission G2 PRO). Le schéma d'enchaînement et la classification des missions types d'ingénierie géotechnique, extraits de la norme NF P 94-500, figurent en annexe 1 du présent rapport.

Nous restons à l'entière disposition des Responsables du Projet pour tout renseignement, ainsi que pour toutes missions complémentaires nécessaires.

Les conclusions de ce présent rapport sont données sous réserve des conditions particulières jointes.



9. CONDITIONS PARTICULIERES

.....

Le présent rapport ou Procès-Verbal ainsi que toutes annexes, constituent un ensemble indissociable.

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

Si en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, nous avons été amenés dans le présent rapport à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient 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 E.C.R. 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'E.C.R. ENVIRONNEMENT.

La Société E.C.R. ENVIRONNEMENT ne saurait être rendue responsable des modifications apportées à son étude que dans le cas où elle aurait donné son accord écrit sur lesdites modifications.

Les altitudes indiquées pour chaque sondage (qu'il s'agisse de cote de références 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.

.....



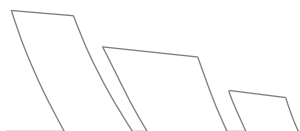
Annexe 1

Extrait de la norme NF P 84-500



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 : <u><i>Phase Étude de Site (ES)</i></u> 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'avoisants 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. <u><i>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</i></u> 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 : <u><i>Phase Avant-projet (AVP)</i></u> 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 avoisants), une ébauche dimensionnelle par type d'ouvrage géotechnique et la pertinence d'application de la méthode observationnelle pour une meilleure maîtrise des risques géotechniques. <u><i>Phase Projet (PRO)</i></u> 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 avoisants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités. <u><i>Phase DCE / ACT</i></u> 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

Implantation des sondages



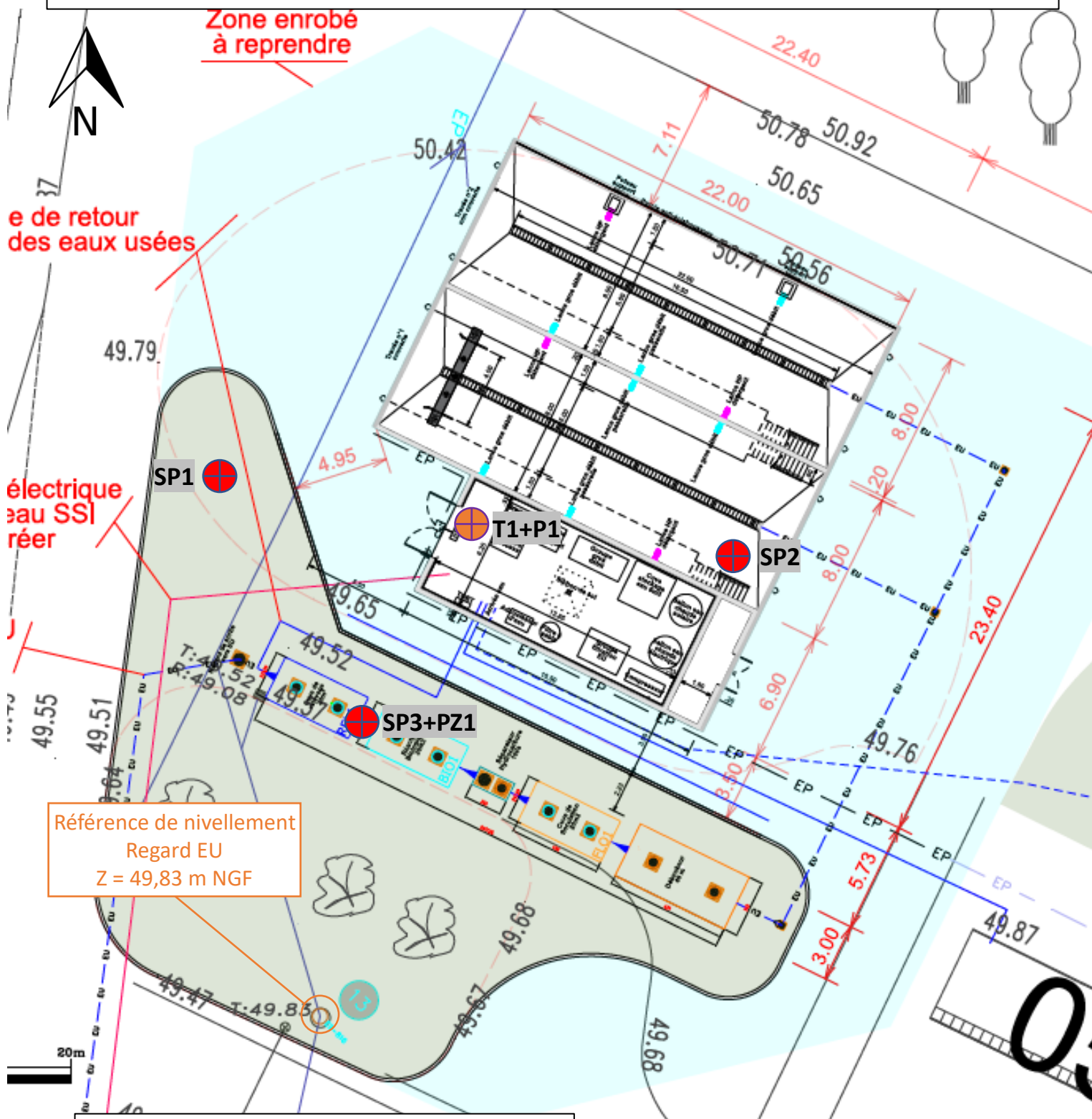
IMPLANTATION DES SONDAGES

Mission : G2 AVP/PRO – Aire de lavage

Commune : MONTREUIL-JUIGNE (49)

