



VNF – VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

DIAGNOSTIC STRUCTUREL PARTIEL DE PARCELLE FLUVIALE

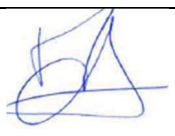
52 Impasse de la glacière, 31200 TOULOUSE

STL3.M.0032 – ind0



Agence Toulouse • 2 avenue de Flourens 31130 BALMA
Tél. 33 (0) 5 62 71 80 00 • Fax 33 (0) 5 62 71 80 05 • cebtptoulouse@groupeginger.com

<u>A la demande de :</u>	<u>Affaire suivie par :</u>
Eilika GENTAL	Rémy LADEVEZE
VOIES NAVIGABLES DE FRANCE	GINGER CEBTP
Direction territoriale Sud-Ouest 2, port Saint Etienne 31073 TOULOUSE	2, avenue de Flourens 31130 BALMA
☎ 05.61.36.24.24	☎ 05.62.71.80.00
eilika.gental@vnf.fr	r.ladeveze@groupeginger.com

VOIES NAVIGABLES DE FRANCE DIAGNOSTIC STRUCTUREL PARTIEL DE PARCELLE FLUVIALE 52 IMPASSE DE LA GLACIERE, 31200 TOULOUSE						
Affaire : STL3.M.0032 – ind0.				Proposition : STL3.M.0042.		
Indices	Date	Chargée d'affaires	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu
0	23/05/22	R. LADEVEZE		A. MAURY		29 pages + 5 annexes

Sauf autorisation préalable, ce rapport n'est utilisable, à des fins commerciales ou publicitaires, qu'en reproduction intégrale. Les résultats obtenus ne sont pas généralisables sans justification de la représentativité des échantillons et des essais. Sauf demande expresse, les éventuels échantillons ne seront pas conservés après l'envoi du rapport.

SOMMAIRE

1.	Introduction.....	4
1.1	Contexte de la mission	4
1.2	Présentation de l'ouvrage	4
1.3	Objectifs	5
2.	Phase 1 : Inspection	6
2.1	Inspection subaquatique	6
2.2	Abords de l'ouvrage	7
2.3	Appui et fondation des structures	7
2.4	Structure principale de l'ouvrage (voile de soutènement)	7
2.5	Superstructure de l'ouvrage (dallage)	8
2.6	Equipements	8
2.7	Récapitulation des défauts relevés et notation de type IQOA	9
3.	Phase 2 : Diagnostic et reconnaissance des structures.....	10
3.1	Dallage	10
3.1.1	Implantation des sondages.....	10
3.1.2	Sondages non-destructifs.....	11
3.1.3	Sondages destructifs	15
3.1.4	Essais en laboratoire de résistance à la compression.....	18
3.2	Voile de soutènement	21
3.2.1	Sondages non-destructifs.....	21
3.2.2	Sondages destructifs	23
3.3	Mise au net	24
4.	Phase 2 : Vérifications calculatoires.....	25
4.1	Capacité portante du dallage	25
4.2	Voile	26
5.	Synthèse et orientations techniques	27
5.1	Synthèse	27
5.2	Phase 3 : Orientations techniques.....	28

ANNEXES

ANNEXE 1 :	Vue en plan et coupe des sondages
ANNEXE 2 :	Rapport Ets FRANCOIS – Visite subaquatique
ANNEXE 3 :	Rapport STL3.M.0032.0002 – Inspection
ANNEXE 4 :	Rapport SBX3.M.0054 – Capacité portante de dallage
ANNEXE 5 :	Rapport STL2.M.0061 – Rapport géotechnique

1. INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE DE LA MISSION

Dans le cadre du projet de restructuration du quai fluvial de Toulouse Lalande, situé 52 Impasse de la Glacière, GINGER CEBTP a été sollicité par Mme Gentil, de la société VNF - Voies Navigables de France, afin de réaliser un diagnostic et une reconnaissance structurelle partielle du dallage, du mur de soutènement et des équipements présents sur site.

Nos investigations ont été réalisées les semaines 15, 16 et 17 de l'année 2022.

1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

La parcelle fluviale investiguée se situe 52 Impasse de la glacière, 31200 Toulouse.



Vue satellite – Source Google Maps

1.3 OBJECTIFS

Conformément à notre proposition technique et financière référencée STL3.M.0042, le but de la mission est d'établir un état des lieux ainsi qu'un diagnostic des équipements et infrastructures.

L'objet de la mission est donc de réaliser un diagnostic de l'infrastructure portuaire, située sur un site en bord de canal de Garonne (impasse de la Glacière à Toulouse Lalande), afin de vérifier la stabilité du quai ainsi que l'état de la plateforme extérieure revêtue et du bâtiment existant, et si nécessaire de définir un programme de remise en état du site.

Les prestations se divisent en 3 tranches :

- Tranche ferme, phase 1 : une inspection visuelle de l'ouvrage, des équipements et du quai.
- Tranche ferme, phase 2 : un diagnostic géotechnique G5 avec vérification de la stabilité du quai.
- Tranche optionnelle, phase 3 : en fonction des conclusions de phases 1 et 2, le cas échéant, il sera réalisé des préconisations sommaires d'étude et/ou de travaux de réparation.

2. PHASE 1 : INSPECTION

2.1 INSPECTION SUBAQUATIQUE

L'inspection subaquatique de l'infrastructure portuaire est présentée en annexe 1 du présent document.

Elle consiste en l'inspection visuelle de la partie immergée du mur de soutènement.

Il en ressort les conclusions suivantes :

- Le quai ne présente pas de défaut structurel visible.
- De nombreux joints sont décollés au niveau de l'eau avec des infiltrations au niveau de ces derniers.
- Les mesures prises derrière les joints laisse apparaitre un vide de 20cm entre les éléments préfabriqués.
- Un éclat de béton est constaté entre la jonction banchée et le premier élément en préfabriqué. Celui-ci est situé en aval du quai.
- On note également la présence de quelques déchets anthropiques le long du quai (armoire métallique, souche, barre de fer) mais dont la hauteur reste limitée
- La fondation n'a pu être repérée car elle est située sous la vase.
- L'enfoncement d'une tige métallique permet de sentir un sol dur sous 1m10 à 1m30 de vase.

2.2 ABORDS DE L'OUVRAGE

L'inspection visuelle de l'infrastructure portuaire est présentée en annexe 2 du présent document.

Les abords de l'ouvrage apparaissent en bon état.

2.3 APPUI ET FONDATION DES STRUCTURES

L'inspection visuelle de l'infrastructure portuaire est présentée en annexe 2 du présent document.

Les fondations du mur de soutènement en éléments préfabriqués béton ne sont pas visible.

Sans objet pour le dallage.

2.4 STRUCTURE PRINCIPALE DE L'OUVRAGE (VOILE DE SOUTÈNEMENT)

L'inspection visuelle de l'infrastructure portuaire est présentée en annexe 2 du présent document.

Les joints souples entre panneaux sont en très mauvais état sanitaire et sont responsable de venues d'eau entraînant des traces de coulures et d'humidité ainsi que la présence de végétation.

Il a été observé de nombreuses fissures et nids de cailloux au niveau des 2 premiers panneaux de la zone A (extrémité Nord du voile). Nous notons également une fracture avec rejet sur ces deux premiers panneaux de la zone A. Ces deux premiers panneaux sont de nature différente du reste des panneaux et le béton est de moins bonne qualité.

Nous notons ponctuellement la présence de microfissurations avec traces de coulures de calcite active.

Nous notons au niveau d'un panneau la présence d'un éclat béton qui semble être lié à un choc.

Les deux panneaux de l'extrémité Sud sont en mauvais état sanitaire et présentent de nombreuses dégradations. Le reste du mur est dans un état sanitaire satisfaisant.

2.5 SUPERSTRUCTURE DE L'OUVRAGE (DALLAGE)

L'inspection visuelle de l'infrastructure portuaire est présentée en annexe 2 du présent document.

Le dallage présente de façon généralisée de nombreuses fractures, fissures et flaches.

Le dallage est dans un mauvais état sanitaire.

2.6 EQUIPEMENTS

L'inspection visuelle de l'infrastructure portuaire est présentée en annexe 2 du présent document.

Les bittes d'amarrages présentent des traces d'oxydations.

L'une des barrières de sécurité est hors service et en très mauvais état sanitaire.

Les clôtures Sud et Nord de la parcelle sont dans un état sanitaire satisfaisant.

Les équipements sont dans un état sanitaire bon à mauvais.

2.7 RECAPITULATION DES DEFAUTS RELEVES ET NOTATION DE TYPE IQOA

L'inspection visuelle de l'infrastructure portuaire est présentée en annexe 2 du présent document.

Partie d'ouvrage	Désordres principaux	Note type IQOA
Abords de l'ouvrage	- RAS	1
Structure (voile)	- Zone humide et mousse - Joints mastic dégradés - Fissures avec calcite active - 2 panneaux en mauvais état sanitaire (fractures avec rejet et fissuration)	3
Superstructures (dallage)	- Fissures - Fractures - Flaches	3
Fondation	- Non évaluées	NE
Note de l'ouvrage		3

Ouvrage dont la structure est altérée nécessitant des travaux de réparation sans caractère d'urgence.

Rappel : barème

Note IQOA	Description
1	Ouvrage en bon état relevant de l'entretien courant.
2	Ouvrage dont la structure est en bon état mais nécessitant un entretien spécialisé.
2E	Ouvrage dont la structure est en bon état mais nécessitant un entretien spécialisé urgent pour prévenir le développement rapide des désordres.
3	Ouvrage dont la structure est altérée nécessitant des travaux de réparation sans caractère d'urgence.
3U	Ouvrage dont la structure est gravement altérée nécessitant des travaux de réparation urgent liés à l'insuffisance de capacité portante de l'ouvrage ou à la rapidité d'évolution des désordres.
S	La notation peut porter la mention éventuelle « S » relative à l'urgence à entreprendre des travaux au regard de la sécurité des usagers, qu'ils concernent ou non la structure.
NE	Elément non évalué lors de l'inspection

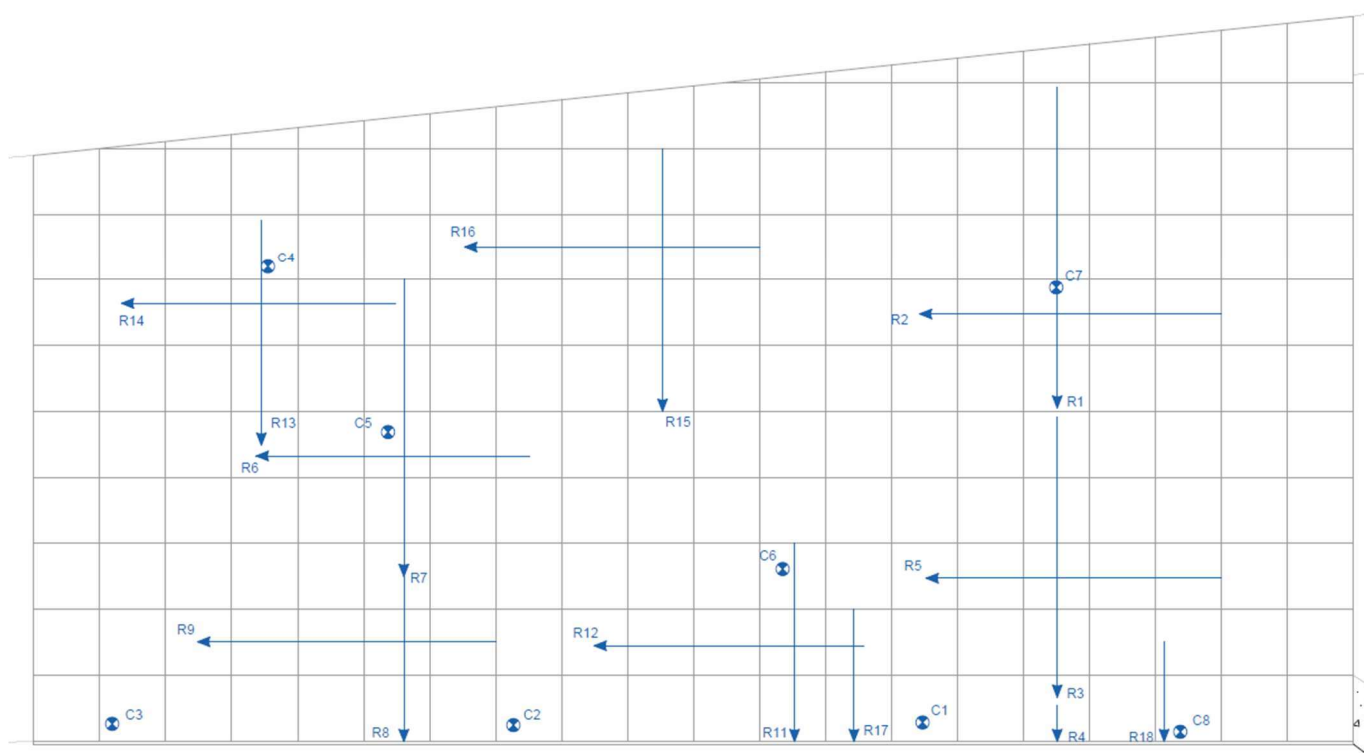
3. PHASE 2 : DIAGNOSTIC ET RECONNAISSANCE DES STRUCTURES

3.1 DALLAGE

Afin d'évaluer les caractéristiques géométriques et mécaniques des dallages, il a été réalisé des sondages destructifs et non-destructifs présenté ci-dessous.

3.1.1 *Implantation des sondages*

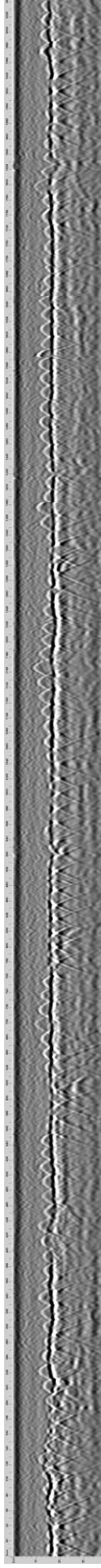
Les sondages destructifs (carottages) et non-destructifs (lignes de détection réalisées à l'aide d'un radar haute fréquence) sont présentés sur la vue en plan ci-dessous :



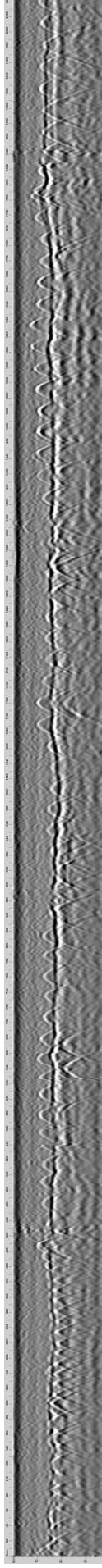
Canal latéral de la garonne

Les différentes lignes de mesure radar réalisées sont présentées puis commentées ci-dessous :

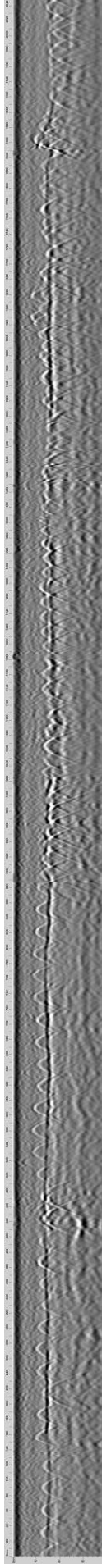
➤ Ligne R1 :



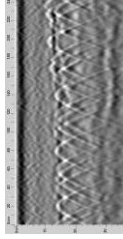
➤ Ligne R2 :



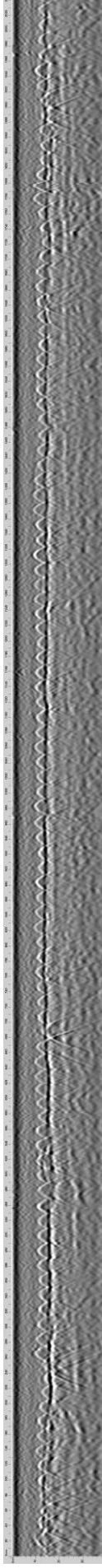
➤ Ligne R3 :



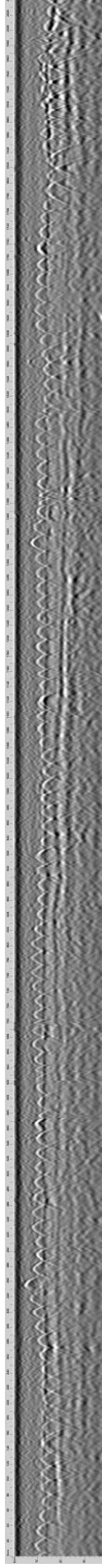
➤ Ligne R4 :



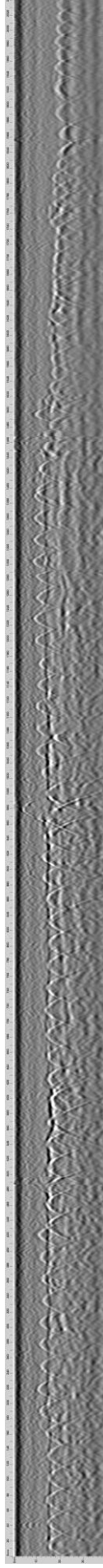
➤ Ligne R5 :



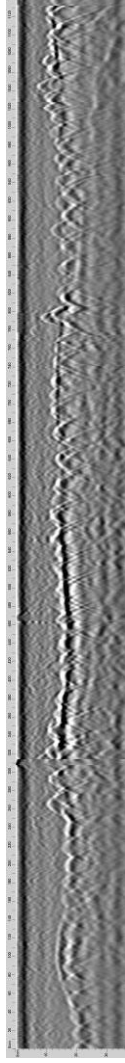
➤ Ligne R6 :



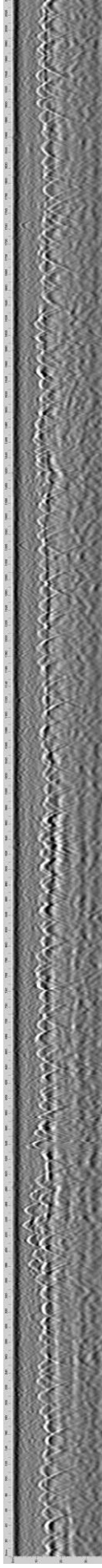
➤ Ligne R7 :



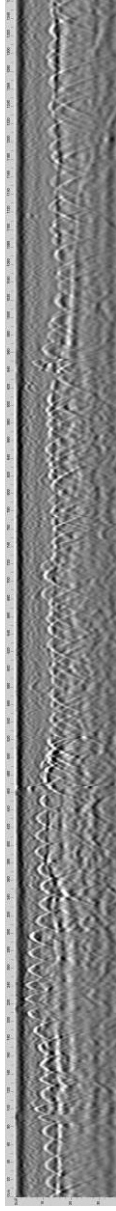
➤ Ligne R8 :



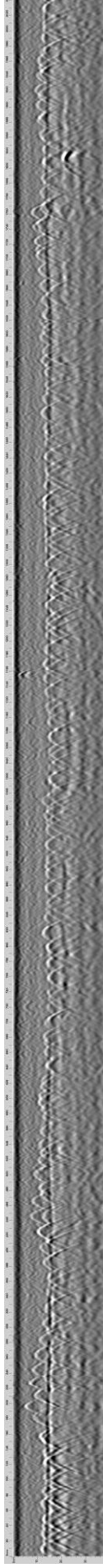
➤ Ligne R9 :



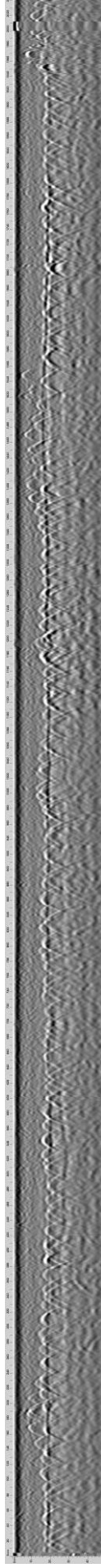
➤ Ligne R10 :



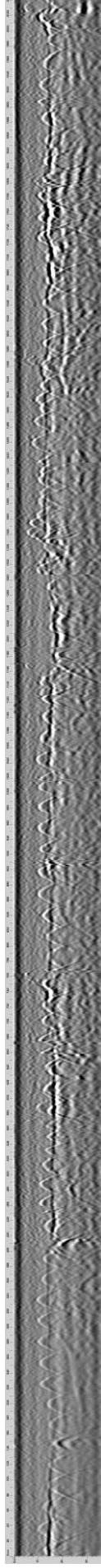
➤ Ligne R11 :



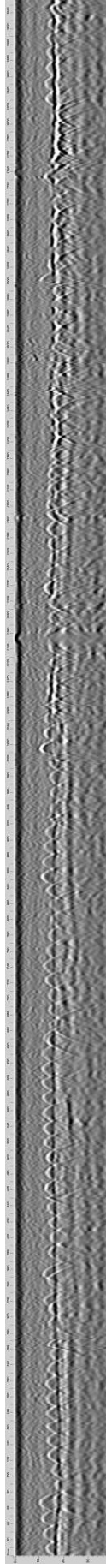
➤ Ligne R12 :



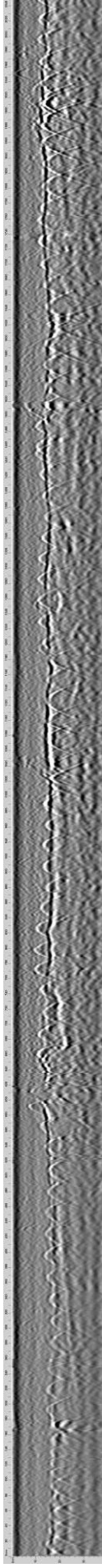
➤ Ligne R13:



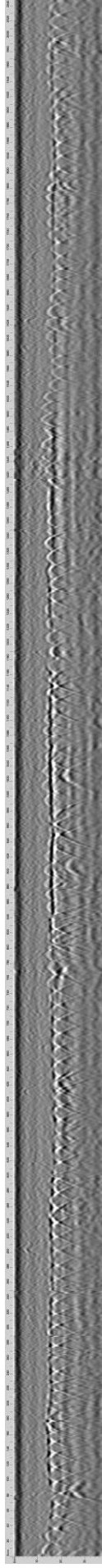
➤ Ligne R14 :



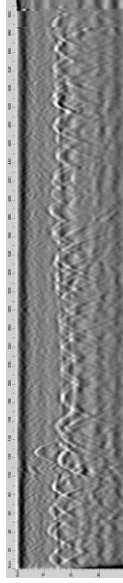
➤ Ligne R15 :



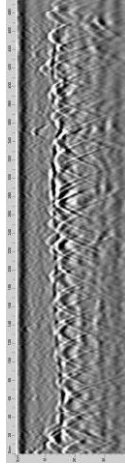
➤ Ligne R16 :



➤ Ligne R17 :



➤ Ligne R18 :



Le dallage présente une épaisseur de béton variant de 12 à 16 cm.

Le dallage présente un treillis de maille 200x300 mm.

Malgré les variations d'épaisseur, la nature du dallage semble être la même sur l'ensemble des lignes de mesures réalisées.

3.1.3 Sondages destructifs

Les photographies des sondages par carottage sont présentées ci-dessous :

➤ Prélèvement C1 :



➤ Prélèvement C2 :



➤ Prélèvement C3 :



Nota : Au droit de C3, de façon singulière, nous notons une surépaisseur de 25 cm de béton sous le dallage.

➤ Prélèvement C4 :



➤ Prélèvement C5 :



➤ Prélèvement C6 :



➤ Prélèvement C7 :



➤ Prélèvement C8 :



Les épaisseurs de béton relevées correspondent aux épaisseurs détectées et sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Prélèvements	Epaisseurs
C1	13 cm
C2	14 cm
C3	10 cm + Surépaisseur singulière
C4	15 cm
C5	14 cm
C6	12 cm
C7	16 cm
C8	12 cm

En fond de prélèvement, il est relevé un treillis soudés anti-fissuration composé d'armatures de type rond lisse et de diamètre 4,5 mm.

