



AGENCE FONDASOL NANTES

Asturia – Bâtiment B

4 rue Édith Piaf

44 800 SAINT-HERBLAIN

☎ 02 51 77 86 50

✉ nantes@groupefondasol.com

ÉCOLE CENTRALE DE NANTES



Projet PLEX-H2

1 rue de la Noé à NANTES (44 300)

Etude géotechnique G2PRO

PR.44GT.25.0061 - 002

Rév.	Date	Nb pages*	Modifications	Rédacteur	Contrôleur
A	10/07/2025	56	1ère diffusion	F. GOURMELEN	C. YOUNES
B					
C					

* Nombre de pages hors annexes, paginées séparément.

SOMMAIRE

A.	Présentation de notre mission	4
A.1.	Eléments du contrat	4
A.2.	Mission selon la norme NF P94-500	4
A.3.	Prestations conjointes réalisées pour le projet	5
A.4.	Documents à notre disposition pour cette étude	5
A.5.	Description du projet	6
A.6.	Programme d'investigations	8
B.	Caractéristiques générales du site	9
B.1.	Description générale	9
B.2.	Contexte géologique	11
B.3.	Enquête documentaire	11
C.	Résultats des investigations	16
C.1.	Lithologie	16
C.2.	Données géomécaniques	16
C.3.	Données statistiques SOLSCORE	17
C.4.	Analyses d'agressivité des sols vis-à-vis du béton	18
C.5.	Données hydrogéologiques (niveaux d'eau)	18
C.6.	Analyse de l'agressivité des sols vis-à-vis du béton	19
D.	Principes de construction envisageables pour les ouvrages géotechniques	20
D.1.	Contraintes spécifiques du site / identification des aléas géotechniques	20
D.2.	Données liées au risque sismique	20
D.3.	Travaux d'adaptation du site pour accueillir le projet	21
D.4.	Conditions générales de terrassements	21
D.5.	Dispositions vis-à-vis des eaux souterraines	22
D.6.	Zone d'Influence Géotechnique (ZIG)	22
D.7.	Modes de fondations envisagés	23
E.	Étude du radier (aire de stockage du carburant)	24
E.1.	Niveau d'assise du radier	24
E.2.	Modèle et hypothèses géotechniques	24
E.3.	Descentes de charge sur radier	25
E.4.	Tassements des sols sous radier	27
E.5.	Vérification au soulèvement	29
E.6.	Assise de radier	29
F.	Étude du radier (banc d'essais)	30
F.1.	Niveau d'assise du radier	30

F.2.	Modèle et hypothèses géotechniques	30
F.3.	Descentes de charge sur radier	31
F.4.	Tassements des sols sous radier	33
F.5.	Vérification au soulèvement	35
F.6.	Assise de radier	35
G.	Étude du radier (local stockage d'hydrogène)	36
G.1.	Niveau d'assise du radier	36
G.2.	Modèle et hypothèses géotechniques	36
G.3.	Descentes de charge sur radier	37
G.4.	Tassements des sols sous radier	39
G.5.	Vérification au soulèvement	41
G.6.	Assise de radier	41
H.	Étude des semelles isolées (mezzanine)	42
H.1.	Préambule - Règlements utilisés	42
H.2.	Modèle et hypothèses géotechniques	42
H.3.	Descentes de charge sur fondations	43
H.4.	Prise en compte des efforts horizontaux	49
H.5.	Application au projet	50
H.6.	Estimation des tassements en phase PRO	51
H.7.	Sujétions d'exécution des fondations	51
I.	Approche des dispositions particulières vis-a-vis des avoisinants	53
I.1.	Dispositions liées aux terrassements	53
I.2.	Dispositions liées aux fondations	53
J.	Suites à donner	54

ANNEXES

1. Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (NF P94-500) – 1 page
2. Missions types d'ingénierie géotechnique (Norme NF P94-500) – 1 page
3. Résultats des investigations in situ – 9 pages
4. Essai PORCHET – 1 page
5. Agréssivités des sols sur le béton – 3 pages
6. Notes de calculs – 6 pages

A. PRESENTATION DE NOTRE MISSION

A.1. Eléments du contrat

Maître d'Ouvrage : ÉCOLE CENTRALE DE NANTES.

Demandeur : ÉCOLE CENTRALE DE NANTES.

Devis : SQ.44GT.25.01.011 – Indice A du 12/02/2025.

Commande : CDE-2025-000767 du 27/02/2025.

A.2. Mission selon la norme NF P94-500

Missions G2 PRO selon la norme NF P94-500 (Missions d'Ingénierie Géotechnique Types – Révision de novembre 2013).

Objectifs définis dans notre devis :

- **Etude préliminaire du site**
- **Résultats des investigations** (plans d'implantation, coupes géologiques et diagrammes des essais in situ)
- **Analyse et synthèse du contexte géologique et géomécanique du site et de son influence sur le projet**
 - Description de la géologie et établissement du modèle géologique du site
 - Analyse de la compacité des terrains
 - Niveaux de l'eau lors de nos investigations, leur influence sur le projet
 - Analyse du contexte sismique
- **Hypothèses géotechniques pour la justification des ouvrages**
 - Types et profondeurs des fondations
 - Contraintes de calculs ELS et ELU et estimation des tassements prévisionnels dans le cas de fondations superficielles pour un profil type de fondation,
- **Note de prédimensionnement**
 - Fondations superficielles selon plusieurs cas de charges-types
- **Les dispositions constructives et les sujétions d'exécution**

Notre étude ne comprend pas notamment :

- La vérification de la stabilité interne des fondations (calculs béton armé,) et l'établissement des plans de coffrage et ferrailage ;
- L'établissement des plans et coupes du projet ;
- L'estimation des quantités, coûts et délais des ouvrages géotechniques du projet ;
- La définition des niveaux d'eau caractéristiques, et toute étude hydraulique / hydrogéologique pour le projet ;



- La phase DCE/ACT de la mission G2.

Remarque importante :

Nos études géotechniques ne concernent pas les projets géothermiques ; des études géologiques, hydrogéologiques et thermiques spécifiques, aux profondeurs requises pour ces projets, doivent être menées pour analyser les aléas particuliers qui pourraient y être liés (notamment risque de mise en communication de nappes, d'artésianisme, de sols gonflants, etc.).

L'objet de l'étude géotechnique n'est pas de détecter une éventuelle contamination des sols par des matières polluantes, ni de définir les filières d'évacuation des déblais. Le cas échéant, le service Environnement de FONDASOL est disponible pour établir un devis de diagnostic environnement.

A.3. Prestations conjointes réalisées pour le projet

	Prestation(s)	Pièce(s)
 GEOTECHNIQUE G1+G2AVP	Etude géotechnique mission G1+G2AVP	Pièce 001 PR.44GT.25.0061.001
 GEOTECHNIQUE G2PRO	Etude géotechnique mission G2PRO (présent rapport)	Pièce 002 PR.44GT.25.0061.002

A.4. Documents à notre disposition pour cette étude

A.4.1. Documents préalables

Nous avons disposé pour cette étude des documents suivants :

N°	Document	Émetteur	Référence	Ind	Date Emission	Phase
[1]	Plans APD	BCF INGENIERIE	23i083	-	Décembre 2024	G1+G2AVP
[2]	Etude géotechnique G2AVP de l'ancien projet	FONDASOL	AN.18-0259	-	19/09/2018	
[3]	Descentes de charges Mezzanine	IMING	-	01	Avril 2025	
[4]	Descentes de charges Aire de stockage du carburant+ Schéma de principe	IMING	-	-	-	G2PRO
[5]	Descentes de charges Banc Essais+ Schéma de principe	IMING	-	-	-	
[6]	Descentes de charges Local stockage hydrogène + Schéma de principe	IMING	-	-	-	
[7]	Descentes de charges Mezzanine + Schéma de principe	IMING	-	-	-	
[8]	REHABILITATION DES BATIMENTS H ET I __ IMING_DDC G2PRO-Ind 02	IMING	-	02	Juin 2025	

A.4.2. Autres sources d'information

Notre étude s'est également basée sur les sources d'information suivantes :

- La carte IGN du secteur,
- Les données du BRGM,
- La carte géologique du secteur,
- Les données publiées sur le site georisques.gouv.fr,
- Les vues aériennes du secteur disponibles sur Géoportail, Google Earth et remonterletemps.ign.fr,
- Les données d'archives et analyses issues de l'outil SOLSCORE de Fondasol.

A.4.3. Données manquantes

Les éléments suivants ne nous ont pas été fournis :

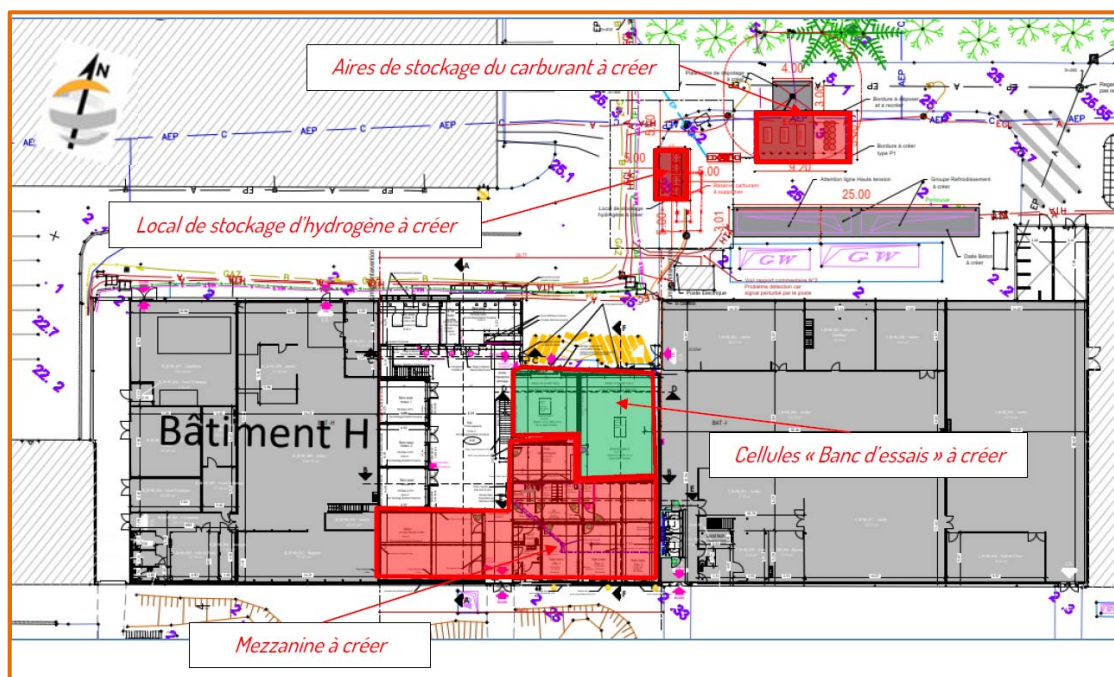
- Descentes de charges,
- Tassements absolus et différentiels admissibles,
- Catégorie d'importance du projet vis-à-vis du risque sismique.

A.5. Description du projet

A.5.1. Caractéristiques générales du projet et des ouvrages

Le projet consiste en la construction d'un projet d'intégration d'une plateforme expérimentale banc frein pour moteur à combustion hydrogène comprenant :

- Une aire de stockage du carburant hors sol dans une zone d'espace vert,
- Un local stockage d'hydrogène hors sol dans une zone de voirie le long du bâtiment,
- Deux cellules « bancs d'essais » (dont les moteurs marins sont encaissés de 50 cm par rapport au niveau RDC +/-0,00), à l'intérieur du bâtiment H existant.
- Une mezzanine sur poteaux, à l'intérieur du bâtiment H existant.



Plan de masse projet - extrait de [8]

Les niveaux bas RDC +/-0,00 des ouvrages, communiqués par IMING sont les suivant :

Ouvrages	Mezzanine	Cellules « Bancs d'essais »	Local de stockage d'hydrogène	Aires de stockage carburant
Niveau bas RDC (m NGF)	26,32	26,32	26,32	26,32

Les tassements absolus et différentiels admissibles sous exploitation ne nous ont pas été communiqués.

Nous ne disposons pas d'autre information concernant ce projet au moment de la rédaction de ce rapport.

A.5.2. Catégorie géotechnique et de durée d'utilisation du projet des ouvrages

En l'absence d'indication, nous avons considéré, conformément à l'Eurocode 0 et à l'Eurocode 7, les hypothèses suivantes :

- Catégorie géotechnique du projet : 2.
- Classe de conséquence des ouvrages : CC2.
- Catégorie de durée d'utilisation des ouvrages définitifs : 4 (50 ans).

Ces hypothèses seront à confirmer par le Maître d'Ouvrage.

A.5.3. Catégorie d'importance vis-à-vis du risque sismique

La catégorie d'importance d'ouvrage considérée par hypothèse dans la suite du rapport (hypothèse restant à confirmer par le Maître d'Ouvrage) est : II.

A.6. Programme d'investigations

A.6.1. Investigations in-situ

Dans le cadre de la mission G1+G2AVP, les investigations suivantes avaient été réalisées :

Sondages	SPI	SP2
Type	Pressiométrique	
Profondeur (m)	5,0	5,0
Essais	4	4
Nivellement (m NGF)	25,8	26,2

Les sondages ont été implantés en fonction des contraintes d'accessibilité du site, et nivelés par nos soins.

Ils ont été réalisés au moyen d'une sondeuse hydraulique de marque SEDIDRILL (SD40). Les échantillons ont été prélevés à la tarière continue Ø63 mm et au taillant Ø64 mm.

Dans le cadre de l'ancien projet (rapport FONDASOL AN.18-0259 du 19/09/2018), les investigations peuvent être réutilisées pour le présent projet :

Sondages	PR1	PR2	PR3	PR4
Type	Pressiométrique			
Profondeur (m)	9,0	9,0	9,0	9,0
Essais	8	8	8	8
Nivellement (m NGF)	26,2	26,2	26,2	26,2

Les résultats des investigations in-situ réalisées par FONDASOL sont donnés en annexe du présent rapport.

Aucune nouvelle investigation n'a été réalisée dans le cadre de la présente mission G2PRO.

A.6.2. Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire suivants ont été réalisés :

- 2 analyses d'agressivité des sols sur les bétons,

Les résultats de ces analyses en laboratoire sont joints, en annexe du présent rapport.

A.6.3. Autres investigations

Une détection de réseaux enterrés a été réalisé afin de sécuriser les points de sondages SPI et SP2, par l'entreprise DETECT RESEAUX 44, préalablement à notre intervention, le 28/03/2025.

B.1.2. Le site et son environnement

Lors de notre intervention, le terrain était occupé par des constructions existantes (bâtiment H et I) et d'une voie en enrobé bitumineux au droit des projet de bancs Marin et de dépôt d'hydrogène.

Au droit du dépôt d'hydrocarbures, le terrain était couvert d'une enherbé.

La présence de réseaux enterrés au droit du bâtiment, des zones de voiries et des zones enherbées est à prévoir.



Photographie aérienne du site du 28/06/2023 (Google Maps ©)



Vues du site (visite du 18/03/2025)

B.2. Contexte géologique

D'après la carte géologique de NANTES (carte n°481) au 1/50 000 éditée par le BRGM, et notre connaissance du secteur, les terrains devraient être constitués de terrains de recouvrement (limons, argiles), reposant sur un substratum de micaschiste plus ou moins altéré en tête sous la forme de limon schisteux.



Extrait de la carte géologique de NANTES au 1/50 000 (source : BRGM ©)

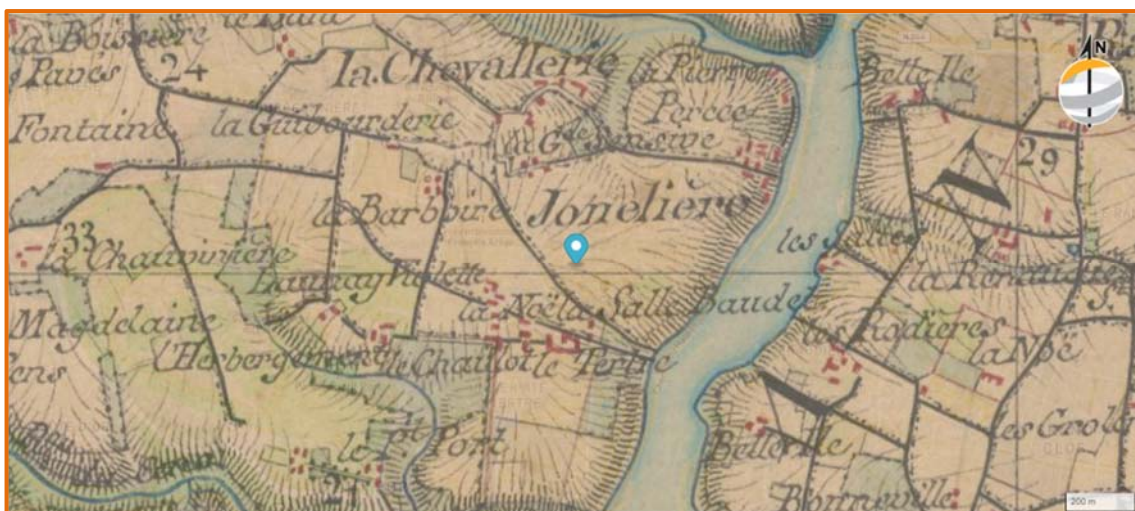
Compte tenu de l'aspect construit du site, il faudra s'attendre à rencontrer des surépaisseurs de remblais plus ou moins importantes que celles rencontrées au droit de nos sondages. Ces remblais pourront être de nature diverse et de compacité très variable. Ils pourront également contenir des vestiges (fondations, réseaux, etc.).

Dans ce contexte géologique, le toit du substratum micaschisteux correspond à une surface d'érosion et d'altération. De ce fait, il sera toujours possible de rencontrer des pointements rocheux ou des approfondissements du toit du substratum de micaschiste sous le recouvrement limoneux et les remblais. Ces variations lithologiques engendrent d'importantes hétérogénéités des caractéristiques mécaniques.

B.3. Enquête documentaire

B.3.1. Eléments historiques

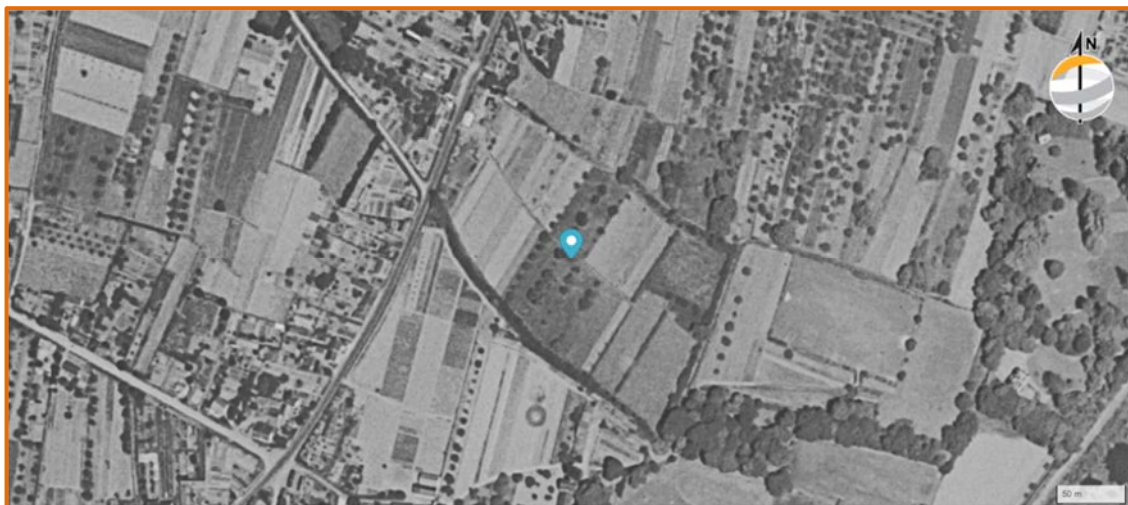
D'après l'extrait ci-dessous, le terrain était à l'origine (en 1820-1866) des champs.



Extrait de la carte d'état-major de 1820 - 1866 (source : Géoportail ©)

L'analyse des photographies aériennes et historiques de 1950-1965 ne révèle la présence d'aucun ouvrage antérieur aux constructions existantes sur le site.

Les informations données ci-après concernant l'historique du site sont issues de vues aériennes disponibles sur remonterletemps.ign.fr. Il ressort de ces éléments que le site a été aménagé en 1999 ou 2000, dans sa configuration actuelle.



Vue aérienne dans la période 1950-1965 (source : remonterletemps.ign.fr)

B.3.2. Inventaire des risques naturels connus

La commune a fait l'objet de plusieurs arrêtés de catastrophe naturelle repris ci-après.

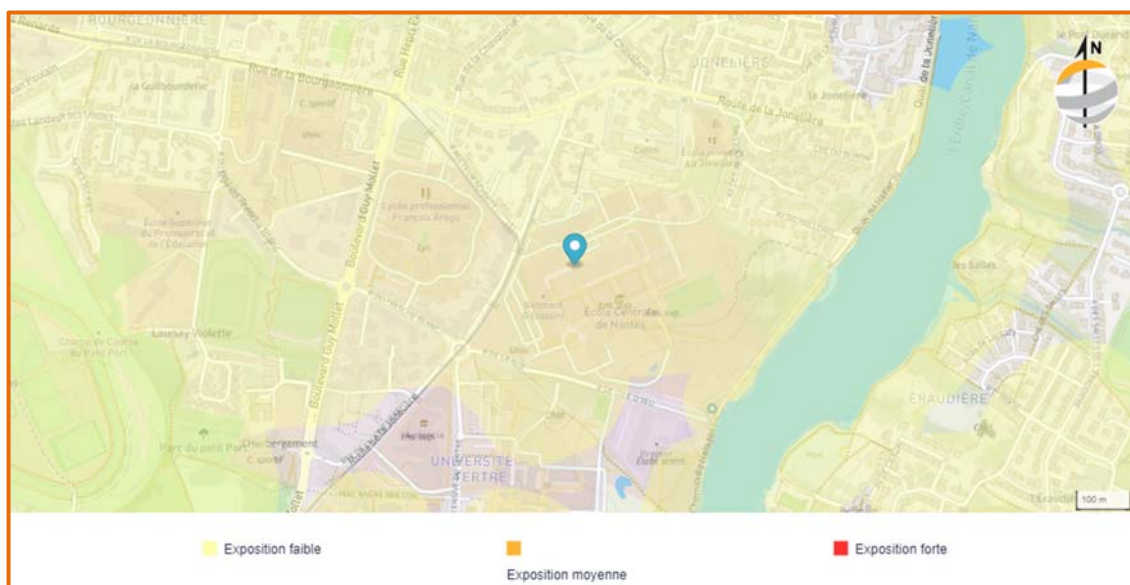
Code National CATNAT	Début le	Fin le	Arrêté du	Sur le journal officiel du	Risque	Commune
NOR19830111	08/12/1982	31/12/1982	11/01/1983	13/01/1983	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
NOR19830910	18/07/1983	21/07/1983	10/09/1983	11/09/1983	Grêle	NANTES
NOR19830910	18/07/1983	21/07/1983	10/09/1983	11/09/1983	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
NOR19830910	18/07/1983	21/07/1983	10/09/1983	11/09/1983	Tempête	NANTES
NOR19870127	15/09/1986	15/09/1986	27/01/1987	14/02/1987	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
INTE9500103A	17/01/1995	05/02/1995	21/02/1995	24/02/1995	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
INTE9800067A	11/06/1997	11/06/1997	12/03/1998	28/03/1998	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
INTE9900627A	25/12/1999	29/12/1999	29/12/1999	30/12/1999	Mouvement de Terrain	NANTES
INTE0100059A	05/01/2001	07/01/2001	12/02/2001	23/02/2001	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
IOCE0924271A	10/05/2009	10/05/2009	16/10/2009	21/10/2009	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
INTE1726132A	09/07/2017	09/07/2017	26/09/2017	27/10/2017	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
IOME2222390A	02/10/2021	03/10/2021	29/07/2022	25/08/2022	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
IOME2222390A	24/04/2022	24/04/2022	29/07/2022	25/08/2022	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
IOME2418595A	17/06/2024	21/06/2024	04/07/2024	07/07/2024	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES
INTE2501371A	07/10/2024	12/10/2024	19/01/2025	05/02/2025	Inondations et/ou Coulées de Boue	NANTES

Liste des arrêtés de reconnaissance de catastrophe naturelle (source : Géorisques ©)

Cette liste n'est pas exhaustive. Il appartient aux concepteurs du projet de s'assurer que le projet tient compte des prescriptions liées à l'ensemble des risques, y compris non géotechniques.