Client : ESID de Rennes

Affaire n°3706347



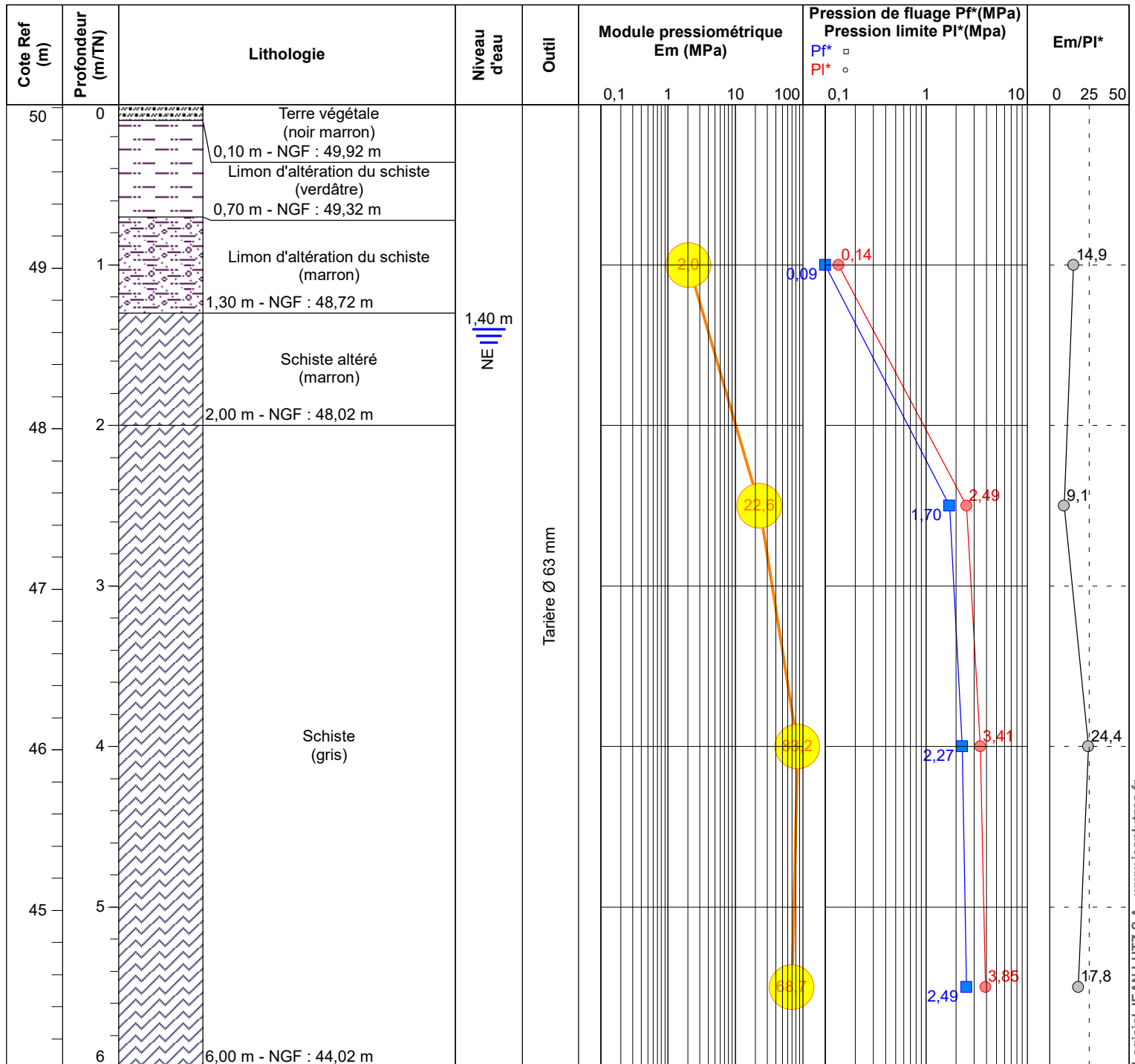
Légende

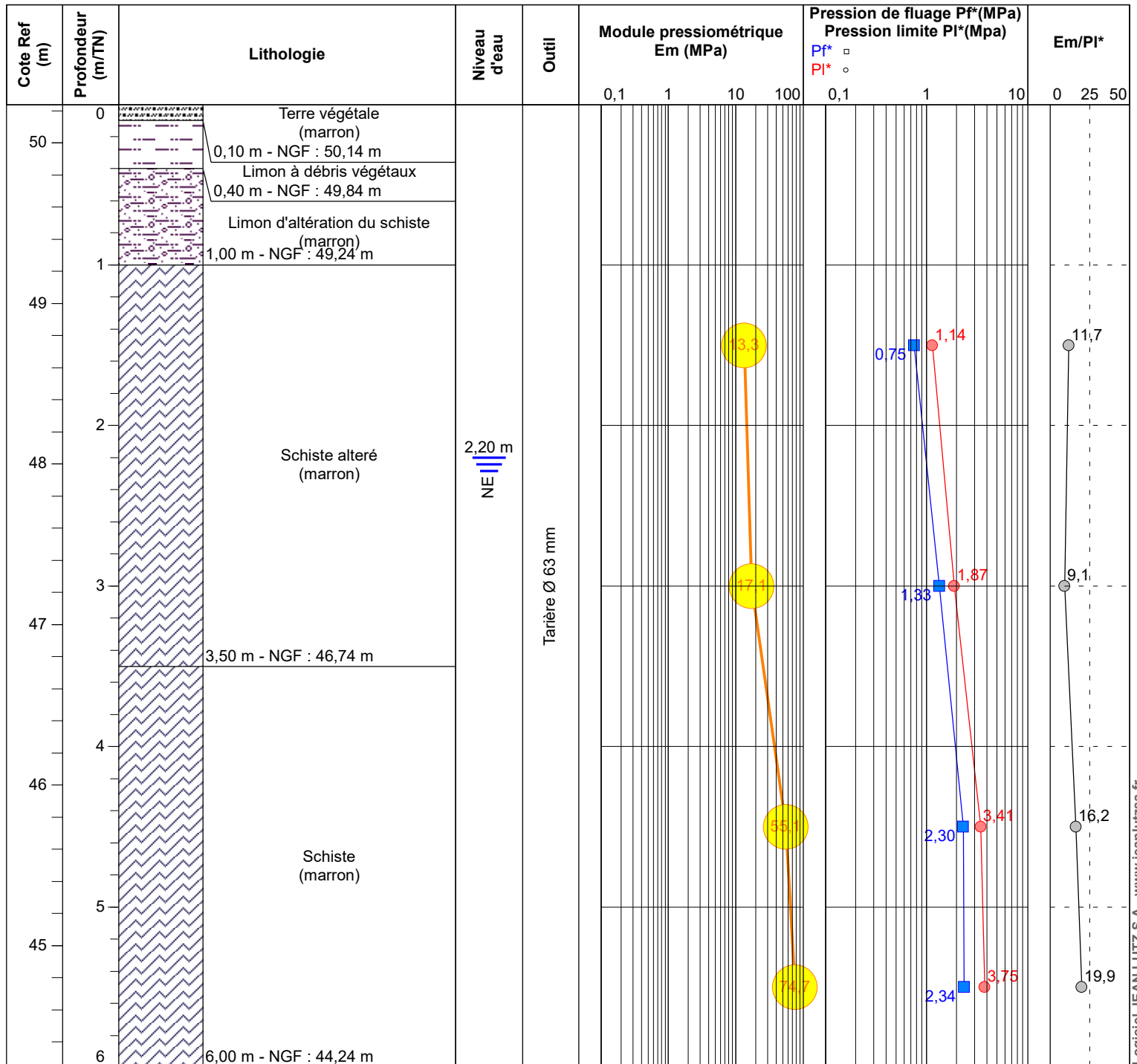
- SP : sondage pressiométrique
- P : sondage pénétrométrique
- T : sondage géologique à la tarière