3.1.4 Essais en laboratoire de résistance à la compression

Les résultats des essais réalisés sur les échantillons de béton prélevés sur site sont présentés ci-après.

Les carottes de béton prélevées, après tronçonnage à un élanement de 1, séchage puis surfacage des bases à l'aide d'un mortier de soufre, ont fait l'objet d'un essai de résistance en compression, à l'aide d'une presse à béton.

Prélèvement de béton réalisé sur le dallage :

Carotte	H (mm)	Ø (mm)	Masse (g)	Masse volumique (kg/m ³)	Charge de rupture brut (kN)	Contrainte de rupture brut (MPa)
C4	95	94	1572	2384	195.4	28.2
C5	93	94	1573	2437	239.0	34.4
C6	95	94	1563	2371	143.7	20.7
C7	97	94	1640	2436	242.5	34.9
					Moyenne	29.6
					Ecart Type	6.7

Résultats des essais de résistance à la compression

Ayant réalisé entre 4 essais, les évaluations de la résistance à la compression sur site ont été déterminée selon l'approche B spécifiée dans la norme NF EN 13791 CN de mars 2013 « Evaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton »

7.3.3 Approche B

La résistance caractéristique sur site estimée de la zone d'essai est la valeur la plus faible de :

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \quad (3)$$

ou

$$f_{ck,is} = f_{is, \text{plus faible}} + 4 \quad (4)$$

La marge k dépend du nombre n de résultats d'essai et la valeur appropriée est sélectionnée dans le Tableau 2.

Tableau 2 — Marge k associée à de petits nombres de résultats d'essai

n	k
de 10 à 14	5
de 7 à 9	6
de 3 à 6	7

Soit pour le dallage :

$$f_{m(n),is} - k = 22,6 \text{ MPa}$$

ou

$$f_{is, \text{plus faible}} + 4 = 24,7 \text{ MPa}$$

D'après la norme, la résistance à la compression estimée sur site est $f_{ck,is, \text{cube}} = 22,6 \text{ MPa}$.

Tableau 1 — Résistance caractéristique minimale à la compression sur site pour les classes de résistance à la compression de l'EN 206-1

Classe de résistance à la compression conforme à l'EN 206-1	Rapport de la résistance caractéristique sur site à la résistance caractéristique éprouvettes normalisées	Résistance caractéristique minimale sur site N/mm ²	
		$f_{ck, is, cyl}$	$f_{ck, is, cube}$
C8/10	0,85	7	9
C12/15	0,85	10	13
C16/20	0,85	14	17
C20/25	0,85	17	21
C25/30	0,85	21	26
C30/37	0,85	26	31
C35/45	0,85	30	38
C40/50	0,85	34	43
C45/55	0,85	38	47
C50/60	0,85	43	51
C55/67	0,85	47	57
C60/75	0,85	51	64
C70/85	0,85	60	72
C80/95	0,85	68	81
C90/105	0,85	77	89
C100/115	0,85	85	98

NOTE 1 La résistance à la compression sur site peut être inférieure à celle qui est mesurée sur des éprouvettes normalisées prélevées dans le même lot de béton.

NOTE 2 Le rapport 0,85 est inclus dans le coefficient de γ_c de l'EN 1992-1-1:2004.

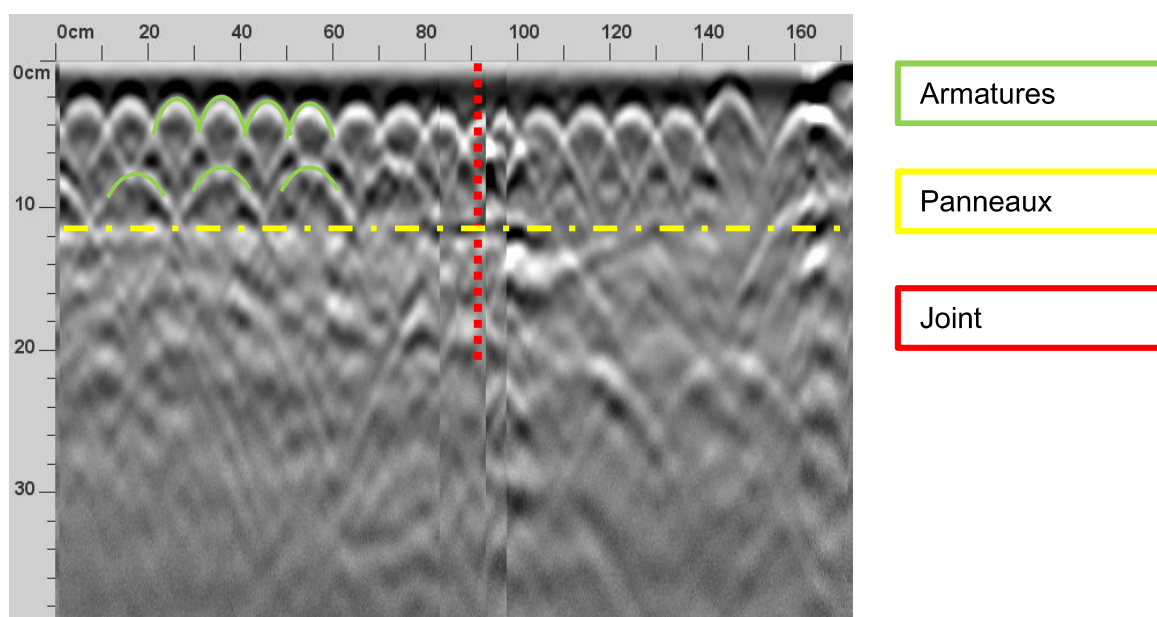
D'après le tableau 1 de la norme NF EN 13791 CN de mars 2013, avec un $f_{ck, is, cube} = 22,6$ MPa, la classe de résistance à la compression du béton en fonction de la valeur caractéristique est **C20/25**.

3.2 VOILE DE SOUTÈNEMENT

3.2.1 *Sondages non-destructifs*

Les différentes lignes de mesure radar réalisées sont présentées puis commentées ci-dessous :

- Ligne horizontale sur un élément de voile :



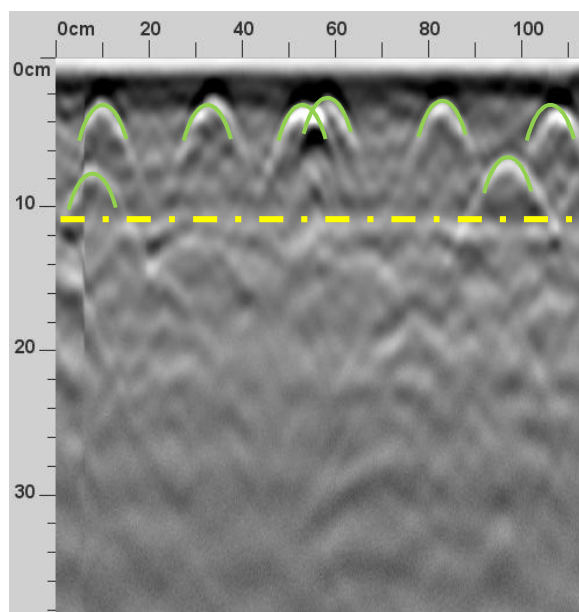
Visualisation des armatures verticales et de l'épaisseur du panneau.

Les lignes de détection mettent en évidence un panneau d'épaisseur environ 11 cm en partie courante.

Les armatures verticales du lit face côté canal ont un espacement moyen de 10 cm.

Les armatures verticales du lit face côté remblais ont un espacement moyen de 20 cm.

- Ligne verticale sur un élément de voile :



Armatures

Panneaux

Visualisation des armatures horizontales et de l'épaisseur du panneau.

Les lignes de détection mettent en évidence un panneau d'épaisseur environ 11 cm en partie courante.

Les armatures horizontales du lit face côté canal ont un espacement moyen de 25 cm.

Les armatures verticales du lit face côté remblais ont un espacement de 90 cm.

3.2.2 Sondages destructifs

Un extrait photographique des percements réalisés est présenté ci-après :

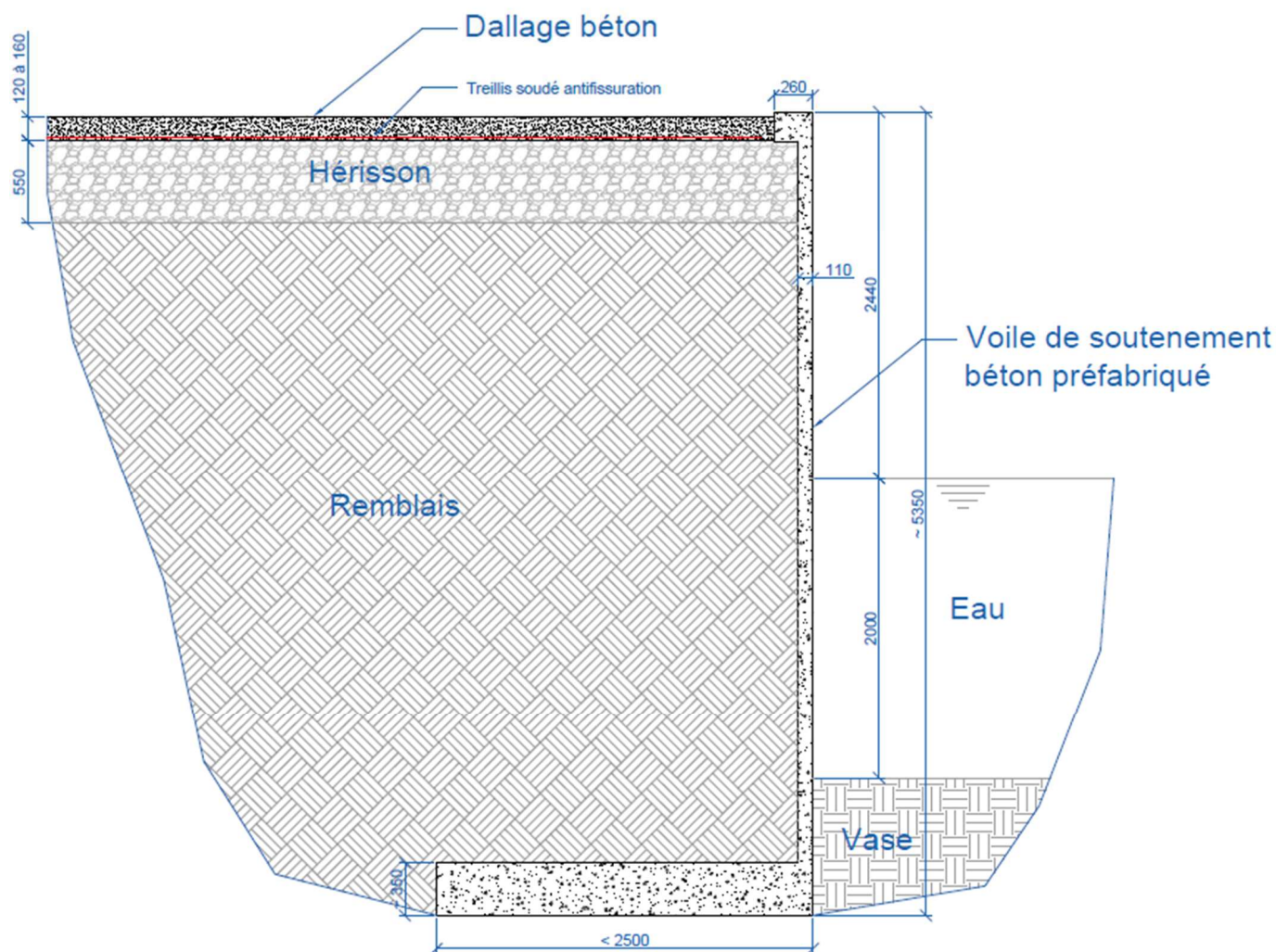


Vue des percements en partie courante

Les sondages destructifs ont mis en évidence une épaisseur de béton d'environ 11 cm.

3.3 MISE AU NET

Les résultats des différentes investigations sont présentés sous la forme du schéma de principe suivant :



[Cotation en mm]

La profondeur de la semelle du voile, sa largeur et son épaisseur ont été déterminés par le service géotechnique et son l'objet du rapport STL2.M.0061 présenté en annexe.

La coupe ci-dessus est disponible, à l'échelle, en annexe du présent document.

4. PHASE 2 : VERIFICATIONS CALCULATOIRES

4.1 CAPACITE PORTANTE DU DALLAGE

La zone étudiée est actuellement destinée à un usage de stockage. Le dallage est donc classé en catégorie 1 du DTU 13.3, « dallages à usage industriel ou assimilé ».

Au regard des prescriptions du DTU 13.3, **le dallage est non conforme**, à savoir qu'il ne respecte pas les conditions suivantes :

- « Le béton employé doit être d'une classe de résistance au moins égale à C25/30 » :
Les essais montrent que le béton utilisé a une classe de résistance C20/25.
- « L'épaisseur nominale du dallage de la catégorie 1 est de 15 cm au minimum » :
L'épaisseur reconnue du corps de dallage est de 12 cm au droit de certains carottages.

Néanmoins, il respecte les conditions suivantes :

- « L'espacement des joints doit être au plus de 5 m (+/- 10 %) pour les dallages soumis aux intempéries dans les sens X et Y » :
Les joints sont espacés de 5 m dans les deux directions.

A titre d'information, la vérification a été menée en utilisant la partie 1 du DTU 13.3 « dallages à usage industriel ou assimilé » avec les hypothèses suivantes :

- Une épaisseur du dallage de 12 cm.
- Un béton avec une classe de résistance C20/25.

Avec une section minimale dans chaque sens inférieure à 5 cm²/ml, les dallages sont calculés en ouvrage non armé, cela signifie que les armatures qu'ils contiennent n'ont pas été prises en compte dans leur dimensionnement et ne sont pas prises en compte dans nos vérifications.

En considérant un dallage avec des panneaux 5 x 5 m :

- Pour une épaisseur de 12 cm, la capacité portante du dallage étudié est de **l'ordre de 550 kg/m²** avec un taux travail maximum de 98 % à l'ELS.

Le rapport de vérification calculatoire SBX3.M.0054 est présenté en annexe du présent document.

4.2 VOILE

Les vérifications calculatoires du voile sont présentées, en annexe, dans le rapport géotechnique. Les conclusions du rapport sont rappelées ci-dessous :

- D'après les éléments recueillis, la stabilité du mur de soutènement est assurée pour les cas calculés.
- Pour rappel, la stabilité interne est supposée assurée. Ce calcul permet de vérifier juste la stabilité externe du mur.
- Les dispositifs de drainage efficaces et pérenne sont à prévoir au moment des travaux car les niveaux de l'eau sont présents des deux côtés du mur.

5. SYNTHÈSE ET ORIENTATIONS TECHNIQUES

Dans le cadre du projet de restructuration du quai fluvial de Toulouse Lalande, situé 52 Impasse de la Glacière, GINGER CEBTP a été sollicité par Mme Gentil, de la société VNF - Voies Navigables de France, afin de réaliser un diagnostic et une reconnaissance structurelle partielle du dallage, du mur de soutènement et des équipements présents sur site.

5.1 SYNTHÈSE

Les observations, suggestions de travaux d'entretien courant et spécialisé et les suggestions concernant les investigations et auscultations spécifiques liées à l'inspection de la parcelle fluviale sont présentées en annexe du présent document dans le rapport « STL3.M.0032.0002 - Inspection » et sont synthétisées ci-dessous :

- Les principaux désordres structurels concernent les joints du mur de soutènement et le dallage de la parcelle fluviale. Ils devront faire l'objet de travaux de réparation.
- Le rapport d'inspection définit un classement de type IQOA « 3 » de la parcelle, soit comme étant un ouvrage dont la structure est altérée nécessitant des travaux de réparation sans caractère d'urgence.

Les études structurelle et géotechnique ont permis la détermination de la capacité portante du dallage. Le résultat est présenté en annexe du présent document dans le rapport « SBX3.M.0054 - Capacité portante de dallage ». Elle est estimée à 550 daN/m².

L'étude géotechnique met en évidence la stabilité du voile de soutènement sous cette même charge d'exploitation. L'étude est présentée en annexe du présent document dans le rapport « STL2.M.0061 – Etude géotechnique ».

5.2 PHASE 3 : ORIENTATIONS TECHNIQUES

En phase de diagnostic et dans le cadre d'orientation technique, le traitement des problématiques structurelles majeures, peut-être :

- Concernant le voile de soutènement (76 panneaux préfabriqués) (hors panneaux des voiles avoisinants) :
 - o Nettoyage et dévégétalisation des panneaux et des joints,
 - o Remplacement du joint mastic.
- ➔ Estimation forfaitaire : **20 000 €HT.**
 - o Il est également nécessaire de prévoir des dispositifs de drainage efficaces et pérenne au moment des travaux car les niveaux de l'eau sont présents des deux côtés du mur (hors estimation).

- Dallage (environ 4750 m²) :

A minima, traitement et réfection des fissures du dallage pour une réparation à l'identique :

- o Injection au coulis de ciment des fissures,
 - o Mise en œuvre d'un mortier de réparation au droit des fractures, épaufrures et nid-de-poule.
- ➔ Estimation forfaitaire : 200 €HT/ml de fissures/fractures (environ 1000 ml de fissures/fractures relevées)

Pour aller plus loin, dans le but de rétablir une surface neuve ainsi que d'améliorer la capacité portante du dallage :

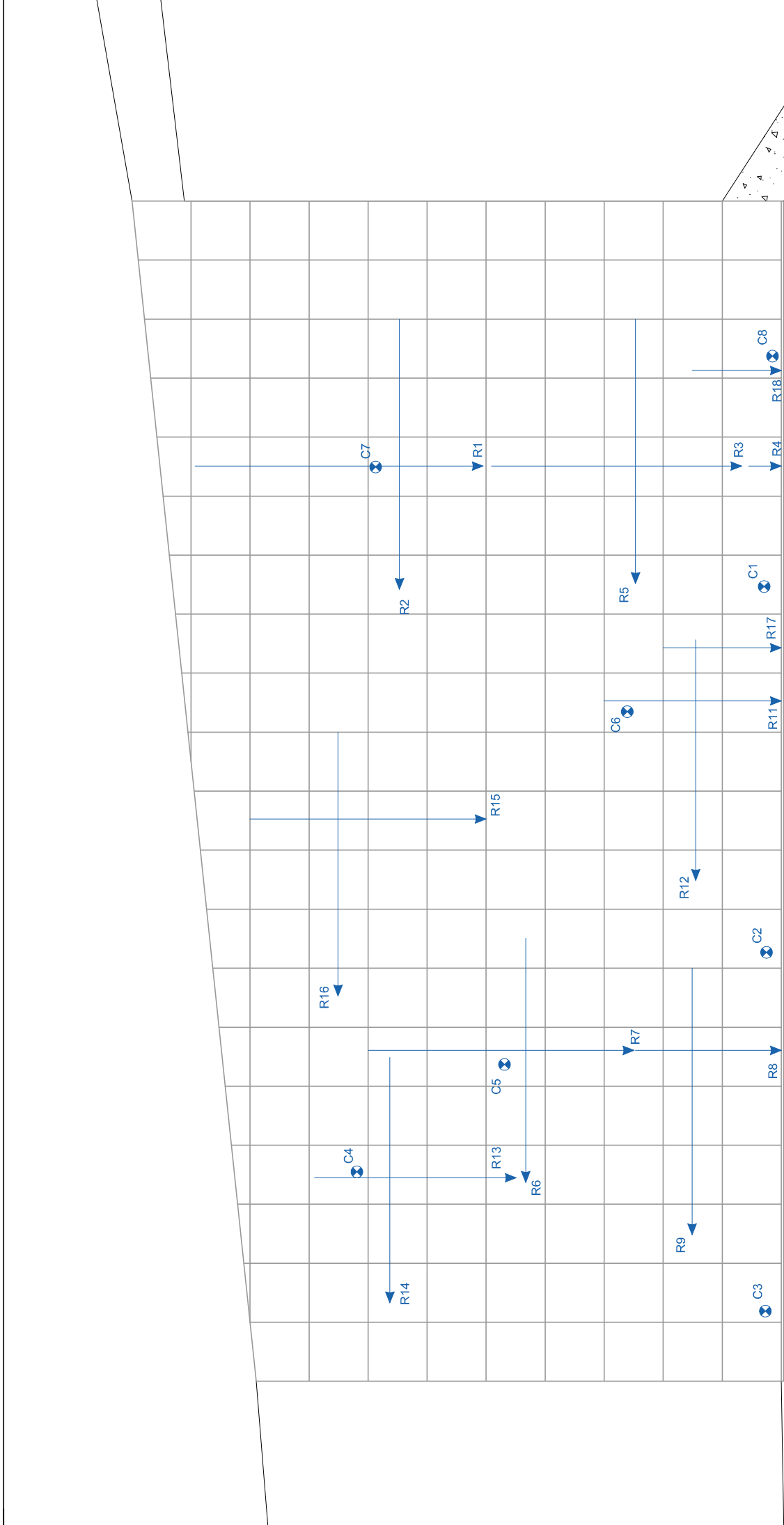
- o Mise en œuvre d'un béton fibré à ultra haute performance (BFUP), en surépaisseur du dallage, jusqu'à 5cm.
- ➔ Estimation forfaitaire : 320 €HT/m² de dallage

L'ensemble de ces opérations devra être étudié et réalisé par des sociétés spécialisées.

Notre rapport de diagnostic n'a pas la valeur d'un rapport de phase d'étude d'avant-projet sommaire (AVP-S). Cette dernière devra être réalisée par un bureau d'étude de maîtrise d'œuvre spécialisée.

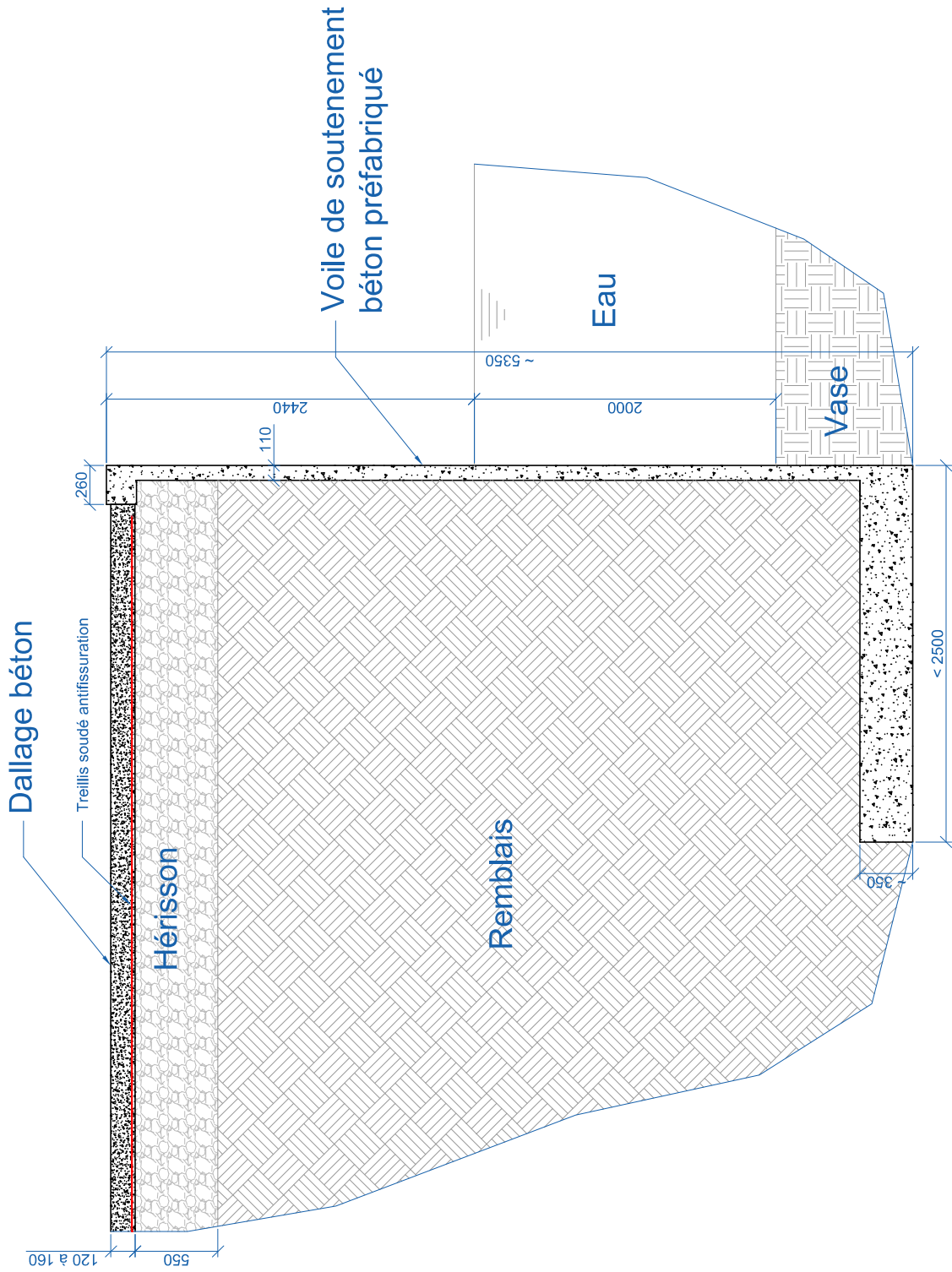
De plus, à ce jour, dans un contexte de pandémie mondiale et de conflit armé européen, le coût des matériaux connaît une forte fluctuation entraînant de large approximation sur les coûts en lien avec l'engagement de tels travaux de réparation et/ou de confortement.