B.3.3. Exposition au retrait-gonflement des argiles

D'après la cartographie numérique à une échelle de validité de 1/25 000 consultable sur le site www.georisques.gouv.fr le terrain est inscrit dans une zone d'exposition **faible** vis-à-vis du retrait/gonflement des argiles par variations hydriques.



Extrait de la carte d'exposition au risque de retrait-gonflement (source : Géorisques ©)

B.3.4. Aléa inondation par crue

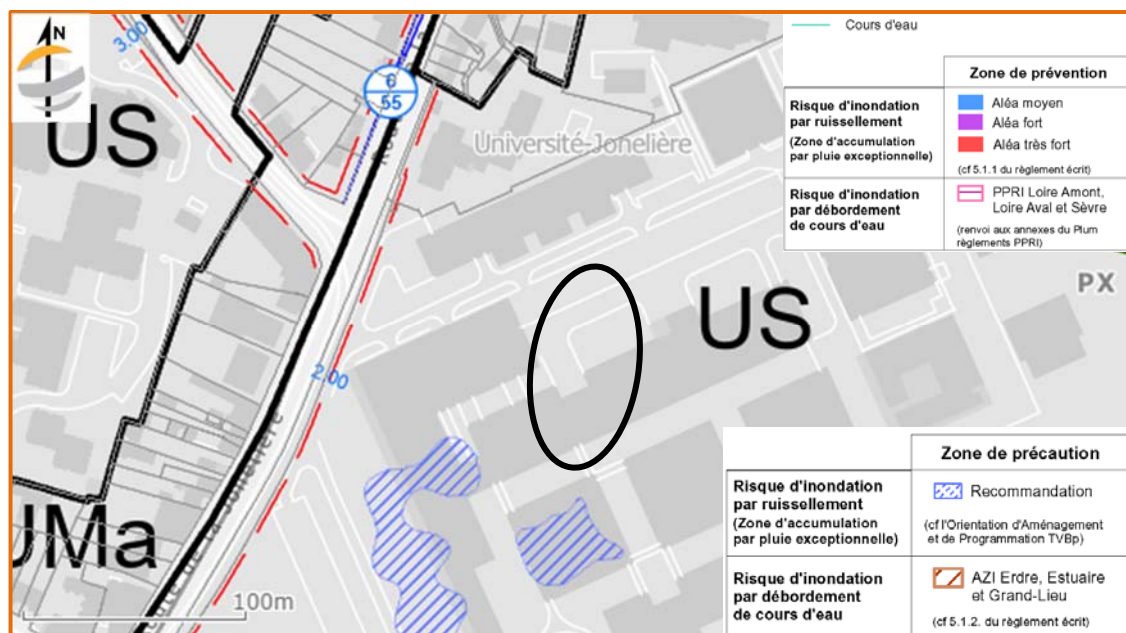
La commune de NANTES comprend un plan de prévention des risques PPRn Inondation et fait partie du Programme d'Action de Prévention contre les Inondations, des Territoires à Risque important d'Inondation auxquels il convient de se référer.

Numéro du document	Nom du PPR	Risque	Etat	Date d'approbation	Commune
44DDTM19970006	PPRi SEVRE NANTAISE	Inondation	Approuvé	03/12/1998	NANTES
44DDTM20080006	PPRi LOIRE Aval Agglo Nantaise	Inondation	Approuvé	31/03/2014	NANTES

D'après les documents des PPRn Inondations approuvés sur la commune, le site n'est pas concerné par le risque inondation par crue.

B.3.5. Aléa « Inondations » par ruissellement (PLUm)

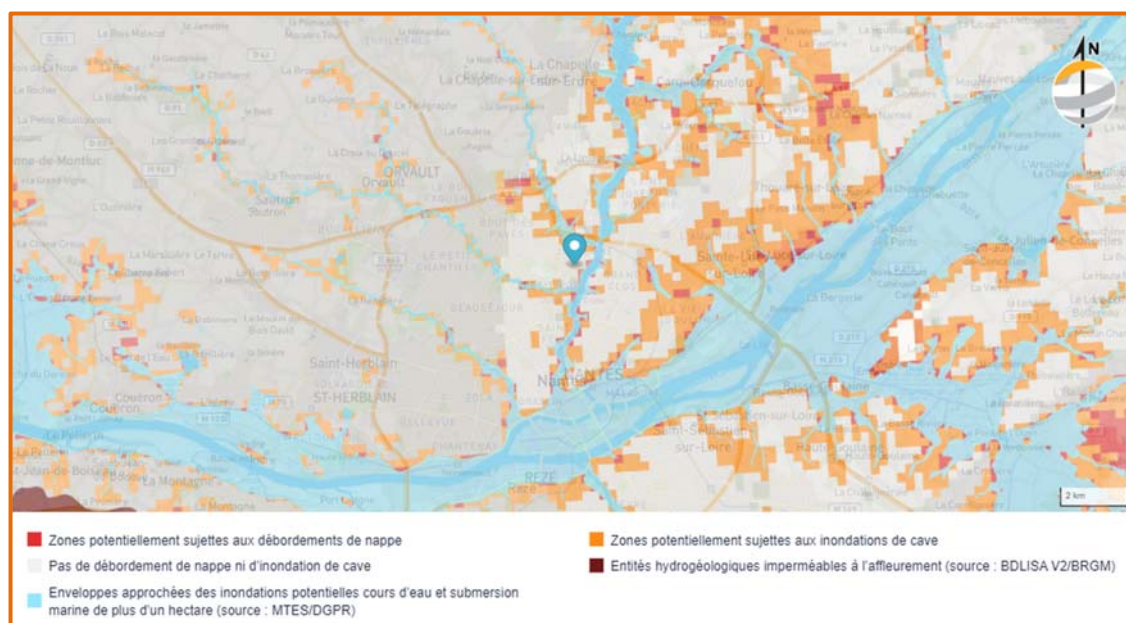
D'après la carte de zonage du PLUm, le projet **n'est pas concerné** par le risque d'inondation par ruissellement.



Extrait de la carte de zonage du PLUm (4-2-6 : Cycle de l'eau)

B.3.6. Exposition aux remontées de nappe

D'après la carte des remontées de nappe, à une échelle de validité de 1/10 000, qui est disponible sur le site www.georisques.gouv.fr, le terrain est inscrit en zone **sans débordements de nappe ni d'inondation de cave**.



Extrait de la carte d'exposition aux remontées de nappes (source : Géorisques ©)

La pose et le suivi mensuel de piézomètres restent les meilleurs moyens pour caractériser localement cet aléa (mission non confiée).

B.3.7. Pollution

L'objet de l'étude géotechnique n'est pas de détecter une éventuelle contamination des sols par des matières polluantes.

Nous pouvons simplement préciser que les échantillons de sols prélevés ne présentaient pas d'odeurs suspectes. Pour plus de précisions, une étude environnementale pourrait être réalisée.

B.3.8. Sismicité

Le gouvernement a publié au journal officiel du 22 octobre 2010, deux décrets relatifs au zonage sismique national, et un arrêté fixant les règles de construction parasismique telles que les règles Eurocode 8.

D'après le décret n°2010-1255 daté du 22 octobre 2010, la commune se situe en zone de **sismicité 3** (sismicité « modérée »).

B.3.9. Rayonnements ionisants

D'après la carte du potentiel radon établie par l'IRSN (source : irsn.fr), la commune est inscrite en **catégorie 3** (cas de formations géologiques présentant des teneurs en uranium les plus élevées).

Nous rappelons qu'il existe une obligation de mesures de concentration en radon dans le cas de certains établissements recevant du public. En fonction des résultats des mesures, des dispositions constructives pourront s'avérer nécessaires.

Ce risque n'étant pas géotechnique, il conviendra donc de se référer aux recommandations de l'IRSN pour limiter toute accumulation de ce gaz dans la construction (www.irsn.fr).

C. RESULTATS DES INVESTIGATIONS

C.1. Lithologie

Les sondages ont permis de mettre en évidence la succession lithologique suivante :

- **Formation 1 : remblais sablo-graveleux +/- limoneux** marron grisâtre. Un enrobé bitumineux noir a été reconnu en SPI et PR4 sur une épaisseur de 5 cm, et un béton grisâtre sur une épaisseur de 20 cm en PRI sous une épaisseur de carrelage de 5 cm.
- **Formation 2 : limon argileux** bariolé beige-ocre et rougeâtre reconnu uniquement en PR4.
- **Formation 3a : limon schisteux beige** grisâtre.
- **Formation 3b : micaschiste décomposé à compact** beige grisâtre.

Nous récapitulons la profondeur et la cote de la base des formations au droit de chaque sondage dans le tableau ci-dessous :

N°	Nature de la formation	SPI 25,8	SP2 26,2	PRI 26,2	PR2 26,2	PR3 26,2	PR4 26,2
		Profondeur (m) Cote (m NGF)					
1	Remblais	0,5 25,3	0,7 25,5	0,6 25,6	0,2 26,0	1,4 24,8	0,4 25,8
2	Limon argileux	-	-	-	-	-	0,8 25,4
3a	Limon schisteux	1,2 24,6	1,3 24,9	1,7 24,5	2,4 23,8	2,3 23,9	-
3b	Micaschiste décomposé à compact	>5,0 >20,8	>5,0 >21,2	>9,0 >17,2	>9,0 >17,2	>9,0 >17,2	>9,0 >17,2

Nota : La description des terrains traversés et la position des interfaces comportent des imprécisions inhérentes à la méthode de forage destructif. En outre, elle ne permet pas de déterminer la granulométrie exacte des horizons ou d'identifier la présence d'éléments grossiers (blocs, ...).

C.2. Données géomécaniques

Les caractéristiques mécaniques des sols rencontrés ont été mesurées à partir des essais pressiométriques avec les notations suivantes :

p_l^* : pression limite nette,
 E_M : module de déformation pressiométrique.

Ces essais ont pour objectif de caractériser mécaniquement les formations identifiées ci-dessus. Au droit de nos sondages les résultats sont les suivants :

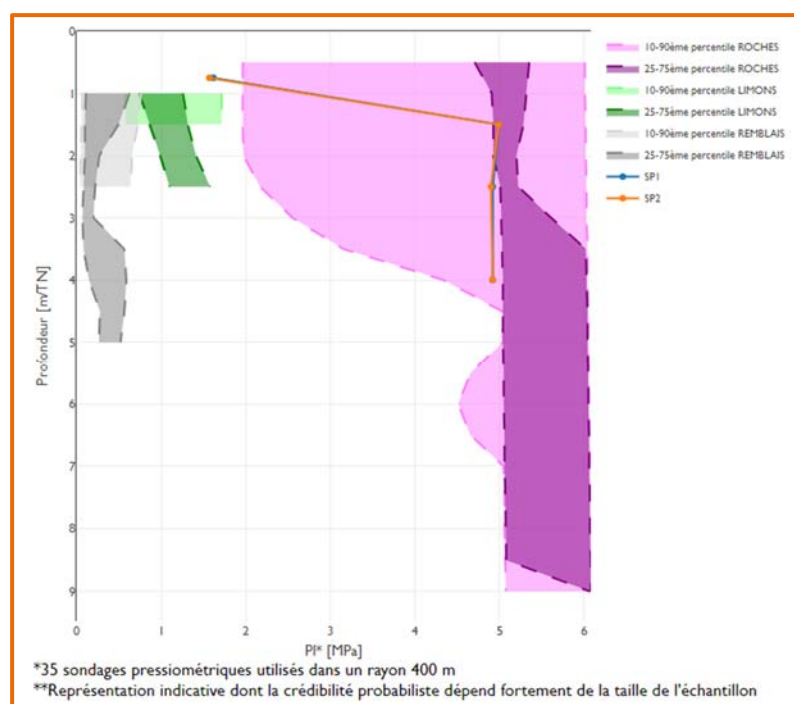
N°	Formation	Profondeur de la base (m/Terrain actuel)	Classe de sol selon EC7	E _M (MPa)		PI* (MPa)		Nombre d'essais
				Min	Max	Min	Max	
1	Remblais	0,2 à 1,4	Sable dense	20,8		1,04		1
2	Limon argileux	0,8	Limon mou	Pas d'essai dans cette formation				
3a	Limon schisteux	1,2 à 2,4	Limon raide	9,3	30,7	0,98	1,72	6
3b	Micaschiste décomposé à compact	>9,0	Rocher altéré à fragmenté	53,3	904,4	2,14	>4,9	33

C.3. Données statistiques SOLSCORE

Une consultation de données issues de campagnes de reconnaissances effectuées dans le cadre d'études antérieures réalisées par FONDASOL sur le secteur d'étude et à proximité (à moins de 400 m dans un contexte géotechnique et topographique identique), en tenant compte de l'altimétrie moyenne du terrain de l'ordre 25,9 m NGF, a été réalisée. Cette consultation fait ressortir une base de 35 sondages pressiométriques significatifs et représentatifs de la zone d'étude.

L'exploitation statistique de ces données permet d'établir les enveloppes probabilistes correspondant aux pressions limites mesurées lors de ces campagnes antérieures et permet la comparaison avec les données provenant des sondages (SP1 et SP2) réalisés au droit du site d'étude.

Il en ressort que les sondages réalisés dans le secteur ont mis en évidence la présence de remblais de faible compacité localement jusqu'à 5,0 m environ (reconnus jusqu'à une profondeur maximum de 2,4 m au droit du sondage PR2), ou des limons de moyenne compacité jusqu'à 2,5 m environ (reconnus jusqu'à 1,7 m au droit du sondage PR1), reposant sur le micaschiste très compact.



C.4. Analyses d'agressivité des sols vis-à-vis du béton

L'agressivité des sols vis-à-vis du béton doit être évaluée selon la norme NF EN 206+A2/CN.

Dans le cadre du projet étudié, les ouvrages en béton seront en contact avec le sol uniquement.

Des échantillons de sols ont été prélevés en SPI et SP2 sont en cours d'analyses par le laboratoire INOVALYS. Ces analyses seront intégrées au présent rapport une fois réalisées.

C.5. Données hydrogéologiques (niveaux d'eau)

Lors de nos interventions, fin août 2018 et début avril 2025, des arrivées d'eau libre ont été remarquées uniquement dans le sondage PR3 à 7,4 m de profondeur (les autres sondages sont restés secs aux profondeurs atteintes).

Le terrain est manifestement le siège de circulations d'eau au sein du substratum micaschisteux dans son réseau de fracturation.

De plus, le contraste de perméabilité entre les remblais superficiels et les limons sous-jacents impliquera des circulations d'eau de surface, voire des nappes perchées temporaires, évoluant au rythme des épisodes pluvieux.

L'intervention ponctuelle dans le cadre de la réalisation de la présente étude ne permet pas de fournir des informations hydrogéologiques précises, dans la mesure où le niveau d'eau mentionné dans le rapport d'étude correspond nécessairement à celui relevé à un moment donné, sans possibilité d'apprécier la variation inéluctable des nappes et circulations d'eau qui dépend notamment des conditions météorologiques.

Les études hydrogéologiques répondront en particulier aux problèmes spécifiques d'hydraulique du bâtiment : estimation des niveaux caractéristiques de la nappe (EH, EE, EB), débits d'exhaure associés en phase travaux, gestion des eaux souterraines...

Aucune de ces deux missions (suivi et étude hydrogéologique) ne nous a été confiée pour ce dossier.

NOTA : Le dimensionnement des éventuels ouvrages enterrés (fosses moteurs des bancs d'essais par exemple) vis-à-vis des pressions hydrostatiques, nécessitera la définition des niveaux d'eau caractéristiques (EB, EH et EE) au droit du projet.

En l'absence de la définition de ces niveaux d'eau caractéristiques, et compte tenu des profondeurs d'eau ponctuelles mesurées, les éventuels ouvrages enterrés ne seront pas dimensionnés (cuvelage étanche et reprise des pressions hydrostatiques) en tenant compte d'un niveau d'eau.

C.6. Analyse de l'agressivité des sols vis-à-vis du béton

L'agressivité des sols et des eaux vis-à-vis du béton doit être évaluée selon la norme NF EN 206+A2/CN:2022.

Des échantillons de sols ont été prélevés entre 0,5 et 1,5 m de profondeur en SPI et SP2. Les analyses de l'agressivité du sol vis-à-vis du béton ont été confiées à INOVALYS.

Nous rappelons que la norme NF EN 206/CN:2022 définit, pour les attaques chimiques, les trois classes d'exposition suivantes, correspondant à trois niveaux d'agressivité chimique :

- <XAI Environnement non agressif,
- XAI Environnement à faible agressivité chimique,
- XA2 Environnement d'agressivité chimique modérée,
- XA3 Environnement à forte agressivité chimique.

	Environnement	Mesures de protection	Niveau de protection
XAI	Faiblement agressif	Pas de mesure particulière. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.	1
XA2	Moyennement agressif	Adaptation de la composition et de la mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, E/C, cure, adjuvants)	2
XA3	Fortement agressif		

Les essais réalisés permettent de définir une classe d'agressivité chimique :

- **<XAI pour le sol** soit un environnement non agressif vis-à-vis des bétons.

Les résultats complets figurent en annexe.

Dans le cadre de notre étude, nous nous limiterons à l'évaluation de la classe d'agressivité chimique XAI. Les autres classes d'exposition (XCI, XSi, XDi, XFfi) seront à évaluer par le maître d'œuvre.

D. PRINCIPES DE CONSTRUCTION ENVISAGEABLES POUR LES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

D.1. Contraintes spécifiques du site / identification des aléas géotechniques

Des contraintes spécifiques liées au projet et au site ont été mises en évidence :

- Présence de remblais hétérogènes sur une épaisseur inférieure à 1,4 m (au droit du sondage PR3) reposant sur des sols limoneux sensible à l'eau en termes de portance et sujets au matelassage.
- Présence de constructions existantes à démolir et de réseaux à dévier dans l'emprise du projet, ce qui va occasionner un remaniement des sols de surface.
- Présence d'une nappe vers 7,4 m de profondeur en août 2018. Des nappes perchées temporaires dans les remblais de surface seront toujours possibles en période pluvieuse.
- Interaction du projet avec les constructions existantes (bâtiments H et I) dont la nature et la géométrie des fondations est inconnue.
- Présence de réseaux enterrés sous le projet.

D.2. Données liées au risque sismique

Compte-tenu de la catégorie d'importance des ouvrages supposé (II) et de la zone de sismicité (3), l'effet d'un séisme sera à considérer pour le dimensionnement structurel des ouvrages.

D.2.1. Classe de sol sismique

La classe de sol a été déterminée à partir des résultats des essais pressiométriques, en utilisant des corrélations entre les vitesses sismiques et les modules pressiométriques.

La classe de sol retenue est la **classe A**.

D.2.2. Paramètres de calcul liés au séisme

Zone de sismicité : **3** D'où l'accélération maximale au rocher : $a_{gr} = 1.1$
Catégorie d'importance du bâtiment : **II** D'où le coefficient d'importance : $\gamma_I = 1$
Classe de sol : **A** D'où le paramètre de sol : $S = 1$

D'où $a_{max} = a_{gr} \times \gamma_I \times S = 1.1 \text{ m/s}^2$

Remarques importantes :

Les éléments donnés ci-dessus suivent les hypothèses de l'EUROCODE 8, pour une zone de sismicité donnée.

L'hypothèse de catégorie d'importance, qui influence les paramètres de calculs structuraux, doit être confirmée par le Maître d'ouvrage.

D.2.3. Evaluation du risque de liquéfaction en cas de séisme

Compte tenu de la nature rocheuse des sols d'assise, le risque de liquéfaction peut être écarté.

D.3. Travaux d'adaptation du site pour accueillir le projet

D.3.1. Démolition

Les travaux des démolitions préalables, impacteront le projet ; notamment en ce qui concerne la traficabilité, l'assise des plateformes, les problématiques de rétention d'eau...

Il conviendra de s'assurer de la bonne conduite des opérations de démolition qui doivent comprendre au minimum :

- Démolition et purge des structures existantes enterrées (fondations, dallages, cuves enterrées, réseaux, ...) ;
- Relevé minutieux, par un géomètre, de la localisation, profondeur et géométrie des structures enterrées ;
- Le comblement des purges en utilisant un matériau granulaire insensible à l'eau, mis en œuvre et compacté selon les recommandations du guide GTR.

En fonction des éléments ci-avant, des adaptations des ouvrages géotechniques du projet pourront être nécessaires (purges, substitutions, choix des techniques, implantation des fondations...).

D.4. Conditions générales de terrassements

Au droit des voiries, la circulation des engins devrait être garantie quelle que soient les conditions météorologiques. Après décroustage des enrobés bitumineux, il conviendra de réceptionner la plateforme par réalisation d'essais de chargement à la plaque.

D'une façon générale, l'entreprise devra adapter sa méthodologie d'exécution des travaux (terrassement, compactage, ...) afin d'assurer l'assainissement et la portance des plateformes et d'éviter de générer des désordres dans les avoisinants pouvant être influencés par les travaux.

Les terrassements seront exécutés en dehors des périodes de pluie.

Les terrassements pourront être majoritairement réalisés à la pelle mécanique jusqu'au toit du substratum micaschisteux.

La présence de rocher et de vestiges éventuels à faible profondeur pourra nécessiter ponctuellement l'emploi de moyens de déroctage pour la réalisation des terrassements (BRH...). Nous attirons l'attention sur les basses fréquences de vibrations générées par les BRH, hautement préjudiciables aux constructions situées à proximité. L'entreprise intégrera dans sa méthodologie des dispositions permettant d'éviter de générer des désordres dans les existants.

A l'intérieur d'un bâtiment, la circulation des engins est garantie quelle que soient les conditions météorologiques.

Le projet étant situé à proximité de machines-outils sensibles aux vibrations, l'utilisation de moyens de déroctage est soumise à autorisation spécifique du Maître d'Ouvrage. Le dallage béton devra être découpée préalablement.

Après découpage du dallage aux dimensions du futur projet, les terrassements pourront être majoritairement réalisés à la pelle mécanique avec godet rétro. La présence éventuelle de vestiges et/ou de pointement rocheux nécessitera ponctuellement l'emploi de moyens adaptés (trancheuse, découpage préalable, BRH, ...).

Les travaux de terrassements génèreront :

- Des poussières. Nous recommandons d'inclure dans la prestation de l'entreprise de Terrassements, un arrosage adapté lors des phases de terrassements dans les remblais. En outre, un nettoyage régulier de la dalle extérieure conservée sera également à prévoir (fréquence à adapter aux demandes du Maître d'Ouvrage).
- Des vibrations.
- Des nuisances acoustiques.

Nous attirons l'attention sur les basses fréquences de vibrations générées par les BRH, hautement préjudiciables aux constructions situées à proximité. L'entreprise intégrera dans sa méthodologie des dispositions permettant d'éviter de générer des désordres dans les existants.

D.5. Dispositions vis-à-vis des eaux souterraines

Des niveaux d'eau souterraine ont été relevés sur la profondeur des sondages, vers 7,4 m de profondeur (août 2018).

Le projet ne prévoit pas de déblai notable ni d'ouvrages enterrés, des dispositions de drainage sont néanmoins à prévoir, pour la gestion des eaux météoriques (matelas granulaire, formes de pentes, fossés, caniveaux, ...).