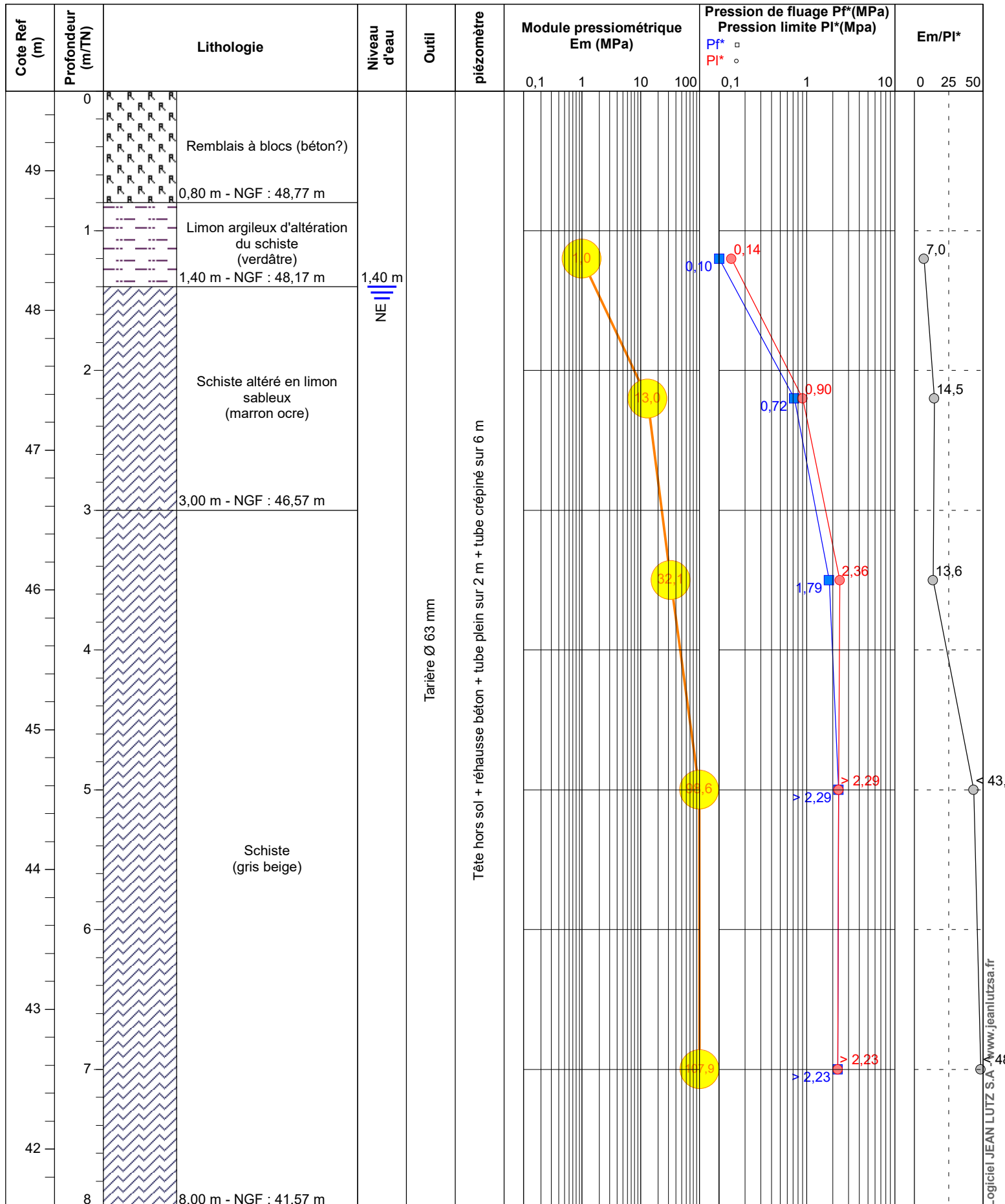
Annexe 3

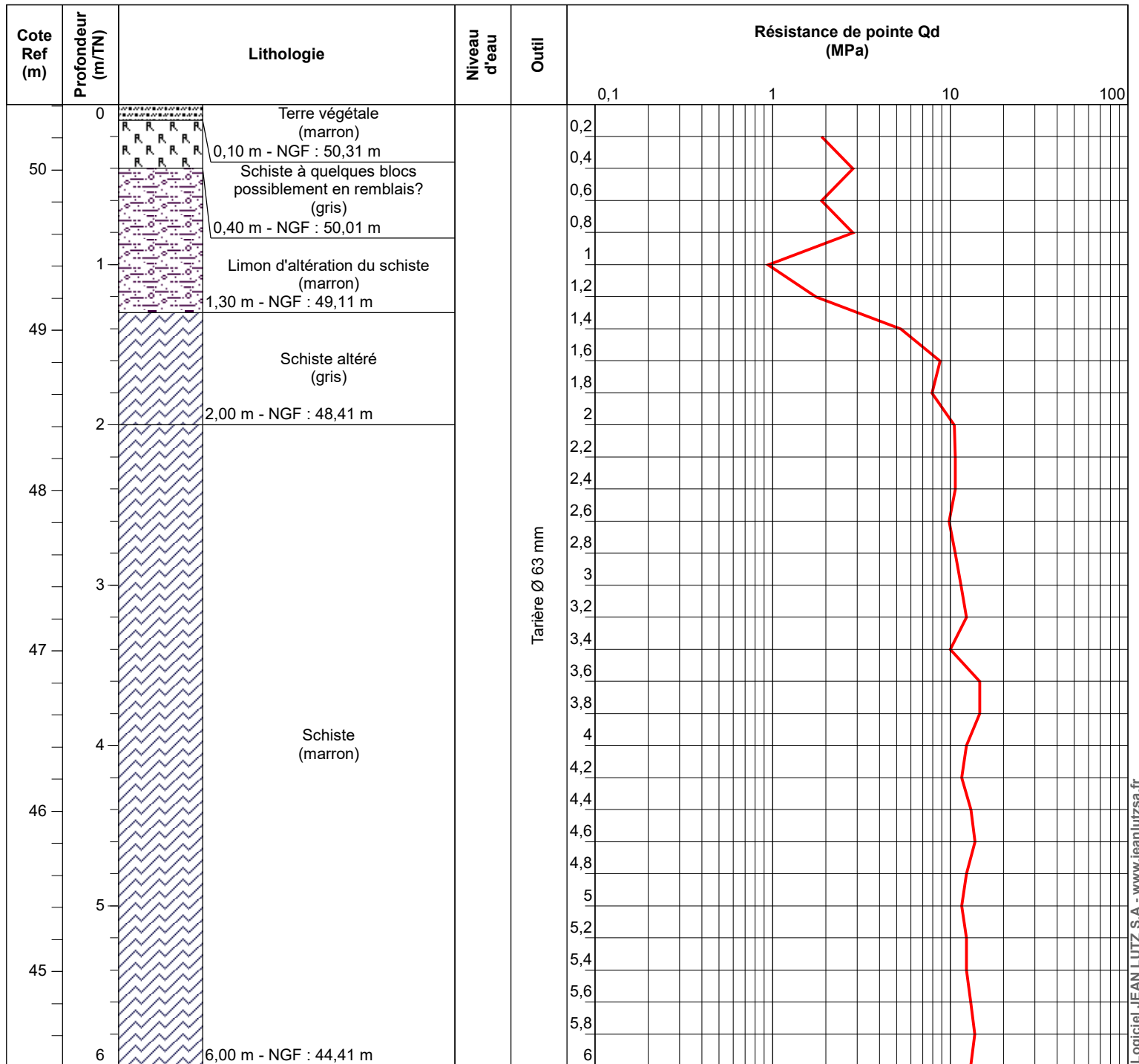
Résultats des investigations in situ











Annexe 4

Résultats des calculs sous fondation (fondation superficielle) – Logiciel Foxta module FondSup



Données

Titre du projet : Aire de lavage - Montreuil-Juigné (49)

Numéro d'affaire : 3706347

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Semelle filante (Cas 1)