ANNEXE 1 : Vue en plan et coupe des sondages



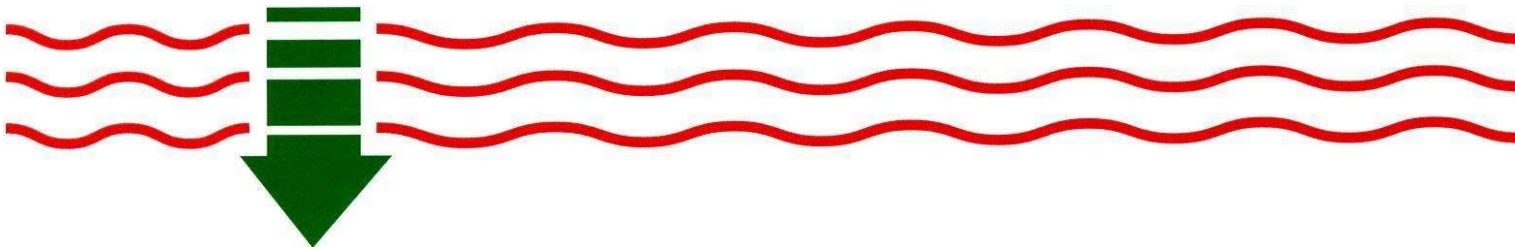
Canal latéral de la garonne

Implantation des sondages - Dallage	
Vue en plan	
Parcelle fluviale - 52 Impasse de la glacière, 31200 Toulouse	
Dessinateur : J. ARCHAT	Date : 19.05.2022
Réf. : STL3.M.0032	Ech. : nd



Coupe de principe du voile de soutènement et du dallage	
Vue en Coupe	
Parcelle fluviale - 52 Impasse de la glacière, 31200 Toulouse	
Dessinateur : J. ARCHAT	Date : 19.05.2022
Réf. : STL3.M.0032	Ech. : 1:30

ANNEXE 2 : Rapport Ets FRANCOIS – Visite subaquatique



ETS FRANÇOIS

Z.I. Baraillol

82400 GOLFECH

Tél. 05 63 39 71 99

Fax 05 63 39 59 89

Bureau d'études techniques

**Travaux maritimes et fluviaux
Confortement d'ouvrages d'art
Equipements hydrauliques
Dragage**

Ginger CEBTP

Agence de Toulouse
2, avenue de Flourens
31130 Balma

OBJET : RAPPORT D'INSPECTION DU QUAI DE LA GLACIERE

Inspection par scaphandriers

Visite du 14 Avril 2021



Rédacteur P.FRANCOIS

Equipe intervenante :

Mr FRANCOIS Pierre
Mr FERNANDEZ Florian
Mr MISSOUNI Sofian

scaphandrier classe 2A
scaphandrier classe 2A
scaphandrier classe 2A

Condition de la visite

Condition climatique	Beau temps
Visibilité sous-marine	0.5 m
Courant	0.1m/s
Echelle limnimétrique	non

Travaux réalisés

Inspection du quai à la recherche de défauts ou d'affouillements
Inspection réalisée depuis le quai

Le quai est constitué d'éléments bétons préfabriqués de 1m20 de large.

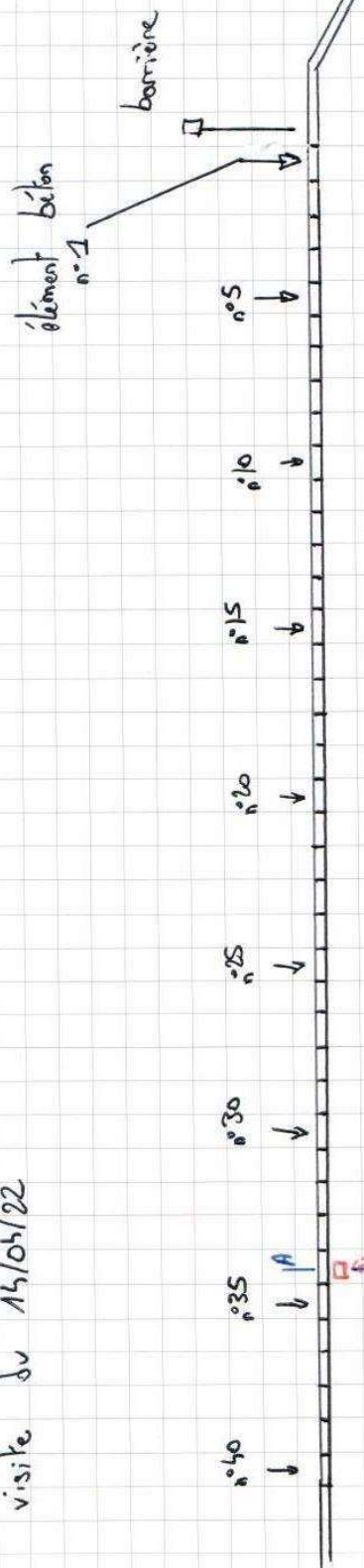
Pour faciliter le repérage, les éléments bétons préfabriqués sont numérotés de 1 à 75, en partant de l'extrémité aval du quai pour le n°1. Le 75ème se situe au niveau de la clôture

Le niveau d'eau est situé à 2m44 par rapport au dessus du bloc n° 37
La profondeur d'eau est d'environ 2m

Plan des défauts

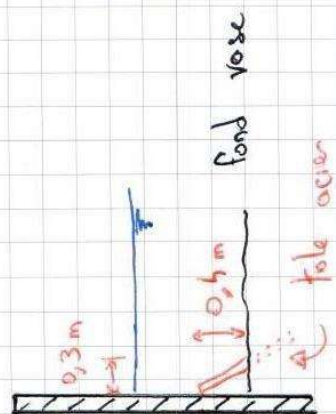
Inspection Quai de la glacière

visite du 14/04/22

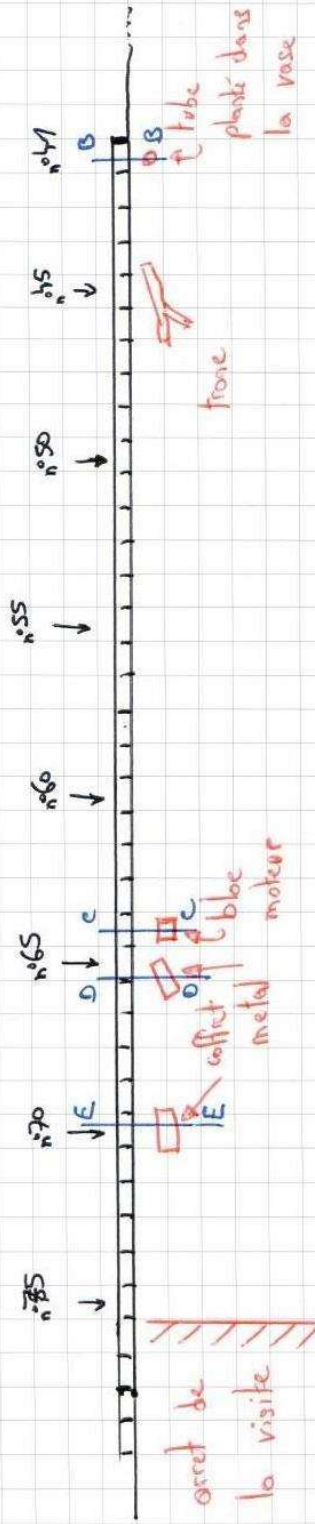


canal latéral →

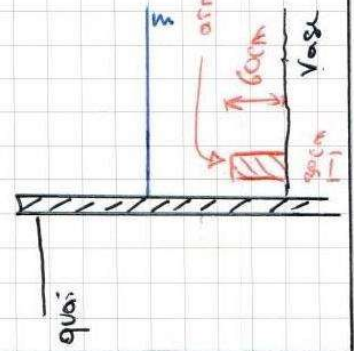
coupe AA



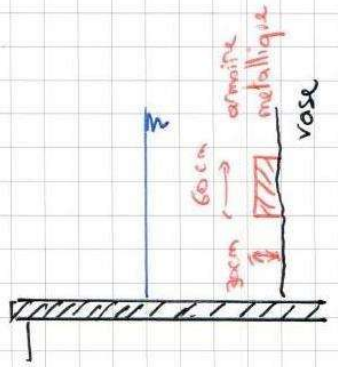
Inspection Quai de la glacière visite du 15/04/22



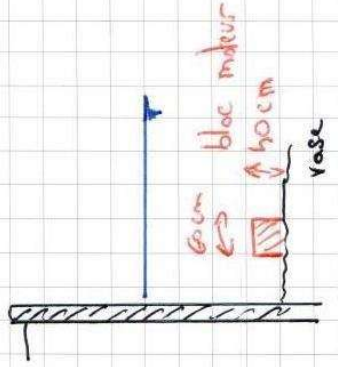
Coupe EE



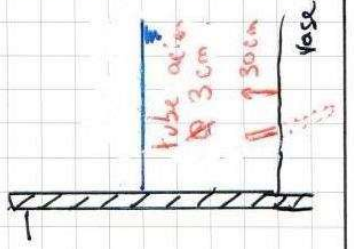
Coupe DD



Coupe CC



Coupe BB



Numéro d'élément	Défaut constaté
Entre 2 et 3	Le joint est sorti de son emplacement entre le niveau d'eau jusqu'à -20cm de profondeur
Entre 4 et 5	Le joint est en place mais décollé entre 0 et -20cm par rapport au niveau d'eau
Entre 7 et 8	Le joint est en place mais décollé entre 0 et -20cm par rapport au niveau d'eau
Entre 8 et 9	Le joint est décollé et sorti de son emplacement entre -60cm et la surface
Entre 9 et 10	Présence de racine au niveau d'eau et le joint est décollé de la surface jusqu'à +30cm
Entre 11 et 12	Le joint est décollé au niveau d'eau
Entre 15 et 16	Absence de joint entre la surface jusqu'à +20cm
Entre 22 et 23	Le joint est arraché entre la surface et +20cm
Entre 25 et 26	Le joint est manquant sur 65cm au-dessus de la surface
Entre 27 et 28	Le joint est décollé entre -20cm et +35cm
Entre 33 et 34	Le joint se décolle au-dessus de l'eau
Entre 34 et 35	Le joint se décolle au-dessus de l'eau
Entre 35 et 36	Le joint se décolle au-dessus de l'eau
Entre 36 et 37	Présence d'un trou dans le joint
Entre 39 et 40	Joint absent de -50cm a la surface
Entre 40 et 41	Joint décollé de -5cm (sous l'eau) a +20cm
Entre 41 et 42	Présence d'une plante au niveau du joint
Entre 42 et 43	Présence d'une plante au niveau du joint
Entre 43 et 44	Béton endommagé hors d'eau
Entre 44 et 45	Amorce de décollement du joint
Entre 46 et 47	Présence d'une plante au niveau du joint, 1m au-dessus de l'eau
Entre 47 et 48	Présence d'une plante au niveau du joint
Entre 48 et 49	Joint décollé sur une face sur 40cm
Entre 51 et 52	Présence d'une plante au niveau du joint
Entre 52 et 53	Joint décollé du niveau d'eau jusqu' a +1m
Entre 53 et 54	Présence d'une plante au niveau du joint
Entre 56 et 57	Présence d'une plante au niveau du joint
Entre 58 et 59	Présence d'une plante au niveau du joint
Entre 62 et 63	Présence d'une plante au niveau du joint
Entre 64 et 65	Joint décollé au niveau d'eau
Entre 66 et 67	Présence d'infiltration
Entre 67 et 68	Joint décollé au niveau d'eau jusqu'à +20cm
Entre 68 et 69	Présence d'une plante poussant dans le joint
Entre 69 et 70	Joint décollé au niveau d'eau jusqu'à +20cm

Conclusion

Le quai ne présente pas de défaut structurel visible

De nombreux joints sont décollés au niveau de l'eau avec des infiltrations au niveau des joints
Les mesures prise derrières les joints laissent apparaître un vide de 20cm entre les éléments préfabriqués (épaisseur du voile ?).

Un éclat de béton et manquant entre la jonction banchée et le premier élément en préfabriqué. Celui-ci est situé en aval du quai.

On note également la présence de quelques déchets anthropiques le long du quai (armoire métallique, souche, barre de fer) mais dont la hauteur reste limitée.

La fondation n'a pu être repérée car elle est située sous la vase.

L'enfoncement d'une tige métallique permet de sentir un sol dur sous 1m10 à 1m30 de vase.



ANNEXE 3 :Rapport STL3.M.0032.0002 – Inspection



VNF – VOIES NAVIGABLES DE FRANCE

INSPECTION VISUELLE DE PARCELLE FLUVIALE

52 Impasse de la glacière, 31200 TOULOUSE

STL3.M.0032.0002 – ind1



Agence Toulouse • 2 avenue de Flourens 31130 BALMA
Tél. 33 (0) 5 62 71 80 00 • Fax 33 (0) 5 62 71 80 05 • cebtptoulouse@groupeginger.com

<u>A la demande de :</u>	<u>Affaire suivie par :</u>
Eilika GENTAL	Janis ARCHAT
VOIES NAVIGABLES DE FRANCE	GINGER CEBTP
Direction territoriale Sud-Ouest 2, port Saint Etienne 31073 TOULOUSE	2, avenue de Flourens 31130 BALMA
☎ 07.64.86.75.25 ☎ 05.61.36.24.24	☎ 05.62.71.80.00 ☎ 07.60.10.46.23
eilika.gental@vnf.fr	j.archat@groupeginger.com

VOIES NAVIGABLES DE FRANCE INSPECTION VISUELLE DE PARCELLE FLUVIALE 52 IMPASSE DE LA GLACIERE, 31200 TOULOUSE						
Affaire : STL3.M.0032.0002 – ind1.				Proposition : STL3.M.0042.		
Indices	Date	Chargée d'affaires	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu
0	29/04/22	J. ARCHAT		R. LADEVEZE		39 pages + 1 annexe
1	29/04/22	J. ARCHAT		R. LADEVEZE		39 pages + 1 annexe
Modifications :		- Etat des clôtures Nord et Sud - Suggestion de travaux spécialisé : Balisage de la zone à proximité immédiate des 1ers panneaux du voile en zone A.				

Sauf autorisation préalable, ce rapport n'est utilisable, à des fins commerciales ou publicitaires, qu'en reproduction intégrale. Les résultats obtenus ne sont pas généralisables sans justification de la représentativité des échantillons et des essais. Sauf demande expresse, les éventuels échantillons ne seront pas conservés après l'envoi du rapport.

SOMMAIRE

1.	Introduction.....	4
1.1	Contexte de la mission	4
1.2	Présentation de l'ouvrage	4
1.3	Objectifs	5
2.	Inspection visuelle.....	6
2.1	Synthèse	6
2.2	Planche photographique du dallage et des équipements du quai	7
2.3	Inspection visuelle du mur de soutènement	24
3.	Conclusion	35
3.1	Appréciation sur l'état de l'ouvrage et son évaluation	35
3.1.1	Abords de l'ouvrage.....	35
3.1.2	Appui et fondation des structures	35
3.1.3	Structure principale de l'ouvrage (voile de soutènement).....	35
3.1.4	Superstructure de l'ouvrage (dallage).....	36
3.1.5	Equipements.....	36
3.2	Suggestions concernant les travaux d'entretien courant et spécialisés	37
3.2.1	Abords de l'ouvrage.....	37
3.2.2	Appui et fondation des structures	37
3.2.3	Structure principale de l'ouvrage (voile de soutènement).....	37
3.2.4	Superstructure (dallage)	37
3.2.5	Equipements.....	37
3.3	Suggestions concernant des investigations et auscultation spécifiques	38
3.3.1	Abords de l'ouvrage.....	38
3.3.2	Appui et fondation des structures	38
3.3.3	Structure Principale de l'ouvrage.....	38
3.3.4	Superstructure	38
3.4	Récapitulation des défauts relevés et notation de type IQOA ...	39

ANNEXES

1. INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE DE LA MISSION

Dans le cadre du projet de restructuration du quai fluvial de Toulouse Lalande, situé 52 Impasse de la Glacière, GINGER CEBTP a été sollicité par Mme Gentil, de la société VNF - Voies Navigables de France, afin de réaliser une inspection visuelle du dallage, du mur de soutènement et des équipements présents sur site.

Nos investigations ont été réalisées la semaine 15 de l'année 2022.

1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

La parcelle fluviale investiguée se situe 52 Impasse de la glacière, 31200 Toulouse.



Vue satellite – Source Google Maps

1.3 OBJECTIFS

Conformément à notre proposition technique et financière référencée STL3.M.0042, le but de la mission est de réaliser :

➤ In-situ :

- Photographies et implantation sur plan des désordres constatés du dallage du quai fluvial et de son mur de soutènement,

➤ Le présent rapport comprenant :

- Un reportage photographique illustrant nos investigations,
- Un plan de repérage des photographies.

2. INSPECTION VISUELLE

2.1 SYNTHESE

Une inspection visuelle, dont les zones ont été définies en accord avec le client, du dallage, des équipements du quai fluvial et de son mur de soutènement a été réalisée afin de relever l'ensemble des désordres présents sur ces éléments.

Le dallage est en béton armé avec joint de fractionnement espacé de 5m dans les deux directions.

Les principaux désordres rencontrés sont :

- Des fissures étendues sur plusieurs dalles,
- Des éclats de béton souvent localisées aux angles des dalles,
- Des zones de flaches.

Les désordres rencontrés sur les équipements du quai fluvial sont :

- Des traces d'oxydation sur les bittes d'amarrages,
- La rupture d'une barrière de sécurité rendant son usage impossible,
- Des traces d'écaillage de peinture sur la deuxième barrière de sécurité.

Le mur de soutènement est constitué de 76 éléments préfabriqué en béton armé dont les dimensions sont de :

- Largeur : 1.20 m,
- Hauteur émergé : 2.15 m.

Les principaux désordres rencontrés sont :

- Des fissures et microfissures,
- La présence de calcite,
- La présence de végétation,
- Des traces d'écoulement d'eau au droit des joints entre panneaux,
- Des usures des joints entre panneaux.

L'ensemble des désordres sont implantés sur plan en annexe.

2.2 PLANCHE PHOTOGRAPHIQUE DU DALLAGE ET DES EQUIPEMENTS DU QUAI



Figure 1 : Fissuration du dallage, éclats de béton.

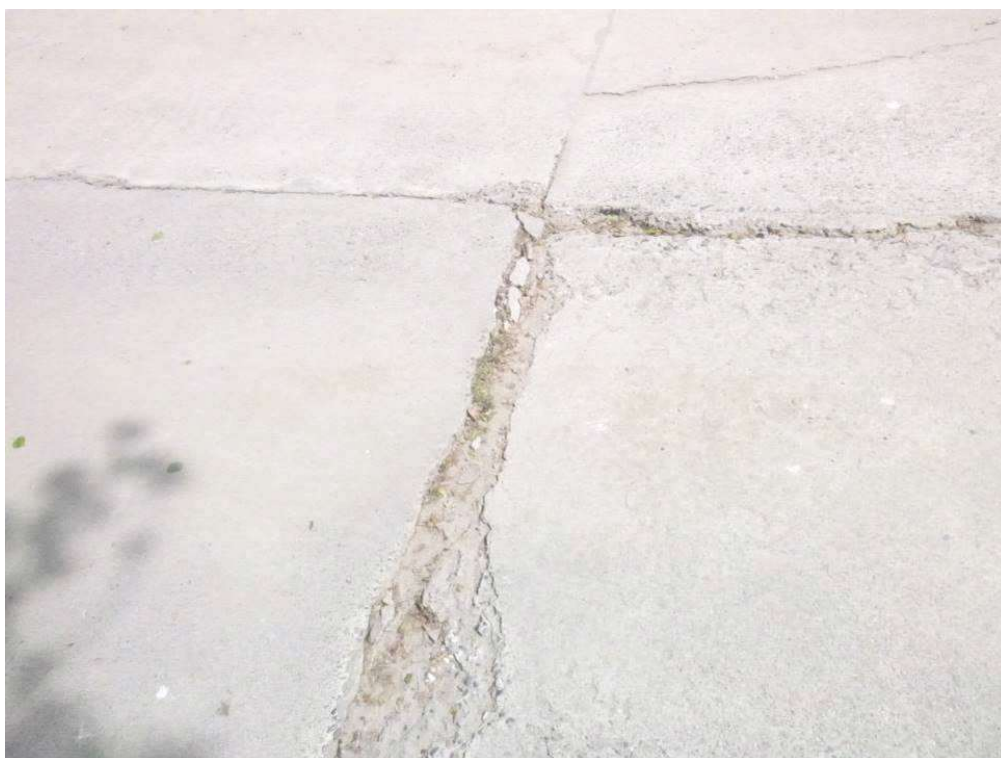


Figure 2 : Eclats de béton.



Figure 3 : Fissuration du dallage

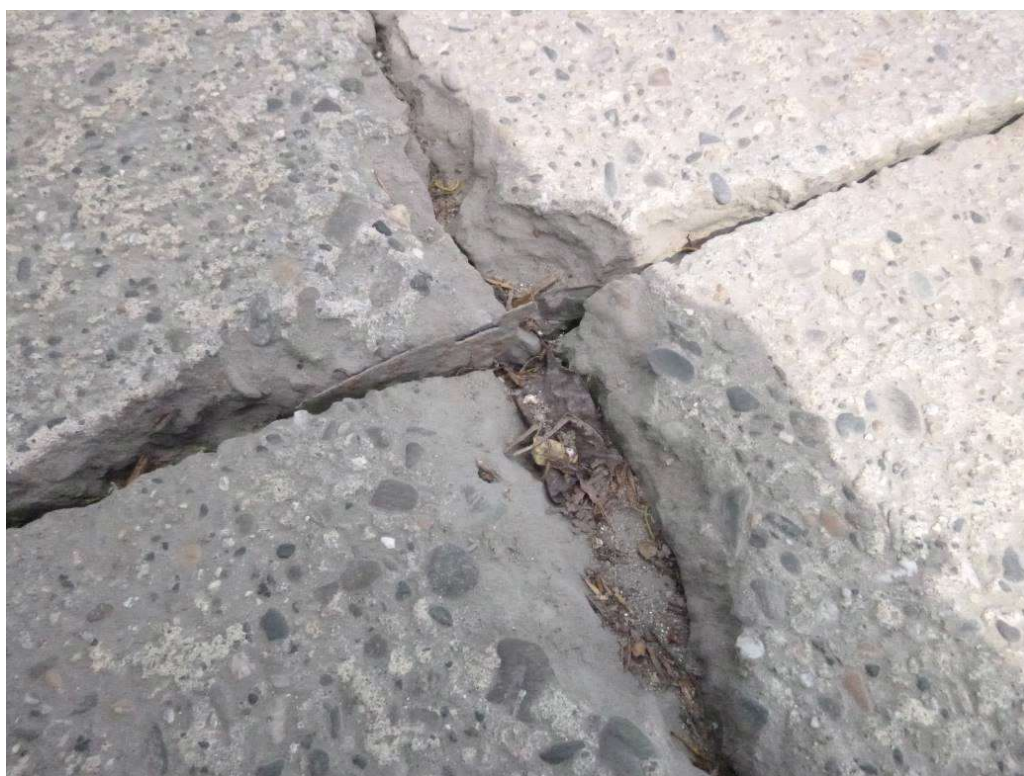


Figure 4 : Présence d'un pièce métallique entre différents éléments.