Nota : quelles que soient les dispositions de gestion des eaux mises en œuvre, il conviendra de vérifier que ces dispositions respectent la réglementation en vigueur (exemple : loi sur l'eau).

D.6. Zone d'Influence Géotechnique (ZIG)

La Zone d'Influence Géotechnique définie en première approche s'étend sur une distance horizontale de 3 fois la hauteur des terrassements autour des ouvrages et aménagement projetés.

Les ouvrages inclus dans la ZIG sont alors, notamment :

- Les bâtiments existants H et I.
- Les voiries en enrobés bitumineux.
- Les réseaux enterrés à dévier.

D.7. Modes de fondations envisagés

Compte tenu des caractéristiques du site et des éléments portés à notre connaissance par IMING concernant le projet, il est prévu les systèmes de fondations suivants :

Pour l'aire de stockage du carburant, le local de stockage d'hydrogène et les deux cellules « bancs d'essais » :

- Fondations superficielles de type radier (avec bêtes périphériques) reposant sur le limon schisteux et le micaschiste décomposé à compact après purges/substitution si nécessaire, par l'intermédiaire d'une couche de forme.

Pour la mezzanine sur poteaux :

- Fondations superficielles de type semelles isolées ancrées de 30 cm dans la formation du limon schisteux.

E. ÉTUDE DU RADIER (AIRE DE STOCKAGE DU CARBURANT)

E.1. Niveau d'assise du radier

Compte tenu des éléments portés à notre connaissance, il est prévu de fonder cette partie du projet sur radier général (avec bèches périphériques) en béton armé assis dans les limons schisteux, par l'intermédiaire d'une couche de forme.

Cette couche de forme sera constituée de matériaux granulaires d'apport, dont la portance sera de 70 MPa minimum, après substitution des sols remblayés sur une épaisseur de l'ordre de 0,5 m minimum.

Une purge / substitution complémentaire sera à prévoir sur l'épaisseur des sols qui auront été remaniés par les travaux de démolition (de structures existantes, ou de dévoiement de réseaux enterrés par exemple), et dans le cas de présence d'éléments hétérogènes, évolutifs ou peu compacts en fond de forme.

Une protection contre le gel des sols d'assise sur une profondeur de mise hors gel minimale par rapport au niveau fini extérieur de 0,50 m est à prendre en compte. Cette protection pourra être assurée par la mise en œuvre de bèches périphériques ou par l'utilisation d'une forme d'assise épaisse en matériaux non gélifs.

E.2. Modèle et hypothèses géotechniques

Le modèle géotechnique et l'ébauche dimensionnelle présentés ci-après sont établis vis-à-vis des sollicitations statiques.

E.2.1. Modèle géotechnique

Le niveau du terrain avant travaux est considéré à la cote 25,8 m NGF.

Le niveau fini du terrain nous a été indiqué à 26,32 m NGF.

Au stade projet, nous avons retenu pour l'ébauche dimensionnelle des fondations sur la base du sondage SPI, le modèle géotechnique et les valeurs caractéristiques pressiométriques suivantes :

N°	Formation	Cote du toit de la formation (m NGF)	p_{LM}^* (MPa)	E_M (MPa)	E_s (MPa)	α
0	Couche de forme en matériaux granulaires d'apport insensibles à l'eau	26,07	-	-	EV2 ⁽¹⁾	0,33
I	Remblais	A purger impérativement				
3a	Limon schisteux	25,4	1,0	10	20	0,5
3b	Micaschiste décomposé à compact	24,6	2,1	30	60	0,5

α : coefficient rhéologique du sol considéré

TA : niveau du terrain actuel

⁽¹⁾ Sous réserve du respect des conditions d'exécution de l'horizon n°0 dans les règles de l'art, avec contrôles réguliers de la qualité de compactage.

Il conviendra de réaliser une couche de forme après purge des remblais existant (formation), jusqu'à la cote 25,4 m NGF.

E.2.2. Contraintes de calcul pour la fondation par radier

Les calculs de capacité portante du radier dans le cadre de la présente étude G2PRO respectent les prescriptions de la norme NF P94-261. Les contraintes de calcul et les tassements associés s'entendent pour une assise et des fonds de fouilles sains et non remaniés.

Au stade G2PRO, pour un radier établi dans les limons schisteux sur couche de forme soigneusement compactée, il est demandé de retenir les contraintes de calculs inférieures aux valeurs suivantes :

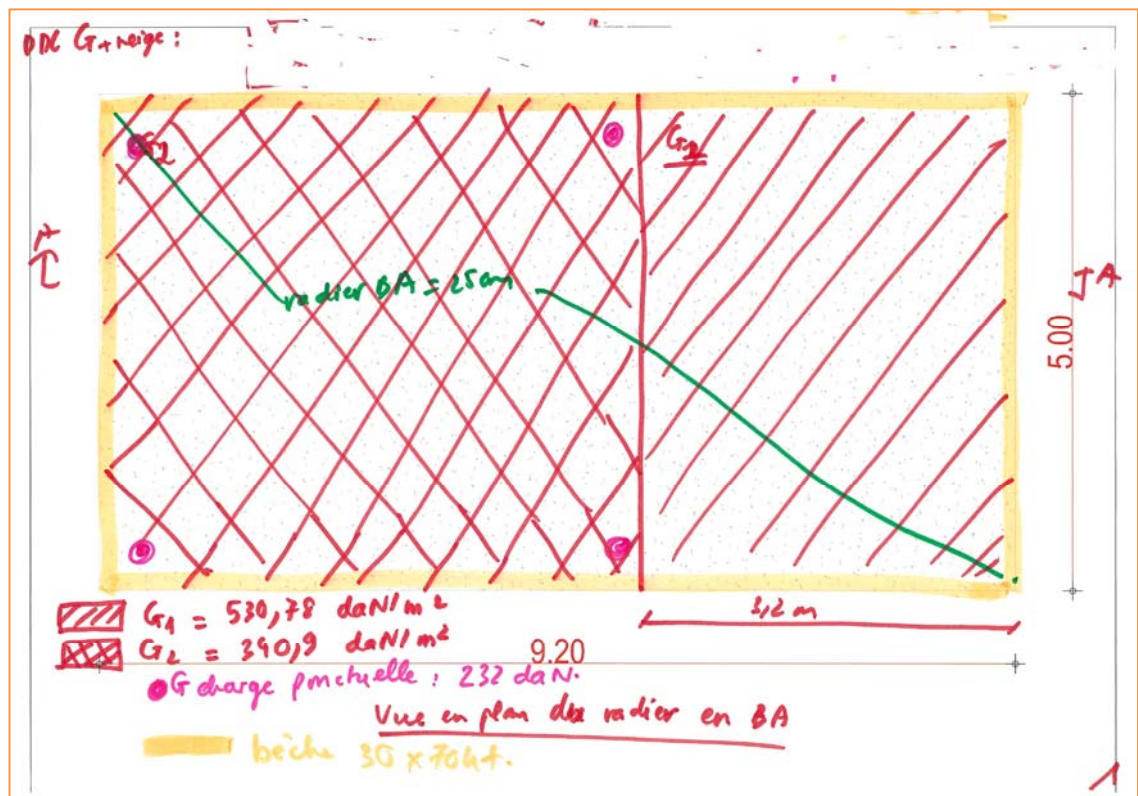
$$q'_{ELS} \leq 0,30 \text{ (en MPa)}$$

$$q'_{ELU} \leq 0,49 \text{ (en MPa)}$$

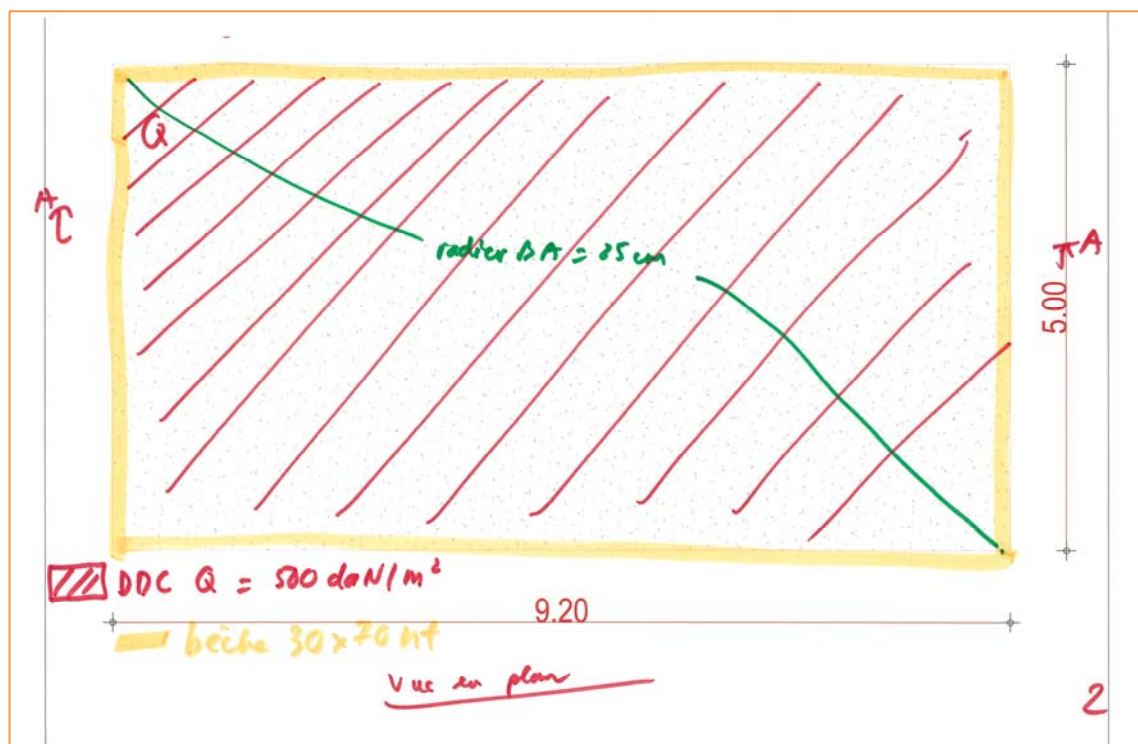
Outre le non-dépassement de ces contraintes de calcul, le dimensionnement du radier devra intégrer aussi le calcul des tassements engendrés (les seuils de déformation admissibles ne nous ont pas été communiqués par IMING et seront probablement plus limitants que la contrainte).

E.3. Descentes de charge sur radier

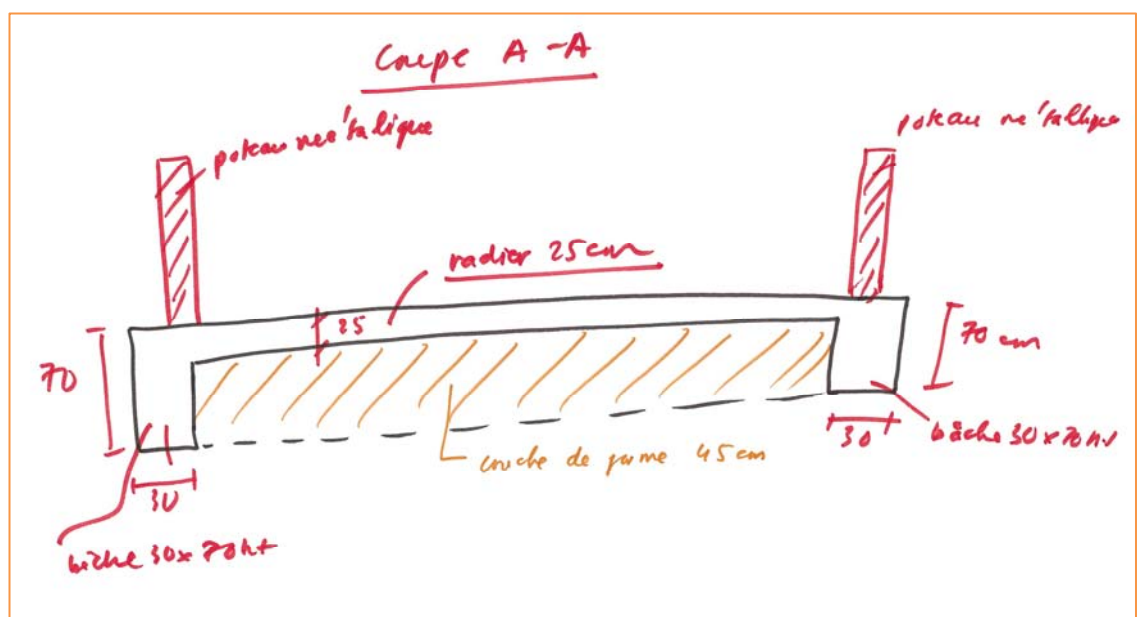
Les descentes de charge communiquées sont les suivantes :



Plan d'implantation et descentes de charges sur radier – Extrait de [4]



Plan d'implantation et descentes de charges sur radier – Extrait de [4]



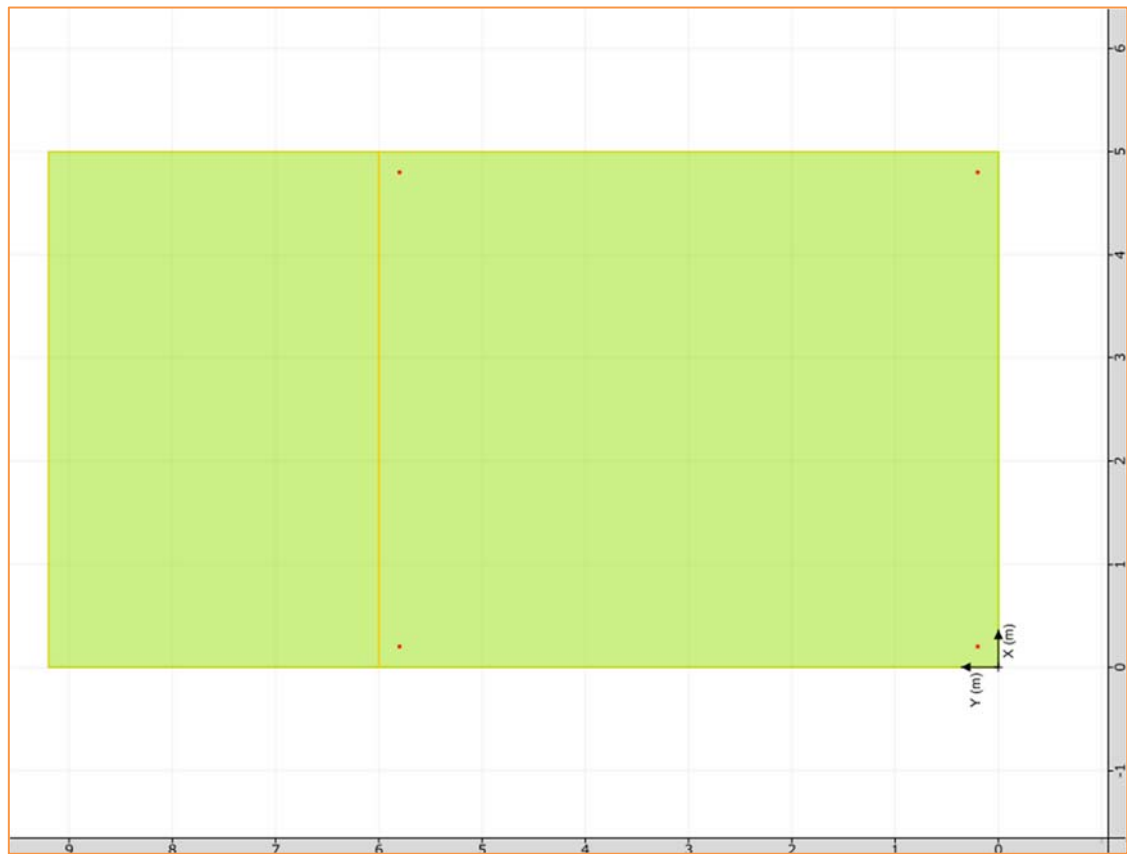
Coupe A-A – Extrait de [4]

Remarque : Au stade PRO, nous avons pris en compte les DDC fournies par IMING. En cas de modification de ces DDC, il incombera à l'entreprise de dimensionner ses ouvrages en fonction des nouvelles données qui lui seront communiquées.




E.4. Tassements des sols sous radier

Les tassements des sols sous les deux radiers et les contraintes appliquées par les descentes de charges fournis ont été calculés avec le logiciel FOXTA V4.1.12, en considérant le modèle géotechnique (cf. E.2.1).

Les données prises en compte afin de dimensionner le radier en fonction des descentes de charges sont les suivantes :

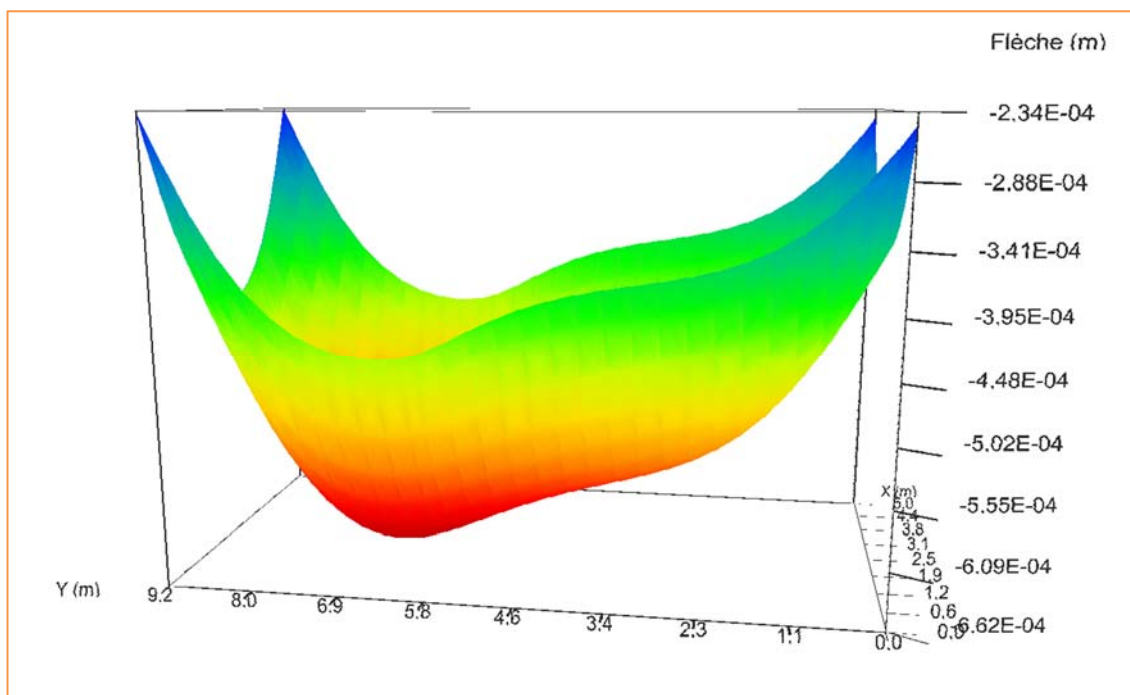


Plan de modélisation du radier (source : FOXTA V4.1.12)

	Plaque	X [m]	Y [m]	B [m]	L [m]	θ [°]	E [kPa]	ν	ρ [m]	z_{base} [m]
N°1 - Rectangle		0,00	0,00	5,00	9,20	0,0	1,00E07	0,00	0,25	26,07
	Surcharge répartie	X [m]	Y [m]	B [m]	L [m]	θ [°]	Q [kPa]			
N°1 - Rectangle		0,00	0,00	5,00	6,00	0,0	3,41			
N°2 - Rectangle		0,00	6,00	5,00	3,20	0,0	5,31			
N°3 - Rectangle		0,00	0,00	5,00	9,20	0,0	5,00			
	Surcharge ponctuelle	X [m]	Y [m]	Q_z [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]				
N°1 - Point		0,20	0,20	2,32	0,00	0,00				
N°2 - Point		0,20	5,80	2,32	0,00	0,00				
N°3 - Point		4,80	0,20	2,32	0,00	0,00				
N°4 - Point		4,80	5,80	2,32	0,00	0,00				

Données de modélisation du radier (source : FOXTA V4.1.12)

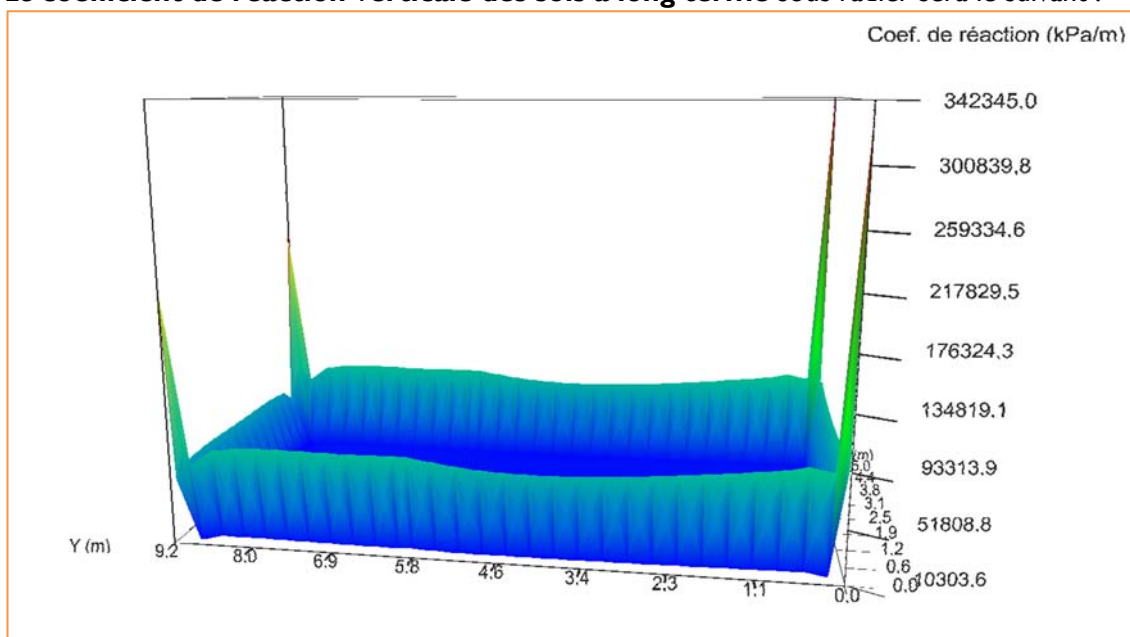
Dans le cas des surcharges données ci-avant sur le radier (surcharges répartis et poids des 4 poteaux), les tassements absolus prévisibles sous cette charge totale serait inférieur au demi-centimètre. Les tassements différentiels seront également inférieurs au demi-centimètre.



Représentation 3D de la flèche de plaque (source : FOXTA V4.1.12)

Ces données nécessaires sont à communiquer par le bureau d'étude structure. Celui-ci devra également s'assurer de la compatibilité des valeurs de tassements résultants, avec la structure envisagée, pour rigidifier l'ouvrage en conséquence.

Le coefficient de réaction verticale des sols à long terme sous radier sera le suivant :



Représentation 3D du coefficient de réaction du sol (source : FOXTA V4.1.12)

E.5. Vérification au soulèvement

Compte tenu de la présence de la nappe ponctuellement reconnu à plus de 7 m de profondeur, et sans effort au soulèvement fournis, il n'y a pas de risque de soulèvement du radier.

E.6. Assise de radier

Le radier pourra être réalisé sur terre-plein, en prévoyant :

- la purge des sols remblayés, des sols remaniés par les terrassements et des sols altérés par les intempéries sur la hauteur nécessaire à la mise en forme de la couche de forme,
- la mise en œuvre d'un géotextile anti contaminant et anti poinçonnant,
- la réalisation d'une couche de forme en matériaux granulaires (de classe GTR D31 par exemple), insensibles à l'eau et d'une épaisseur minimale de 50 cm.