Cadre réglementaire : EC 7 - Norme NF P94-261

Méthode de dimensionnement : A partir des résultats pressiométriques

Traitement des données : Traitement par couches

Pas de calcul (m) : 0,20

Forme de la base : Fondation filante

Largeur B (m) : 0,50

Cote du TN initial Zini (m) : 0,00

Cote du TN final Zfin (m) : 0,00

Cote de base fondation Zd (m) : -1,60

Proximité d'un talus : Non

Catégorie de sol : Argiles et limons

Type de comportement : Comportement cohérent

Type d'interface : Interface frottante

Angle de contact à l'interface (°) : 15,0

Poids volumique moyen du sol au-dessus de la base de la fondation (kN/m3) : 0,0

Terrain et profil pressiométrique

N°	Nom	Couleur	Zbase	pl*	EM	α
1	Terre végétale/remblais		-0,60	0,10	0,10	0,67
2	Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)		-1,30	140,00	1300,00	0,67
3	Schiste altéré (marron ocre gris)		-3,00	900,00	14200,00	0,67
4	Schiste (marron gris beige)		-8,00	2900,00	52300,00	0,50

Poids propre de la semelle (P0) : 20,00

Cote d'application de la charge Z0 (m) : -1,60

Cas de charge

N°	Vd	HB,d	MB,d	Pondération sur P0	Combinaison
1	100,00	0,00	0,00	1,00	ELS-Quasi-permanentes
2	100,00	0,00	0,00	1,00	ELS-Caractéristiques
3	137,00	0,00	0,00	1,00	ELU-Fondamentales

Synthèse des principaux résultats

N° cas de charge : Indice du cas de charge

Combinaison : Type de combinaison

Vd [kN/ml] : Vd [kN/ml]

Hd [kN/ml] : Hd [kN/ml]

R0 [kN/ml] : R0 [kN/ml]

Seff/Stot : Rapport entre l'aire effective et l'aire totale de la fondation

Rv,d [kN/ml] : Rv,d [kN/ml]

Rh,d [kN/ml] : Rh,d [kN/ml]

Portance : Vérification de la capacité portante de la fondation (ELU et ELS)

Excentrement : Vérification de l'excentricité du chargement (ELU et ELS)

Glissement : Vérification de la stabilité au glissement (ELU uniquement)

Tassement [cm] : Tassement sous la charge appliquée

Synthèse des principaux résultats

N° cas de charge	Combinaison	Vd	Hd	R0	Seff/Stot	Rv,d	Rh,d	Portance	Excentrement	Glissement	Tassement
1	ELS-Quasi-permanentes	120,00	0,00	0,00	1,00	153,53	-	Ok	Ok	-	0,38
2	ELS-Caractéristiques	120,00	0,00	0,00	1,00	153,53	-	Ok	Ok	-	-
3	ELU-Fondamentales	157,00	0,00	0,00	1,00	252,23	34,77	Ok	Ok	Ok	-



FoXta v4
v4.1.22

Imprimé le : 08/07/2026 - 14:59:46
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT CENTRE OUEST

Projet : m1
Module : Fondsup (Cas 1/1)
Titre du calcul : Semelle filante

Raideurs équivalentes de la fondation

Type : Type de raideur

Kv [kN/m] : Raideur verticale

KHB [kN/m] : Raideur horizontale selon B

KHL [kN/m] : Raideur horizontale selon L

KMB [kNm/rad] : Raideur rotationnelle selon B

KML [kNm/rad] : Raideur rotationnelle selon L

Raideurs équivalentes de la fondation

Type	Kv	KHB	KHL	KMB	KML
Raideurs statiques LT	3,127E04	3,085E04	0,000E00	3,524E03	0,000E00
Raideurs statiques CT	6,253E04	6,170E04	0,000E00	7,047E03	0,000E00
Raideurs sismiques Min	9,379E04	9,255E04	0,000E00	1,057E04	0,000E00
Raideurs sismiques Max	1,876E05	1,851E05	0,000E00	2,114E04	0,000E00



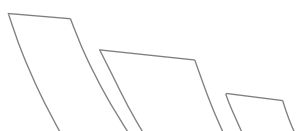
FoXta v4
v4.1.22

Imprimé le : 08/07/2026 - 14:59:46
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT CENTRE OUEST

Projet : m1
Module : Fondsup (Cas 1/1)
Titre du calcul : Semelle filante

Annexe 5

Résultats des calculs sous radier et sous dallage – Logiciel Foxta module TassPlaq



Données

Titre du projet : Aire de lavage - Montreuil-Juigné (49)

Numéro d'affaire : 3706347

Commentaires : N/A

Titre du calcul : dallage local sur altération (Cas 2)

Dimension du projet : 3D

Cote de référence (m) : 0,000

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	Esol	v	Pente-x	Pente-y
1	Couche de forme		-0,85	5,00E04	0,33	0,000	0,000
2	Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)		-1,30	2,00E03	0,33	0,000	0,000
3	Schiste altéré (marron ocre gris)		-3,00	2,10E04	0,33	0,000	0,000
4	Schiste (marron beige gris)		-50,00	1,05E05	0,33	0,000	0,000