Figure 5 : Fissuration du dallage, éclats de béton.



Figure 6 : Fissuration du dallage, éclats de béton.



Figure 7 : Fissuration du dallage, présence d'un regard, éclats de béton.



Figure 8 : Fissuration du dallage, présence d'un regard, éclats de béton.



Figure 9 : Fissuration du dallage, éclats de béton et différence de niveau entre les éléments.



Figure 10 : Fissuration du dallage, éclats de béton.



Figure 11 : Fissuration du dallage.



Figure 12 : Fissuration du dallage.



Figure 13 : Fissuration du dallage, éclats de béton.



Figure 14 : Fissuration du dallage, éclats de béton.



Figure 15 : Fissuration du dallage, éclats de béton.



Figure 16 : Fissuration du dallage.



Figure 17 : Fissuration du dallage.



Figure 18 : Fissuration du dallage.



Figure 19 : Eclats de béton aux angles de plusieurs dalles.



Figure 20 : Eclats de béton aux angles de plusieurs dalles.



Figure 21 : Fissuration du dallage.



Figure 22 : Fissuration du dallage.



Figure 23 : Fissuration du dallage.



Figure 24 : Fissuration du dallage.



Figure 25 : Fissuration du dallage, éclats de béton aux angles de plusieurs dalles.



Figure 26 : fissuration du dallage.



Figure 27 : Fissuration du dallage, éclats de béton aux angles de plusieurs dalles.



Figure 28 : Fissuration du dallage, éclats de béton.



Figure 29 : Fissuration du dallage, éclats de béton.



Figure 30 : Fissuration du dallage.



Figure 31 : Fissuration du dallage, éclats de béton.



Figure 32 : Barrière de sécurité hors d'usage (localisée dans l'herbe, sur la gauche).

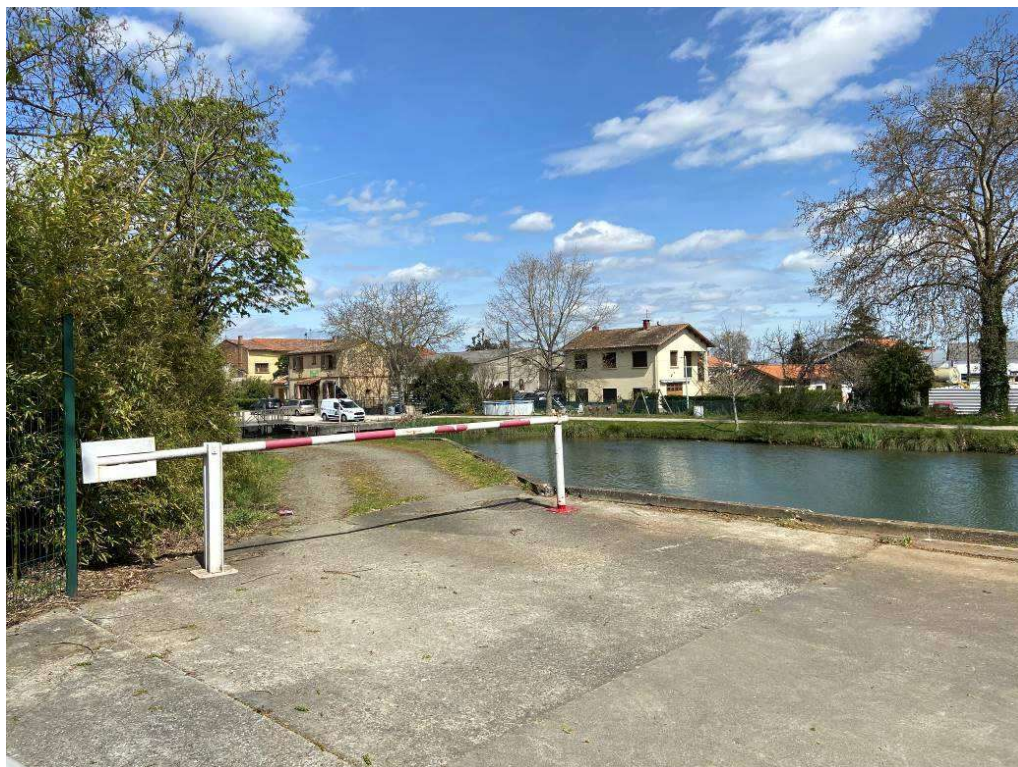


Figure 33 : Etat correct de la barrière de sécurité, peinture écaillée.



Figure 34 : Bitte d'amarrage présentant quelques traces de corrosion.

2.3 INSPECTION VISUELLE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

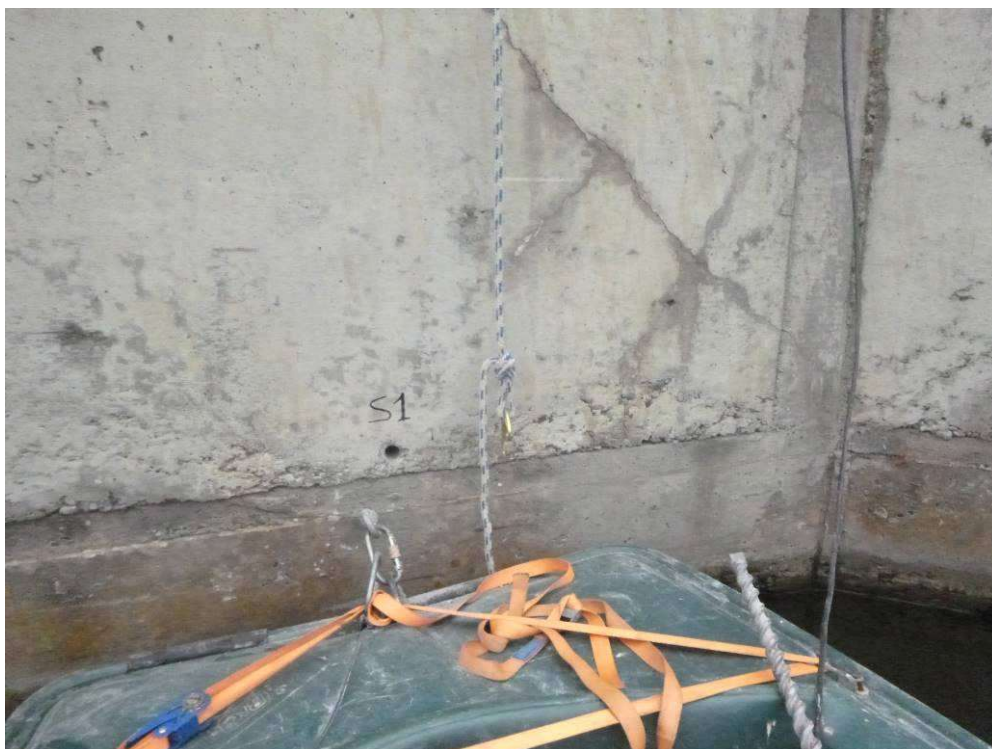


Figure 35 : Fissure oblique, microfissures avec traces de calcite.



Figure 36 : Décroché de l'arase du mur : fracture avec rejet, fissures et microfissures.



Figure 37 : Nids de cailloux.



Figure 38 : Eclat de béton au niveau de l'arase du mur.



Figure 39 : Vue vers le sud.



Figure 40 : Nid de cailloux au niveau de la zone de marnage.

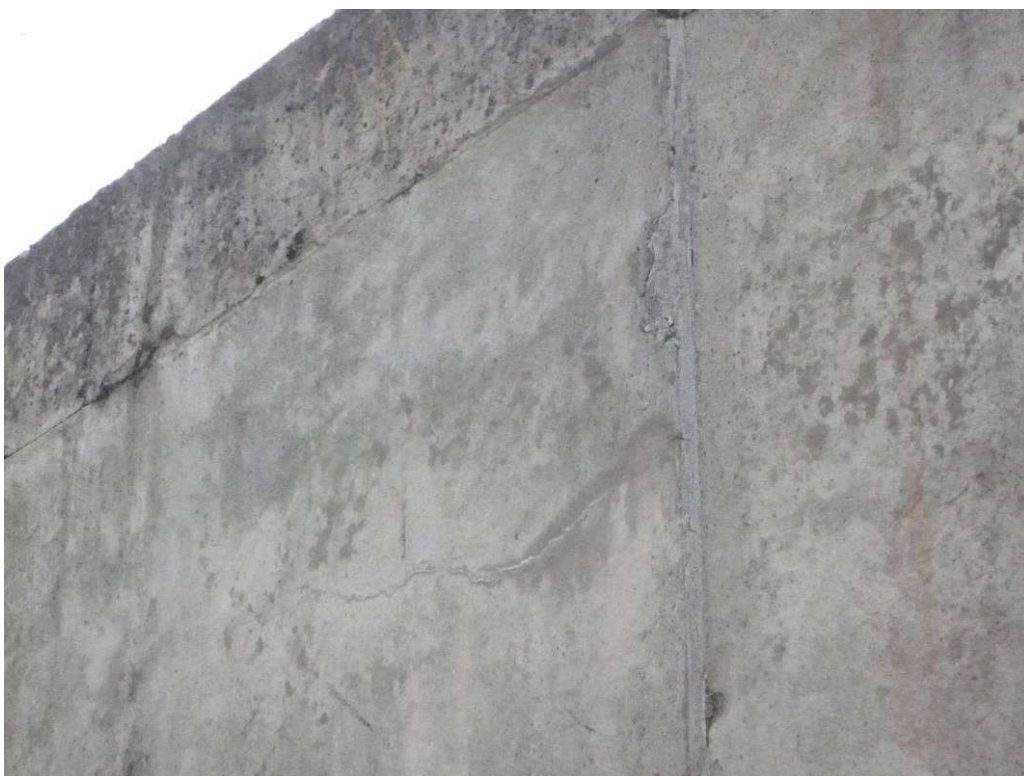


Figure 41 : Microfissure présentant des traces de calcite.



Figure 42 : Usure du joint entre panneaux, traces de calcite.

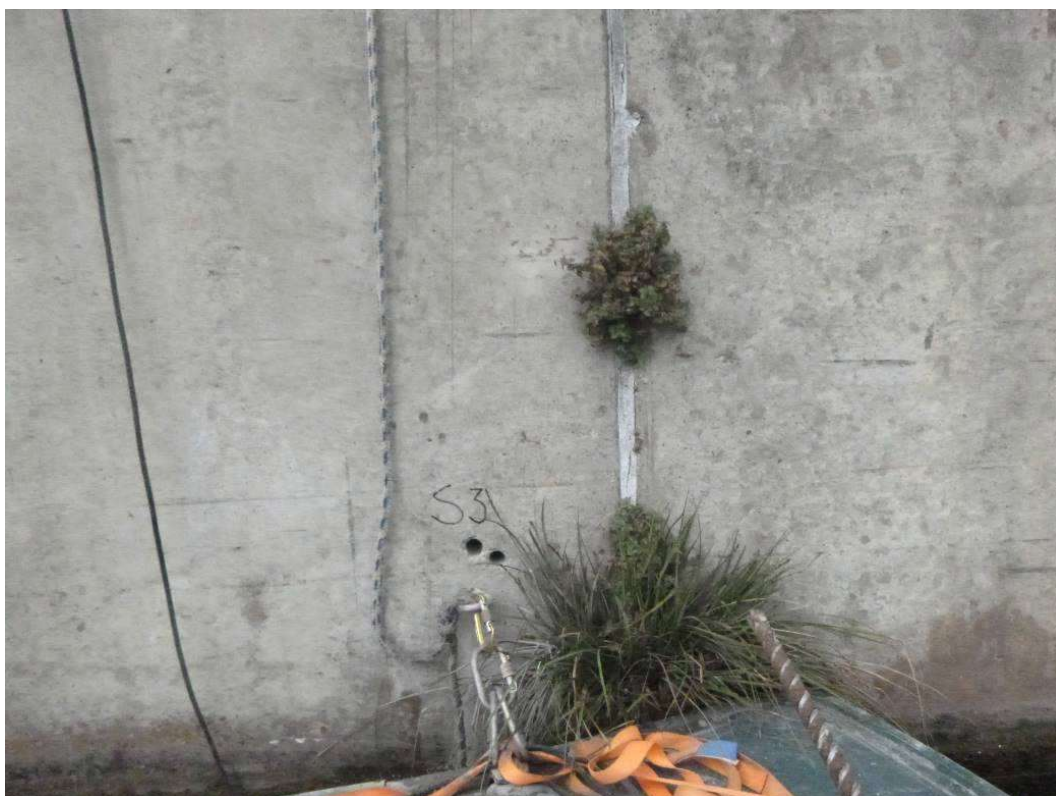


Figure 43 : Présence de végétation.

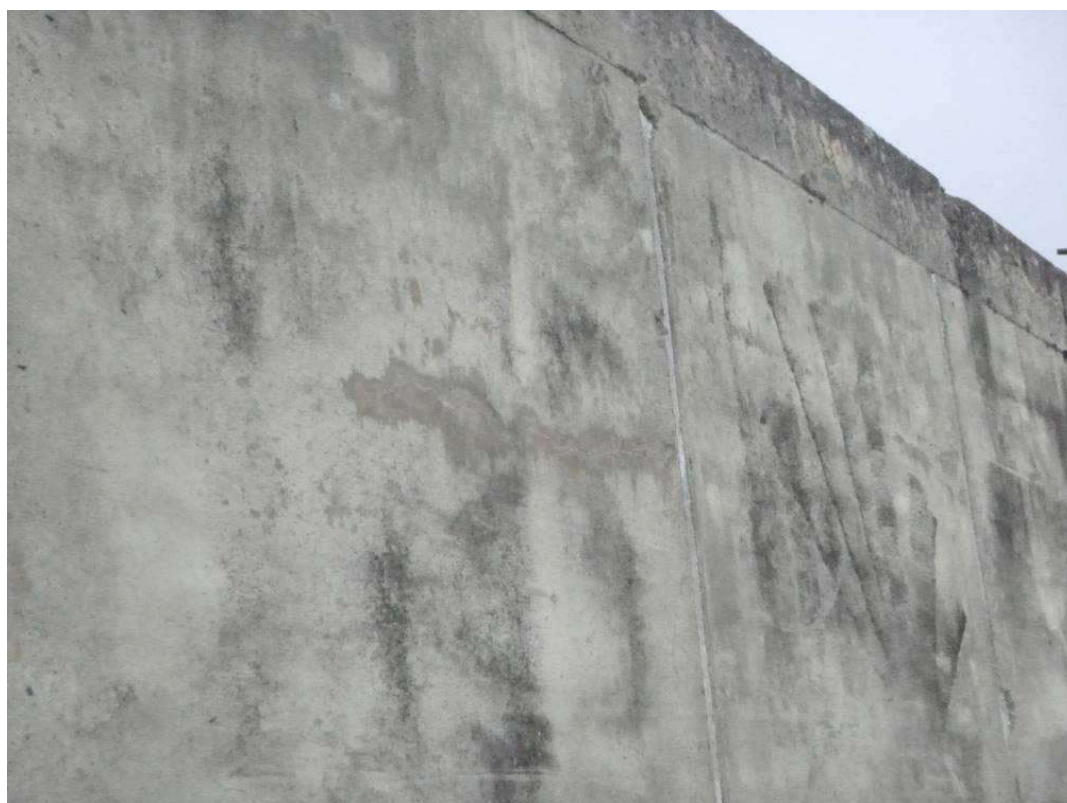


Figure 44 : Microfissure présentant des traces de calcite active.



Figure 45 : Microfissure, traces d'humidité.

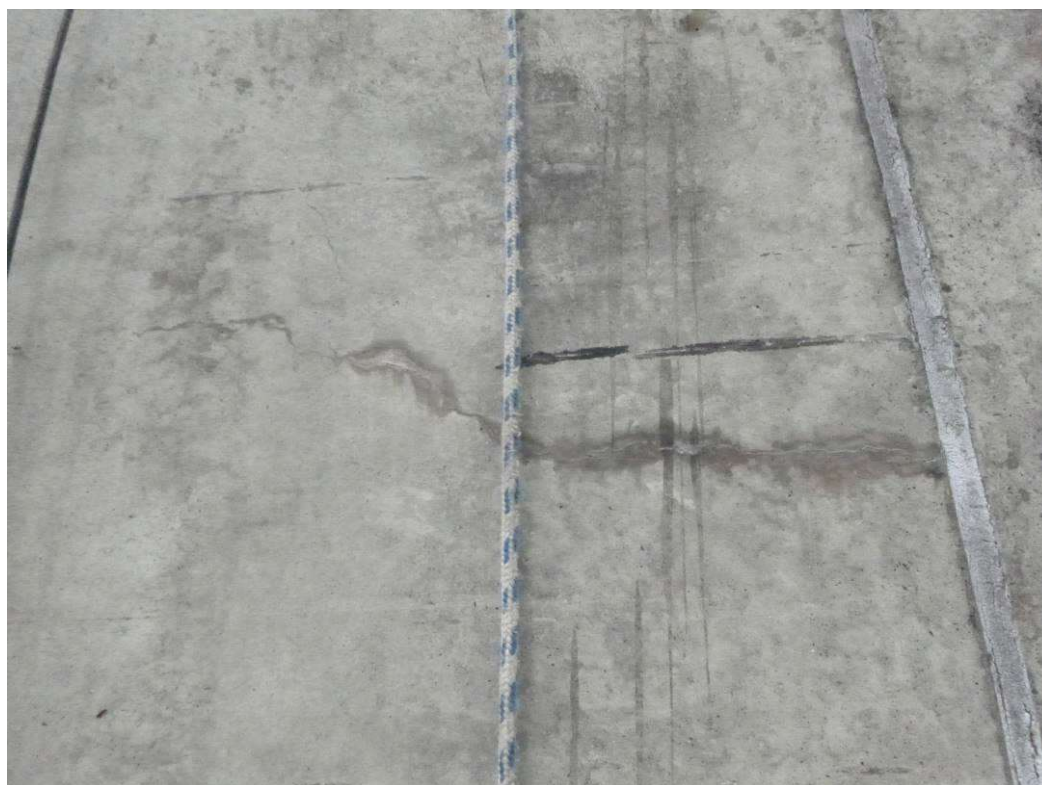


Figure 46 : Microfissure présentant des traces de calcite active.



Figure 47 : Vue vers le nord, présence de végétation et d'humidité le long du joint entre panneaux.



Figure 48 : Usure avancée du joint entre panneaux.



Figure 49 : Vue vers le sud, présence de végétation.



Figure 50 : Vue de la partie A (renseignée sur le plan d'implantation des désordres) du mur de soutènement – Présence d'un panneau de signalisation



Figure 51 : Vue de la partie B (renseignée sur le plan d'implantation des désordres) du mur de soutènement.



Figure 52 : Vue de la partie C (renseignée sur le plan d'implantation des désordres) du mur de soutènement, présence d'humidité le long du joint de dilatation.



Figure 53 : Vue de la partie D (renseignée sur le plan d'implantation des désordres) du mur de soutènement.



Figure 54 : Vue de la partie E (renseignée sur le plan d'implantation des désordres) du mur de soutènement, présence d'humidité et de végétation le long des joints de dilatation. — Présence d'un panneau de signalisation



Figure 55 : Vue de la partie F (renseignée sur le plan d'implantation des désordres) du mur de soutènement, présence d'humidité et de végétation le long des joints de dilatation.



Figure 56 : Vue des parties G et H (renseignées sur le plan d'implantation des désordres) du mur de soutènement, présence d'humidité et de végétation le long des joints de dilatation. – Présence de l'indication « Aviron fin de navigation » sur les éléments de voile.

3. CONCLUSION

3.1 APPRECIATION SUR L'ETAT DE L'OUVRAGE ET SON EVALUATION

3.1.1 *Abords de l'ouvrage*

Les abords de l'ouvrage apparaissent en bon état.

3.1.2 *Appui et fondation des structures*

Les fondations du mur de soutènement en éléments préfabriqués béton ne sont pas visible.

Sans objet pour le dallage.

3.1.3 *Structure principale de l'ouvrage (voile de soutènement)*

Les joints souples entre panneaux sont en très mauvais état sanitaire et sont responsable de venues d'eau entraînant des traces de coulures et d'humidité ainsi que la présence de végétation.

Il a été observé de nombreuses fissures et nids de cailloux au niveau des 2 premiers panneaux de la zone A (extrémité Nord du voile). Nous notons également une fracture avec rejet sur ces deux premiers panneaux de la zone A. Ces deux premiers panneaux sont de nature différente du reste des panneaux et le béton est de moins bonne qualité.

Nous notons ponctuellement la présence de microfissurations avec traces de coulures de calcite active.

Nous notons au niveau d'un panneau la présence d'un éclat béton qui semble être lié à un choc.

Les deux panneaux de l'extrémité Sud sont en mauvais état sanitaire et présentent de nombreuses dégradations. Le reste du mur est dans un état sanitaire satisfaisant.

3.1.4 *Superstructure de l'ouvrage (dallage)*

Le dallage présente de façon généralisé de nombreuses fractures, fissures et flaches.

Le dallage est dans un mauvais état sanitaire.

3.1.5 *Equipements*

Les bittes d'amarrages présentent des traces d'oxydations.

L'une des barrières de sécurité est hors service et en très mauvais état sanitaire.

Les clôtures Sud et Nord de la parcelle sont dans un état sanitaire satisfaisant.

Les équipements sont dans un état sanitaire bon à mauvais.

3.2 SUGGESTIONS CONCERNANT LES TRAVAUX D'ENTRETIEN COURANT ET SPECIALISES

3.2.1 *Abords de l'ouvrage*

- Sans objet

3.2.2 *Appui et fondation des structures*

- Sans objet

3.2.3 *Structure principale de l'ouvrage (voile de soutènement)*

- Dévégétalisation du voile
- Réfection des joints entre panneaux
- S'assurer de la bonne évacuation des eaux (par le biais de barbacanes par exemple)
- Réfection des deux premiers panneaux – y-compris balisage de la zone de circulation à proximité de la tête du voile au droit des deux premiers panneaux de la zone A.

3.2.4 *Superstructure (dallage)*

- Nettoyage du dallage
- Traiter les fissures
- Réfection de parties de dallage

3.2.5 *Equipements*

- Remplacement de la barrière de sécurité côté périphérique
- Mise en peinture des bittes d'amarrage et de la barrière de sécurité coté canal

3.3 **SUGGESTIONS CONCERNANT DES INVESTIGATIONS ET AUSCULTATION SPECIFIQUES**

3.3.1 ***Abords de l'ouvrage***

- Sans objet

3.3.2 ***Appui et fondation des structures***

- Sans objet

3.3.3 ***Structure Principale de l'ouvrage***

- Diagnostic des deux premiers panneaux dans le cadre de leur réfection.

3.3.4 ***Superstructure***

- Diagnostic du dallage afin d'en limiter le tonnage.
- Diagnostic du dallage dans le cadre de sa réfection.