E.6.1. Dispositions constructives

L'épaisseur minimale de la couche de forme sous radier sera de **50 cm minimum** (en période favorable) constituée de GNT 0/31,5 mm.

L'épaisseur finale de la couche de forme dépendra des épaisseurs de purges réalisées et du niveau zéro à atteindre par le radier.

Les matériaux retenus devront être conformes à la norme NFPI I-300 et en particulier répondre aux exigences suivantes : VBS < 0,1 et MDE < 45.

E.6.2. Contrôle

La plate-forme d'assise du radier sera contrôlée par des essais à la plaque :

Les critères de réception seront les suivants :

- | | |
|--------------------------------------|----------------------------|
| • Module de 2 ^{ème} cycle : | $EV_2 \geq 70 \text{ MPa}$ |
| • Indice de compactage : | $k = EV_2/EV_1 \leq 2,0$ |

F. ÉTUDE DU RADIER (BANC D'ESSAIS)

F.1. Niveau d'assise du radier

Compte tenu des éléments portés à notre connaissance, il est prévu de fonder cette partie du projet sur radier général (avec bèches périphériques) en béton armé assis dans les limons schisteux, par l'intermédiaire d'une couche de forme.

Cette couche de forme sera constituée de matériaux granulaires d'apport, dont la portance sera de 70 MPa minimum, après substitution des sols remblayés sur une épaisseur de l'ordre de 0,5 m minimum.

Une purge / substitution complémentaire sera à prévoir sur l'épaisseur des sols qui auront été remaniés par les travaux de démolition (de structures existantes, ou de dévoiement de réseaux enterrés par exemple), et dans le cas de présence d'éléments hétérogènes, évolutifs ou peu compacts en fond de forme.

Une protection contre le gel des sols d'assise sur une profondeur de mise hors gel minimale par rapport au niveau fini extérieur de 0,50 m est à prendre en compte. Cette protection pourra être assurée par la mise en œuvre de bèches périphériques ou par l'utilisation d'une forme d'assise épaisse en matériaux non gélifs.

F.2. Modèle et hypothèses géotechniques

Le modèle géotechnique et l'ébauche dimensionnelle présentés ci-après sont établis vis-à-vis des sollicitations statiques.

F.2.1. Modèle géotechnique

Le niveau du terrain avant travaux est considéré à la cote 26,2 m NGF.

Le niveau dalle fini nous a été indiqué à 26,32 m NGF, d'une épaisseur de 25 cm.

Au stade projet, nous avons retenu pour l'ébauche dimensionnelle des fondations sur la base des sondages PR1 et PR4, le modèle géotechnique et les valeurs caractéristiques pressiométriques suivantes :

N°	Formation	Cote du toit de la formation (m NGF)	p_{LM}^* (MPa)	E_M (MPa)	E_s (MPa)	α
0	Couche de forme en matériaux granulaires d'apport insensibles à l'eau	26,07	-	-	EV2 ⁽¹⁾	0,33
1	Remblais	A purger impérativement				
2	Limon argileux					
3a	Limon schisteux	25,4	1,0	10	20	0,5
3b	Micaschiste décomposé à compact	24,5	2,1	30	60	0,5

α : coefficient rhéologique du sol considéré

TA : niveau du terrain actuel

⁽¹⁾ Sous réserve du respect des conditions d'exécution de l'horizon n°0 dans les règles de l'art, avec contrôles réguliers de la qualité de compactage.

Il conviendra de réaliser une couche de forme après purge des remblais existant (formation), jusqu'à la cote 25,4 m NGF.

Les fosses de moteur marin (d'une profondeur de 50 cm), devront également avoir 50 cm de couche de forme sous radier.

F.2.2. Contraintes de calcul pour la fondation par radier

Les calculs de capacité portante du radier dans le cadre de la présente étude G2PRO respectent les prescriptions de la norme NF P94-261. Les contraintes de calcul et les tassements associés s'entendent pour une assise et des fonds de fouilles sains et non remaniés.

Au stade G2PRO, pour un radier établi dans les limons schisteux sur couche de forme soigneusement compactée, il est demandé de retenir les contraintes de calculs inférieures aux valeurs suivantes :

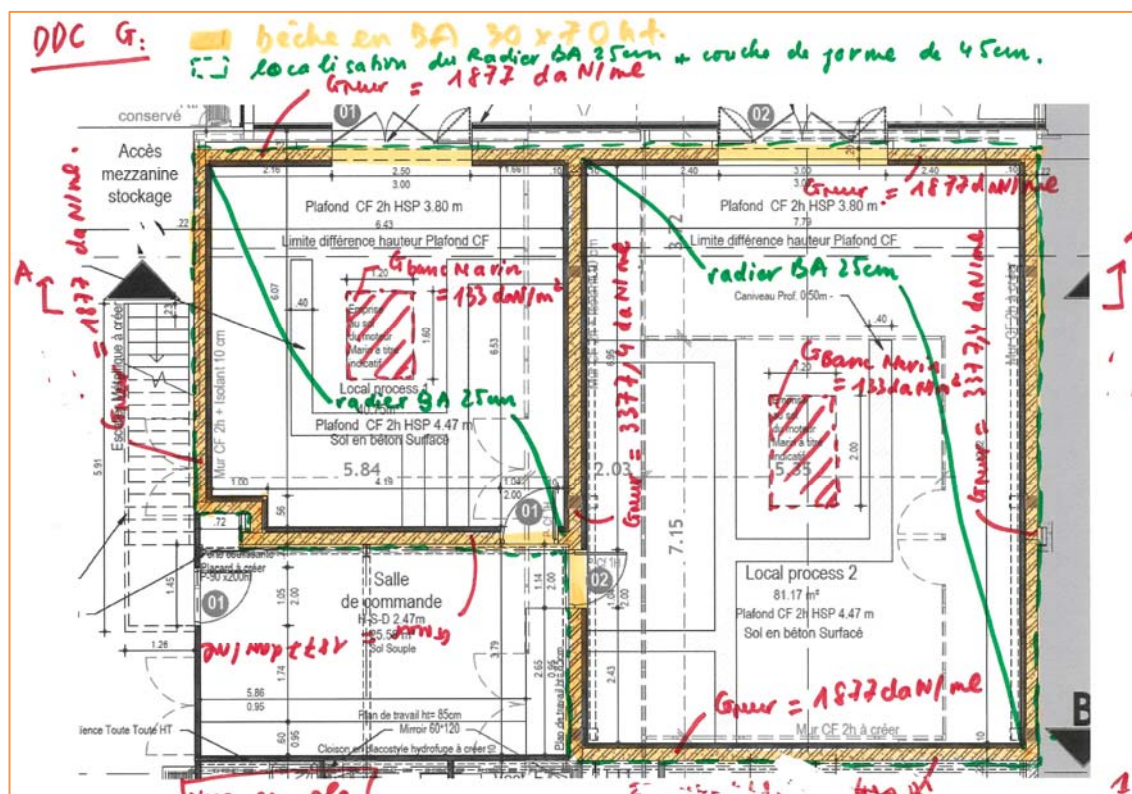
$$q'_{ELS} \leq 0,30 \text{ (en MPa)}$$

$$q'_{ELU} \leq 0,49 \text{ (en MPa)}$$

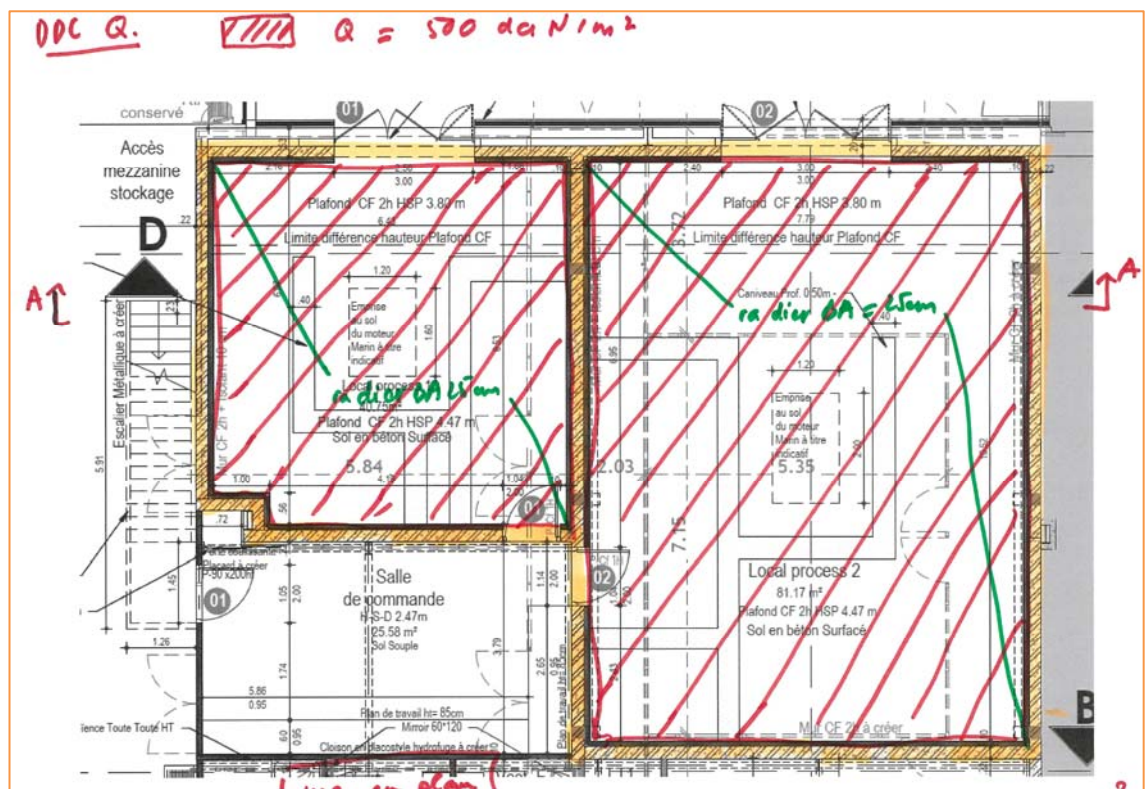
Outre le non-dépassement de ces contraintes de calcul, le dimensionnement du radier devra intégrer aussi le calcul des tassements engendrés (les seuils de déformation admissibles ne nous ont pas été communiqués par IMING et seront probablement plus limitants que la contrainte).

F.3. Descentes de charge sur radier

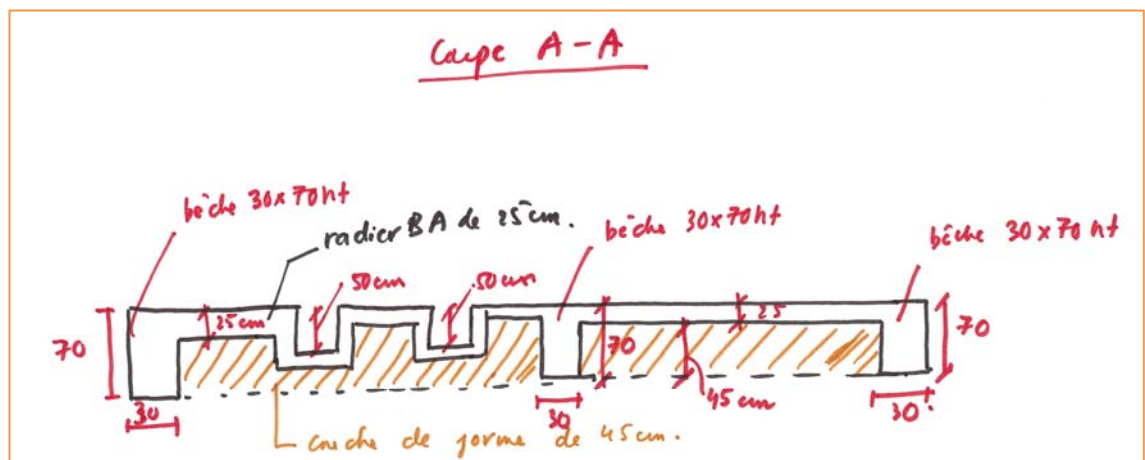
Les descentes de charge communiquées sont les suivantes :



Plan d'implantation et descentes de charges sur radier – Extrait de [4]



Plan d'implantation et descentes de charges sur radier – Extrait de [4]



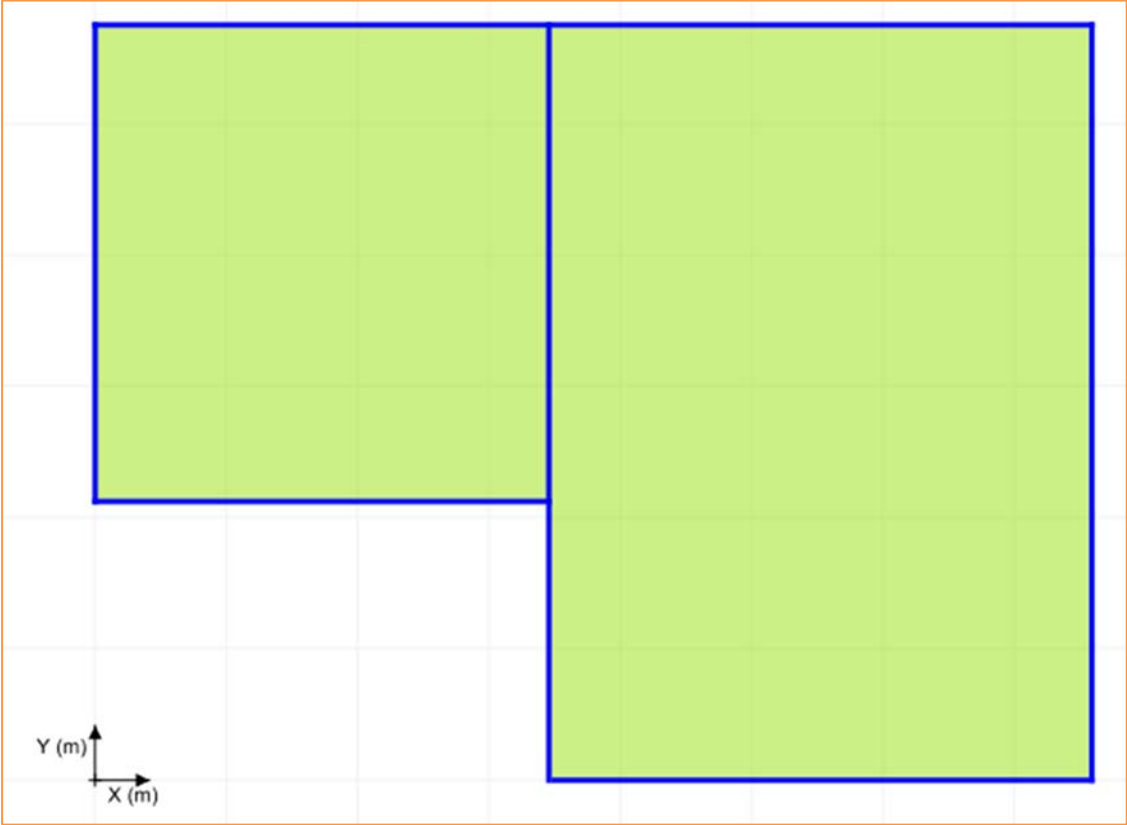
Coupe A-A – Extrait de [4]

Remarque : Au stade PRO, nous avons pris en compte les DDC fournies par IMING. En cas de modification de ces DDC, il incombera à l'entreprise de dimensionner ses ouvrages en fonction des nouvelles données qui lui seront communiquées.

F.4. Tassements des sols sous radier

Les tassements des sols sous les deux radiers et les contraintes appliquées par les descentes de charges fournis ont été calculés avec le logiciel FOXTA V4.1.12, en considérant le modèle géotechnique (cf. F.2.1).

Les données prises en compte afin de dimensionner le radier en fonction des descentes de charges sont les suivantes :

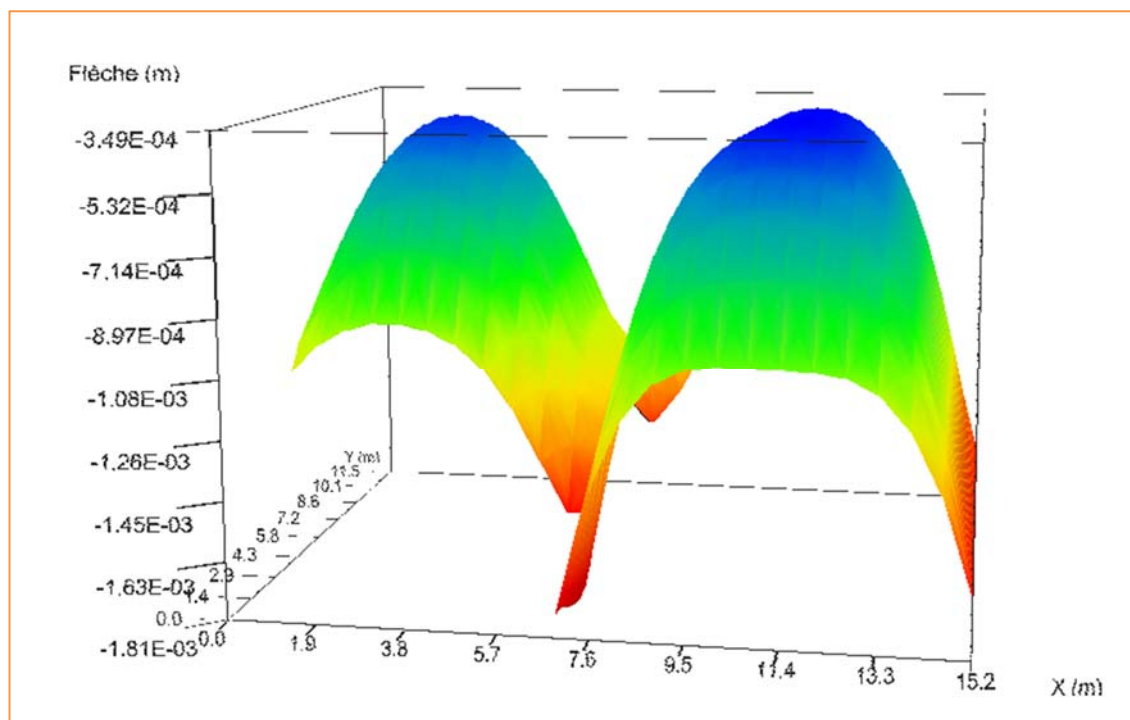


Plan de modélisation du radier (source : FOXTA V4.1.12)

	Plaque	n	S [m ²]	E [kPa]	v	e [m]	z _{base} [m]
N°1 - Polygone		6	145,42	1,00E07	0,00	0,25	26,07
	Surcharge répartie	n	S [m ²]	Q [kPa]			
N°1 - Polygone		6	145,42	5,00			
	Surcharge linéique	X ₁ [m]	Y ₁ [m]	X ₂ [m]	Y ₂ [m]	Q [kN/m]	
N°1 - Ligne		0,00	4,24	0,00	11,51	18,77	
N°2 - Ligne		0,00	11,51	15,18	11,51	18,77	
N°3 - Ligne		15,18	11,51	15,18	0,00	33,77	
N°4 - Ligne		15,18	0,00	6,99	0,00	18,77	
N°5 - Ligne		6,91	0,00	6,91	11,51	33,77	
N°6 - Ligne		0,00	4,24	6,91	4,24	18,77	

Données de modélisation du radier (source : FOXTA V4.1.12)

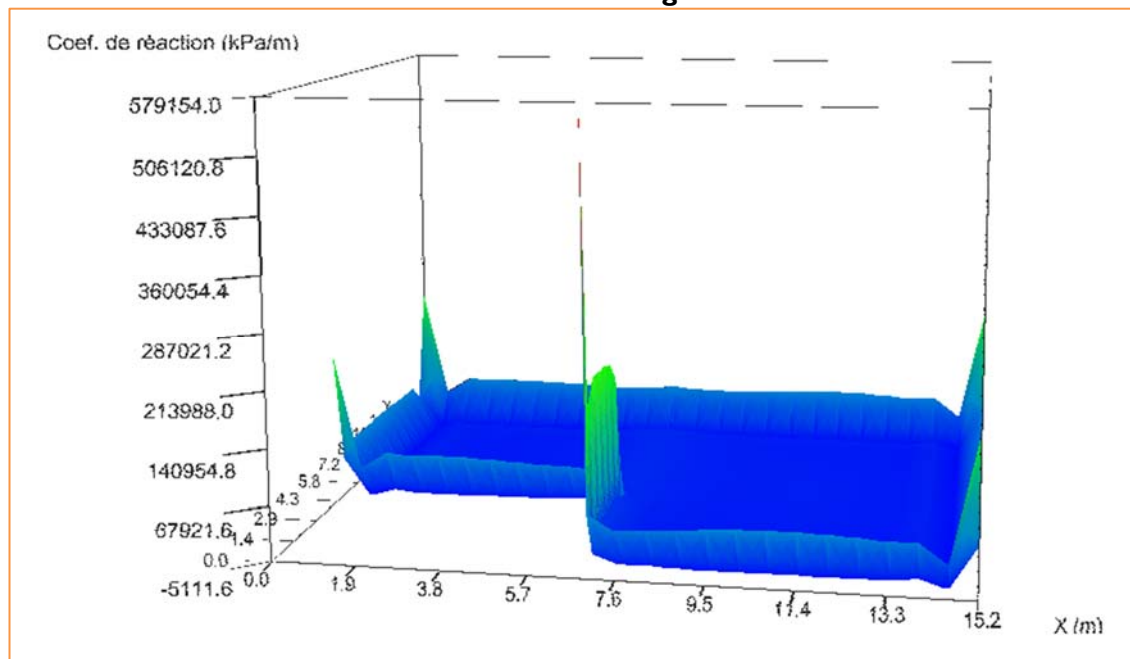
Dans le cas des surcharges données ci-avant sur le radier (surcharges répartis et poids des murs), les tassements absolus prévisibles sous cette charge totale serait inférieur au demi-centimètre. Les tassements différentiels seront également inférieurs au demi-centimètre.



Représentation 3D de la flèche de plaque (source : FOXTA V4.1.12)

Ces données nécessaires sont à communiquer par le bureau d'étude structure. Celui-ci devra également s'assurer de la compatibilité des valeurs de tassements résultants, avec la structure envisagée, pour rigidifier l'ouvrage en conséquence.

Le coefficient de réaction verticale des sols à long terme sous radier sera le suivant :



Représentation 3D du coefficient de réaction du sol (source : FOXTA V4.1.12)

F.5. Vérification au soulèvement

Compte tenu de la présence de la nappe ponctuellement reconnu à plus de 7 m de profondeur, et sans effort au soulèvement fournis, il n'y a pas de risque de soulèvement du radier.

F.6. Assise de radier

Le radier pourra être réalisé sur terre-plein, en prévoyant :

- la purge des sols remblayés, des sols remaniés par les terrassements et des sols altérés par les intempéries sur la hauteur nécessaire à la mise en forme de la couche de forme la mise en œuvre d'un géotextile anti contaminant et anti poinçonnant,
- la réalisation d'une couche de forme en matériaux granulaires (de classe GTR D31 par exemple), insensibles à l'eau et d'une épaisseur minimale de 50 cm.

F.6.1. Dispositions constructives

L'épaisseur minimale de la couche de forme sous radier sera de **50 cm minimum** (en période favorable) constituée de GNT 0/31,5 mm.

L'épaisseur finale de la couche de forme dépendra des épaisseurs de purges réalisées et du niveau zéro à atteindre par le radier.

Les matériaux retenus devront être conformes à la norme NFPI I-300 et en particulier répondre aux exigences suivantes : VBS < 0,1 et MDE < 45.

F.6.2. Contrôle

La plate-forme d'assise du radier sera contrôlée par des essais à la plaque :

Les critères de réception seront les suivants :

- Module de 2^{ème} cycle : $EV_2 \geq 70 \text{ MPa}$
- Indice de compactage : $k = EV_2/EV_1 \leq 2,0$

G. ÉTUDE DU RADIER (LOCAL STOCKAGE D'HYDROGENE)

G.1. Niveau d'assise du radier

Compte tenu des éléments portés à notre connaissance, il est prévu de fonder cette partie du projet sur radier général (avec bèches périphériques) en béton armé assis dans les limons schisteux, par l'intermédiaire d'une couche de forme.