Prise en compte du poids des terres initial : Non

Seuil de décollement (kPa) : 5

Seuil de plastification (kPa) : 1000

Décollement/plastification automatique : Non

Plaque - Rectangle

N°	E	v	e	zbase	X	Y	B	L	θ
1	1,00E07	0,15	0,15	0,00	0,00	0,00	16,50	6,70	0,0

Surcharge répartie - Rectangle

N°	q	X	Y	B	L	θ
1	5,40	0,00	0,00	16,50	6,70	0,0

Pas de calcul automatique : Oui

Pas maximal (m) : 0,53

Utiliser un maillage rectangulaire si possible : Oui

Lisser les moments dans les coupes de résultats : Non

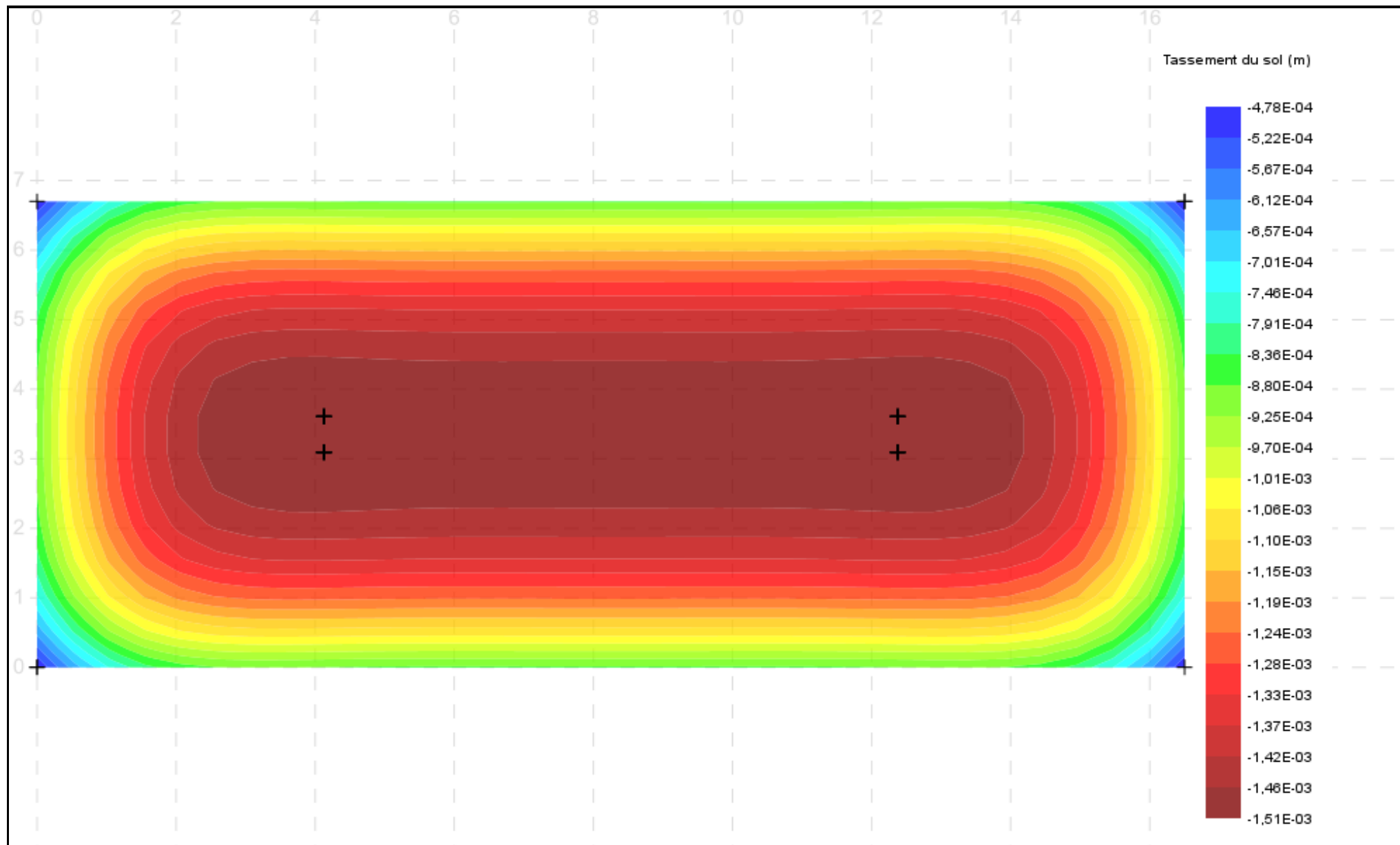


FoXta v4
v4.1.22

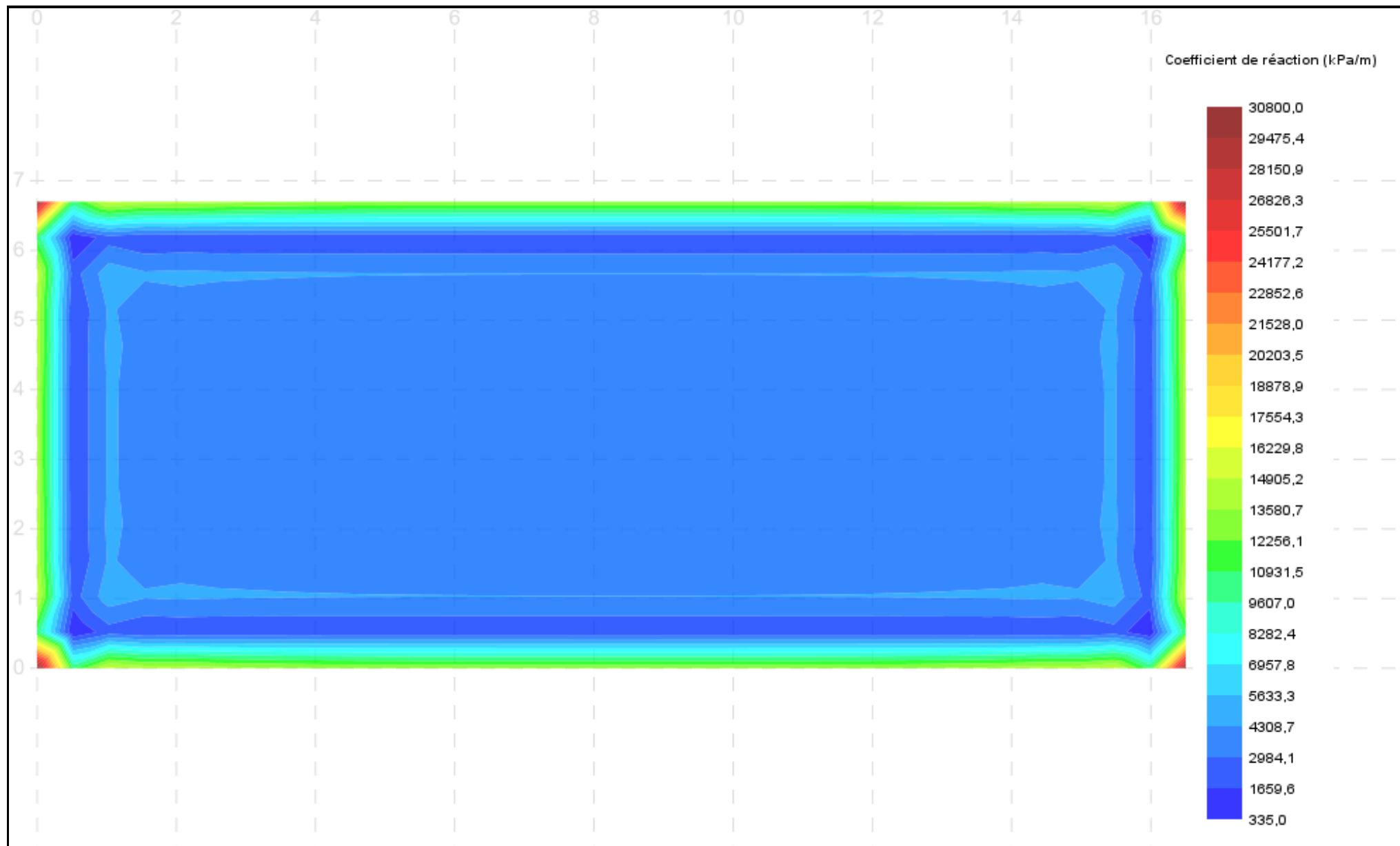
Imprimé le : 08/07/2026 - 16:11:27
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT CENTRE OUEST

Projet : m1
Module : Tasplaq (Cas 2/2)
Titre du calcul : dallage local sur altération

Isovaleurs / Tassement du sol



Isovaleurs / Coefficient de réaction



Données

Titre du projet : Aire de lavage - Montreuil-Juigné (49)

Numéro d'affaire : 3706347

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Radier travée sans CDF (Cas 5)

Dimension du projet : 3D

Cote de référence (m) : 0,000

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	Esol	v	Pente-x	Pente-y
1	Limon d'altération du schiste (verdâtre marron)		-1,30	2,00E03	0,33	0,000	0,000
2	Schiste altéré (marron ocre gris)		-3,00	2,10E04	0,33	0,000	0,000
3	Schiste (marron beige gris)		-50,00	1,05E05	0,33	0,000	0,000