3.4 RECAPITULATION DES DEFAUTS RELEVES ET NOTATION DE TYPE IQOA

Partie d'ouvrage	Désordres principaux	Note type IQOA
Abords de l'ouvrage	- RAS	1
Structure (voile)	- Zone humide et mousse - Joint mastic dégradé - Fissure avec calcite active - 2 panneaux en mauvais état sanitaire (fracture avec rejet et fissuration)	3
Superstructures (dallage)	- Fissures - Fractures - Flaches	3
Fondation	- Non évaluée	NE
Note de l'ouvrage		3

Ouvrage dont la structure est altérée nécessitant des travaux de réparation sans caractère d'urgence.

Rappel : barème

Note IQOA	Description
1	Ouvrage en bon état relevant de l'entretien courant.
2	Ouvrage dont la structure est en bon état mais nécessitant un entretien spécialisé.
2E	Ouvrage dont la structure est en bon état mais nécessitant un entretien spécialisé urgent pour prévenir le développement rapide des désordres.
3	Ouvrage dont la structure est altérée nécessitant des travaux de réparation sans caractère d'urgence.
3U	Ouvrage dont la structure est gravement altérée nécessitant des travaux de réparation urgent liés à l'insuffisance de capacité portante de l'ouvrage ou à la rapidité d'évolution des désordres.
S	La notation peut porter la mention éventuelle « S » relative à l'urgence à entreprendre des travaux au regard de la sécurité des usagers, qu'ils concernent ou non la structure.
NE	Elément non évalué lors de l'inspection

ANNEXE 4 : Rapport SBX3.M.0054 – Capacité portante de dallage

Ginger CEBTP TOULOUSE

MISSION D'ETUDE DE DALLAGES

SBX3.M.0054



Agence de BORDEAUX • Domaine de Pelus – 19 Avenue Pythagore 33700 MERIGNAC
Tél. 33 (0) 5 56 12 98 10 • Fax 33 (0) 5 56 13 07 31 • cebtb.bordeaux@groupeginger.com

GINGER CEBTP

Domaine de Pelus

19 Avenue Pythagore

33700 MERIGNAC

T : 05.56.12.98.10 / F : 05.56.13.07.31 / Email : cebtp.bordeaux@groupeginger.com**Ginger CEBTP TOULOUSE**

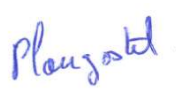
Market place

MISSION D'ETUDE DE DALLAGES

Contrat : SBX3.M.0106

n.plougastel@groupeginger.com

Dossier : SBX3.M.0054

Indice	Date	Rédigé par le Chargé d'Affaires de la Division Matériaux Auscultation Structures	Vérifié par le Chargé d'Affaires de la Division Matériaux Auscultation Structures	Contenu	Observations
1	17/05/2022	N. PLOUGASTEL 	B. COMPAGNIE 	14 pages dont 1 annexe de 5 pages	

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

SOMMAIRE

1. ETUDE DE CAPACITE PORTANTE	4
1.1 Respect des dispositions constructives de l'ouvrage béton	4
1.2 Principes de calculs	5
1.3 Hypothèses	6
1.4 Modélisation du dallage	7
1.5 Résultats de l'étude	8
2. CONCLUSION	9
ANNEXE 1 : FEUILLE DE CALCULS	10

1. ETUDE DE CAPACITE PORTANTE

1.1 Respect des dispositions constructives de l'ouvrage béton

La zone étudiée est actuellement destinée à un usage de stockage. Le dallage sera donc classé en catégorie 1 du DTU 13.3, « dallages à usage industriel ou assimilé ».

Au regard des prescriptions du DTU 13.3, **le dallage est non conforme**, à savoir qu'il ne respecte pas les conditions suivantes :

- « *Le béton employé doit être d'une classe de résistance au moins égale à C25/30* » :
Les essais montrent que le béton utilisé a une classe de résistance C20/25.
- « *L'épaisseur nominale du dallage de la catégorie 1 est de 15 cm au minimum* » :
L'épaisseur reconnue du corps de dallage est de 12 cm au droit des carottages.

Néanmoins, il respecte les conditions suivantes :

- « *L'espacement des joints doit être au plus de 5 m (+/- 10 %) pour un dallage sous abri dans les sens X et Y* » :
Les joints sont espacés de 5 m dans les deux directions.

A titre d'information, la vérification sera menée en utilisant la partie 1 du DTU 13.3 « dallages à usage industriel ou assimilé » avec les hypothèses suivantes :

- Une épaisseur du dallage de 12 cm.
- Un béton avec une classe de résistance C20/25.

Avec une section minimale dans chaque sens inférieure à 5 cm²/ml, les dallages sont calculés en ouvrage non armé, cela signifie que les armatures qu'ils contiennent n'ont pas été prises en compte dans leur dimensionnement et ne sont pas prises en compte dans nos vérifications.

1.2 Principes de calculs

A partir des résultats de la reconnaissance, la vérification du dallage a été menée selon le DTU 13.3 – Dallages « Conception, calcul et exécution » de mars 2005, en considérant le dallage non armé, à l'aide du logiciel Graitec OMD 2020.

Les vérifications sont effectuées à partir d'Etats Limites de traction par flexion du béton :

La contrainte de traction du béton calculée en flexion doit vérifier : $\sigma_{ELS} < 0,21.f_{c28}^{2/3}$

Avec $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

Soit $\sigma_{ELS} < 1.54 \text{ MPa}$

La contrainte de traction à l'états limite de service est de 1.54 MPa.

Pour une épaisseur de 12 cm non modélisables (< 15 cm minimum du DTU 13.3), nous réalisons une évaluation du comportement du dallage en réduisant les contraintes admissibles aux valeurs suivantes :

La contrainte $\sigma_{ELS} = 6 \text{ M} / h^2$ est réduite à $\sigma_{ELS (H)} = \sigma_{ELS} \times H^2 / 15^2$, soit :

$\sigma_{ELS} < 0.98 \text{ MPa}$ pour une épaisseur de 12 cm

La contrainte de traction à l'état limite de service est de 0.98 MPa.

1.3 Hypothèses

✓ Corps du dallage :

- Dans le cadre de notre étude, nous prendrons en considération un dallage non-armé avec une épaisseur de 12 cm.
- Type de joints : Non conjugués

✓ Hypothèses matériaux :

- Résistance à la compression du béton F_{c28} : **20 MPa**
- Résistance à la traction du béton F_{t28} : **1.54 MPa**

✓ Hypothèses charges permanentes : (suivant la NF EN 1991-1-1 et son AN)

- Masse volumique de l'acier : **7850 daN/m³**
- Masse volumique du béton : **2500 daN/m³**

➤ Masse surfacique du dallage : **300 daN/m²**

✓ Charges d'exploitation : (suivant la NF EN 1991-1-1 et son AN)

- Charges d'exploitation sur dallage : **q_k = à définir**

✓ Sol support :

L'étude géotechnique réalisée par Ginger CEBTP donne les Es suivant :

Caractéristiques mécaniques du sol support		
Profondeur	Epaisseur	Module Es
0 à 5 m	5 m	9 MPa
5 à 15 m	10 m	60 MPa

1.4 Modélisation du dallage

La modélisation du dallage est présentée ci-dessous

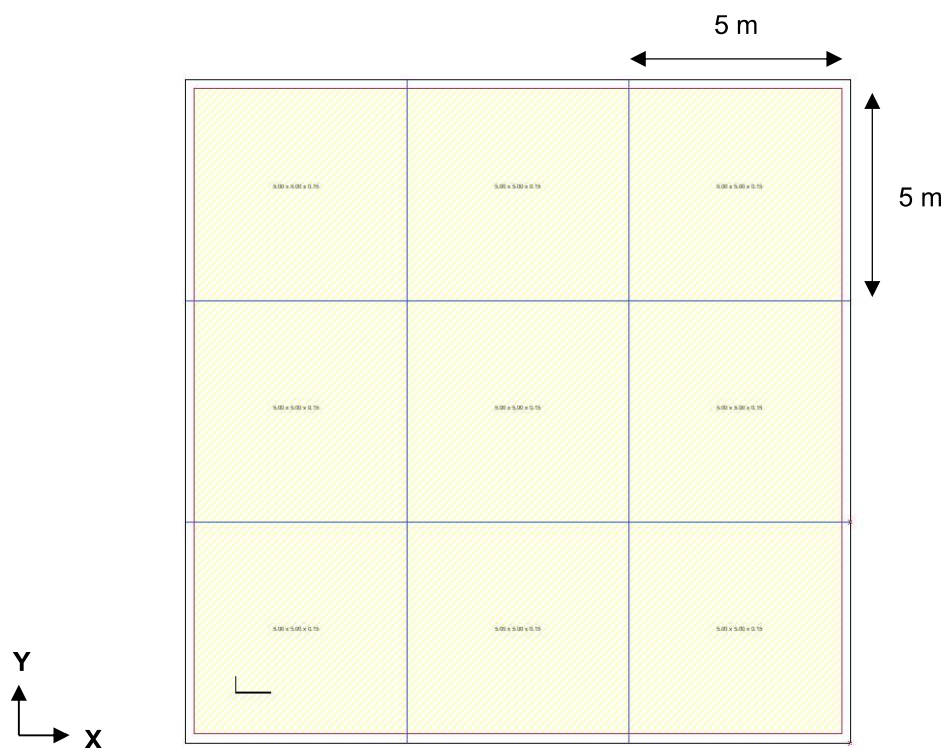


Figure 1 : Modélisation du dallage

1.5 Résultats de l'étude

Avec les hypothèses précédentes, les contraintes maximales obtenues aux ELS sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Vérification du dallage				
Charge considérée	Partie de dallage	Vérification aux ELS		
		σ_{ELS} (MPa)	σ_{ADM} (MPa)	Taux
Cas n°1 $Q = 550 \text{ kg/m}^2$	Partie courante	0.96	0.98	98%
	Bord de joint	0.49		50%
	Angle de joint	-0.70		72%

La feuille de calcul est donnée en Annexe 1.

Les graphiques des contraintes appliquées sur le dallage sont présentés ci-après.

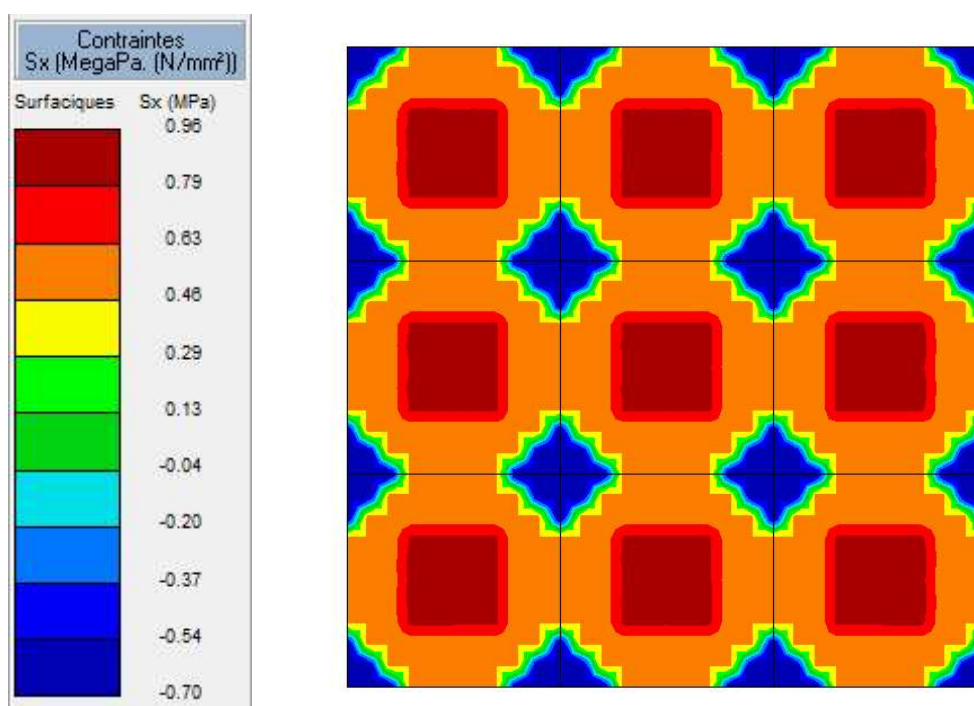


Figure 2 : Graphique des contraintes appliquées au dallage (sens X)

2. CONCLUSION

La zone étudiée est actuellement destinée à un usage de stockage. Le dallage sera donc classé en catégorie 1 du DTU 13.3, « dallages à usage industriel ou assimilé ».

Au regard des prescriptions du DTU 13.3, **le dallage est non conforme**, à savoir qu'il ne respecte pas les conditions suivantes :

- « *Le béton employé doit être d'une classe de résistance au moins égale à C25/30* » :

Les essais montrent que le béton utilisé a une classe de résistance C20/25.

- « *L'épaisseur nominale du dallage de la catégorie 1 est de 15 cm au minimum* » :

L'épaisseur reconnue du corps de dallage est de 12 cm au droit des carottages.

Néanmoins, il respecte les conditions suivantes :

- « *L'espacement des joints doit être au plus de 5 m (+/- 10 %) pour un dallage sous abri dans les sens X et Y* » :

Les joints sont espacés de 5 m dans les deux directions.

A titre d'information, la vérification a été menée en utilisant la partie 1 du DTU 13.3 « dallages à usage industriel ou assimilé » avec les hypothèses suivantes :

- Une épaisseur du dallage de 12 cm.
- Un béton avec une classe de résistance C20/25.

Avec une section minimale dans chaque sens inférieure à 5 cm²/ml, les dallages sont calculés en ouvrage non armé, cela signifie que les armatures qu'ils contiennent n'ont pas été prises en compte dans leur dimensionnement et ne sont pas prises en compte dans nos vérifications.

En considérant un dallage avec des panneaux 5 x 5 m

- Pour une épaisseur moyenne de 12 cm, la capacité portante du dallage étudié est de **l'ordre de 550 kg/m²** avec un taux travail maximum de 98 % à l'ELS.

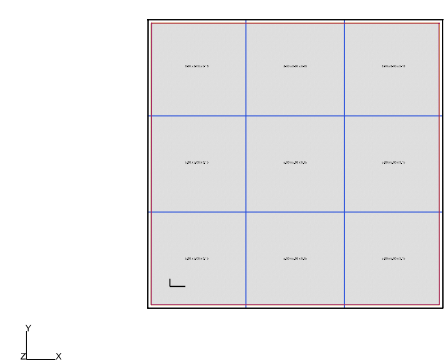
ANNEXE 1 : FEUILLE DE CALCULS

Arche Dallage DTU 13.3 28.1F

© Graitec

I) Hypothèses de calcul

- *Texte appliqué* : amendement novembre 2006
 - ☐ A ce jour, 17/5/2022, le logiciel prend en compte les modifications du DTU 13.3 (NF P 11-213) décidées par la commission de normalisation BNTEC P11D le 14 novembre 2006 à la suite d'une enquête publique close le 20 août 2006 et publiées dans un amendement A1 à la norme NF P11-213 (Référence DTU 13.3)
- *Calcul*
 - ☐ Le calcul du dallage a été fait en considérant un calepinage fixe des joints. Par conséquent, la présente note de calcul n'est valable que pour une position précise des joints et des charges (voir description ci-dessous).

GRAITEC	Description de la saisie	Ech 1/142	Eh = 0,030 Eb = 0,030
- Date 17/05/22 - 10 étages -			
			

- Catégorie du dallage:
 - ☐ Dallage - Partie I
- Type de joint: joints non-conjugués
- *Dallages non armés*
 - ☐ Dallage soumis aux intempéries
 - ☐ Prise en compte du retrait linéaire
- *Charges roulantes*
 - ☐ Majoration dynamique: 1.15
- *Effets thermiques*
 - ☐ Gradient thermique: 70.0 °C/m
 - ☐ Retrait linéaire du béton: 0.4 mm/m
 - ☐ Diamètre max granulats: Dmax = 20.0 mm
 - ☐ Coefficient de frottement(film Polyane): $\mu = 1.5$
 - ☐ Rapport charges extrêmes: $\Phi = 0.5$
- Dallage
 - ☐ Épaisseur: 0.15 m
- Caractéristiques du béton
 - ☐ Fc28: 25.00 MPa
 - ☐ Ebi: 32164 MPa
 - ☐ Ebv: 10819 MPa
 - ☐ Masse volumique: 2.50 T / m3
- Interface sous dallage
 - ☐ Couche de glissement (Film Polyane)

II) Chargement

Description des charges surfaciques				
N°	G (T)	Q1 (T)	Q2 (T)	Coef. Durée %
1	0.30	0.55	0.00	100.00

Combinaisons	
Combinaisons fondamentales ELU	1.35G + 1.50Q1 + 1.30 x 0.77Q2 + 1.30 x 0.50T
	1.35G + 1.50Q2 + 1.30 x 0.77Q1 + 1.30 x 0.50T
Combinaisons fondamentales ELS	G + Q1 + 0.77Q2 + 0.50T
	G + Q2 + 0.77Q1 + 0.50T

III) Description des panneaux

Panneaux				
Joint	X1(m)	Y1(m)	X2(m)	Y2(m)
Non-conjugués	0.00	0.00	5.00	5.00
Non-conjugués	5.00	0.00	10.00	5.00
Non-conjugués	10.00	0.00	15.00	5.00
Non-conjugués	0.00	5.00	5.00	10.00
Non-conjugués	5.00	5.00	10.00	10.00
Non-conjugués	10.00	5.00	15.00	10.00
Non-conjugués	0.00	10.00	5.00	15.00
Non-conjugués	5.00	10.00	10.00	15.00
Non-conjugués	10.00	10.00	15.00	15.00

IV) Description des couches de sol

Description des couches de sol					
Type	N° Couche	Es(MPa)	Z haut(m)	Z bas(m)	Epaisseur(m)
Multicouche	1	9.00	0.00	5.00	5.00
	2	60.00	5.00	15.00	10.00

V) Longueurs soulevées

Lsa = 1.031 (m)

Lsb = 1.031 (m)

VI) Valeurs de Deq et KDeq

Valeurs des coefficients Deq et KDeq				
N° panneau	Court terme		Long terme	
	Deq(m)	KDeq(MPa/m)	Deq(m)	KDeq(MPa/m)
1	4.05	3.54	2.91	4.47
2	4.05	3.54	2.91	4.47
3	4.05	3.54	2.91	4.47
4	4.05	3.54	2.91	4.47
5	4.05	3.54	2.91	4.47
6	4.05	3.54	2.91	4.47
7	4.05	3.54	2.91	4.47
8	4.05	3.54	2.91	4.47
9	4.05	3.54	2.91	4.47

VII) Tassements et déformations

Dallage sans joints (ELS)	
N° panneau	W (mm)
1	-2.6544
2	-2.6549
3	-2.6544
4	-2.6549
5	-2.6535
6	-2.6549
7	-2.6544
8	-2.6549
9	-2.6544

Déformations en partie courante (ELS)				
Dallage	R (cm/m)	$\epsilon_r \Delta T$ (cm/m)	$\epsilon' r$ (cm/m)	$\epsilon'' r$ (cm/m)
1	0.0428	0.0000	0.0428	0.0428

Tassements en bord de joints (ELS)			
N° Panneau	Wsb (mm)	Wrb (mm)	Wc (mm)
1	1.7077	1.5907	-0.3299
2	1.7077	1.5907	-0.2856
3	1.7077	1.5907	-0.2856
4	1.7077	1.5907	-0.2856
5	1.7077	1.5907	-0.2332
6	1.7077	1.5907	-0.2856
7	1.7077	1.5907	-0.2856
8	1.7077	1.5907	-0.2856
9	1.7077	1.5907	-0.2856

Tassements en angle de joints (ELS)			
N° Panneau	Wsa (mm)	War (mm)	Wc (mm)
1	3.4154	3.1144	-0.8124
2	3.4154	3.1144	-0.6748
3	3.4154	3.1144	-0.8124
4	3.4154	3.1144	-0.6748
5	3.4154	3.1144	-0.5601
6	3.4154	3.1144	-0.6748
7	3.4154	3.1144	-0.8124
8	3.4154	3.1144	-0.6748
9	3.4154	3.1144	-0.8124

Pour les angles et les bords de joints :

Les tassements Wrb et War sont calculés en considérant Q_e et Q_s avec leurs valeurs respectives. Ces valeurs sont données à titre indicatif et correspondent à un état de soulèvement intermédiaire du dallage.

Les tassements Wc sont calculés en considérant $Q_s = 0$ (voir note de l'article 3.2.2.5 du DTU 13.3-1).

VIII) Sollicitations

Sollicitations en partie courante (ELS)		
N° panneau	Charges extérieures	
	Mx (N*m)	My (N*m)
1	2987.18	2987.18
2	2909.14	2909.14
3	2987.18	2987.18
4	2894.51	2894.51
5	2799.93	2799.93
6	2894.51	2894.51
7	2987.18	2987.18
8	2909.14	2909.14
9	2991.34	2991.34

Sollicitations en bordure de joint (ELS)		
N° Panneau	Mx(N*m)	My(N*m)
1	1847.34	1847.34
2	1847.34	1847.34
3	1847.34	1847.34
4	1847.34	1847.34
5	1847.34	1847.34
6	1847.34	1847.34
7	1847.34	1847.34
8	1847.34	1847.34
9	1847.34	1847.34

Sollicitations en angle de joint (ELS)		
N° Panneau	Mx(N*m)	My(N*m)
1	-2636.06	-2636.06
2	-2636.06	-2636.06
3	-2636.06	-2636.06
4	-2636.06	-2636.06
5	-2636.06	-2636.06
6	-2636.06	-2636.06
7	-2636.06	-2636.06
8	-2636.06	-2636.06
9	-2636.06	-2636.06

IX) Contraintes

Contraintes en partie courante (ELS)		
N° panneau	Charges extérieures	
	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)
1	0.96	0.96
2	0.94	0.94
3	0.96	0.96
4	0.93	0.93
5	0.91	0.91
6	0.93	0.93
7	0.96	0.96
8	0.94	0.94
9	0.96	0.96

Contraintes en bord de joint (ELS)		
N° Panneau	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)
1	0.49	0.49
2	0.49	0.49
3	0.49	0.49
4	0.49	0.49
5	0.49	0.49
6	0.49	0.49
7	0.49	0.49
8	0.49	0.49
9	0.49	0.49

Contraintes en angle de joint (ELS)		
N° Panneau	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)
1	-0.70	-0.70
2	-0.70	-0.70
3	-0.70	-0.70
4	-0.70	-0.70
5	-0.70	-0.70
6	-0.70	-0.70
7	-0.70	-0.70
8	-0.70	-0.70
9	-0.70	-0.70

ANNEXE 5 : Rapport STL2.M.0061 – Rapport géotechnique



Stabilité du mur de soutènement TOULOUSE (31)

Diagnostic géotechnique (G5)
20/05/2022



Agence Toulouse • 2 route de Flourens, 31130 Balma
Tél. 33 (0) 5 62 71 80 00 • cebt.p.toulouse@groupeginger.com



<i>VNF</i> STABILITE DU MUR DE SOUTENEMENT TOULOUSE (31) RAPPORT - Diagnostic géotechnique (G5) – phase AVP							
Dossier : STL2.L.0061.0001				Contrat : STL3.M.0010			
Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérifié par	Visa	Contenu	Observations
1	20/05/22	JM.CASTOR		D.BENOIT	Po 	47 pages 7 annexes	

A compter du paiement intégral de la mission, le client devient libre d'utiliser le rapport et de le diffuser à condition de respecter et de faire respecter les limites d'utilisation des résultats qui y figurent et notamment les conditions de validité et d'application du rapport.