Cette couche de forme sera constituée de matériaux granulaires d'apport, dont la portance sera de 70 MPa minimum, après substitution des sols remblayés sur une épaisseur de l'ordre de 0,5 m minimum.

Une purge / substitution complémentaire sera à prévoir sur l'épaisseur des sols qui auront été remaniés par les travaux de démolition (de structures existantes, ou de dévoiement de réseaux enterrés par exemple), et dans le cas de présence d'éléments hétérogènes, évolutifs ou peu compacts en fond de forme.

Une protection contre le gel des sols d'assise sur une profondeur de mise hors gel minimale par rapport au niveau fini extérieur de 0,50 m est à prendre en compte. Cette protection pourra être assurée par la mise en œuvre de bèches périphériques ou par l'utilisation d'une forme d'assise épaisse en matériaux non gélifs.

G.2. Modèle et hypothèses géotechniques

Le modèle géotechnique et l'ébauche dimensionnelle présentés ci-après sont établis vis-à-vis des sollicitations statiques.

G.2.1. Modèle géotechnique

Le niveau du terrain avant travaux est considéré à la cote 25,8 m NGF.

Le niveau dalle fini nous a été indiqué à 26,32 m NGF, d'une épaisseur de 25 cm.

Au stade projet, nous avons retenu pour l'ébauche dimensionnelle des fondations sur la base du sondage SPI, le modèle géotechnique et les valeurs caractéristiques pressiométriques suivantes :

N°	Formation	Cote du toit de la formation (m NGF)	PLM* (MPa)	EM (MPa)	Es (MPa)	α
0	Couche de forme en matériaux granulaires d'apport insensibles à l'eau	26,07	-	-	EV2 ⁽¹⁾	0,33
I	Remblais	A purger impérativement				
3a	Limon schisteux	25,3	1,0	10	20	0,5
3b	Micaschiste décomposé à compact	24,6	2,1	30	60	0,5

α : coefficient rhéologique du sol considéré

TA : niveau du terrain actuel

⁽¹⁾ Sous réserve du respect des conditions d'exécution de l'horizon n°0 dans les règles de l'art, avec contrôles réguliers de la qualité de compactage.

Il conviendra de réaliser une couche de forme après purge des remblais existant (formation), jusqu'à la cote 25,3 m NGF.

G.2.2. Contraintes de calcul pour la fondation par radier

Les calculs de capacité portante du radier dans le cadre de la présente étude G2PRO respectent les prescriptions de la norme NF P94-261. Les contraintes de calcul et les tassements associés s'entendent pour une assise et des fonds de fouilles sains et non remaniés.

Au stade G2PRO, pour un radier établi dans les limons schisteux sur couche de forme soigneusement compactée, il est demandé de retenir les contraintes de calculs inférieures aux valeurs suivantes :

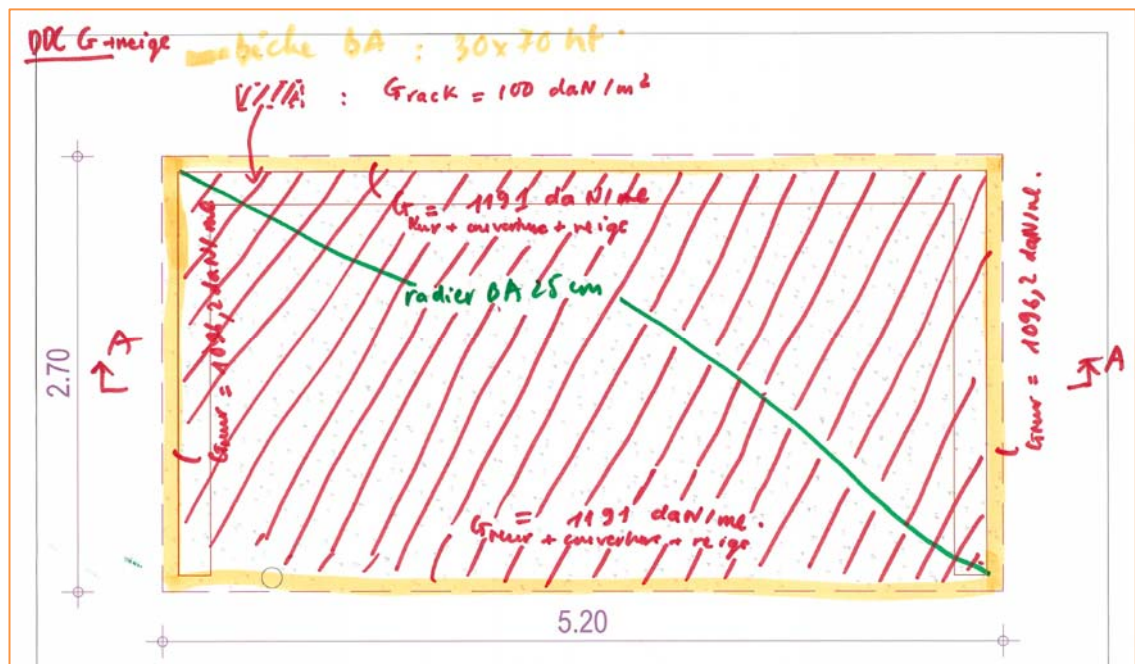
$$q'_{ELS} \leq 0,30 \text{ (en MPa)}$$

$$q'_{ELU} \leq 0,49 \text{ (en MPa)}$$

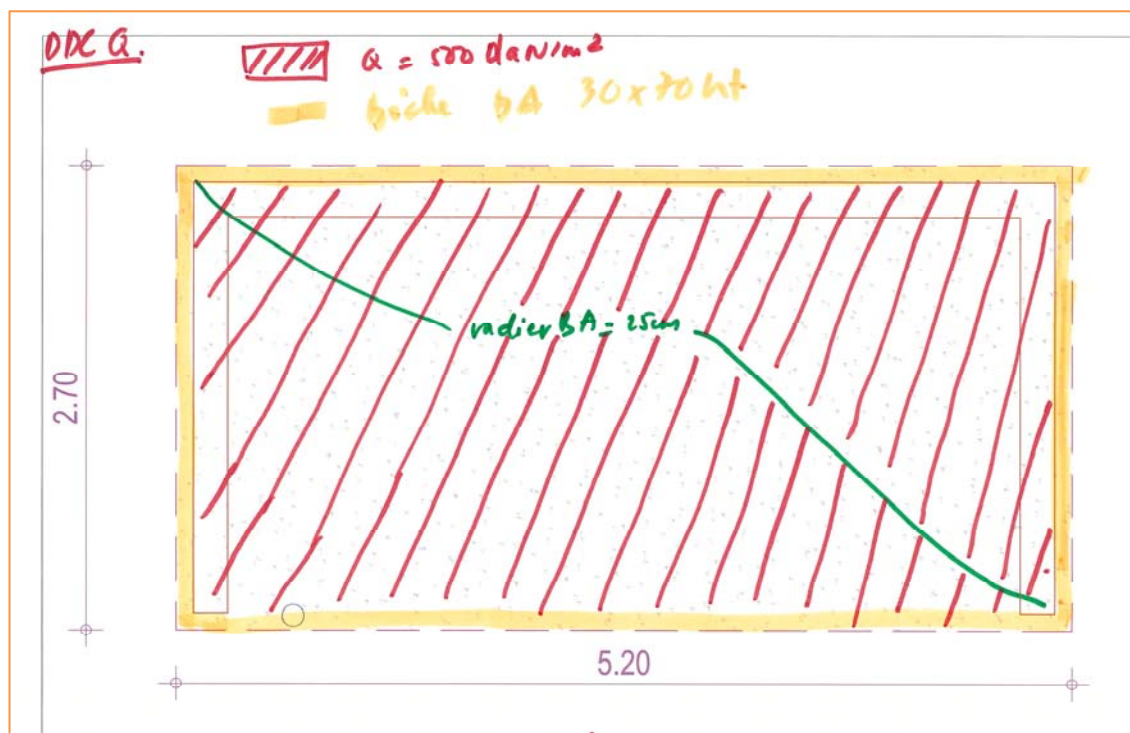
Outre le non-dépassement de ces contraintes de calcul, le dimensionnement du radier devra intégrer aussi le calcul des tassements engendrés (les seuils de déformation admissibles ne nous ont pas été communiqués par IMING et seront probablement plus limitants que la contrainte).

G.3. Descentes de charge sur radier

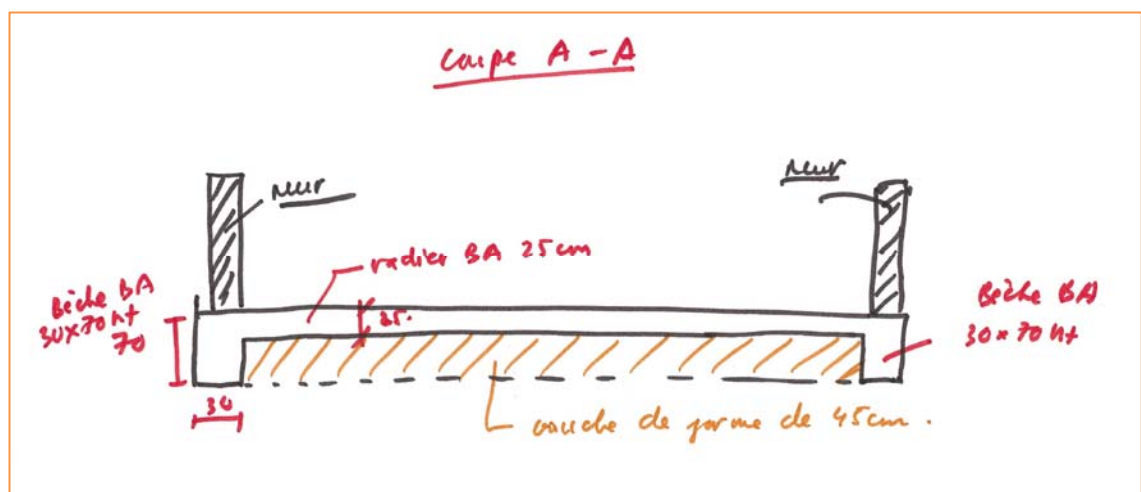
Les descentes de charge communiquées sont les suivantes :



Plan d'implantation et descentes de charges sur radier – Extrait de [4]



Plan d'implantation et descentes de charges sur radier – Extrait de [4]



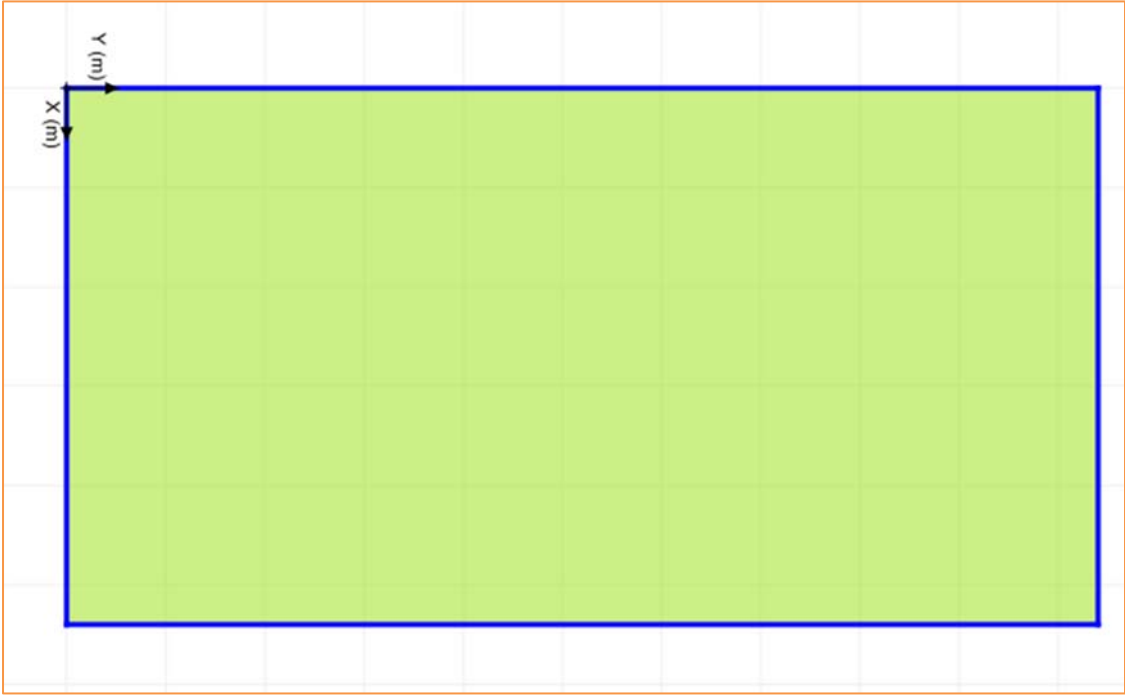
Coupe A-A – Extrait de [4]

Remarque : Au stade PRO, nous avons pris en compte les DDC fournies par IMING. En cas de modification de ces DDC, il incombera à l'entreprise de dimensionner ses ouvrages en fonction des nouvelles données qui lui seront communiquées.




G.4. Tassements des sols sous radier

Les tassements des sols sous les deux radiers et les contraintes appliquées par les descentes de charges fournis ont été calculés avec le logiciel FOXTA V4.1.12, en considérant le modèle géotechnique (cf. F.2.1).

Les données prises en compte afin de dimensionner le radier en fonction des descentes de charges sont les suivantes :

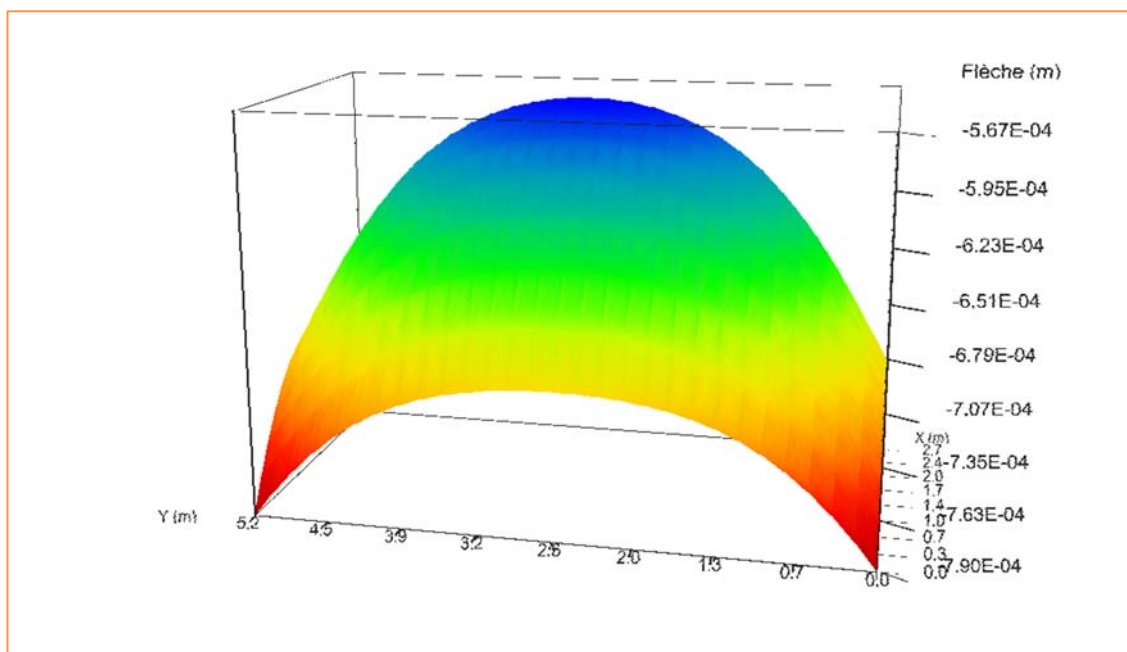


Plan de modélisation du radier (source : FOXTA V4.1.12)

 Plaque	X [m]	Y [m]	B [m]	L [m]	θ [°]	E [kPa]	ν	e [m]	Z _{base} [m]
N°1 - Rectangle	0,00	0,00	2,70	5,20	0,0	1,00E07	0,00	0,25	26,07
 Surcharge répartie	X [m]	Y [m]	B [m]	L [m]	θ [°]	Q [kPa]			
N°1 - Rectangle	0,00	0,00	2,70	5,20	0,0	5,00			
 Surcharge linéique	X ₁ [m]	Y ₁ [m]	X ₂ [m]	Y ₂ [m]	Q [kN/m]				
N°1 - Ligne	0,00	0,00	2,70	0,00	10,96				
N°2 - Ligne	2,70	0,00	2,70	5,20	11,91				
N°3 - Ligne	0,00	0,00	0,00	5,20	11,91				
N°4 - Ligne	0,00	5,20	2,70	5,20	10,96				

Données de modélisation du radier (source : FOXTA V4.1.12)

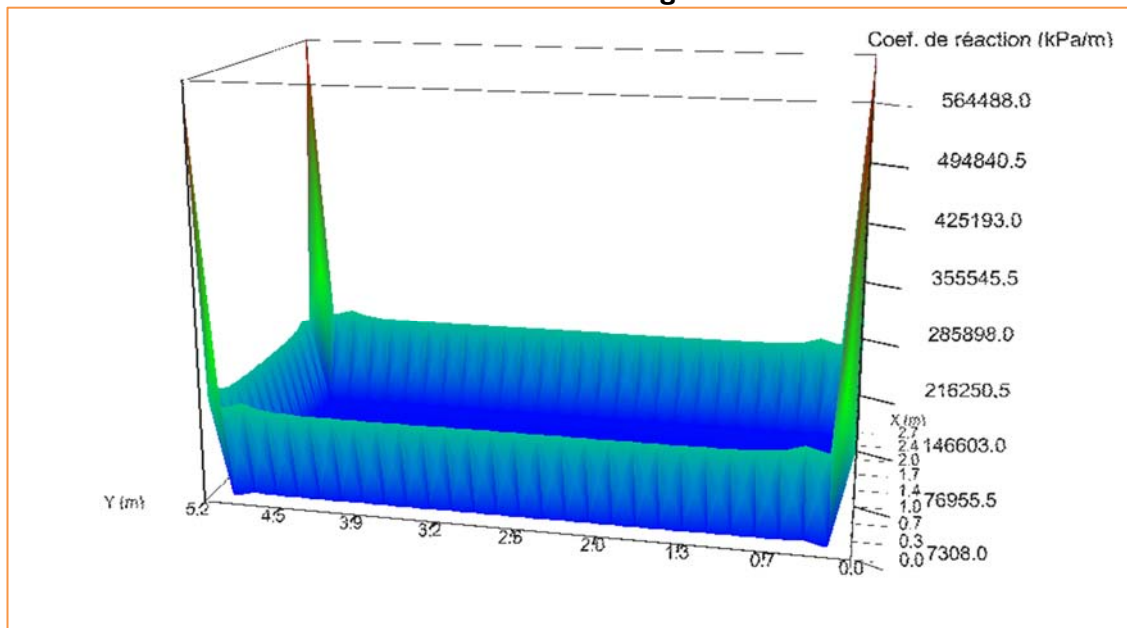
Dans le cas des surcharges données ci-avant sur le radier (surcharges répartis et poids des murs), les tassements absolus prévisibles sous cette charge totale serait inférieur au demi-centimètre. Les tassements différentiels seront également inférieurs au demi-centimètre.



Représentation 3D de la flèche de plaque (source : FOXTA V4.1.12)

Ces données nécessaires sont à communiquer par le bureau d'étude structure. Celui-ci devra également s'assurer de la compatibilité des valeurs de tassements résultants, avec la structure envisagée, pour rigidifier l'ouvrage en conséquence.

Le coefficient de réaction verticale des sols à long terme sous radier sera le suivant :



Représentation 3D du coefficient de réaction du sol (source : FOXTA V4.1.12)

G.5. Vérification au soulèvement

Compte tenu de la présence de la nappe ponctuellement reconnu à plus de 7 m de profondeur, et sans effort au soulèvement fournis, il n'y a pas de risque de soulèvement du radier.

G.6. Assise de radier

Le radier pourra être réalisé sur terre-plein, en prévoyant :

- la purge des sols remblayés, des sols remaniés par les terrassements et des sols altérés par les intempéries sur la hauteur nécessaire à la mise en forme de la couche de forme la mise en œuvre d'un géotextile anti contaminant et anti poinçonnant,
- la réalisation d'une couche de forme en matériaux granulaires (de classe GTR D31 par exemple), insensibles à l'eau et d'une épaisseur minimale de 50 cm.

G.6.1. Dispositions constructives

L'épaisseur minimale de la couche de forme sous radier sera de **50 cm minimum** (en période favorable) constituée de GNT 0/31,5 mm.

L'épaisseur finale de la couche de forme dépendra des épaisseurs de purges réalisées et du niveau zéro à atteindre par le radier.

Les matériaux retenus devront être conformes à la norme NFPI I-300 et en particulier répondre aux exigences suivantes : VBS < 0,1 et MDE < 45.

G.6.2. Contrôle

La plate-forme d'assise du radier sera contrôlée par des essais à la plaque :

Les critères de réception seront les suivants :

- Module de 2^{ème} cycle : $EV_2 \geq 70 \text{ MPa}$
- Indice de compactage : $k = EV_2/EV_1 \leq 2,0$

H. ÉTUDE DES SEMELLES ISOLEES (MEZZANNINE)

H.1. Préambule - Règlements utilisés

L'étude de mission G2 AVP a conclu, en l'absence de descente de charge, à la possibilité de fonder le projet sur fondations superficielles de type massifs isolés.

Après réception des cas de charges et étude des descentes de charges, ce principe de fondation a été retenu par les concepteurs du projet. Ce principe de fondation sera étudié dans le cadre de la présente mission G2 PRO.

Les calculs de capacité portante et de tassements des fondations superficielles dans le cadre de la présente ébauche dimensionnelle respectent les prescriptions de la norme P94-261 relative à l'EC7.

La vérification de la capacité portante des fondations superficielles sont effectuées à l'ELUf et à l'ELSc, selon la norme NF P 94-261, à partir de la méthode pressiométrique.

H.2. Modèle et hypothèses géotechniques

Le modèle géotechnique et l'ébauche dimensionnelle présentés ci-après sont établis vis-à-vis des sollicitations statiques.

H.2.1. Modèle géotechnique

Le niveau du terrain avant travaux est considéré à la cote 26,2 m NGF.

Le niveau fini nous a été indiqué à 26,32 m NGF.

Au stade projet, nous avons retenu pour l'ébauche dimensionnelle des fondations sur la base des sondages PR1 à PR3, le modèle géotechnique et les valeurs caractéristiques pressiométriques suivantes :

N°	Formation	Cote du toit de la formation (m NGF)	p _{LM} * (MPa)	E _M (MPa)	α
I	Remblais	26,2	A purger impérativement		
3a	Limon schisteux	24,8	1,0	10	0,5
3b	Micaschiste décomposé à compact	23,8	2,1	30	0,5

α : coefficient rhéologique du sol considéré

TA : niveau du terrain actuel

H.2.2. Contraintes de calcul pour les fondations isolées

Les calculs de capacité portante des fondations dans le cadre de la présente étude G2PRO respectent les prescriptions de la norme NF P94-261. Les contraintes de calcul et les tassements associés s'entendent pour une assise et des fonds de fouilles sains et non remaniés.