Prise en compte du poids des terres initial : Non

Seuil de décollement (kPa) : 5

Seuil de plastification (kPa) : 1000

Décollement/plastification automatique : Non

Plaque - Rectangle

N°	E	v	e	zbase	X	Y	B	L	θ
1	1,00E07	0,15	0,20	0,00	0,00	0,00	22,00	8,00	0,0

Surcharge répartie - Rectangle

N°	q	X	Y	B	L	θ
1	5,00	0,00	0,00	22,00	8,00	0,0

Surcharge linéique - Ligne

N°	q	X1	Y1	X2	Y2
1	53,60	0,00	2,73	22,00	2,73
2	53,60	0,00	5,26	22,00	5,26

Pas de calcul automatique : Oui

Pas maximal (m) : 0,66

Utiliser un maillage rectangulaire si possible : Oui

Lisser les moments dans les coupes de résultats : Non

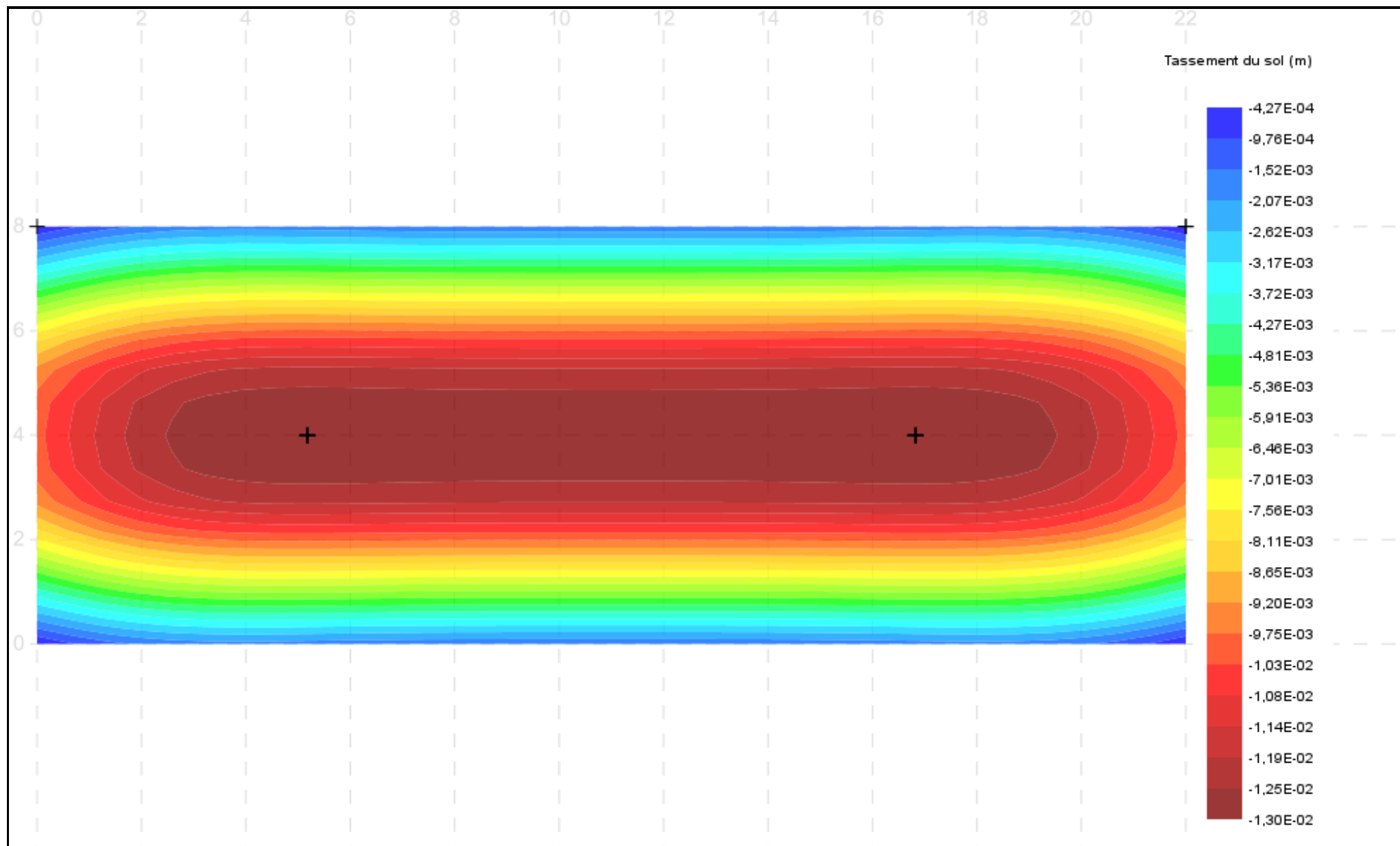


FoXta v4
v4.1.22

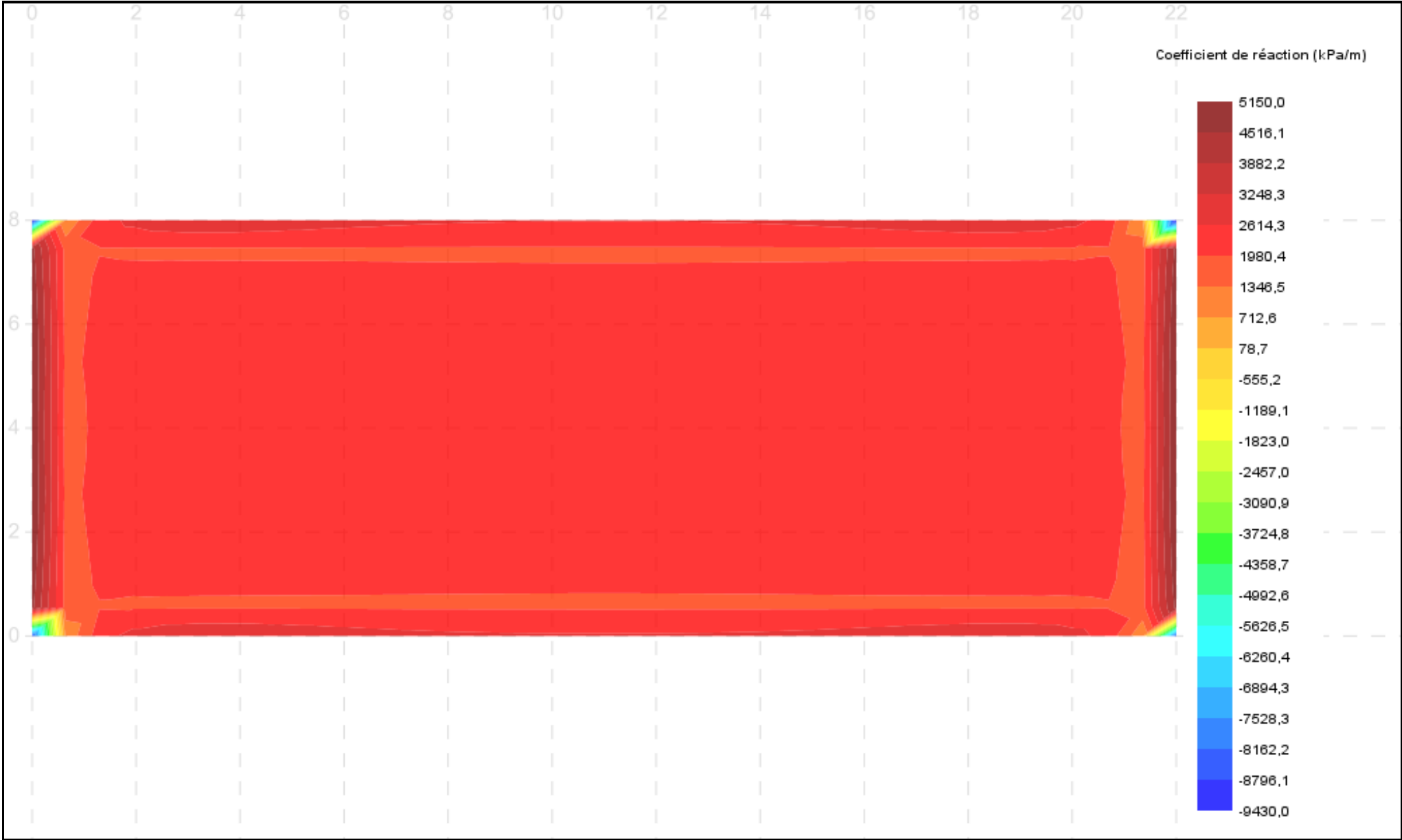
Imprimé le : 20/07/2026 - 11:17:51
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT CENTRE OUEST