Sommaire

1. Plans de situation	5
1.1. Extrait de carte IGN	5
1.2. Image aérienne	5
2. Contexte de l'étude.....	6
2.1. Données générales	6
2.1.1. Généralités	6
2.1.2. Documents communiqués	6
2.2. Description du site	6
2.2.1. Topographie, occupation du site et avoisinants.....	6
2.2.2. Contexte géotechnique, hydrogéologique et sismique	8
2.3. Objectif de l'étude.....	10
2.4. Mission Ginger CEBTP	11
3. Investigations géotechniques.....	12
3.1. Implantation et nivellement.....	12
3.2. Sondages, essais et mesures in situ	12
3.3. Essais en laboratoire.....	14
4. Synthèse des investigations	15
4.1. Modèle géologique général.....	15
4.1.1. Lithologie	15
4.1.2. Caractérisation mécanique	16
4.1.3. Caractéristiques physiques des sols	17
4.2. Contexte hydrogéologique général	18
4.2.1. Piézométrie, niveaux d'eau	18
4.2.2. Inondabilité	19
4.3. Relevés du mur de soutènement	19
4.3.1. Profil SD1 à SD3	20
4.3.2. Profil SD4 à SD8	21
5. CALCUL DE STABILITE.....	22
5.1. Bilan des efforts et modèle géotechnique	22
5.1.1. Modèles géotechniques.....	22
5.1.2. Hypothèses de calcul.....	23

5.2. Calcul de stabilité du canal rempli	24
5.2.1. Calcul des poussées et moments déstabilisateurs.....	24
5.2.2. Calcul des poussées et moments stabilisateurs	24
5.2.3. Vérification du mur au renversement.....	25
5.2.4. Vérification du mur au glissement	25
5.2.5. Vérification du mur au poinçonnement	26
5.3. Calcul de la stabilité du canal vidangé.....	27
5.3.1. Calcul des poussées et moments déstabilisateurs.....	27
5.3.2. Calcul des poussées et moments stabilisateurs	27
5.3.3. Vérification du mur au renversement.....	27
5.3.4. Vérification du mur au glissement	28
5.3.5. Vérification du mur au poinçonnement	29
5.4. Conclusions.....	30
6. Module ES du dallage	31
7. Observations majeures	32

ANNEXES

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS

ANNEXE 3 – SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

ANNEXE 4 – SONDAGES CAROTTES

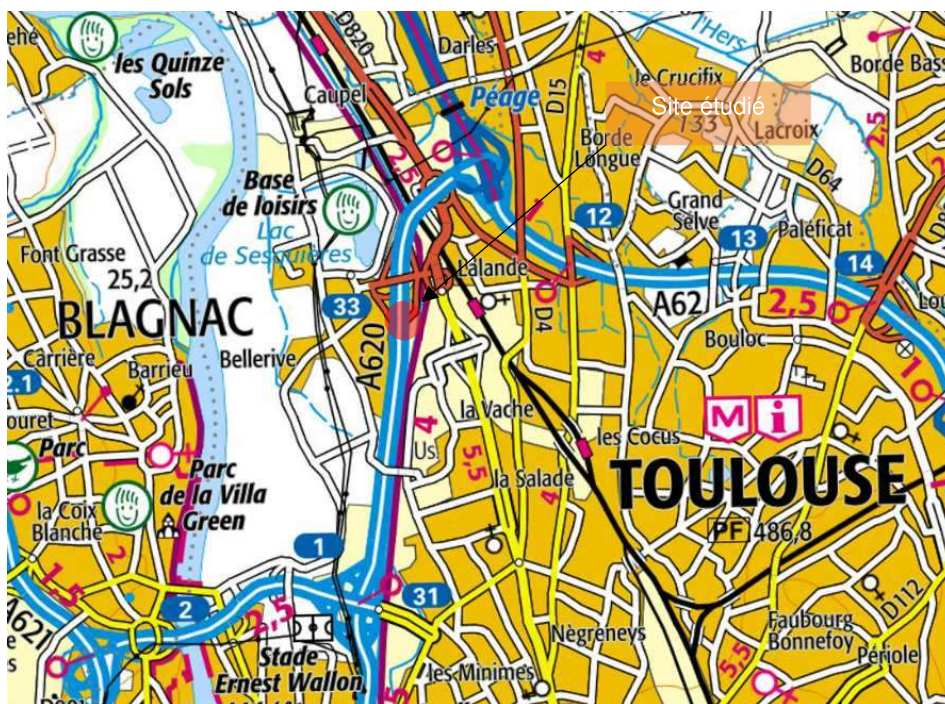
ANNEXE 5 – SONDAGES DESTRUCTIFS

ANNEXE 6 – ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE

ANNEXE 7 – ANALYSES DE LABORATOIRE

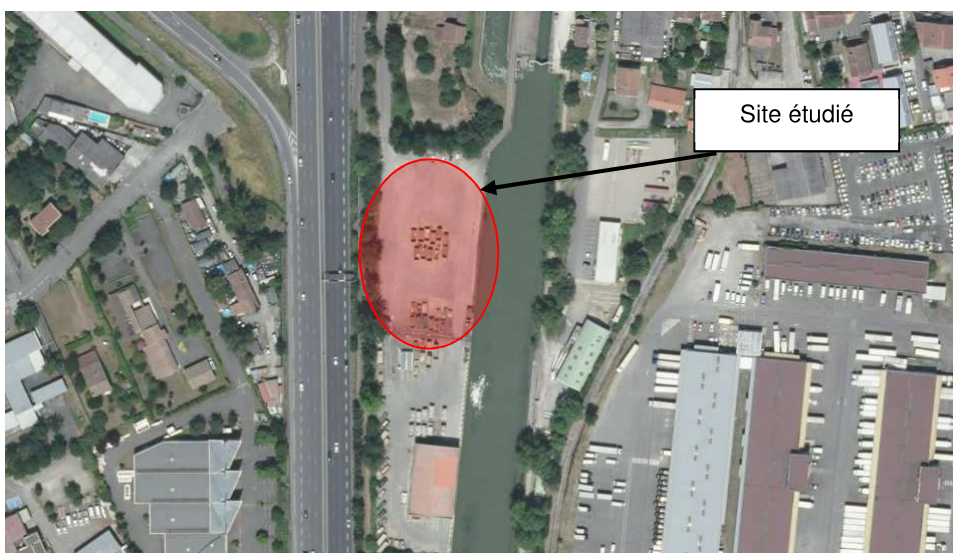
1. Plans de situation

1.1. Extrait de carte IGN



Source : <https://www.geoportail.gouv.fr>

1.2. Image aérienne



Source : <https://www.geoportail.gouv.fr>

2. Contexte de l'étude

2.1. Données générales

2.1.1. Généralités

Nom de l'opération :	Stabilité du mur de soutènement
Localisation / adresse :	Quai Lalande
Commune :	TOULOUSE (31)
Code postal :	31300
Client :	VNF

2.1.2. Documents communiqués

Aucun document et historique n'ont été communiqués dans le cadre de cette étude.

Nous rappelons que l'intervention de la présente étude a été groupée avec notre service diagnostic et Pathologies des Structures de GINGER CEBTP.

2.2. Description du site

2.2.1. Topographie, occupation du site et avoisinants

Le site concerné par les investigations est localisé en rive gauche du Canal Latéral à la Garonne et porte sur le quai de Lalande sis 44 impasse de la Glacière, sur la commune de TOULOUSE (31). La présente étude correspondant à la moitié nord du quai.

Lors de notre intervention, l'ensemble du site est constitué d'une plateforme en dalle béton relativement plate, sa cote altimétrique moyenne est d'environ 134 NGF (+/- 0,3 m), d'après la carte IGN (www.geoportail.gouv.fr). Elle est occupée localement par des bennes de stockages et délimité vers le sud par des blocs (voir photographies ci-après).

Compte tenu de l'historique et de l'occupation du site, il n'est pas exclu de rencontrer des éléments de remblai ou des vestiges enterrés lors des terrassements.



Photographies du site étudié prises le 05/04/2022

2.2.2. Contexte géotechnique, hydrogéologique et sismique

D'après notre expérience locale et la carte géologique de TOULOUSE-OUEST à l'échelle 1/50000^{ème}, le site serait constitué des formations suivantes de haut en bas, sous les remblais d'aménagement et une faible épaisseur de dalle béton :

- Alluvions quaternaire et moderne issus de la basse plaine (FZ1) constituées de limons, de sables et de graves ;
- Substratum molassique (g2-3) constitués d'argile, de marne, parfois sableuses à bancs calcaireux.



Extrait de la carte géologique de TOULOUSE-OUEST au 1/50 000

(Source : <http://infoterre.brgm.fr>)

D'un point de vue hydrogéologique, compte tenu du contexte du site, la nappe alluvionnaire du « Canal Latéral à la Garonne » est à prévoir au droit du projet.

D'après les informations fournies par le BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières sur <http://www.infoterre.brgm.fr>) et par <http://www.georisques.gouv.fr> , le site présente divers aléas, à savoir :

- Aucune cavité n'est recensée à moins de 500 m autour du site. Cependant il existe des cavités non localisées dans la commune.
- L'absence de mouvements de terrain connus à proximité immédiate du projet (le plus proche est à 2.7 km au nord-est du site). Cependant, la commune de TOULOUSE fait l'objet d'un Plan de Prévention des Risques Naturels mouvement de terrain approuvé ;
- Un aléa moyen vis-à-vis du retrait-gonflement des argiles. De plus, la commune de TOULOUSE est soumise à un PPRN Retrait-gonflements des sols argileux, le site d'étude est situé en zone concernée par le PPRN mouvement de terrain par tassements différentiels liées aux argiles approuvé.
- La commune de TOULOUSE fait l'objet d'un Plan de Prévention du Risque Naturel Inondation (inondation par une crue à débordement lent de cours d'eau), le site est localisé dans une zone de risque important d'inondation et il se trouve en zone potentiellement sujette aux inondations de caves et de nappe. Il conviendra de se renseigner auprès des services compétents (préfecture) des précautions à prendre
- Le terrain situé sur la commune de TOULOUSE présente un potentiel radon de catégorie 1.

La commune de TOULOUSE fait état de 58 arrêtés portant reconnaissance d'état de catastrophe naturelle (<http://www.georisques.gouv.fr>). Les zones concernées ne sont pas précisées.

Selon le décret n°2010-1255 du 22/10/2010, modifié le 01/05/2011, et portant délimitation des zones de sismicité du territoire français, le site se trouve en zone de sismicité 1 (très faible).

Suivant les dispositions de l'arrêté du 22/10/2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal », modifié le 09/07/2011, le 25/10/2012 et le 15/09/2014, l'étude de liquéfaction n'est pas requise.

2.3. Objectif de l'étude

Voies navigables de France souhaite un diagnostic géotechnique afin de définir la capacité portante du sol sous la semelle du mur de soutènement du quai, l'estimation de la profondeur, épaisseur et longueur de la semelle du mur (± 0.5 m), vérification de la stabilité externe du mur de soutènement.



Le mur de soutènement

2.4. Mission Ginger CEBTP

La mission de Ginger CEBTP est conforme au contrat n° STL3.M.0010.

Il s'agit d'un Diagnostic géotechnique (G5) selon la norme AFNOR NF P 94-500 de novembre 2013 sur les missions d'ingénierie géotechnique.

La mission comprend, conformément au contrat et à la Norme NF P 94-500 de Novembre 2013 les prestations suivantes :

- La réalisation d'une enquête géologique (et non historique) pour décrire le cadre géotechnique du site,
- La définition d'un programme d'investigations géotechniques spécifiques, sa réalisation ou son suivi technique, et l'exploitation des résultats ;
- Etudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques :
 - Capacité portante du sol sous la semelle du mur de soutènement du quai, l'estimation de la profondeur, épaisseur et longueur de la semelle du mur (+/- 0.5 m) (2 profils),
 - Vérification de la stabilité externe du mur de soutènement suivant la norme NF 94-281 « Glissement, renversement et poinçonnement » (1 profil).
A noter qu'aucun historique du mur de soutènement n'a été fourni lors de la consultation.
Le calcul sera réalisé au droit du mur de soutènement et non de la paroi moulée.
- Module ES (MPa) des sols sous la plateforme.

Cette mission ponctuelle vient préciser l'influence des éléments géotechniques diagnostiqués sur les risques géotechniques identifiés et leurs conséquences sur le projet ou l'ouvrage existant. Elle ne comprend pas de diagnostic sur la globalité du projet ou d'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

Il convient de rappeler que les aspects suivants ne font pas partie de la mission :

- Une estimation de la perméabilité des sols de surface.
- Le dimensionnement des ouvrages d'infiltration ;
- La recherche de cavités naturelles ou anthropiques ;
- Les études de pollutions ;
- La reconnaissance des anomalies géotechniques situées en dehors de l'emprise des investigations.

Cette mission G5 devra être complétée d'une mission G2, G3 et G4 dans l'hypothèse où le diagnostic conduit à modifier une partie du mur ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant.

3. Investigations géotechniques

3.1. Implantation et nivellement

L'implantation des sondages et essais in situ figure sur le plan d'implantation joint en annexe 2. Elle a été définie et réalisée par GINGER CEBTP en fonction du projet et en accord avec le client.

L'altitude des têtes de sondages correspond au niveau du terrain naturel au moment des investigations (11 à 19 /04/ 2022).

3.2. Sondages, essais et mesures in situ

Les investigations suivantes ont été réalisées :

Type de sondage	Quantité	Noms	Prof. / TA (m)
Sondage destructif avec enregistrement des paramètres en continu et prélèvement de cuttings	2	PR1 PR2	10.0 10.0
	2 x 9		
Exécution d'essais pressiométriques Norme NF EN ISO 22476-4			
Sondage destructif avec enregistrement des paramètres en continu et prélèvement de cuttings	9	SD1	6.7
		SD2	6.9
		SD3	10.0
		SD4	7.03
		SD5	7.01
		SD7	6.91
		SD8	7.01
		SD9	6.97
Sondage carotté en diamètre 100 /116 mm	2	SC1	3.9
		SC2	3.9
Essai au pénétromètre dynamique type DPSH-B Norme NF EN ISO 22476-2	8	PD1	5.2 (refus)
		PD2	5.2 (refus)
		PD3	0.6 (refus)
		PD4	5.8 (refus)
		PD5	0.60 (refus)
		PD6	0.60 (refus)
		PD7	5.80 (refus)
		PD8	5.2 (refus)

Les coupes des sondages et pénétrogrammes sont présentés en annexes 3 et 4 où l'on trouvera en particulier les renseignements décrits ci-après :

- **Sondages destructifs :**
 - coupe approximative des sols*,
 - diagraphie des paramètres de forage enregistrés :
 - V.A. : vitesse d'avancement instantanée (m/h),
 - P.O. : pression sur l'outil (bars),
 - P.I. : pression d'injection (bars),
 - C.R. : couple de rotation (bars).
- **Essais pressiométriques :**
 - Module pressiométrique : E_M (MPa),
 - Pression limite nette : p_l^* (MPa),
 - Pression de fluage nette p_f^* (MPa),
 - Rapport E_M/p_l^* .
- **Sondages carottés :**
 - coupe détaillée des sols,
 - prélèvement d'échantillons intacts sous gaine PVC translucide.
- **Essais au pénétromètre dynamique type DPSH-B **:**
 - diagramme donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur et calculée selon la formule des Hollandais,

Ces paramètres sont portés directement sur les coupes de forage.

* l'interprétation des sols à partir des forages de type destructif est faite uniquement d'après l'examen des cuttings, des courbes de pénétration des sols et des diagraphies.

** l'interprétation des sols à partir des essais de pénétration dynamique est faite en fonction des courbes de pénétration et par extrapolation avec les autres investigations.

Nota 1 : les feuilles de sondages peuvent également contenir des informations complémentaires dont les niveaux d'eau éventuels, les pertes de fluide d'injection, les incidents de forage, etc...

Par ailleurs, les forages destructifs de cette campagne d'investigation étant réalisés à l'eau, les niveaux d'eau naturels ne sont pas toujours identifiables ou peuvent être biaisés en raison de leur interférences avec les fluides de forage injectés.

3.3. Essais en laboratoire

Les essais suivants sont en cours de réalisation :

Identification des sols	Nombre	Norme
Teneur en eau pondérale W	2	NF P94-050
Analyse granulométrique par tamisage	2	NF P94-056
Valeur au bleu du sol (VBS)	2	NF P 94-068
Classification des sols (GTR)	2	NF P11-300
Indice Portant Immédiat (IPI)	2	NF P 94-078

4. Synthèse des investigations

4.1. Modèle géologique général

4.1.1. Lithologie

A noter que la profondeur des formations est donnée par rapport au terrain naturel tel qu'il était au moment de la reconnaissance en avril 2022.

Suite aux investigations sur la berge et dans le canal, il peut être établi la succession lithologique suivante :

Formation n°0 : **DALLE** en béton

Epaisseur : 0.12 à 0.16 m.

La dalle est associée à une couche de forme graveleuse jusqu'à 0.3 à 0.7 m de profondeur au droit des investigations.

Formation n°1 : **REMBLAIS** gravelo-limoneux marron à gris, limono-argileux localement

Profondeur du toit : 0.12 à 0.16 m / TA

Profondeur de la base : 4.45 à 5.0 m / TA

La nature de cette formation est majoritairement graveleuse mais reste hétérogène.

Formation n°1bis : **VASE** marron

Profondeur du toit : 4.40 m /TA (dans le canal uniquement)

Profondeur de la base : 5.4 m/TA (estimé par sondage manuel à la base du mur de soutènement).

Cette formation assure l'étanchéité du fond du canal.

Formation n°2 : **GRAVE** sableuse marron à grise (alluvions graveleuses)

Profondeur du toit : de 4.45 à 5.00 m / TA

Profondeur de la base : jusqu'à l'arrêt des sondages, soit > 10.0 m/TA en PR1 et PR2.

Remarque : Le toit du substratum molassique n'a pas reconnu jusqu'aux arrêts des sondages PR1 et PR2 à 10 m de profondeur.

Les essais de pénétration dynamique ne permettent pas d'identifier la lithologie. Toutefois, l'allure des pénétrogrammes montrent des caractéristiques mécaniques hétérogènes dans les remblais (formation n°1) jusqu'à 5.0 m de profondeur. Notons que les caractéristiques de cette formation sont médiocres à proximité du canal et deviennent bonnes en s'éloignant.

Au-delà, les caractéristiques mécaniques deviennent bonnes à très bonnes dans les graves sableuses denses (formation n°2).

Remarques :

- Nous rappelons qu'il n'est pas toujours évident de distinguer les variations horizontales et/ou verticales éventuelles, inhérentes aux changements de faciès, compte tenu de la surface investiguée par rapport à celle concernée par le projet. De ce fait, les caractéristiques indiquées précédemment ont un caractère représentatif mais non absolu ;
- Les essais de pénétration dynamique des sols étant des sondages dits « aveugles », la géologie des terrains ainsi que les limites de couches sont interprétées ou extrapolées à partir des diagrammes et notamment des valeurs de compacité du sol. La nature des terrains et leur compacité devront, par conséquent, être confirmées lors des travaux.

4.1.2. Caractérisation mécanique

Les caractéristiques mécaniques des formations rencontrées sont synthétisées dans le tableau suivant :

Formation	Nature du sol	Prof. toit (m/TN)	Valeurs pressiométriques		Résistance de pointe qd (MPa)
			p _i (MPa)	E _M (MPa)	
n°1	Remblais gravelo-limoneux	0.12/0.16	0.25 à 0.96	2.4 à 6.9	1 à > 25
n°1bis	Vase	2.44	Formation non testée		
n°2	Grave sableuse	4.45 / 5.60	0.63 à 3.97	5.5 à 82.3	13 à > 25

Les remblais (formation n°1) ont des caractéristiques mécaniques hétérogènes jusqu'à 4.45/ 5.0 m/TA. Nous observons cependant des caractéristiques mécaniques plus élevées en s'écartant du canal (essais PD4 et PD7, sondages SC2 et PR2).

Les alluvions graveleuses (formation n°2) ont des caractéristiques mécaniques moyennes à très bonnes.

4.1.3. Caractéristiques physiques des sols

Les procès-verbaux des essais en laboratoire sont insérés en annexe 6. Les résultats de ces essais sont synthétisés ci-après.

Référence échantillon	Formation / type de sol	Prof. (m) échantillon	W (%)	VBS	Tamiséat < 80 µm	IPI	Classe G.T.R.
SC1	1 – Remblai : Grave sableuse	0.3 – 1.2	7.1	0.3	13.4	35	C1B5
SC2	2 – Remblai : Grave sableuse	2.1 – 3.0	10.3	0.9	30.1	4	B5 th

Légende :

W : Teneur en eau pondérale,

VBS : Valeur au Bleu de Sol,

Passant 80 µm : Pourcentage d'éléments fins passant au tamis de 80 µm,

IPI : Indice Portant Immédiat,

Classe G.T.R. : Classe de sol selon la norme NF P 11-300.

Les échantillons analysés sont classés C1B5 et B5 selon la norme NF P 11300. Il s'agit de sol moyennement sensible aux variations hydriques.

Leur état hydrique très humide entre 2.1 et 3.0 m de profondeur indiquent vraisemblablement la proximité de la nappe phréatique.

4.2. Contexte hydrogéologique général

4.2.1. Piézométrie, niveaux d'eau

Des niveaux d'eau non stabilisés et des niveaux éboulés ont été relevés au droit des sondages aux profondeurs suivantes :

		Date de relevé			
		11/04/2022	12/04/2022	13/04/2022	19/04/2022
	Sondage	Prof./ TA (m)	Prof./ TA (m)	Prof./ TA (m)	Prof./ TA (m)
Nappe	PR2	-	-	3.5	-
	SD1	3.10	-	-	-
	SD2	3.10	-	-	-
	SD3	2.90	-	-	-
	SD7	-	Néant	-	-
	SD8	-	Néant	-	-
	SD9	-	Néant	-	-
	SC1	-	-	-	2.60
	SC2	-	-	-	3.10
Eboulé	PR1	-	3.00	-	-
	SD4	-	Entre 0.90 et 4.90	-	-
	SD5	-	Entre 0.70 et 4.97	-	-

Nous observons des niveaux d'eau derrière le mur de soutènement proche de celui relevé dans le canal en avril 2022. Par la suite, il est donc fait l'hypothèse d'un niveau d'eau constant de part et d'autre du mur de soutènement.

Compte tenu de la configuration hydrogéologique du site, il doit exister une nappe phréatique soumise à des fluctuations saisonnières.

Seule la pose d'un piézomètre et son suivi permettront de définir les niveaux de référence de la nappe (Haute Eaux, Eaux Fréquentes, Basse Eaux, Eaux exceptionnelles).

Cette prestation ne fait pas partie de notre mission.

4.2.2. Inondabilité

D'après les données de <http://www.georisques.gouv.fr>, la commune de TOULOUSE fait l'objet d'un Plan de Prévention du Risque Naturel Inondation (inondation par une crue à débordement lent de cours d'eau), le site est localisé dans une zone de risque important d'inondation.

Des informations précises sur le risque d'inondabilité peuvent être fournies dans les documents d'urbanisme (P.L.U.) et dépendent des travaux de protection réalisés, donc susceptibles de varier dans le temps. S'agissant de données d'aménagement hydraulique et non de données hydrogéologiques, elles ne font pas partie de notre mission d'étude.