Au stade G2PRO, pour une semelle isolée établie dans les limons schisteux, il est demandé de retenir les contraintes de calculs inférieures aux valeurs suivantes :

$q'_{ELU} = 0,49$ (en MPa)

Noeud/Cas	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ ELU+	623,38	158,11	9414,82	-0,00	-0,16	-0,01
3/ ELU+	647,17	-59,92	9183,31	0,00	-0,17	0,02
5/ ELU+	79,01	0,00	25358,36	0,00	0,00	0,00
9/ ELU+	-26,67	-0,00	26638,30	-0,00	-0,00	0,00
11/ ELU+	-150,02	239,58	10959,88	0,00	0,24	0,01
13/ ELU+	-203,20	-0,00	4352,00	-0,00	0,28	0,00
15/ ELU+	2,41	-78,21	9249,42	-0,00	0,07	0,00
17/ ELU+	2,40	-0,00	11101,45	-0,00	0,07	0,0
19/ ELU+	2,40	-0,00	24509,53	0,00	0,07	0,0
21/ ELU+	2,38	-0,00	26505,01	-0,00	0,07	0,0
23/ ELU+	2,34	-0,00	28109,45	0,00	0,07	0,0
25/ ELU+	2,34	81,88	10929,45	0,00	0,07	-0,00
29/ ELU+	12,97	456,55	17897,53	-0,00	0,21	-0,04
33/ ELU+	362,19	531,56	36064,89	0,00	0,01	-0,00
35/ ELU+	-28,13	-285,31	10033,03	-0,00	0,49	0,00
37/ ELU+	216,01	-122,81	9856,78	0,00	-0,18	0,16
39/ ELU+	-199,39	0,00	7215,77	-0,00	0,14	-0,00
41/ ELU+	-12,64	-92,16	6596,40	-0,00	0,27	0,00
43/ ELU+	109,53	0,79	3101,87	0,00	-0,04	-0,01
45/ ELU+	348,62	-0,00	13059,23	-0,00	-0,04	0,00
47/ ELU+	63,93	-0,00	13925,24	-0,00	0,01	-0,00
49/ ELU+	-84,85	0,00	14628,13	-0,00	0,01	-0,00
51/ ELU+	-162,99	284,85	6239,52	-0,00	0,15	-0,00
Cas ELU+	ELU+					
Somme totale	1609,19	1114,91	334929,35	-0,00	1,65	0,13
Somme réaction	0,00	0,00	120399,04	6217,31	-18453,56	0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-120399,04	-6217,31	18453,56	0,0
Vérification	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00
Précision	1,73665e-12	2,10566e-24				

Tableau de DDC à l'ELU+(en daN)

Noeud/Cas	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ ELS+	437,44	111,52	6619,54	-0,00	-0,17	-0,01
3/ ELS+	454,13	-59,92	6456,95	0,00	-0,17	0,01
5/ ELS+	55,60	-0,00	17803,78	0,00	0,00	0,00
9/ ELS+	-26,67	-0,00	18702,31	-0,00	-0,00	0,00
11/ ELS+	-150,02	168,53	7710,72	0,00	0,17	0,00
13/ ELS+	-203,20	-0,00	3069,20	-0,00	0,21	0,00
15/ ELS+	1,69	-78,21	6498,35	-0,00	0,05	0,00
17/ ELS+	1,69	-0,00	7805,59	-0,00	0,05	0,0
19/ ELS+	1,68	-0,00	17200,49	0,00	0,05	0,0
21/ ELS+	1,67	-0,00	18600,38	-0,00	0,05	0,0
23/ ELS+	1,64	-0,00	19727,64	0,00	0,05	0,0
25/ ELS+	1,64	57,41	7687,55	0,00	0,05	-0,00
29/ ELS+	9,10	320,82	12569,45	-0,00	0,15	-0,04
33/ ELS+	254,40	373,45	25317,25	0,00	-0,02	-0,00
35/ ELS+	-28,13	-285,31	7058,99	-0,00	0,36	0,00
37/ ELS+	151,65	-122,81	6935,30	0,00	-0,21	0,11
39/ ELS+	-199,39	0,00	5081,08	-0,00	0,10	-0,00
41/ ELS+	-12,64	-92,16	4645,75	-0,00	0,20	0,00
43/ ELS+	76,59	0,58	2196,06	0,00	-0,04	-0,01
45/ ELS+	244,36	-0,00	9177,73	-0,00	-0,04	0,00
47/ ELS+	44,91	-0,00	9785,98	-0,00	0,01	-0,00
49/ ELS+	-84,85	0,00	10280,51	-0,00	0,00	-0,00
51/ ELS+	-162,99	200,42	4395,53	-0,00	0,11	-0,00
Cas ELS+	ELS+					
Somme totale	870,29	594,31	235326,14	-0,00	0,96	0,07
Somme réaction	0,00	0,00	120399,04	6217,31	-18453,56	0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-120399,04	-6217,31	18453,56	0,0
Vérification	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00
Précision	1,73665e-12	2,10566e-24				

Tableau de DDC à l'ELS+ (en daN)

Noeud/Cas	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ ELU-	218,54	61,11	3429,99	-0,00	-0,24	-0,02
3/ ELU-	226,84	-155,28	3347,45	0,00	-0,24	0,01
5/ ELU-	29,21	-0,00	8982,11	-0,00	-0,01	0,00
9/ ELU-	-78,09	-0,00	9434,47	-0,00	-0,01	0,00
11/ ELU-	-443,77	88,10	4041,35	0,00	0,16	0,00
13/ ELU-	-579,73	-0,00	1678,62	-0,00	0,21	0,00
15/ ELU-	0,83	-208,39	3320,73	-0,00	0,02	0,00
17/ ELU-	0,83	-0,00	4046,27	-0,00	0,02	0,0
19/ ELU-	0,83	-0,00	8608,05	0,00	0,02	0,0
21/ ELU-	0,82	-0,00	9303,76	-0,00	0,02	0,0
23/ ELU-	0,81	-0,00	9880,11	0,00	0,02	0,0
25/ ELU-	0,81	28,23	4012,47	0,00	0,02	-0,00
29/ ELU-	4,59	164,50	6377,67	-0,00	0,08	-0,11
33/ ELU-	129,37	190,71	12739,89	-0,00	-0,09	-0,00
35/ ELU-	-76,73	-803,51	3702,99	-0,00	0,34	0,00
37/ ELU-	76,46	-338,73	3641,09	0,00	-0,36	0,05
39/ ELU-	-572,03	-0,00	2705,71	-0,00	0,05	-0,00
41/ ELU-	-25,65	-247,41	2481,48	-0,00	0,16	0,00
43/ ELU-	35,68	0,58	1281,49	-0,00	-0,06	-0,01
45/ ELU-	119,42	-0,00	4715,79	-0,00	-0,06	0,00
47/ ELU-	22,85	-0,00	5024,88	-0,00	0,01	-0,00
49/ ELU-	-243,50	-0,00	5284,18	-0,00	0,00	-0,00
51/ ELU-	-457,59	105,18	2358,49	-0,00	0,11	-0,00
Cas ELU-	ELU-					
Somme totale	-1609,19	-1114,91	120399,04	-0,00	0,18	-0,08
Somme réaction	0,00	0,00	120399,04	6217,31	-18453,56	0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-120399,04	-6217,31	18453,56	0,0
Vérification	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00
Précision	1,73665e-12	2,10566e-24				

Tableau de DDC à l'ELU- (en daN)

Noeud/Cas	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ ELS-	267,05	-0,04	3369,86	0,00	2,54	0,00
3/ ELS-	267,23	-0,04	3317,97	0,00	2,63	0,00
5/ ELS-	-62,73	-0,00	8765,93	-0,00	-0,73	0,00
9/ ELS-	28,02	-0,00	9123,99	0,00	0,31	0,00
11/ ELS-	-299,17	-0,00	3975,10	-0,00	-3,02	0,00
13/ ELS-	-625,57	0,02	1676,58	-0,00	-6,01	0,00
15/ ELS-	13,34	-0,04	3303,10	0,00	0,24	0,00
17/ ELS-	53,52	0,00	4043,81	-0,00	0,64	0,00
19/ ELS-	87,74	0,00	8430,05	-0,00	0,97	0,00
21/ ELS-	-9,70	0,00	9219,56	-0,00	0,07	0,00
23/ ELS-	57,45	0,00	9579,43	-0,00	0,68	0,00
25/ ELS-	-401,35	0,02	4050,94	0,00	-3,65	0,00
29/ ELS-	1036,35	-0,04	6579,29	-0,00	9,30	0,00
33/ ELS-	-1483,76	0,00	11921,46	-0,00	-15,96	0,00
35/ ELS-	-1424,11	0,02	3541,82	0,00	-13,84	0,00
37/ ELS-	720,03	-0,04	3541,82	0,00	7,00	0,00
39/ ELS-	1,75	0,00	2799,15	-0,00	-1,49	0,00
41/ ELS-	-601,46	0,02	2516,48	-0,00	-7,35	0,00
43/ ELS-	35,00	0,00	1063,14	0,00	0,29	0,00
45/ ELS-	18,75	0,00	4691,80	0,00	0,13	0,00
47/ ELS-	-45,70	0,00	4942,12	0,00	-0,54	0,00
49/ ELS-	8,74	0,00	5155,01	0,00	0,04	0,00
51/ ELS-	-250,21	0,02	2225,19	-0,00	-2,52	0,00
Cas ELS-	ELS-					
Somme totale	-2608,79	-0,10	117833,61	-0,00	-30,28	0,01
Somme réaction	0,00	0,00	117833,61	6085,92	-18056,33	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-117833,61	-6085,92	18056,33	0,0
Vérification	0,00	0,00	-0,00	-0,00	0,00	-0,00
Précision	3,36183e-14	3,76544e-30				

Tableau de DDC à l'ELS- (en daN)

Noeud/Cas	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ ACC+	1041,23	2413,75	7741,65	0,00	0,37	-0,00
3/ ACC+	1988,77	2258,96	7671,08	0,00	1,02	0,01
5/ ACC+	1386,21	0,00	14336,02	0,00	0,52	0,00
9/ ACC+	3211,69	0,00	15054,02	0,00	1,22	0,00
11/ ACC+	1129,55	2852,41	9209,35	0,00	0,68	0,01
13/ ACC+	1413,14	0,00	4346,79	0,00	1,53	0,01
15/ ACC+	82,68	2633,17	8378,03	0,00	2,41	0,00
17/ ACC+	83,25	0,00	6317,21	0,00	2,43	0,0
19/ ACC+	84,88	0,00	13773,17	0,00	2,48	0,0
21/ ACC+	86,51	0,00	14883,60	0,00	2,53	0,0
23/ ACC+	87,54	0,00	15789,35	0,00	2,56	0,0
25/ ACC+	88,20	3650,96	6374,92	0,00	2,58	0,00
29/ ACC+	68,55	4118,56	15942,65	0,00	1,90	-0,03
33/ ACC+	2383,93	4640,43	28201,74	0,00	1,65	0,01
35/ ACC+	1614,38	4251,86	12476,70	0,00	1,75	0,01
37/ ACC+	1758,61	3905,67	11392,64	0,00	1,16	0,10
39/ ACC+	4034,92	0,00	4268,03	0,00	1,70	0,01
41/ ACC+	2153,58	1738,82	7413,62	0,00	1,78	0,01
43/ ACC+	1306,33	0,67	1915,60	0,00	0,48	0,00
45/ ACC+	1555,13	0,00	7607,63	0,00	0,49	0,00
47/ ACC+	1516,80	0,00	7982,46	0,00	0,57	0,00
49/ ACC+	1411,52	0,00	8323,03	0,00	0,59	0,01
51/ ACC+	619,79	1974,51	6142,77	0,00	0,71	0,01
Cas ACC+	ACC+					
Somme totale	29107,20	34439,76	235542,05	0,00	33,09	0,17
Somme réaction	-8778,23	-10359,56	120399,04	5914,81	-18709,88	-2123,44
Somme efforts	-8778,21	-10359,30	-120399,04	-6519,80	18197,23	-2123,33
Vérification	-17556,44	-20718,86	0,00	-604,99	-512,65	-4246,77
Précision	-1,83991e-03	-6,46222e-07				

Tableau de DDC à l'ACC/Séisme + (en daN)

Noeud/Cas	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ ACC-	-472,80	-2261,29	1032,06	-0,00	-0,72	-0,02
3/ ACC-	-1398,71	-2408,55	889,52	-0,00	-1,38	0,00
5/ ACC-	-1311,96	-0,00	8921,20	-0,00	-0,53	-0,00
9/ ACC-	-3281,87	-0,00	9375,62	-0,00	-1,23	-0,00
11/ ACC-	-1526,09	-2627,96	1074,97	-0,00	-0,35	-0,00
13/ ACC-	-1941,69	-0,00	-155,20	-0,00	-1,11	-0,01
15/ ACC-	-80,51	-2830,71	170,00	-0,00	-2,35	-0,00
17/ ACC-	-81,08	-0,00	4030,93	-0,00	-2,37	0,0
19/ ACC-	-82,71	-0,00	8598,39	-0,00	-2,42	0,0
21/ ACC-	-84,36	-0,00	9301,90	-0,00	-2,46	0,0
23/ ACC-	-85,43	-0,00	9879,39	-0,00	-2,49	0,0
25/ ACC-	-86,09	-3577,00	3855,07	-0,00	-2,51	-0,00
29/ ACC-	-56,66	-3695,77	527,77	-0,00	-1,70	-0,07
33/ ACC-	-2050,16	-4149,37	4824,45	-0,00	-1,76	-0,01
35/ ACC-	-1686,14	-4989,81	-3057,12	-0,00	-1,05	-0,00
37/ ACC-	-1560,57	-4220,46	-2133,94	-0,00	-1,66	0,04
39/ ACC-	-4554,84	-0,00	2568,62	-0,00	-1,57	-0,01
41/ ACC-	-2182,30	-1972,33	-1152,10	-0,00	-1,44	-0,01
43/ ACC-	-1210,43	0,50	1196,13	-0,00	-0,56	-0,02
45/ ACC-	-1241,33	-0,00	4501,11	-0,00	-0,58	-0,00
47/ ACC-	-1457,86	-0,00	4923,96	-0,00	-0,55	-0,00
49/ ACC-	-1632,80	-0,00	5243,12	-0,00	-0,58	-0,01
51/ ACC-	-1040,79	-1707,00	-203,56	-0,00	-0,49	-0,01
Cas ACC-	ACC-					
Somme totale	-29107,20	-34439,76	74212,28	-0,00	-31,86	-0,14
Somme réaction	-8778,23	-10359,56	120399,04	5914,81	-18709,88	-2123,44
Somme efforts	-8778,21	-10359,30	-120399,04	-6519,80	18197,23	-2123,33
Vérification	-17556,44	-20718,86	0,00	-604,99	-512,65	-4246,77
Précision	-1,83991e-03	-6,46222e-07				

Tableau de DDC à l'ACC/Séisme -(en daN)

Remarque : Au stade PRO, nous avons pris en compte les DDC fournies par IMING. En cas de modification de ces DDC, il incombera à l'entreprise de dimensionner ses ouvrages en fonction des nouvelles données qui lui seront communiquées.

H.4. Prise en compte des efforts horizontaux

Dans le cas où la résultante des efforts appliqués à la fondation serait inclinée, et pour les semelles excentrées, il faudra modifier le i_δ , ce qui diminuera la capacité portante à l'ELS et à l'ELU :

$$q'_{ELU} = q_{ELU} \times i_\delta$$

$$q'_{ELS} = q_{ELS} \times i_\delta$$

De plus, la vérification vis-à-vis du glissement devra être effectuée.

Nous précisons que la justification de fondations vis-à-vis des éventuels efforts horizontaux et/ou inclinés devra être effectuée selon les paramètres suivants à l'Etat Limite Ultime (cohésion négligée).

Condition de non-glissement des fondations : $H_D < R_{h,d}$, avec :

- H_D : valeur de calcul de la composante horizontale de l'effort transmis à la fondation
- $R_{h,d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain

À l'ELUf :

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

- V_d est la valeur de calcul de l'effort normal sur le sol comprimé (descente de charges verticale majorée)
- $\delta_{a;k} = \varphi'$ pour des fondations coulées en place
- $\gamma_{R;h} = 1$, I facteur partiel pour la résistance au glissement de la fondation
- $\gamma_{R;d;h} = 1$, I coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement pour l'ELUf et 1,25 pour l'ELUs (sans objet ici).

La vérification au glissement a été réalisée pour le cas de l'ELU fondamental et de l'ELU accidentel.

Nature du terrain	φ (°)
Limon schisteux	28

Excentricité admissible des charges (renversement) avec :

Dans le cas d'une semelle rectangulaire :

	Semelle filante de largeur B	Semelle circulaire de diamètre B	Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L
ELU durables et transitoires	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{15}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{3}{40}$	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{3}{15}$
ELS quasi permanent et fréquent	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{3}{4}$	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$
ELS caractéristique	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}$	$1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{9}{16}$	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$

H.5. Application au projet

D'après les descentes de charges et les géométries de fondations qui nous ont été communiquées, nous avons vérifié 3 nœuds choisis aléatoirement (nœud 33, 35 et 43) et si nécessaire adapté les dimensions des fondations superficielles (les notes de calculs sont indiqués en annexe 6 du présent rapport).

Il apparaît ici que :

- Les largeurs de fondations définies respectent les dimensions minimales à retenir et sont ainsi **vérifiées au regard des critères de portance** à l'ELUf, l'ELUa et à ELSc.
- Les fondations étudiées sont **systématiquement vérifiées au glissement** à l'ELU fondamental.
- Les fondations étudiées sont **vérifiées au soulèvement** l'ELUf et à l'ELUa.
- Les fondations étudiées sont **ne sont pas systématiquement vérifiées au glissement** à l'ELU accidentel.

Afin de vérifier le massif du nœud 35 au glissement à l'ELUa, il conviendra de réaliser un massif de 2,6 m x 2,6 m x 1,0 ht.

H.6. Estimation des tassements en phase PRO

Les tassements ont été estimés, à l'ELSc en fonction des descentes de charge transmises, de la géométrie des massifs de fondations ainsi que des modèles définis au §H.2. :

N° appuis	Dimensions (m)	Charge appliquée à l'ELSc (kN)	Tassement absolu (mm)
N33	1,5 x 1,5 x 1,0 ht	253	3
N35	2,5 x 2,5 x 1,0 ht	71	1
N43	1,5 x 1,5 x 1,0 ht	22	1

**avec prise en compte du poids propre de la fondation et du poids des terres (voir détail de calculs en annexe)*

Les tassements absolus seront inférieurs ou égaux au centimètre. Les tassements différentiels seront négligeables. Ces ordres de tassements ne sont valables que pour des fonds de fouille respectant les critères d'ancrage (voir paragraphe D.7), dans des terrains non remaniés.

L'admissibilité de ces estimations sera à vérifier par le bureau d'études structure, le Maître d'œuvre et le bureau de contrôle du projet. Auquel cas, il faudra élargir les fondations afin de limiter ces tassements.

H.7. Sujétions d'exécution des fondations

Les fondations respecteront les conditions géométriques d'ancrage du § D.6 dans les limons schisteux **en place et non remaniés, avec des profondeurs d'assise minimales comprises entre 1,0 et 1,7 m sous le niveau du terrain actuel**. Les fondations ne devront pas être fondées dans des terrains remaniés par d'éventuelles opérations antérieures (vestiges de démolition, remblaiements, etc.).

La présence d'eau constituera une sujétion importante. En cas de venue d'eau, un drainage sera nécessaire pour travailler à sec. Il pourra être constitué par un pompage en fond de fouille, sous la protection d'un blindage provisoire ou d'un coffrage perdu sur la hauteur des terrains instables.

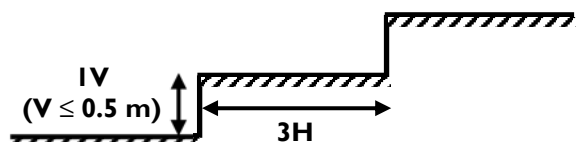
Ce critère d'encastrement nécessitera des approfondissements du niveau d'assise des fondations dans le cas par exemple de mise en évidence de surépaisseurs de remblais ou d'un horizon d'ancrage particulièrement lâche ou mou. Les fonds de fouille seront soigneusement vérifiés afin de déceler et purger toute poche de sols mous pouvant subsister au niveau d'assise retenu pour les fondations **(PV de réception des fonds de fouille à réaliser par l'entreprise de Gros Œuvre dans le cadre de sa mission G3, phase Suivi)**.

Il ne faudra pas exclure de réaliser des substitutions avec rattrapage en gros béton pour atteindre l'horizon d'ancrage.

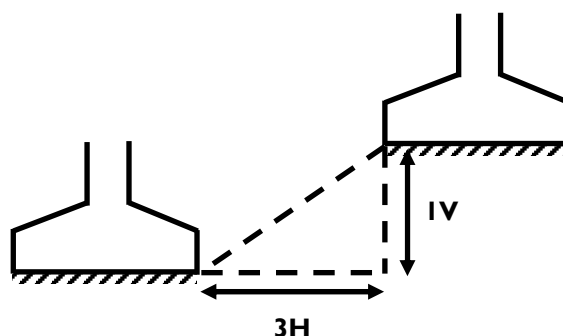
Lors de la réalisation des fondations arrêtées à des niveaux différents, il conviendra de prendre toutes les précautions pour ne pas endommager les fondations déjà réalisées.

Les règles relatives aux fondations posées à des niveaux différents devront être respectées, notamment entre les différentes fondations du projet avec ou sans ouvrages enterrés.

Semelles filantes en redans



Massifs isolés



Règles relatives aux fondations superficielles arrêtées à des niveaux différents, en zone sismique 3 et pour des ouvrages de catégorie d'importance II.

Il conviendra de réaliser des reconnaissances de fondations en phase EXE, avant le démarrage du chantier,

Dans tous les cas, l'assise des nouvelles fondations ne sera pas arrêtée au-dessus de l'assise des fondations des avoisinants.

Du côté où les fondations des avoisinants sont fondées par des massifs isolés, il conviendra (si possible), d'exécuter les massifs en quinconce, décalés des fondations existantes.

Du côté où les fondations des avoisinants conservés sont fondées par des semelles filantes, il conviendra d'exécuter des massifs isolés pour ne pas avoir à terrasser sur toute la longueur des semelles existantes avec le risque de découvrir, voire de déchausser, les sols d'assise des semelles existantes.

I. APPROCHE DES DISPOSITIONS PARTICULIERES VIS-A-VIS DES AVOISINANTS

I.1. Dispositions liées aux terrassements

Le projet sera contigu à des constructions existantes (bâtiments H et I).

D'une manière générale, des dispositions et précautions devront être prises pour éviter tout désordre dans les infrastructures et/ou ouvrages existants (maîtrise des vibrations, limitation des déformations, ...).

Pour la construction de la mezzanine, des bancs marins, et du dépôt d'hydrogène, il conviendra de vérifier systématiquement le niveau d'assise et la géométrie (débords notamment) des fondations, des soubassements, et des niveaux bas des avoisinants pour adapter le projet. Ces investigations devront être mises en œuvre en phase EXE.

Dans le cas où un dispositif de soutènement ou d'étalement ne serait pas suffisant pour assurer la stabilité du bâtiment voisin, il faudra envisager une reprise en sous-œuvre de ses fondations.

Il conviendra de mettre en place une surveillance du comportement des constructions avoisinantes pendant la durée des travaux, et prévoir des adaptations en cas de comportement inapproprié.

I.2. Dispositions liées aux fondations

Il sera nécessaire de désolidariser les nouveaux ouvrages des existants.

L'éventualité d'un débord est à prendre en compte. Des reconnaissances complémentaires pour caractériser la géométrie des fondations des existants devront être réalisées en phase EXE.

Les fondations du nouveau projet seront à adapter en fonction des fondations existantes afin d'éviter toute interaction avec celles-ci.

Dans le cas de fondations excentrées pour tenir compte des débords des fondations existantes, on réalisera des longrines en béton armé permettant la reprise en console des murs du projet.

La géométrie du radier est à adapter en fonction de ces débords, et une reprise en console des éléments porteurs sera éventuellement nécessaire, afin d'éviter toute interaction.