Projet : m1
Module : Tasplaq (Cas 5/6)
Titre du calcul : Radier travée sans CDF

Isovaleurs / Tassement du sol



Isovaleurs / Coefficient de réaction



Données

Titre du projet : Aire de lavage - Montreuil-Juigné (49)

Numéro d'affaire : 3706347

Commentaires : N/A

Titre du calcul : radier cuve 4.8 m x 2.38 m entérée de 4.45 m/TA de prof (Cas 2)

Dimension du projet : 3D

Cote de référence (m) : 0,000

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	Esol	v	Pente-x	Pente-y
1	Schiste altéré (marron ocre gris)		-3,00	2,10E04	0,33	0,000	0,000
2	Schiste (marron beige gris)		-50,00	1,05E05	0,33	0,000	0,000

Prise en compte du poids des terres initial : Non

Seuil de décollement (kPa) : 5

Seuil de plastification (kPa) : 1000

Décollement/plastification automatique : Non

Plaque - Rectangle

N°	E	v	e	zbase	X	Y	B	L	θ
1	1,00E07	0,15	0,50	0,00	0,00	0,00	4,80	2,38	0,0

Surcharge répartie - Rectangle

N°	q	X	Y	B	L	θ
1	45,30	0,00	0,00	4,80	2,38	0,0

Pas de calcul automatique : Oui

Pas maximal (m) : 0,17

Utiliser un maillage rectangulaire si possible : Oui

Lisser les moments dans les coupes de résultats : Non

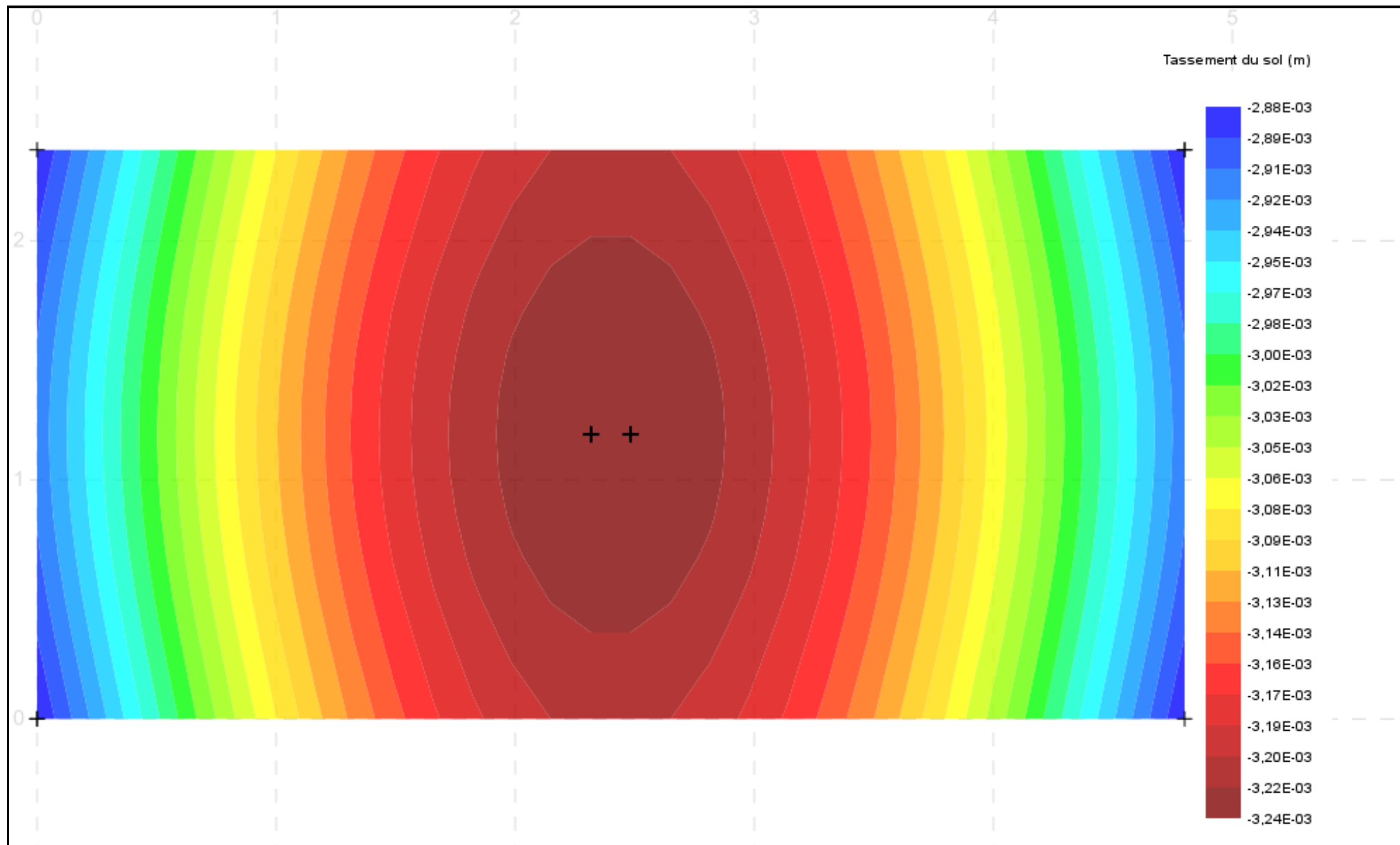


FoXta v4
v4.1.22

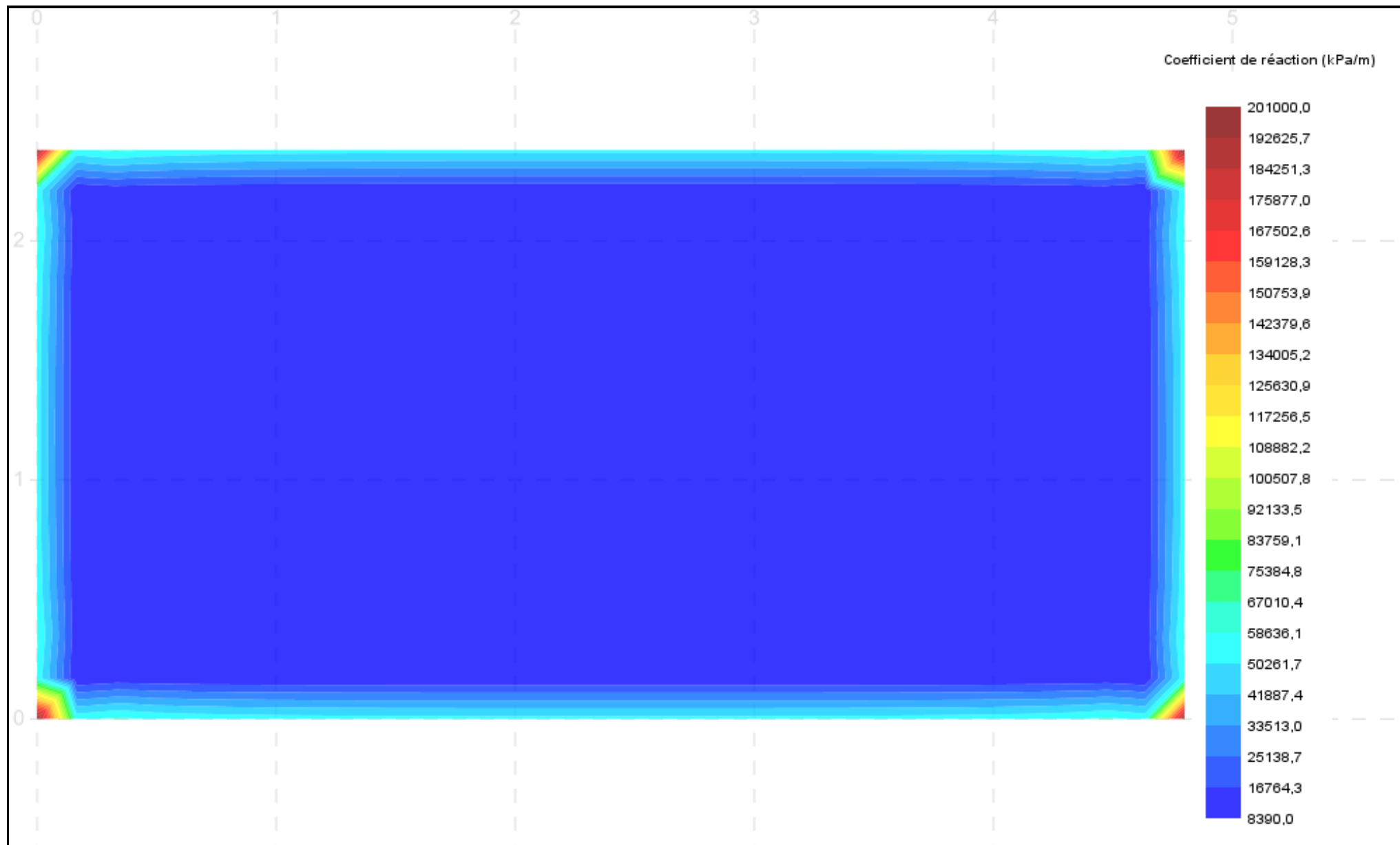
Imprimé le : 20/07/2026 - 11:43:19
Calcul réalisé par : ECR ENVIRONNEMENT CENTRE OUEST

Projet : m1
Module : Tasplaq (Cas 2/6)
Titre du calcul : radier cuve 4.8 m x 2.38 m entérée de 4.45 m/TA de prof

Isovaleurs / Tassement du sol



Isovaleurs / Coefficient de réaction



Données

Titre du projet : Aire de lavage - Montreuil-Juigné (49)

Numéro d'affaire : 3706347

Commentaires : N/A

Titre du calcul : Remblais de 1.2 m cas défavorable (Cas 1)

Mode de définition : Par couches de sol

Toit de la première couche (m) : 0,00

Contrainte verticale effective appliquée au toit de la première couche σ_v0' (kPa) : 0,00

Cote de la nappe Z_w (m) : -1,40

Poids volumique de l'eau γ_w (kN/m3) : 10,00