4.3. Relevés du mur de soutènement

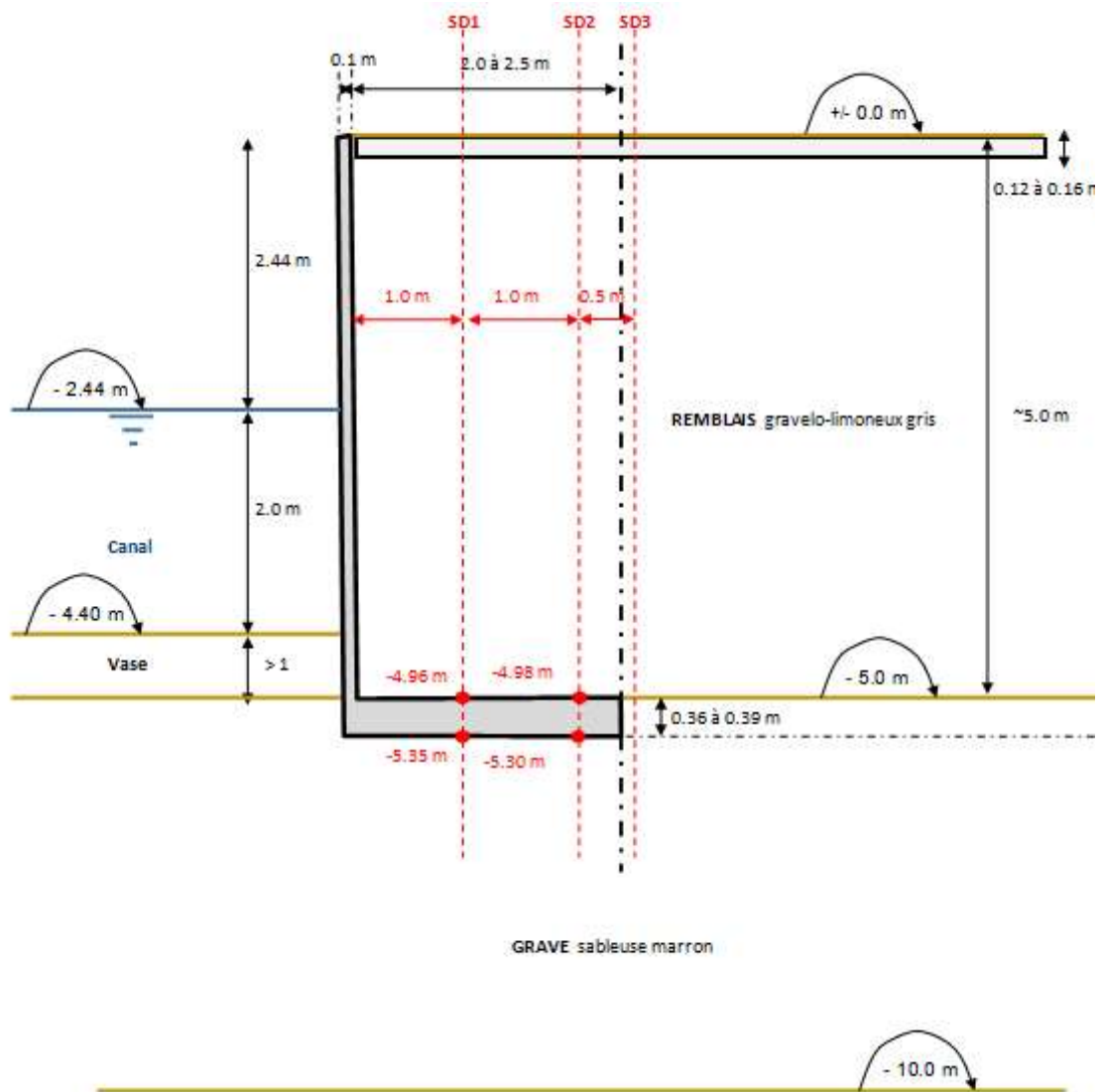
Les coupes des sondages destructifs (SD1 à SD8), des sondages pressiométriques (PR1 et PR2), des sondages carottés (SC1 et SC2) et des reconnaissances sous-marines ont permis de définir la géométrie et la nature des sols remblayés et d'assise suivant deux profils.



Localisation des profils

4.3.1. Profil SD1 à SD3

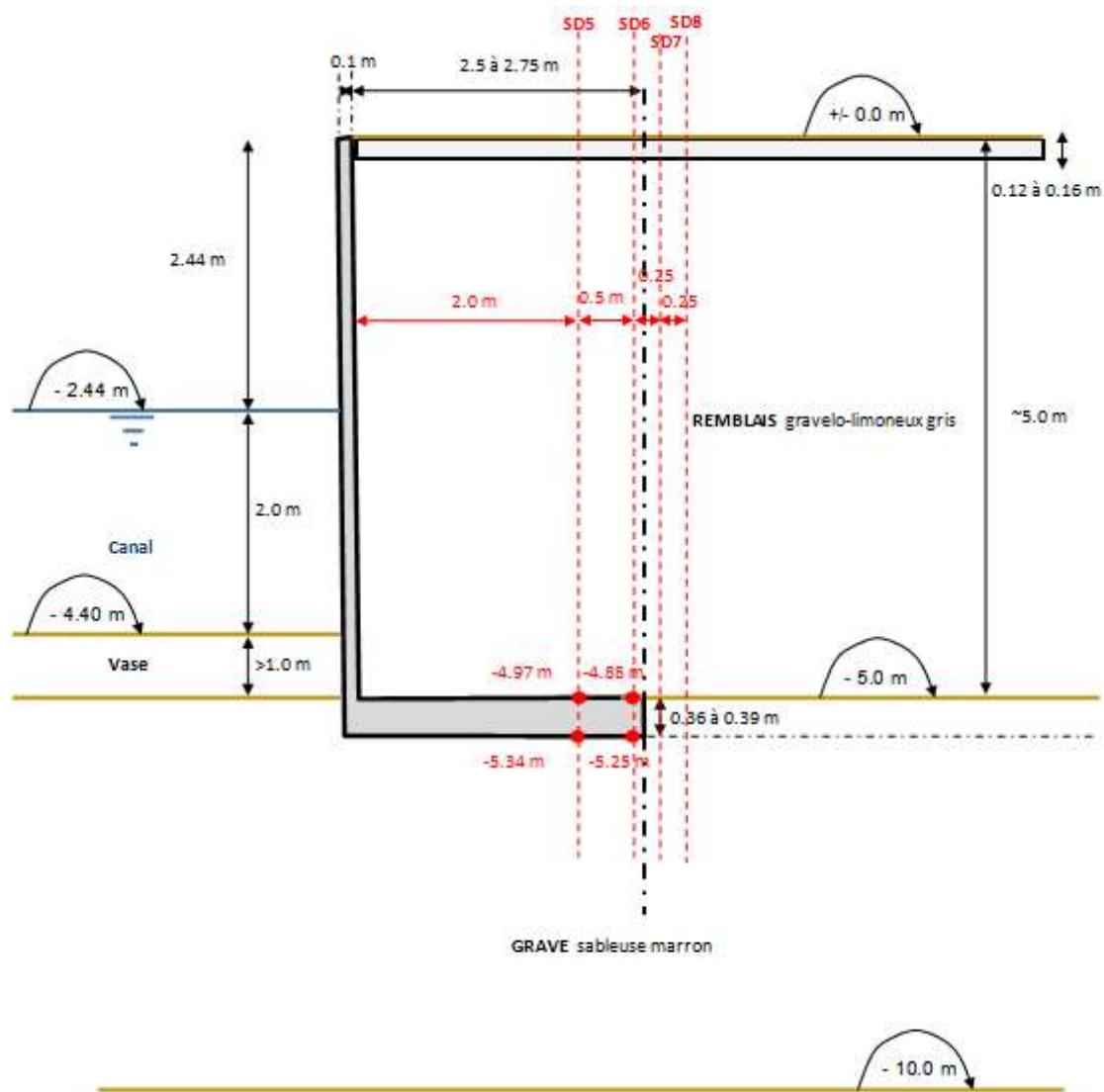
Ce profil a été réalisé au centre de la zone de reconnaissance. Il est représenté de la façon suivante :



Profil SD1 à SD3

4.3.2. Profil SD4 à SD8

Ce profil a été réalisé au Sud de la zone de reconnaissance. Il est représenté de la façon suivante :



Profil à SD4 à SD8

5. CALCUL DE STABILITE

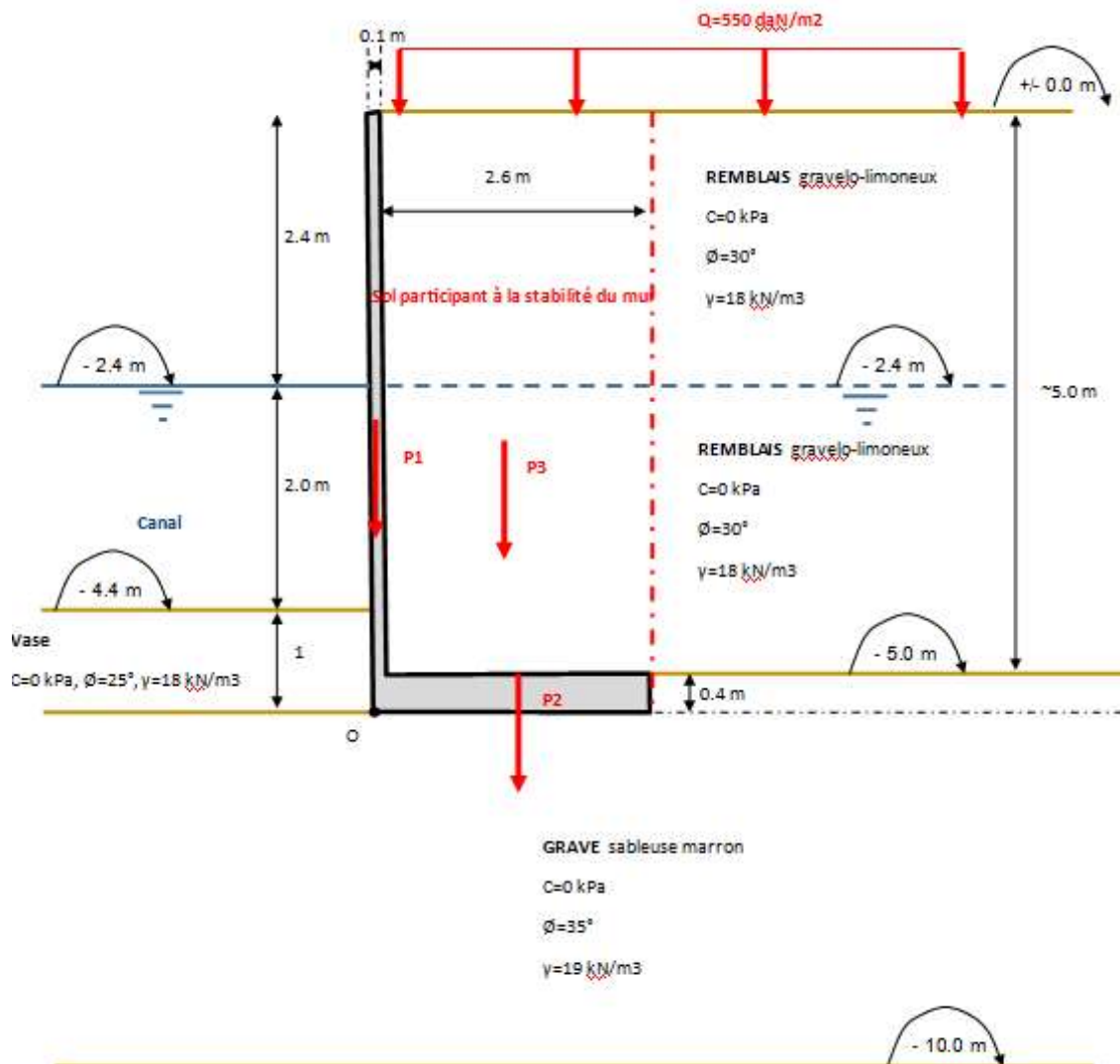
Par la suite, il conviendra de vérifier deux situations :

- Situation avec le canal rempli ;
- Situation après vidange du canal.

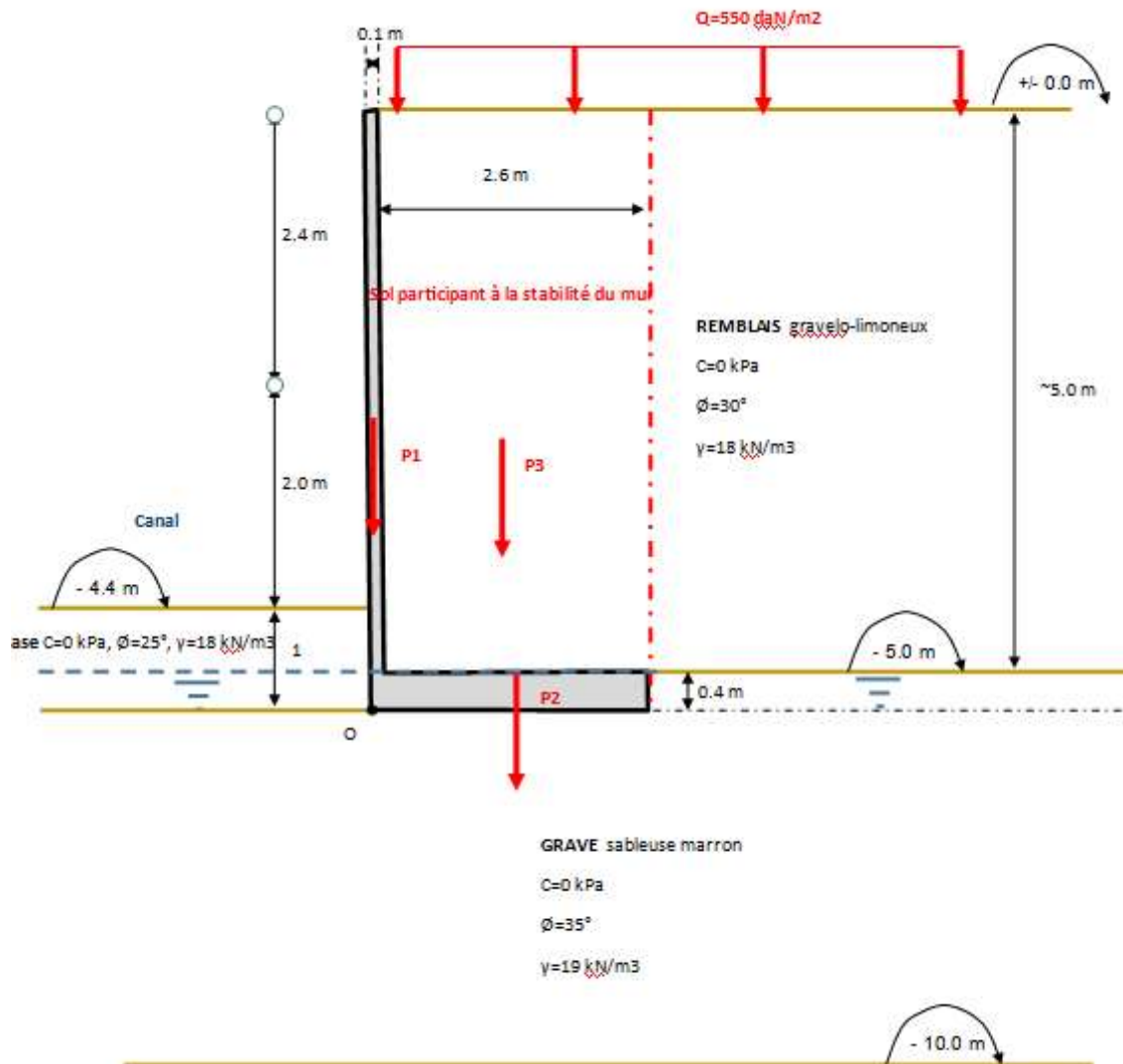
5.1. Bilan des efforts et modèle géotechnique

5.1.1. Modèles géotechniques

Les modèles suivants ont été retenus pour les calculs de stabilité du mur :



Situation 1 - le canal rempli



Situation 2 - le canal vidangé

5.1.2. Hypothèses de calcul

Il est considéré le mur de soutènement correctement armé et dans la vérification de la stabilité externe seulement.

La butée de pied a été négligée en présence de vase.

La surcharge Q a été estimée suite au diagnostic structural du dallage réalisé conjointement. Elle a été estimée à 550 daN/m^2 .

Pour ce calcul la densité du béton armé est pris à 25 kN/m^3 .

Les forces mises en jeux sont les suivantes :

- Poids du mur de soutènement, forces P1 et P2 ;
- Poids du sol collaborant à la stabilité du mur, force P3 ;
- La poussée du sol remblayé, force $F1 = K_a \cdot \gamma \cdot H^2 / 2$;
- La poussée engendrée par la surcharge Q amenée par le dallage, force $F2 = K_a \cdot q \cdot H$

Il est fait l'hypothèse d'efforts de poussée F1 et F2 considérés comme horizontaux.
Les calculs des moments seront réalisés par rapport au point O (voir schémas précédents).

La poussée hydrostatique de l'eau est supposée équilibrée de part et d'autre du mur quelle que soit la situation. Quelles que soient les situations, les forces sous nappe sont déjàugées.

5.2. Calcul de stabilité du canal rempli

5.2.1. Calcul des poussées et moments déstabilisateurs

Pour le calcul de la poussée, nous avons considéré un sol à l'arrière du mur purement frottant d'angle de frottement 30° et de poids volumique 18 kN/m^3 . D'après les tables de Kerisel-Absi, $K_a = 0.333$.

On en déduit les forces suivantes :

$$F1a = 0.333 \cdot 18 \cdot 2.4 \cdot (2.4/2) = 17.26 \text{ kN/ml.}$$

$$F1a' = 0.333 \cdot 18 \cdot 2.4 \cdot 2.6 = 37.07 \text{ kN/ml}$$

$$F1b = 0.333 \cdot (18 - 10) \cdot (5.0^2/2 - 2.4^2/2) = 25.63 \text{ kN/ml}$$

$$F2 = 0.333 \cdot 5.5 \cdot 5 = 9.16 \text{ kN/ml.}$$

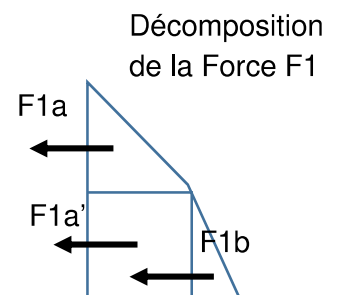
Les moments par rapport au point O sont les suivants :

$$MF1a = F1a \cdot (2.6 + 2.4/3 + 0.4) = 65.59 \text{ kN.m/ml}$$

$$MF1a' = F1a' \cdot (2.6/2 + 0.4) = 63.19 \text{ kN.m/ml}$$

$$MF1b = F1b \cdot (2.6/3 + 0.4) = 32.46 \text{ kN.m/ml}$$

$$MF2 = F2 \cdot (5/2 + 0.4) = 26.56 \text{ kN.m/ml}$$



5.2.2. Calcul des poussées et moments stabilisateurs

Le poids du mur est le suivant :

$$P1 = 25 \cdot 5.4 \cdot 0.1 = 13.77 \text{ kN.ml}$$

$$P2 = 25 \cdot 2.6 \cdot 0.4 = 26.0 \text{ kN.ml}$$

Les moments du poids du mur sont les suivants :

$$M1 = P1 \cdot 0.1/2 = 0.69 \text{ kN.m/ml}$$

$$M2 = P2 \cdot (0.1 + 2.6/2) = 1.40 \text{ kN.m/ml}$$

Le poids du sol stabilisateur est le suivant :

$$P3 = 18 \cdot 2.6 \cdot 5 = 234 \text{ kN/ml}$$

Le moment du poids du sol stabilisateur est le suivant :

$$M3 = P3 \cdot (2.6/2 + 0.1) = 327.6 \text{ kN.m/ml}$$

5.2.3. Vérification du mur au renversement

Le coefficient de sécurité au renversement est égal au rapport des moments stabilisateurs sur les moments déstabilisateurs.

$$F = (M1 + M2 + M3) / (MF1 + MF2) = (0.69 + 1.4 + 327.6) / (65.59 + 63.19 + 32.46 + 26.56) = 1.75$$

La stabilité au renversement du mur est assurée.

5.2.4. Vérification du mur au glissement

La stabilité du mur au glissement est assurée à condition de vérifier la condition suivante :

$$H \leq \frac{V \tan \phi}{1.2} + \frac{c' A'}{1.5}$$

Avec H = somme des efforts de poussée déstabilisateur = F1 + F2

V = somme des efforts de poussée stabilisateur = P1 + P2 + P3

Le sol d'assise du mur de soutènement est une grave sableuse ayant les caractéristiques mécaniques suivantes : C' = 0 kPa ; $\Phi' = 35^\circ$.

La vérification au glissement du mur devient :

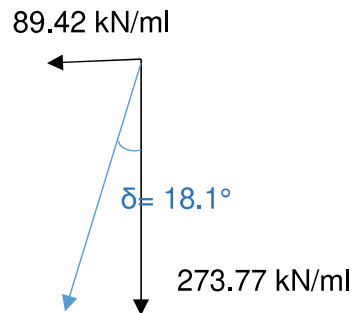
$$H = 89.42 \text{ kN/ml}$$

$$(V \tan \Phi) / 2 + C' A' / 1.5 = 159.75 \text{ kN/ml}$$

La stabilité du mur au glissement est vérifiée.

5.2.5. Vérification du mur au poinçonnement

Compte tenu des valeurs retenues, la valeur de l'inclinaison de la descente de charge est la suivante :



L'excentrement e se calcule de la façon suivante :

$$e = B/2 - (M_v - M_h)/V = (2.6 + 0.1)/2 - (0.69 + 1.40 + 327.6 - (65.59 + 63.19 + 32.46 + 26.56))/273.77 = 0.83$$

La contrainte induite est la suivante :

$$q_{ref} = V / (B - 2e) = 273.77 / (2.7 - 2 \times 0.83) = 263.24 \text{ kPa}$$

La contrainte admissible ELS du terrain calculé à partir des essais pressiométriques est :

Avec

$$i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{\delta'}{90}\right)^2$$

$$i_{\delta\beta} = (1 - 18.1/90)^2 = 0.64$$

$$\sigma_{els} = 1000 \times 0.64 = 640 \text{ kPa}$$

Le mur est stable vis-à-vis du poinçonnement.

5.3. Calcul de la stabilité du canal vidangé

5.3.1. Calcul des poussées et moments déstabilisateurs

Pour le calcul de la poussée, nous avons considéré un sol à l'arrière du mur purement frottant d'angle de frottement 30° et de poids volumique 18 kN/m^3 . D'après les tables de Kerisel-Absi, $K_a=0.333$.

On en déduit les forces suivantes (y compris la partie immergé) :

$$F1=0.333*18*5*(5/2)= 74.93 \text{ kN/ml.}$$

$$F2=0.333*5.5*5= 9.16 \text{ kN/ml.}$$

Les moments par rapport au point O sont les suivants :

$$MF1=F1*(5/3+0.4)= 154.85 \text{ kN.m/ml}$$

$$MF2= F2*(5/2+0.4)= 26.56 \text{ kN.m/ml}$$

5.3.2. Calcul des poussées et moments stabilisateurs

Le poids du mur est le suivant :

$$P1= 25*5.4*0.1 = 13.77 \text{ kN.ml}$$

$$P2= 25*2.6*0.4 = 26.0 \text{ kN.ml}$$

Les moments du poids du mur sont les suivants :

$$M1= P1*0.1/2 = 0.69 \text{ kN.m/ml}$$

$$M2= P2*(0.1+2.6/2) = 1.40 \text{ kN.m/ml}$$

Le poids du sol stabilisateur est le suivant :

$$P3= 18*2.6*5= 234 \text{ kN/ml}$$

Le moment du poids du sol stabilisateur est le suivant :

$$M3= P3*(2.6/2+0.1)= 327.6 \text{ kN.m/ml}$$

5.3.3. Vérification du mur au renversement

Le coefficient de sécurité au renversement est égal au rapport des moments stabilisateurs sur les moments déstabilisateurs.

$$F= (M1+M2+M3)/ (MF1+MF2)= (0.69+1.4+327.6)/(154.85+26.56)= 1.82$$

La stabilité au renversement du mur est assurée.

5.3.4. Vérification du mur au glissement

La stabilité du mur au glissement est assurée à condition de vérifier la condition suivante :

$$H \leq \frac{V \tan \varphi}{1.2} + \frac{c' A'}{1.5}$$

Avec H = somme des efforts de poussée déstabilisateur = F1+F2

V = somme des efforts de poussée stabilisateur = P1+P2+P3

Le sol d'assise du mur de soutènement est une grave sableuse ayant les caractéristiques mécaniques suivantes : C'=0 kPa ; $\Phi' = 35^\circ$.