Les fouilles exécutées au voisinage d'ouvrages existants ne doivent pas compromettre la stabilité, tant en phase provisoire qu'en phase définitive. Dans le cas où les fondations projetées seraient descendues sous le niveau d'assise des fondations des bâtiments existants, il y aurait lieu de prévoir un système d'étalement ou de reprise en sous-œuvre interdisant tout mouvement.

Les fondations contre existant seront descendues au minimum au même niveau que les fondations existantes et on prendra soin de ne pas affouiller les fondations et dallages des existants.

Il pourra être envisager des fondations isolées blindées le plus perpendiculairement possible vis-à-vis des murs existants.

Pour les radier, il conviendra de descendre les bêtes périphériques au même niveau que les fondations avoisinantes.

J. SUITES A DONNER

Le présent rapport conclut la mission d'étude géotechnique de conception de phase projet (G2 PRO), confiée à FONDASOL Nantes.

À l'issue du présent rapport, les contraintes structurelles du projet et les aléas prévisibles de chantier (non exhaustifs) sont les suivants :

Existants :

- Reconnaître les fondations des existants accolés au projets (cote de l'Al et débord de fondation éventuel).
- Emplacement des installations de chantier (zone(s) de stockage des déblais et des approvisionnements, emplacement de(s) la grue(s), de(s) la base(s) vie, etc.).
- Récolement et dévoiement éventuel des réseaux existants situés dans la ZIG.
- Provisionner une réfection des enrobés et des revêtements périphériques à la suite de la réalisation des travaux.
- Purge complète de tous les ouvrages anthropiques enterrés

Structure :

- Types et dimensions des fondations à adapter en fonction des contraintes d'emprise, et des descentes de charge. Les dimensions données sont des exemples, à affiner par le BE Structure.

Géologie et géotechnique :

- Sondages réalisés lors de notre mission G2 AVP, avant la démolition des existants.
 - **Hétérogénéités possibles au droit du site et des existants à démolir.**
- Variations de l'épaisseur et de la nature de l'horizon n°1 (les remblais pourraient contenir des éléments anthropiques de fortes dimensions et de composition très hétérogène).
 - **Terrassements avec des engins adaptés au contexte du site.**
 - **Pentes des talus à adapter.**
 - **Rattrapages en gros béton des fondations superficielles à prévoir.**
 - **Blindage possible des fouilles des massifs isolés.**
 - **Epaisseur de la Cdf à adapter sous les radiers.**
- Présence éventuelle de lentilles argileuses (horizon 2) à purger.

Hydrogéologie :

- Gestion des circulations d'eau préférentielles pouvant se produire dans les remblais de surface.
→ Eau à drainer et à évacuer vers un exutoire pérenne, convenablement dimensionné.

Pollution et agressivité de l'eau souterraine et du sol vis-à-vis du béton :

- Notre mission n'était pas de détecter d'éventuelles sources de pollution. La non-pollution de du sol au droit du site est donc à préciser. Si celle-ci n'a pas été réalisée, nous recommandons d'effectuer, a minima, un diagnostic pollution du fait de la présence de remblais qui peuvent entraîner des risques sanitaires et de potentiels surcoûts de terrassement au niveau de l'acceptation en installation de stockage de déchets inertes (ISDI) des déblais à évacuer du site.
- Agressivité du sol vis-à-vis du béton inférieur à XA I.

Selon la norme NF P 94-500, la mission d'étude géotechnique de conception de phase projet (G2 PRO) est suivie des phases DCE et d'Assistance à Contrat de Travaux (G2 DCE/ACT) **limitée aux seuls ouvrages géotechniques**, consistant notamment en :

- La rédaction des éléments géotechniques nécessaires à l'élaboration d'un DCE (soit les éléments du CCTP, du BPU et du DQE).
- L'assistance pour l'analyse technique des offres des entreprises.

En l'absence de géotechnicien missionné, cette mission G2 DCE/ACT incombe et est réalisée de fait par l'équipe de MOE.

Puis, au stade des travaux, une mission de supervision géotechnique d'exécution, phases Études et Suivi (mission G4), est réalisée pour le compte du Maître d'Ouvrage ou son mandataire, ayant pour objectifs :

- D'établir un avis sur les méthodes de construction, ainsi que les adaptations et optimisations des ouvrages géotechniques proposées par le Gros Œuvre.
- De vérifier le dimensionnement des ouvrages géotechniques du Gros Œuvre.
- De fournir un avis sur le programme d'auscultations et d'investigations proposé par le Gros Œuvre.
- De s'assurer du bon comportement des ouvrages en cours de travaux et de la maîtrise par le Gros Œuvre des éventuels aléas résiduels dans le cadre de sa mission d'étude géotechnique d'exécution, phases Études et Suivi (mission G3), qui reste à sa charge.

Cette mission peut être réalisée par un géotechnicien (en collaboration avec la MOE). En l'absence de géotechnicien mandaté, cette mission est assumée et de fait effectué par la MOE d'Exécution.

La continuité des missions G2 PRO, G2 DCE/ACT et G4, assure la cohérence du projet et la maîtrise des coûts jusqu'à la fin de l'exécution. Si cette succession des missions G2 PRO et G2 DCE/ACT est réalisée en l'absence de géotechnicien, elle peut conduire FONDASOL à devoir réaliser un diagnostic complémentaire (à la charge du Maître d'Ouvrage), au démarrage de la mission G4, dans le cas où les solutions retenues au Marché de travaux différeraient des préconisations de la présente mission G2 PRO, pouvant rendre impossible en l'état le démarrage de la mission G4.

FONDASOL reste à la disposition du Maître d'Ouvrage et de la MOE s'il est souhaité confier tout ou partie de ces missions à un géotechnicien extérieur, ou s'il est souhaité seulement une assistance pour accompagner le MOE dans la réalisation de ces missions.

FONDASOL Nantes reste à la disposition des différents intervenants pour tout complément d'information.



ANNEXES

I. ENCHAÎNEMENT DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NF P94-500) – I PAGE

Le Maître d'Ouvrage doit associer l'ingénierie géotechnique au même titre que les autres ingénieries à la Maîtrise d'Œuvre et ce, à toutes les étapes successives de conception, puis de réalisation de l'ouvrage. Le Maître d'Ouvrage, ou son mandataire, doit veiller à la synchronisation des missions d'ingénierie géotechnique avec les phases effectives à la Maîtrise d'Œuvre du projet.

L'enchaînement et la définition synthétique des missions d'ingénierie géotechnique sont donnés ci-après. Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du Maître d'Ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3, la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3.

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

Classification des missions d'ingénierie géotechnique en page suivante

Février 2014

2. MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE (NORME NF P94-500) – I PAGE

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.

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PRELABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site. - Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants avec visite du site et des alentours.

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport donnant pour le site étudié un modèle géologique préliminaire, les principales caractéristiques géotechniques et une première identification des risques géotechniques majeurs.

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site. - Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

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

Phase DCE / ACT

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

- Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel).
- Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participé à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées)

ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES 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 GEOTECHNIQUE 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.

A TOUTES ETAPES : DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (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.

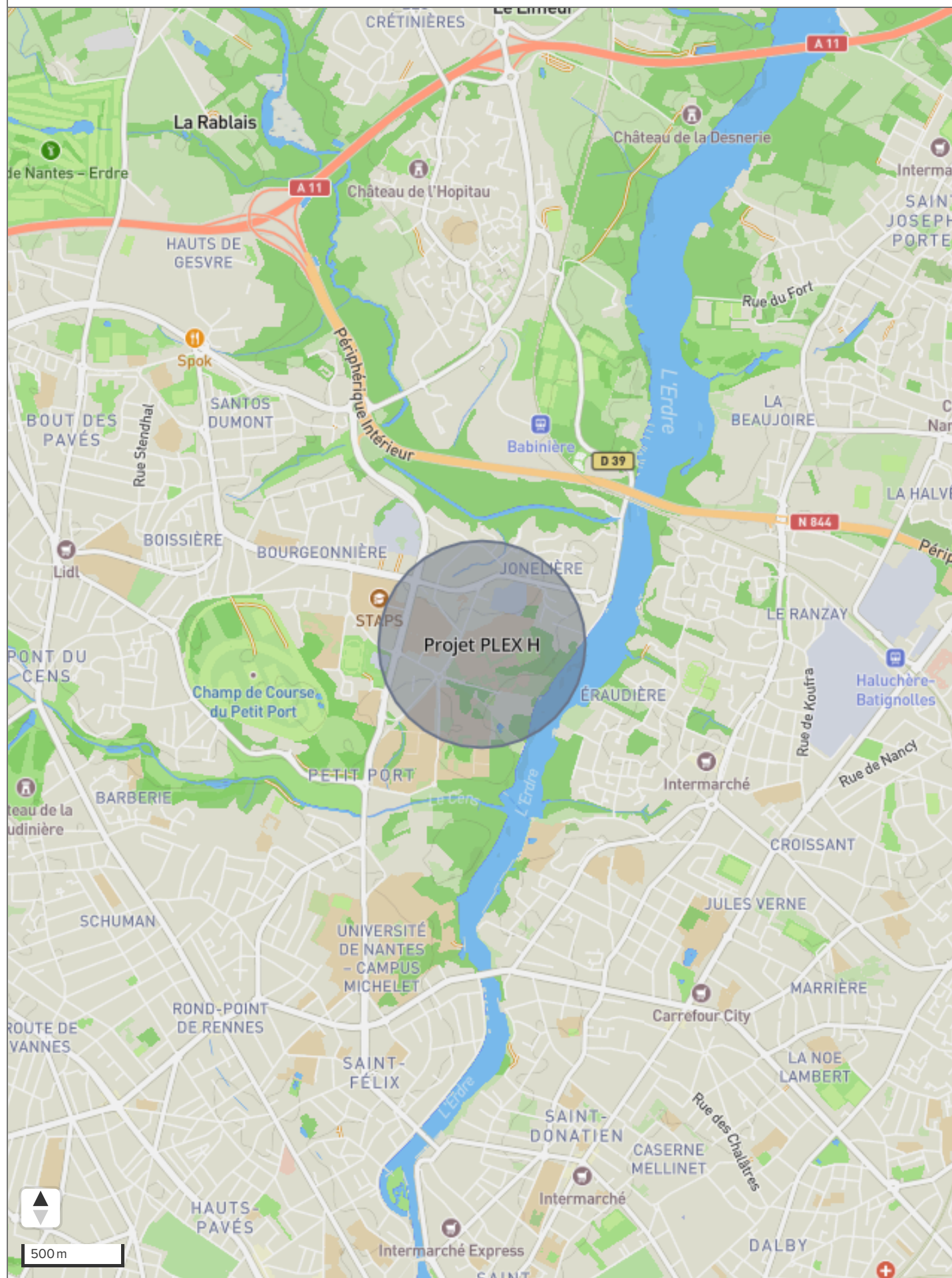
Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie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

Février 2014



3. RESULTATS DES INVESTIGATIONS IN SITU – 10 PAGES


PLAN DE LOCALISATION



PLAN D'IMPLANTATION



20m

 Sondage pressiométrique



PLAN D'IMPLANTATION

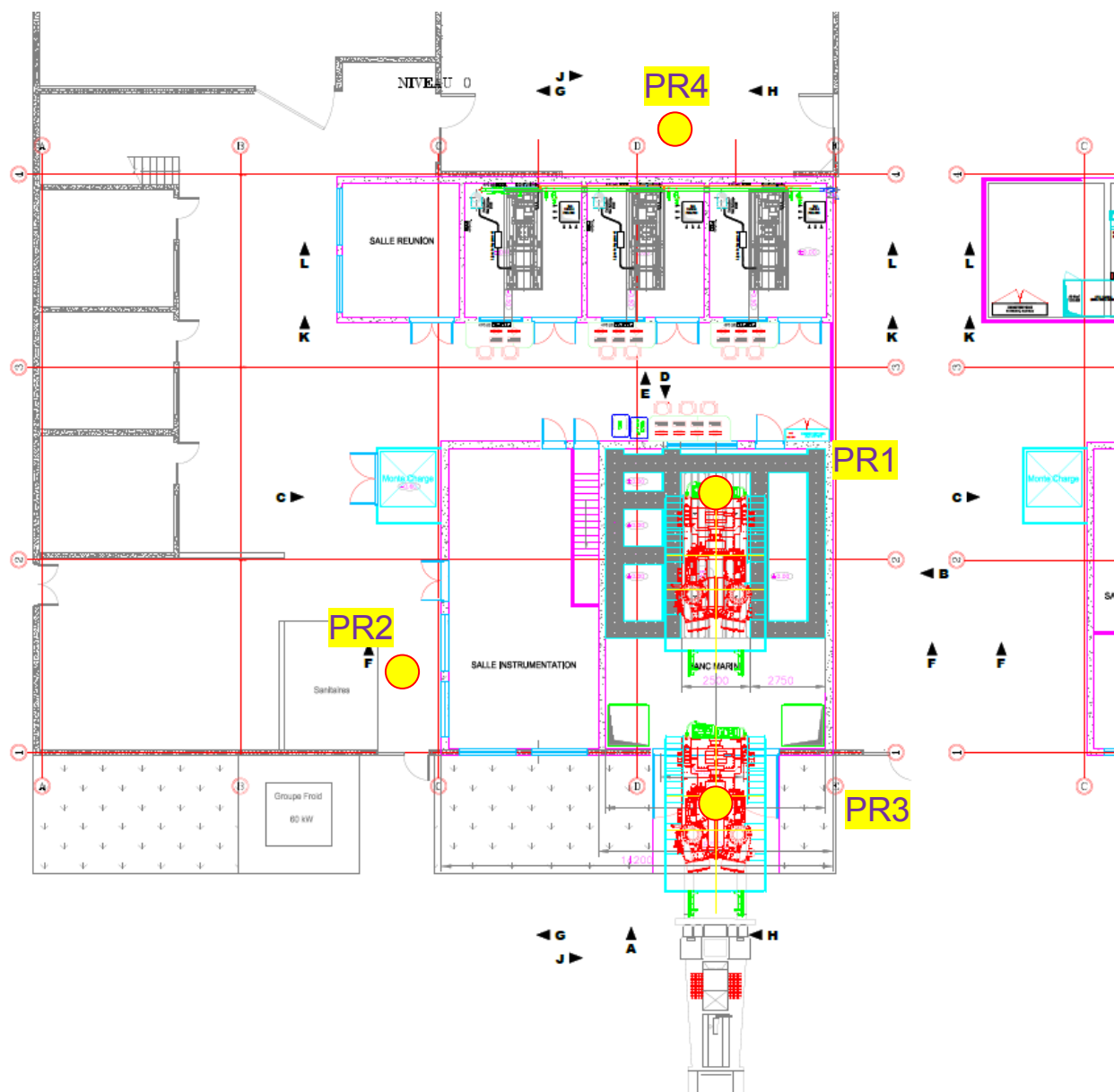
Précision des relevés (X / Y)	Relevé par géomètre
Décimètre	Non
Système de coordonnées du projet	Nivellement
WGS 84	NGF

	WGS 84		
Nom	Longitude	Latitude	Élévation [m]
SP1	-1,548892	47,249738	25,8
SP2	-1,549189	47,249502	26,2

SP1		Longitude		Latitude		Système de coordonnées								
		-1,548892		47,249738		WGS 84								
		Élévation		Nivellement		Angle		Azimut		Prof. atteinte				
		+25,8 m		NGF		-		-		5,0 m				
Données		Type		Début		Fin		Machine		Opérateur				
PMT-SP1		Pressiomètre		04/04/2025		04/04/2025		SD40.1		ESNAULT Alexandre				
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions	Outils	Fluides	Prof.	E_M [MPa]		p_{RM}^* [MPa]		p_{LM}^* [MPa]		E_M/p_{LM}^*	
25,8	0		Remblais sablo-limoneux marron	Tarière continue - en rotation - diam 63 mm	A sec	0	0		0		0		0	
25,3			Limon schisteux marron beige			1	22,6	1,16	1,62	14,0				
	1		0,5 m											
24,6			Micaschiste altéré et compact beige			1	53,3	2,67	> 4,99	< 10,7				
	2		1,2 m			2	153,1	> 4,92	> 4,92	< 31,1				
	3					3								
	4			4	652,5	> 4,92	> 4,92	< 132,5						
			5 m	5 m	5 m									

SP2		Longitude		Latitude		Système de coordonnées								
		-1,549189		47,249502		WGS 84								
		Élévation		Nivellement		Angle		Azimut		Prof. atteinte				
		+26,2 m		NGF		-		-		5,0 m				
Données		Type		Début		Fin		Machine		Opérateur				
PMT-SP2		Pressiomètre		04/04/2025		04/04/2025		SD40.1		ESNAULT Alexandre				
Élévation	Prof.	Lithologie	Descriptions	Outils	Fluides	Prof.	E _M [MPa]		p _M * [MPa]		p _{LM} * [MPa]		E _M /p _{LM} *	
26,15	0		Enrobé noir 0,05 m Remblais sablo- graveleux grisâtre puis marron 0,7 m	Tarière continue - en rotation - diam 63 mm	A sec	0								
25,5	1		Limon schisteux grisâtre 1,3 m			1	16,0	0,74	1,57	10,2				
24,9	2	Micaschiste altéré et compact beige	2			91,0	3,09	> 4,99	< 18,2					
	3		3			270,2	> 4,90	> 4,90	< 55,1					
	4		4			180,0	> 4,92	> 4,92	< 36,6					
	5		5 m	5 m	5 m	5								

Plan d'implantation des sondages



Cote (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Fluide	Tubage	Profondeur (m)	EM (MPa)	pl-p0 (MPa)	pf-p0 (MPa)	EM / (pl-p0)
							0 250 500	0 5 10		
26.0	Béton gris sous 5 cm de carrelage	30/08/2018 Néant	Tariere continue Ø 63 mm	A sec	Néant	0				
25.6	Remblai caillouteux beige clair avec cailloutis divers					1	30.7	1.72	1.10	17.9
24.5	Limon schisteux beige					2	235.8	> 5.00	4.91	< 47.2
21.9	Micaschiste compact gris très clair					3	848.6	> 5.00	4.94	< 169.7
17.2	Micaschiste compact gris-blanc très clair					4	904.4	> 5.00	4.92	< 180.9
						5	650.8	> 5.00	4.92	< 130.2
						6	514.1	> 5.00	4.91	< 102.8
						7	758.7	> 5.00	4.90	< 151.7
						8	699.2	> 5.00	4.89	< 139.8
						9				
						10				

Cote (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Fluide	Tubage	Profondeur (m)	EM (MPa)	pl-p0 (MPa)	pf-p0 (MPa)	EM / (pl-p0)
26.2						0	0 250 500	0 5 10		
26.0	Béton gris sous 5 cm de carrelage 0.20 m	29/08/2018 Néant	Tariere continue Ø 63 mm	A sec	Néant	0				
						1	13.4	0.98	0.60	13.6
	Limon schisteux bariolé beige-ocre et rougeâtre					2	9.3	1.18	0.39	7.9
23.8	2.40 m					3	29.7	2.14	0.90	13.9
	Micaschiste décomposé sableux marron foncé avec cailloutis de schiste					4	79.0	5.61	3.29	14.1
22.7	3.50 m					5	46.1	3.11	1.90	14.8
	Micaschiste altéré beige-vert clair					6	208.8	> 5.00	4.91	< 41.8
20.5	5.70 m					7	367.2	> 5.00	4.92	< 73.4
	Micaschiste compact beige-gris clair					8	384.0	> 5.00	4.92	< 76.8
17.2	9.00 m					9				
						10				

Cote (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Fluide	Tubage	Profondeur (m)	EM (MPa)	pl-p0 (MPa)	pf-p0 (MPa)	EM / (pl-p0)
26.2	Terre végétale marron					0	0 250 500	0 5 10		
25.8	0.05 m									
	Remblai schisto-caillouteux beige-roux									
	0.40 m									
	Remblai limono-schisto-caillouteux beige-ocre									
24.8	1.40 m					1	20.8	1.04	0.60	20.0
	Limon schisteux marron avec paillettes					2	16.6	1.10	0.50	15.1
23.9	2.30 m					3	102.2	5.73	2.90	17.8
	Micaschiste compact beige à gris-vert					4	122.2	5.52	3.69	22.1
21.9	4.30 m					5	102.6	5.41	2.50	19.0
	Micaschiste compact gris-vert					6	182.5	5.36	4.49	34.1
						7	449.2	> 5.00	4.91	< 89.8
						8	285.5	> 5.00	1.40	< 57.1
17.2	9.00 m					9				
						10				

7.4 m
NGF :
18.8 m
31/08/2018
En fin de chantier

Tariere continue Ø 63 mm

A sec

Néant

Cote (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Fluide	Tubage	Profondeur (m)	EM (MPa)	pl-p0 (MPa)	pf-p0 (MPa)	EM / (pl-p0)
25.8	Enrobé bitumineux noir (5 cm) sur remblai caillouto-sableux beige-gris	30/08/2018 Néant	Tariere continue Ø 63 mm	A sec	Néant	0				
25.4	0.40 m Limon argileux bariolé beige-ocre et rougeâtre					1	233.7	> 5.00	4.92	< 46.7
	0.80 m Micaschiste compact gris très clair à blanchâtre					2	482.7	> 5.00	4.92	< 96.5
23.5	2.70 m Micaschiste compact gris-beige très clair					3	482.0	> 5.00	4.92	< 96.4
						4	406.9	> 5.00	4.91	< 81.4
						5	478.0	> 5.00	4.92	< 95.6
						6	522.6	> 5.00	4.90	< 104.5
						7	358.4	> 5.00	4.91	< 71.7
						8	622.1	> 5.00	4.89	< 124.4
17.2	9.00 m					9				
						10				

4. AGRESSIVITES DES SOLS SUR LE BETON – 3 PAGES

Nous rappelons que la norme NF EN 206+A2 / CN:2022 définit, pour les attaques chimiques, les trois classes d'exposition suivantes, correspondant à trois niveaux d'agressivité chimique :

	Environnement	Mesures de protection	Niveau de protection
XA1	Faiblement agressif	Pas de mesure particulière. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.	1
XA2	Moyennement agressif	Adaptation de la composition et de la mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, E/C, cure, adjuvants)	2
XA3	Fortement agressif		

NF EN 206+A2/CN

Tableau 2 — Valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques par les sols et eaux souterraines naturels

Caractéristique chimique	Méthode d'essai de référence	XA1	XA2	XA3
Eaux souterraines				
SO ₄ ²⁻ , en mg/l	EN 196-2	≥ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 6 000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 et ≥ 5,5	< 5,5 et ≥ 4,5	< 4,5 et ≥ 4,0
CO ₂ agressif, en mg/l	EN 13577	≥ 15 et ≤ 40	> 40 et ≤ 100	> 100 jusqu'à saturation
NH ₄ ⁺ , en mg/l	ISO 7150-2	≥ 15 et ≤ 30	> 30 et ≤ 60	> 60 et ≤ 100
Mg ²⁺ , en mg/l	EN ISO 7980	≥ 300 et ≤ 1 000	> 1 000 et ≤ 3 000	> 3 000 jusqu'à saturation
Sols				
SO ₄ ²⁻ total, en mg/kg ^a	EN 196-2 ^b	≥ 2 000 et ≤ 3 000 ^c	> 3 000 ^c et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000
Acidité selon Baumann-Gully, en ml/kg	prEN 16502	> 200	N'est pas rencontrée dans la pratique	
^a Les sols argileux dont la perméabilité est inférieure à 10 ⁻⁵ m/s peuvent être affectés à une classe inférieure.				
^b La méthode d'essai prescrit l'extraction du SO ₄ ²⁻ à l'acide chlorhydrique ; il est également possible de procéder à cette extraction à l'eau, si l'on dispose d'une expérience en la matière sur le lieu d'utilisation du béton.				
^c La limite doit être ramenée de 3 000 mg/kg à 2 000 mg/kg en cas de risque d'accumulation d'ions sulfate dans le béton en raison de l'alternance de périodes sèches et de périodes humides ou d'absorption capillaire.				