Définition des couches de sol

N°	Nom	Couleur	Zbase	Pente-x	Pente-y	n
1	limons d'altération du schiste (verdâtre marron)		-1,30	0,00	0,00	10
2	schistes altérés (marron ocre gris)		-3,00	0,00	0,00	10
3	schistes (marron gris beige)		-50,00	0,00	0,00	10

Tassement : Tassement 3D

Type de comportement : Linéaire

Comportement des couches

N°	Nom	Loi de comportement	γ	Esol	v
1	limons d'altération du schiste (verdâtre marron)	Élastique linéaire	18,0	2,00E03	0,33
2	schistes altérés (marron ocre gris)	Élastique linéaire	18,0	2,10E04	0,33
3	schistes (marron gris beige)	Élastique linéaire	20,0	1,05E05	0,33

Chargement extérieur - Rectangle

N°	q	Z	X	Y	B	L	θ
1	44,00	0,00	0,00	0,00	23,40	22,40	0,0

Prise en compte de la consolidation : Non

Table des points de calcul (1/2)

N°	Xp	Yp	Zp	Groupe
1	0,00	0,00	0,00	1
2	0,00	3,67	0,00	1
3	0,00	7,33	0,00	1
4	0,00	11,00	0,00	1
5	0,00	14,67	0,00	1
6	0,00	18,33	0,00	1
7	0,00	22,00	0,00	1
8	3,90	0,00	0,00	1
9	3,90	3,67	0,00	1
10	3,90	7,33	0,00	1
11	3,90	11,00	0,00	1
12	3,90	14,67	0,00	1
13	3,90	18,33	0,00	1
14	3,90	22,00	0,00	1
15	7,80	0,00	0,00	1
16	7,80	3,67	0,00	1
17	7,80	7,33	0,00	1
18	7,80	11,00	0,00	1
19	7,80	14,67	0,00	1
20	7,80	18,33	0,00	1
21	7,80	22,00	0,00	1
22	11,70	0,00	0,00	1
23	11,70	3,67	0,00	1
24	11,70	7,33	0,00	1
25	11,70	11,00	0,00	1
26	11,70	14,67	0,00	1
27	11,70	18,33	0,00	1
28	11,70	22,00	0,00	1
29	15,60	0,00	0,00	1
30	15,60	3,67	0,00	1
31	15,60	7,33	0,00	1
32	15,60	11,00	0,00	1
33	15,60	14,67	0,00	1
34	15,60	18,33	0,00	1
35	15,60	22,00	0,00	1
36	19,50	0,00	0,00	1
37	19,50	3,67	0,00	1
38	19,50	7,33	0,00	1

Données

Table des points de calcul (2/2)

N°	Xp	Yp	Zp	Groupe
39	19,50	11,00	0,00	1
40	19,50	14,67	0,00	1
41	19,50	18,33	0,00	1
42	19,50	22,00	0,00	1
43	23,40	0,00	0,00	1
44	23,40	3,67	0,00	1
45	23,40	7,33	0,00	1
46	23,40	11,00	0,00	1
47	23,40	14,67	0,00	1
48	23,40	18,33	0,00	1
49	23,40	22,00	0,00	1

Isovaleurs / Z=0,00 m / Tassement vertical (mm)