Les environnements chimiques agressifs classés ci-dessous sont fondés sur des sols et eaux souterraines naturels à une température eau/sol comprise entre 5 °C et 25 °C et où la vitesse d'écoulement de l'eau est suffisamment faible pour être assimilée à des conditions statiques.
Le choix de la classe se fait par rapport à la caractéristique chimique conduisant à l'agression la plus élevée.
Lorsqu'au moins deux caractéristiques agressives conduisent à une même classe, l'environnement doit être classé dans la classe immédiatement supérieure, sauf si une étude spécifique démontre que ce n'est pas nécessaire.

Comme indiqué dans la norme, lorsqu'au moins deux caractéristiques agressives conduisent à la même classe, l'environnement doit être classé dans la classe immédiatement supérieure. Les résultats de ces analyses sont pages suivantes.

Inovalys site de Nantes

La Chantrerie, Rte de Gachet - BP 52703 / 44327 NANTES CEDEX 3

Tel : 02.51.85.44.64 / contact@inovalys.fr / www.inovalys.fr

Réf. Dossier :

Projet PR.44GT.25.0061
Nantes
PO.44GT.25.0108

FONDASOL ATLANTIQUE NANTES
A l'attention de Florent GOURMELEN
ZAC DE LA PENTECOTE
12 RUE LEON GAUMONT
44700 ORVAULT

Enregistré le :

07/05/2025

Edité le :

06/06/2025
14:35

Tél. 02 51 77 86 50

Objet : Agressivité des sols sur les bétons

RÉCAPITULATIF

Échantillons analysés :

Références Inovalys des échantillons	Références client des échantillons
E2505012546	SP1 PR.44GT.25.0061 Nantes
E2505012874	SP2 PR.44GT.25.0061 Nantes

Réf Client : SP1

(Sols divers (hors Sites et Sols Pollués - SSP))

Descriptif client : PR.44GT.25.0061 Nantes

Prélevé le 04/04/2025

Par : CLIENT

Le prélèvement n'est pas réalisé par le laboratoire, les caractéristiques associées à l'échantillon ne sont pas de sa responsabilité. Les résultats s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu.

N° échantillon Inovalys : E2505012546

Date de réception : 07/05/2025 16:00

Paramètres	Résultats	Unité	LQ	Spécifications	Méthode	Date analyse
Température à l'arrivée au laboratoire (°C) : <i>n° Sandre : 8727</i>	9,9	°C				
Agressivité des sols sur les bétons (FD P18-011)						
N Sulfates extractibles par HCl	64	mg(SO4)/kg	60		FD P18-011 Extraction à l'acide chlorhydrique	22/05/25
N Degré d'acidité des sols selon BAUMANN-GULLY	108,0	mL/kg	1,0		FD P18-011 Titrimétrie	22/05/25

Approuvé le 06/06/2025 par Aurelien FERCHAUD ,
Directeur adjoint de la filière environnement



Réf Client : SP2

(Sols divers (hors Sites et Sols Pollués - SSP))

Descriptif client : PR.44GT.25.0061 Nantes

Prélevé le 04/04/2025

Par : CLIENT

Le prélèvement n'est pas réalisé par le laboratoire, les caractéristiques associées à l'échantillon ne sont pas de sa responsabilité. Les résultats s'appliquent à l'échantillon tel qu'il a été reçu.

N° échantillon Inovalys : E2505012874

Date de réception : 07/05/2025 16:00

Paramètres	Résultats	Unité	LQ	Spécifications	Méthode	Date analyse
Température à l'arrivée au laboratoire (°C) : <i>n° Sandre : 8727</i>	9,9	°C				
Agressivité des sols sur les bétons (FD P18-011)						
N Sulfates extractibles par HCl	126	mg(SO4)/kg	60		FD P18-011 Extraction à l'acide chlorhydrique	22/05/25
N Degré d'acidité des sols selon BAUMANN-GULLY	53,0	mL/kg	1,0		FD P18-011 Titrimétrie	22/05/25

Approuvé le 06/06/2025 par Aurelien FERCHAUD ,
Directeur adjoint de la filière environnement



5. NOTES DE CALCULS – 6 PAGES

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES (EC7)

CARACTÉRISTIQUES DE LA FONDATION

LARGEUR DE LA FONDATION

B = 1,50 m

LONGUEUR DE LA FONDATION

L = 1,50 m

COTE DE L'ASSISE DE LA FONDATION

z_{assise} = -1,00 m

HAUTEUR DU BÉTON AU-DESSUS DE LA FONDATION

h_{béton} = 1,00 m

HAUTEUR DU SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION

h_{sol} = m

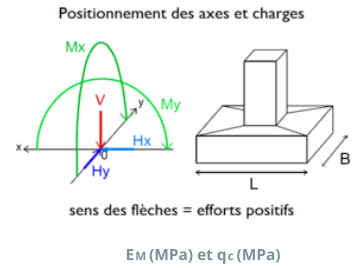
POIDS VOLUMIQUE
DU BÉTON DE LA
FONDATION
kN/m³
Y_{béton}

POIDS VOL. DÉJAUGÉ
DU BÉTON DE LA
FONDATION
kN/m³
Y'_{béton}

POIDS VOLUMIQUE
DU SOL AU-DESSUS
DE LA FONDATION
kN/m³
Y_{sol}

POIDS VOL. DÉJAUGÉ
DU SOL AU-DESSUS
DE LA FONDATION
kN/m³
Y'_{sol}

22	12	18	8
----	----	----	---



CAS DE CHARGE

CAS DE CHARGES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MÉTHODE DE CALCUL	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	-	-	-	-
ÉTAT LIMITE	ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
ACTION PERMANENTE (G) À L'ELU FONDAMENTAL	-	-	Favorable	Défavor...	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE DU CHARGEMENT (kN)	V _c =	22	11	31	13	19	12	-	-	-
POIDS PROPRE DE LA SEMELLE RETENU (kN)	R _w =	50	50	50	67	50	50	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE TOTALE DU CHARGEMENT (kN)	V _d =	72	61	81	80	69	62	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON x (kN)	H _{x,d} =	1	1	1	1	13	-12	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON y (kN)	H _{y,d} =	1	0	0	0	0	0	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT (kN)	H _d =	1	1	1	1	13	12	-	-	-
INCLINAISON DE LA RÉSULTANTE (°)	δ _d =	1	1	1	1	11	11	-	-	-
MOMENT AUTOUR DE x (kN.m)	M _{x,d} =	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MOMENT AUTOUR DE y (kN.m)	M _{y,d} =	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EXCENTRICITÉ SELON x (m)	e _L =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-
EXCENTRICITÉ SELON y (m)	e _B =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-

MODÈLE GÉOTECHNIQUE

COTE DU TERRAIN À L'ÉTAT FINAL z_{TN final} = m COTE DE LA NAPPE z_{eau} = -7,00 m

3 COUCHES	Z _{base} m	Sol -	MÉTHODE PRESSIOMÉTRIQUE		
			P _{LM} * MPa	E _m MPa	α -
Remblais	-0,70	2	0,10	1,00	0,33
Limon schisteux	-2,40	1	1,00	10,00	0,50
Micaschiste décomposé à compact	-9,00	4	2,10	30,00	0,50

CARACTÉRISTIQUES DU SITE

CONTRAINTE EFFECTIVE VERTICALE INITIALE À LA BASE DE LA FONDATION σ'_{vo} = MPa PROXIMITÉ D'UN TALUS Non

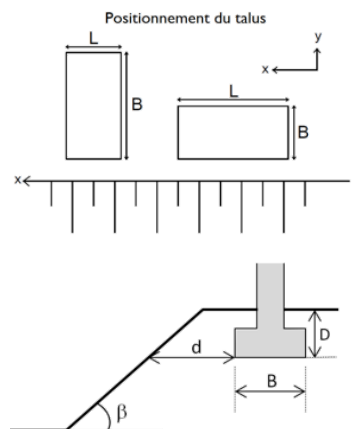
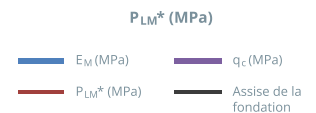
CONTRAINTE TOTALE VERTICALE FINALE À LA BASE DE LA FONDATION q₀ = MPa

	Conditions	Y _h kN/m ³	Y' kN/m ³	C' _k kPa	Φ' _k °	δ _{a,k} °	C _{u,k} kPa
SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION	drainées	18	8		0	0	-
SOL D'ASSISE, SOUS LA FONDATION	drainées	20	8	10	28	28	-

CONDITIONS DE VÉRIFICATION DU GLISSEMENT

MOBILISATION DE LA RÉACTION FRONTALE (R_{front}) Non MOBILISATION DE LA RÉACTION TANGENTIELLE (R_{tang}) Non

Profondeur (m)



PORTANCE											
CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MÉTHODE DE CALCUL		Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	-	-	-	-
ÉTAT LIMITE		ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
HAUTEUR D'ENCASTREMENT ÉQUIVALENTE RETENUE	D _e =	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	-	-	-	-
FACTEUR DE PORTANCE PRESSIOMÉTRIQUE RETENU	k _p =	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À LA PRÉSENCE D'UN TALUS	i _β =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À L'INCLINAISON DU CHARGEMENT	i _δ =	0,96	0,97	0,98	0,98	0,67	0,66	-	-	-	-
COEFFICIENT RÉDUCTEUR GLOBAL	i _{δβ} =	0,96	0,97	0,98	0,98	0,67	0,66	-	-	-	-
PRESSIION LIMITE NETTE ÉQUIVALENTE (MPa)	P _{le} * =	1,00									
CONTRAINTE ASSOCIÉE À LA RÉSISTANCE DU TERRAIN (MPa)	σ _{R;d} =	0,309	0,313	0,519	0,519	0,414	0,408	-	-	-	-
RÉSISTANCE NETTE DU TERRAIN (kN)	R _{v;d} =	696	704	1168	1168	931	917	-	-	-	-
VÉRIFICATION DE LA PORTANCE DU SOL : V _d - R _o ≤ R _{v;d}		✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-

RENVERSEMENT										
CAS DE CHARGE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE	ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU RENVERSEMENT : (1 - 2e _B / B) (1 - 2e _L / L) ≥ CRITÈRE	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-

GLISSEMENT										
CAS DE CHARGE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE	ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU GLISSEMENT : $H_d \leq R_{hd} + R_{p,d} = R_{hd} + R_{tang,p,d} + R_{front,p,d}$ (kN)	-	-	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-

DÉTERMINATION DES TASSEMENTS											
CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TASSEMENTS TOTAUX (mm)	S =	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-

RÉFÉRENCE : PR.44GT.25.0061
NOM DU CALCUL : N35 G2PRO

PROJET : PLEX-H2

OUTIL : Fondations Superficielles v1.5

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES (EC7)

CARACTÉRISTIQUES DE LA FONDATION

LARGEUR DE LA FONDATION

B = 2,60 m

LONGUEUR DE LA FONDATION

L = 2,60 m

COTE DE L'ASSISE DE LA FONDATION

Z_{assise} = -1,00 m

HAUTEUR DU BÉTON AU-DESSUS DE LA FONDATION

h_{béton} = 1,00 m

HAUTEUR DU SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION

h_{sol} = m

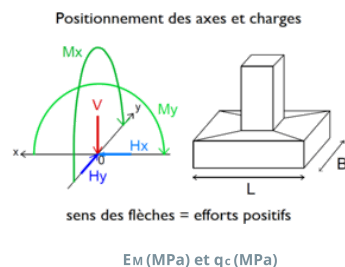
POIDS VOLUMIQUE
DU BÉTON DE LA
FONDATION
kN/m³
Y_{béton}

POIDS VOL. DÉJAUGÉ
DU BÉTON DE LA
FONDATION
kN/m³
Y'_{béton}

POIDS VOLUMIQUE
DU SOL AU-DESSUS
DE LA FONDATION
kN/m³
Y_{sol}

POIDS VOL. DÉJAUGÉ
DU SOL AU-DESSUS
DE LA FONDATION
kN/m³
Y'_{sol}

22	12	18	8
----	----	----	---



CAS DE CHARGE

CAS DE CHARGES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MÉTHODE DE CALCUL	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	-	-	-	-
ÉTAT LIMITE	ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
ACTION PERMANENTE (G) À L'ELU FONDAMENTAL	-	-	Favorable	Défavor...	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE DU CHARGEMENT (kN)	V _c =	71	35	100	37	124	-31	-	-	-
POIDS PROPRE DE LA SEMELLE RETENU (kN)	R _w =	149	149	149	201	149	149	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE TOTALE DU CHARGEMENT (kN)	V _d =	220	184	249	238	273	118	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON x (kN)	H _{x,d} =	0	-15	-1	-1	17	-17	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON y (kN)	H _{y,d} =	-3	0	-29	-8	43	-50	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT (kN)	H _d =	3	15	29	8	46	53	-	-	-
INCLINAISON DE LA RÉSULTANTE (°)	δ _d =	1	5	7	2	10	24	-	-	-
MOMENT AUTOUR DE x (kN.m)	M _{x,d} =	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MOMENT AUTOUR DE y (kN.m)	M _{y,d} =	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EXCENTRICITÉ SELON x (m)	e _L =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-
EXCENTRICITÉ SELON y (m)	e _B =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-

MODÈLE GÉOTECHNIQUE

COTE DU TERRAIN À L'ÉTAT FINAL Z_{TN final} = m

COTE DE LA NAPPE Z_{eau} = -7,00 m

	Z _{base} m	Sol -	MÉTHODE PRESSIOMÉTRIQUE		
			P _{LM} * MPa	E _m MPa	α -
3 COUCHES					
Remblais	-0,70	2	0,10	1,00	0,33
Limon schisteux	-2,40	1	1,00	10,00	0,50
Micaschiste décomposé à compact	-9,00	4	2,10	30,00	0,50

CARACTÉRISTIQUES DU SITE

CONTRAINTE EFFECTIVE VERTICALE INITIALE À LA BASE DE LA FONDATION

σ'_{vo} = MPa

PROXIMITÉ D'UN TALUS Non

CONTRAINTE TOTALE VERTICALE FINALE À LA BASE DE LA FONDATION

q₀ = MPa

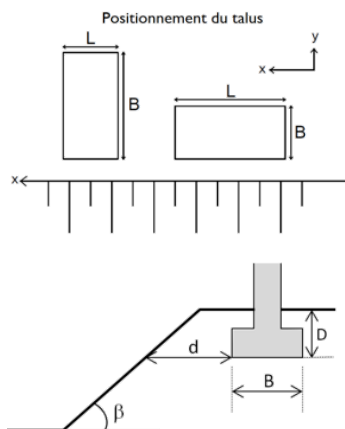
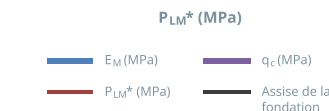
	Conditions	Y _h kN/m ³	Y' kN/m ³	C' _k kPa	Φ' _k °	δ _{a,k} °	C _{u,k} kPa
SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION	drainées	18	8		0	0	-
SOL D'ASSISE, SOUS LA FONDATION	drainées	20	8	10	28	28	-

CONDITIONS DE VÉRIFICATION DU GLISSEMENT

MOBILISATION DE LA RÉACTION FRONTALE (R_{front}) Non

MOBILISATION DE LA RÉACTION TANGENTIELLE (R_{tang}) Non

Profondeur (m)



PORTANCE											
CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MÉTHODE DE CALCUL		Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	-	-	-	-
ÉTAT LIMITE		ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
HAUTEUR D'ENCASTREMENT ÉQUIVALENTE RETENUE	D _e =	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	-	-	-	-
FACTEUR DE PORTANCE PRESSIOMÉTRIQUE RETENU	k _p =	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À LA PRÉSENCE D'UN TALUS	i _β =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À L'INCLINAISON DU CHARGEMENT	i _δ =	0,97	0,83	0,77	0,93	0,67	0,31	-	-	-	-
COEFFICIENT RÉDUCTEUR GLOBAL	i _{δβ} =	0,97	0,83	0,77	0,93	0,67	0,31	-	-	-	-
PRESSIION LIMITE NETTE ÉQUIVALENTE (MPa)	P _{le} * =	1,00									
CONTRAINTE ASSOCIÉE À LA RÉSISTANCE DU TERRAIN (MPa)	σ _{R;d} =	0,302	0,259	0,394	0,476	0,400	0,185	-	-	-	-
RÉSISTANCE NETTE DU TERRAIN (kN)	R _{v;d} =	2043	1749	2664	3219	2704	1253	-	-	-	-
VÉRIFICATION DE LA PORTANCE DU SOL : V _d - R _o ≤ R _{v;d}		✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-

RENVERSEMENT										
CAS DE CHARGE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE	ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU RENVERSEMENT : (1 - 2e _B / B) (1 - 2e _L / L) ≥ CRITÈRE	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-

GLISSEMENT										
CAS DE CHARGE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE	ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU GLISSEMENT : $H_d \leq R_{hd} + R_{p,d} = R_{hd} + R_{tang,p,d} + R_{front,p,d}$ (kN)	-	-	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-

DÉTERMINATION DES TASSEMENTS											
CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TASSEMENTS TOTAUX (mm)	S =	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-

CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES (EC7)

CARACTÉRISTIQUES DE LA FONDATION

LARGEUR DE LA FONDATION

B = 1,50 m

LONGUEUR DE LA FONDATION

L = 1,50 m

COTE DE L'ASSISE DE LA FONDATION

z_{assise} = -1,00 m

HAUTEUR DU BÉTON AU-DESSUS DE LA FONDATION

h_{béton} = 1,00 m

HAUTEUR DU SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION

h_{sol} = m

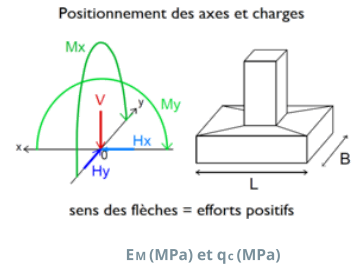
POIDS VOLUMIQUE
DU BÉTON DE LA
FONDATION
kN/m³
Y_{béton}

POIDS VOL. DÉJAUGÉ
DU BÉTON DE LA
FONDATION
kN/m³
Y'_{béton}

POIDS VOLUMIQUE
DU SOL AU-DESSUS
DE LA FONDATION
kN/m³
Y_{sol}

POIDS VOL. DÉJAUGÉ
DU SOL AU-DESSUS
DE LA FONDATION
kN/m³
Y'_{sol}

22	12	18	8
----	----	----	---






CAS DE CHARGE

CAS DE CHARGES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MÉTHODE DE CALCUL	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	-	-	-	-
ÉTAT LIMITE	ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
ACTION PERMANENTE (G) À L'ELU FONDAMENTAL	-	-	Favorable	Défavor...	-	-	-	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE DU CHARGEMENT (kN)	V _c =	253	119	360	127	282	48	-	-	-
POIDS PROPRE DE LA SEMELLE RETENU (kN)	R _w =	50	50	50	67	50	50	-	-	-
COMPOSANTE VERTICALE TOTALE DU CHARGEMENT (kN)	V _d =	303	169	410	194	332	98	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON x (kN)	H _{x,d} =	3	-15	4	2	24	-21	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT SELON y (kN)	H _{y,d} =	4	0	6	2	47	-42	-	-	-
COMPOSANTE HORIZONTALE DU CHARGEMENT (kN)	H _d =	5	15	7	3	53	47	-	-	-
INCLINAISON DE LA RÉSULTANTE (°)	δ _d =	1	5	1	1	9	26	-	-	-
MOMENT AUTOUR DE x (kN.m)	M _{x,d} =	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MOMENT AUTOUR DE y (kN.m)	M _{y,d} =	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EXCENTRICITÉ SELON x (m)	e _L =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-
EXCENTRICITÉ SELON y (m)	e _B =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	-

MODÈLE GÉOTECHNIQUE

COTE DU TERRAIN À L'ÉTAT FINAL z_{TN final} = m COTE DE LA NAPPE z_{eau} = -7,00 m

3 COUCHES	Z _{base} m	Sol -	MÉTHODE PRESSIOMÉTRIQUE		
			P _{LM} * MPa	E _m MPa	α -
 Remblais	-0,70	2	0,10	1,00	0,33
 Limon schisteux	-2,40	1	1,00	10,00	0,50
 Micaschiste décomposé à compact	-9,00	4	2,10	30,00	0,50

CARACTÉRISTIQUES DU SITE

CONTRAINTE EFFECTIVE VERTICALE INITIALE À LA BASE DE LA FONDATION σ'_{v0} = MPa PROXIMITÉ D'UN TALUS Non

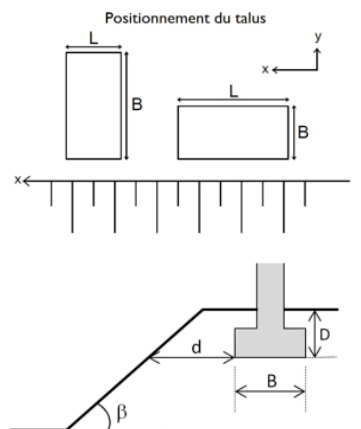
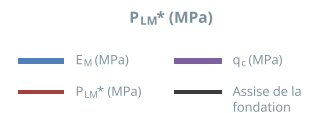
CONTRAINTE TOTALE VERTICALE FINALE À LA BASE DE LA FONDATION q₀ = MPa

	Conditions	Y _h kN/m ³	Y' kN/m ³	C' _k kPa	Φ' _k °	δ _{a,k} °	C _{u,k} kPa
SOL AU-DESSUS DE LA FONDATION	drainées	18	8		0	0	-
SOL D'ASSISE, SOUS LA FONDATION	drainées	20	8	10	28	28	-

CONDITIONS DE VÉRIFICATION DU GLISSEMENT

MOBILISATION DE LA RÉACTION FRONTALE (R_{front}) Non MOBILISATION DE LA RÉACTION TANGENTIELLE (R_{tang}) Non

Profondeur (m)



PORTANCE											
CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MÉTHODE DE CALCUL		Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	Pressio	-	-	-	-
ÉTAT LIMITE		ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
HAUTEUR D'ENCASTREMENT ÉQUIVALENTE RETENUE	D _e =	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	-	-	-	-
FACTEUR DE PORTANCE PRESSIOMÉTRIQUE RETENU	k _p =	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À LA PRÉSENCE D'UN TALUS	i _β =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-
COEFFICIENT LIÉ À L'INCLINAISON DU CHARGEMENT	i _δ =	0,97	0,83	0,97	0,97	0,72	0,34	-	-	-	-
COEFFICIENT RÉDUCTEUR GLOBAL	i _{δβ} =	0,97	0,83	0,97	0,97	0,72	0,34	-	-	-	-
PRESSIION LIMITE NETTE ÉQUIVALENTE (MPa)	P _{le} * =	1,00									
CONTRAINTE ASSOCIÉE À LA RÉSISTANCE DU TERRAIN (MPa)	σ _{R;d} =	0,313	0,268	0,514	0,514	0,445	0,210	-	-	-	-
RÉSISTANCE NETTE DU TERRAIN (kN)	R _{v;d} =	704	602	1156	1156	1002	473	-	-	-	-
VÉRIFICATION DE LA PORTANCE DU SOL : V _d - R _o ≤ R _{v;d}		✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-

RENVERSEMENT										
CAS DE CHARGE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE	ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU RENVERSEMENT : (1 - 2e _B / B) (1 - 2e _L / L) ≥ CRITÈRE	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-

GLISSEMENT										
CAS DE CHARGE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ÉTAT LIMITE	ELScar	ELScar	ELUfond	ELUfond	ELUacc	ELUacc	-	-	-	-
VÉRIFICATION DU GLISSEMENT : Hd ≤ Rhd + Rpd = Rhd + Rtang,p,d + Rfront,p,d (kN)	-	-	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-

DÉTERMINATION DES TASSEMENTS											
CAS DE CHARGE		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
TASSEMENTS TOTAUX (mm)	s =	3	2	-	-	-	-	-	-	-	-



www.groupefondasol.com