La vérification au glissement du mur devient :

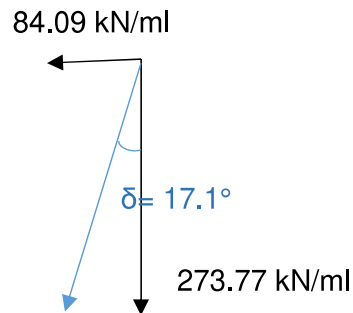
H= 84.09 kN/ml

$(V \tan \Phi)/2 + C'A'/1.5 = 159.75 \text{ kN/ml}$

La stabilité du mur au glissement est vérifiée.

5.3.5. Vérification du mur au poinçonnement

Compte tenu des valeurs retenues, la valeur de l'inclinaison de la descente de charge est la suivante :



L'excentrement e se calcul de la façon suivante :

$$e = B/2 - (M_v - M_h)/V = (2.6 + 0.1)/2 - (0.69 + 1.40 + 327.6 - (154.85 + 26.56))/273.77 = 0.81$$

La contrainte induite est la suivante :

$$q_{ref} = V / (B - 2e) = 273.77 / (2.7 - 2 \times 0.81) = 253.49 \text{ kPa}$$

La contrainte admissible ELS du terrain calculé à partir des essais pressiométriques est :

Avec

$$i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{\delta'}{90}\right)^2$$

$$i_{\delta\beta} = (1 - 17.1/90)^2 = 0.65$$

$$\sigma_{els} = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ kPa}$$

Le mur est stable vis-à-vis du poinçonnement.

5.4. Conclusions

D'après les éléments recueillis, la stabilité du mur de soutènement est assurée pour les cas calculés.

Pour rappel, la stabilité interne est supposée assurée. Ce calcul permet de vérifier juste la stabilité externe du mur.

Les dispositifs de drainage efficaces et pérenne sont à prévoir au moment des travaux car les niveaux de l'eau sont présents des deux côtés du mur.

6. Module ES du dallage

On peut retenir les valeurs suivantes pour le calcul du dallage.

Formation - Nature du sol	Prof. Base (m) / TA	Module E_M (MPa)	Coefficient rhéologique α	Module E_s (MPa)
1 – Remblais	5.0	3.0	1/3	9.0
2 – Alluvions graveleuses	> 10.0	15.0	1/4	60.0

7. Observations majeures

On s'assurera que la stabilité des ouvrages et des sols avoisinants le projet est assurée pendant et après la réalisation de ce dernier.

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve des conditions générales des missions géotechniques de l'Union Syndicale Géotechnique fournies en annexe 1 (norme NF P94-500 de novembre 2013).

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre d'une étude de conception G2 phase avant-projet (G2 AVP).

Conformément à la norme NF P94-500 de novembre 2013, il est nécessaire d'enchaîner avec les phases suivantes :

- Etude géotechnique de conception phase projet (G2 PRO)
- Etude géotechnique de conception phase DCE/ACT (G2 DCE / ACT)
- Puis, au stade exécution les études géotechniques de réalisation G3 et G4.

Ginger CEBTP peut prendre en charge la réalisation des missions géotechniques à suivre, de conception et de réalisation.

De plus, Ginger CEBTP peut également assurer la maîtrise d'œuvre des ouvrages géotechniques.

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

- Classification des missions types d'ingénierie géotechnique,
- Schéma d'enchaînement des missions types d'ingénierie géotechnique.

4.2.4 Tableaux synthétiques

Tableau 1 — Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique

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

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique

L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étapes 1 à 3) doit suivre les étapes de conception et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géotechniques. Le maître d'ouvrage ou son mandataire doit faire réaliser successivement chacune de ces missions par une ingénierie géotechnique. Chaque mission s'appuie sur des données géotechniques adaptées issues d'investigations géotechniques appropriées.
ÉTAPE 1 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRÉALABLE (G1) Cette mission exclut toute approche des quantités, détails et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre de la mission d'étude géotechnique de conception (étape 2). Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire. Elle comprend deux phases : <u>Phase Étude de Site (ES)</u> Elle est réalisée en amont d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour une première identification des risques géotechniques d'un site. — Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'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. <u>Phase Principes Généraux de Construction (PGC)</u> Elle est réalisée au stade d'une étude préliminaire, d'esquisse ou d'APS pour réduire les conséquences des risques géotechniques majeurs identifiés. Elle s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport de synthèse des données géotechniques à ce stade d'étude (première approche de la ZIG, horizons porteurs potentiels, ainsi que certains principes généraux de construction envisageables (notamment fondations, terrassements, ouvrages enterrés, améliorations de sols).
ÉTAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2) Cette mission permet l'élaboration du projet des ouvrages géotechniques et réduit les conséquences des risques géotechniques importants identifiés. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend trois phases : <u>Phase Avant-projet (AVP)</u> Elle est réalisée au stade de l'avant-projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un rapport donnant les hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade de l'avant-projet, les principes de construction envisageables (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions générales vis-à-vis des nappes et des 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. <u>Phase Projet (PRO)</u> Elle est réalisée au stade du projet de la maîtrise d'œuvre et s'appuie obligatoirement sur des données géotechniques adaptées suffisamment représentatives pour le site. — Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Fournir un dossier de synthèse des hypothèses géotechniques à prendre en compte au stade du projet (valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques en particulier), des notes techniques donnant les choix constructifs des ouvrages géotechniques (terrassements, soutènements, pentes et talus, fondations, assises des dallages et voiries, améliorations de sols, dispositions vis-à-vis des nappes et des avoisinants), des notes de calcul de dimensionnement, un avis sur les valeurs seuils et une approche des quantités. <u>Phase DCE / ACT</u> Elle est réalisée pour finaliser le Dossier de Consultation des Entreprises et assister le maître d'ouvrage pour l'établissement des Contrats de Travaux avec le ou les entrepreneurs retenus pour les ouvrages géotechniques. — Établir ou participer à la rédaction des documents techniques nécessaires et suffisants à la consultation des entreprises pour leurs études de réalisation des ouvrages géotechniques (dossier de la phase Projet avec plans, notices techniques, cahier des charges particulières, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel). — Assister éventuellement le maître d'ouvrage pour la sélection des entreprises, analyser les offres techniques, participer à la finalisation des pièces techniques des contrats de travaux.

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées) ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3) Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives : <u>Phase Étude</u> — 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. <u>Phase Suivi</u> — Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude. — Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats). — Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO). SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4) Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives : <u>Phase Supervision de l'étude d'exécution</u> — 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. <u>Phase Supervision du suivi d'exécution</u> — Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3). — donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO. DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5) Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant. — Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats. — Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant. — Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).
--

ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES INVESTIGATIONS

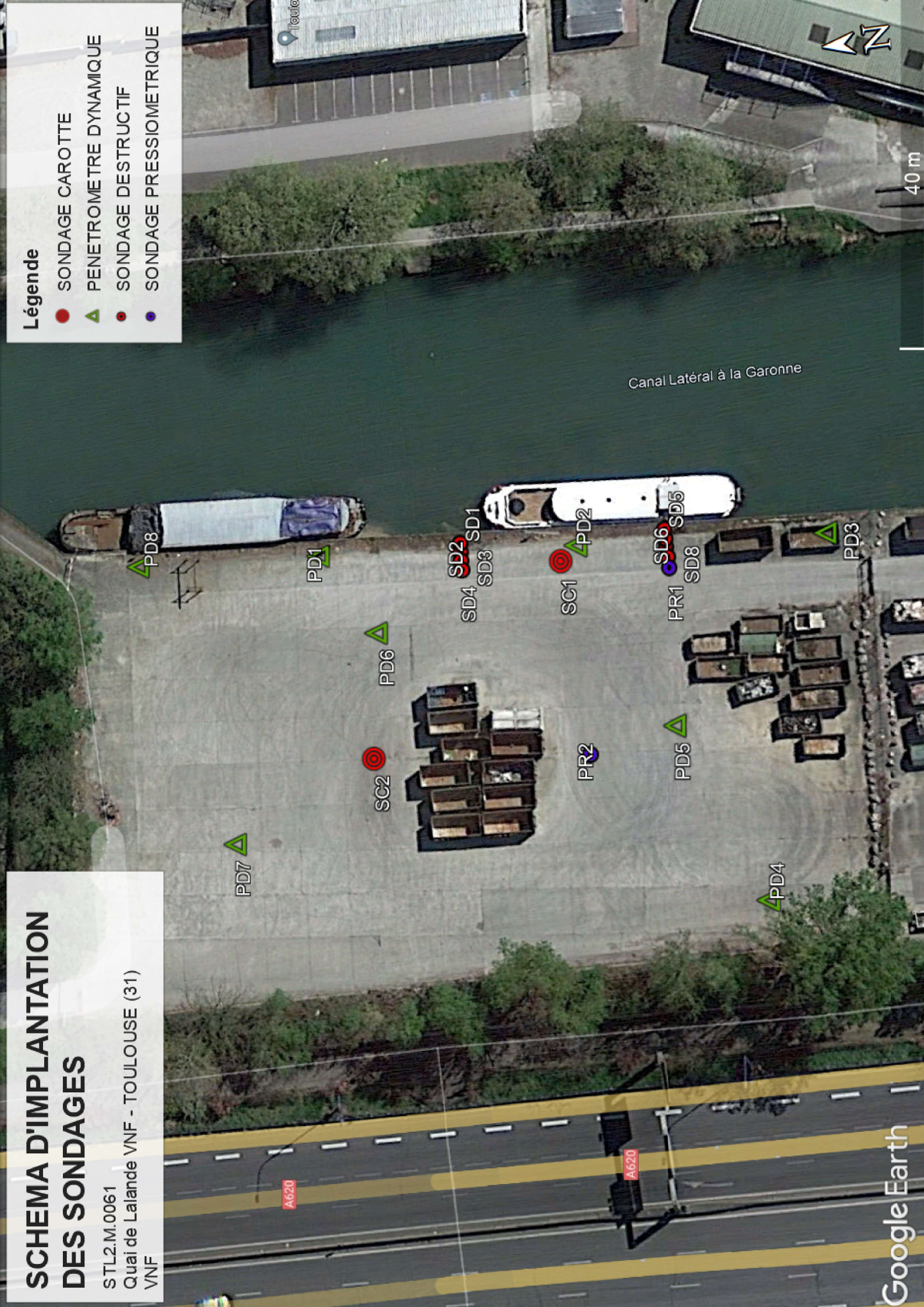
SCHEMA D'IMPLANTATION DES SONDAGES

STL2.M.0061

Quai de Lalande VNF - TOULOUSE (31)
VNF

Légende

- SONDAGE CAROTTE
- ▲ PENETROMETRE DYNAMIQUE
- SONDAGE DESTRUCTIF
- SONDAGE PRESSIOMETRIQUE



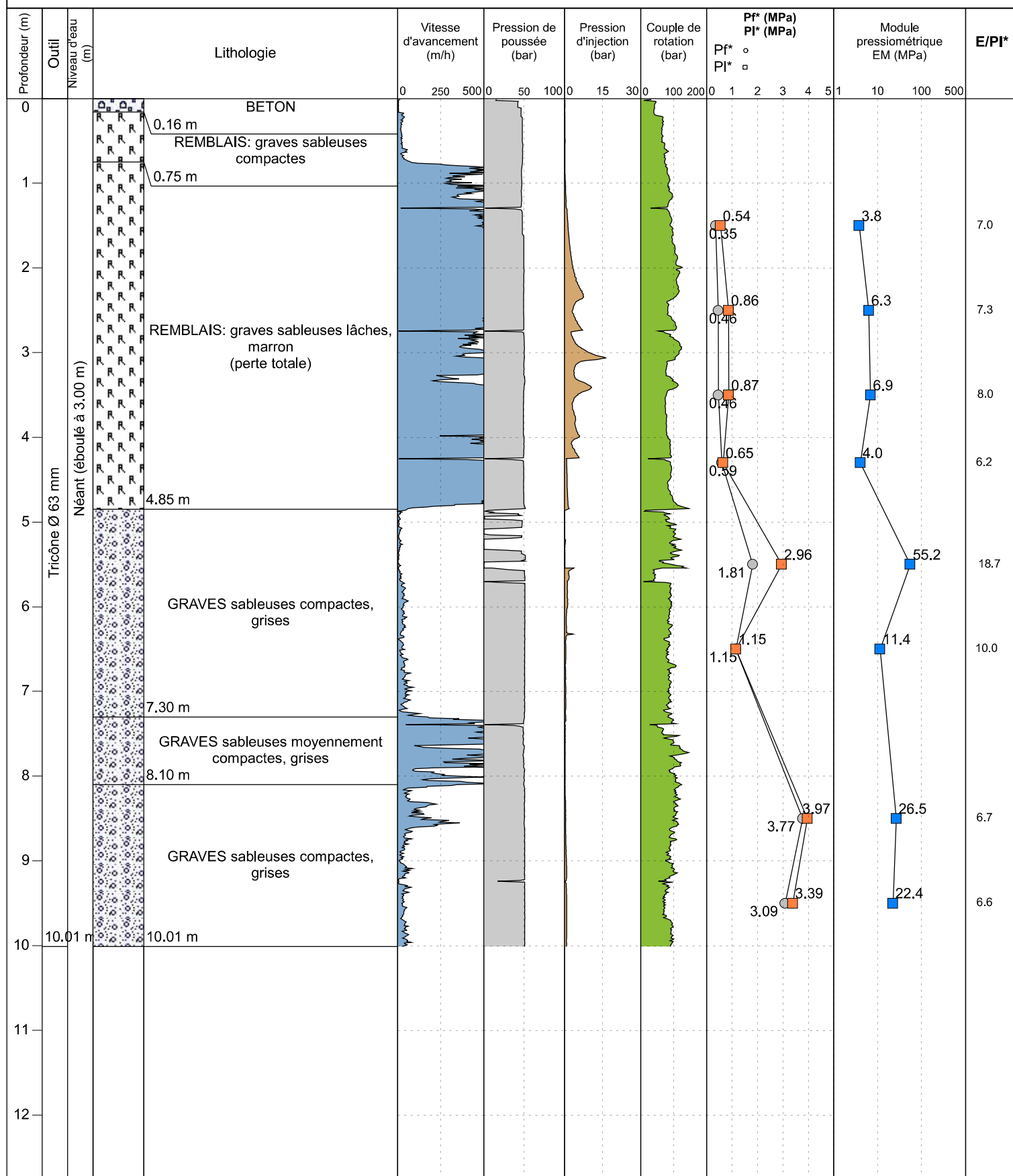
ANNEXE 3 – SONDAGES PRESSIOMETRIQUES

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 10.01 m

Date d'exécution du forage : du 12/04/2022 au 12/04/2022



Observation : Eboulement à 3.00 m de profondeur

EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

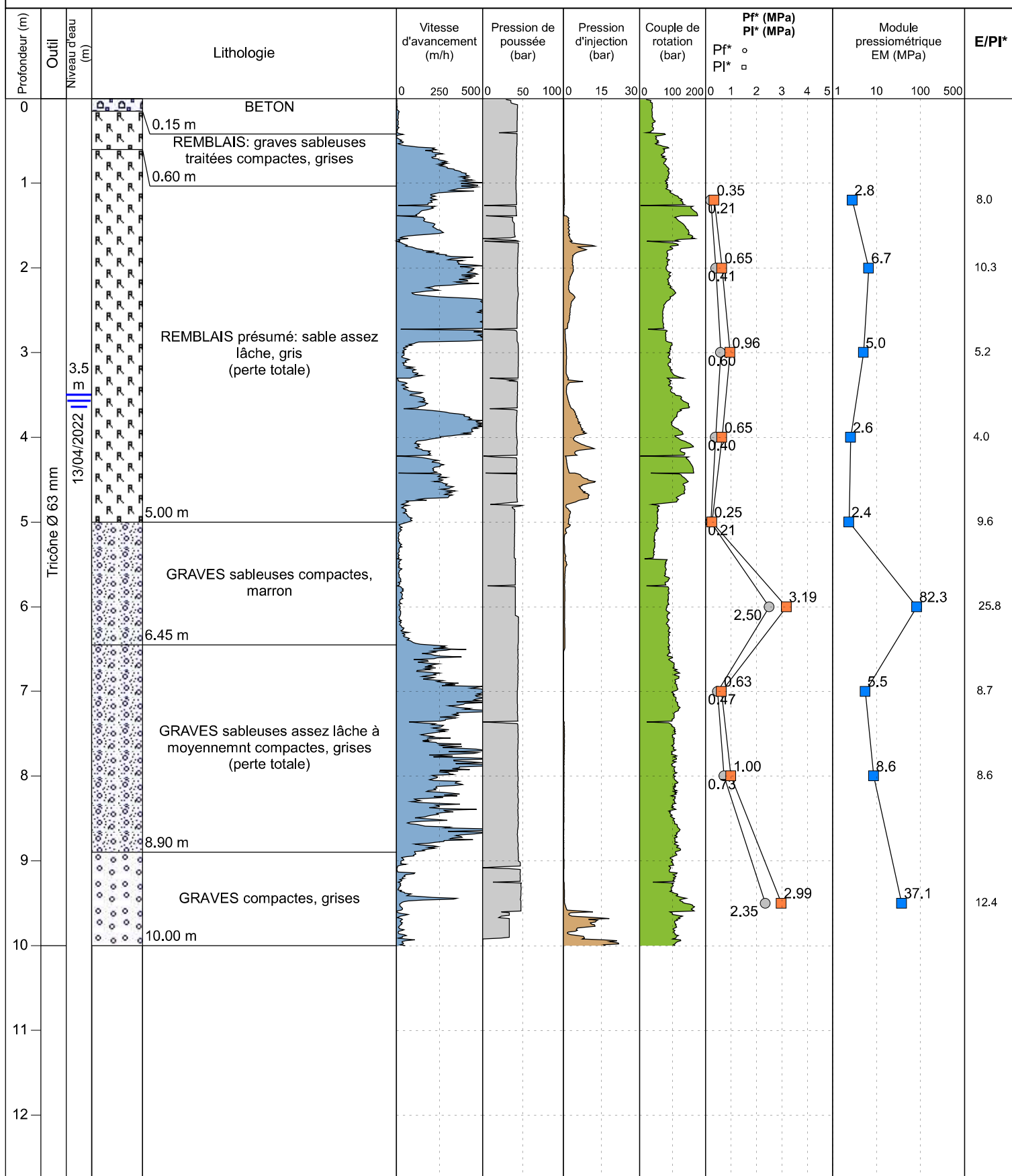
Log pressiométrique - E158 V2

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 10.00 m

Date d'exécution du forage : du 13/04/2022 au 13/04/2022



Observation :

EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

Log pressiométrique - E158 V2

ANNEXE 4 – SONDAGES CAROTTES

Echelle : 1/25

Machine :

Profondeur de fin : 3.90 m

Date d'exécution du forage : du 19/04/2022 au 19/04/2022

Profondeur (m)	Outil	Niveau d'eau	Lithologie	% Récupération			Echantillons
				0	50	100	
0	Gricône Ø 150 mm		Béton + graves				
			0.12 m				
			Couche de forme graveleuse				
			0.30 m				
1			Grave limono-sableuse	100			
				100			
2			Argile limoneuse grise	100			
			2.10 m	89			
			Argile limoneuse + Graves Ø 30 mm	89			
3			3.00 m	78			
			Argile limoneuse + Graves Ø 30 mm (molle)	78			
4			3.90 m				
5							

Observation :

EXGTE 3.23.3

Echelle : 1/25

Machine :

Profondeur de fin : 3.90 m

Date d'exécution du forage : du 25/04/2022 au 28/04/2022

Profondeur (m)	Outil	Niveau d'eau	Lithologie	% Récupération			Echantillons
				0	50	100	
0	Tricône ø 150 mm		Dalle béton				
			Couche de forme graveleuse				
	Poinçonneur ø 100 mm		Remblais : graves sableuses	100			
1			Argiles limoneuse grise et ferme	94			
2			Argiles limoneuse grise + grave	94			
3			Argile limoneuse sableuse + Grave	100			
4							
5							

Observation :

EXGTE 3.23.3

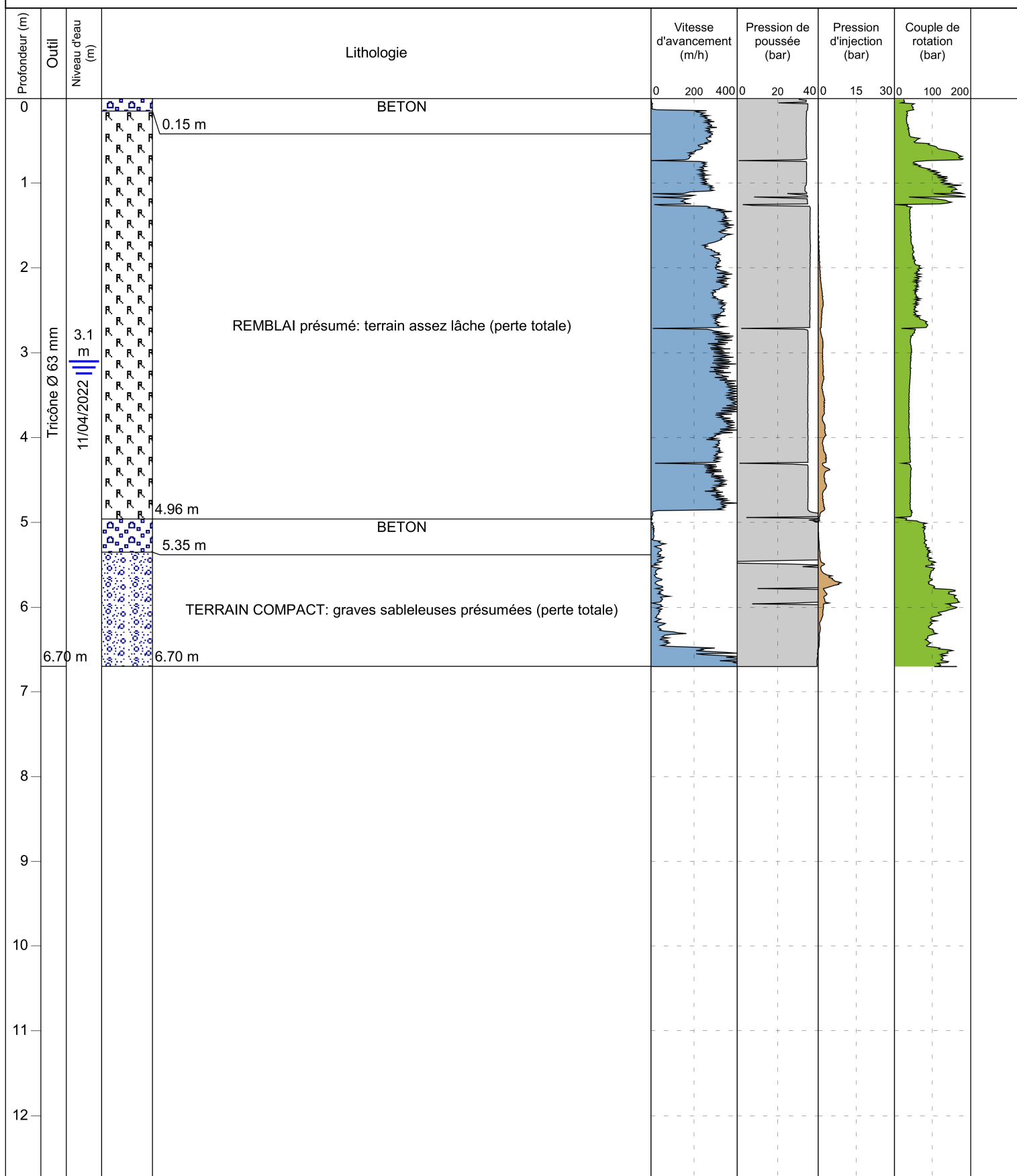
ANNEXE 5 – SONDAGES DESTRUCTIFS

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 6.70 m

Date d'exécution du forage : du 11/04/2022 au 11/04/2022



Observation : Réalisé à 1 m de la paroi

EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

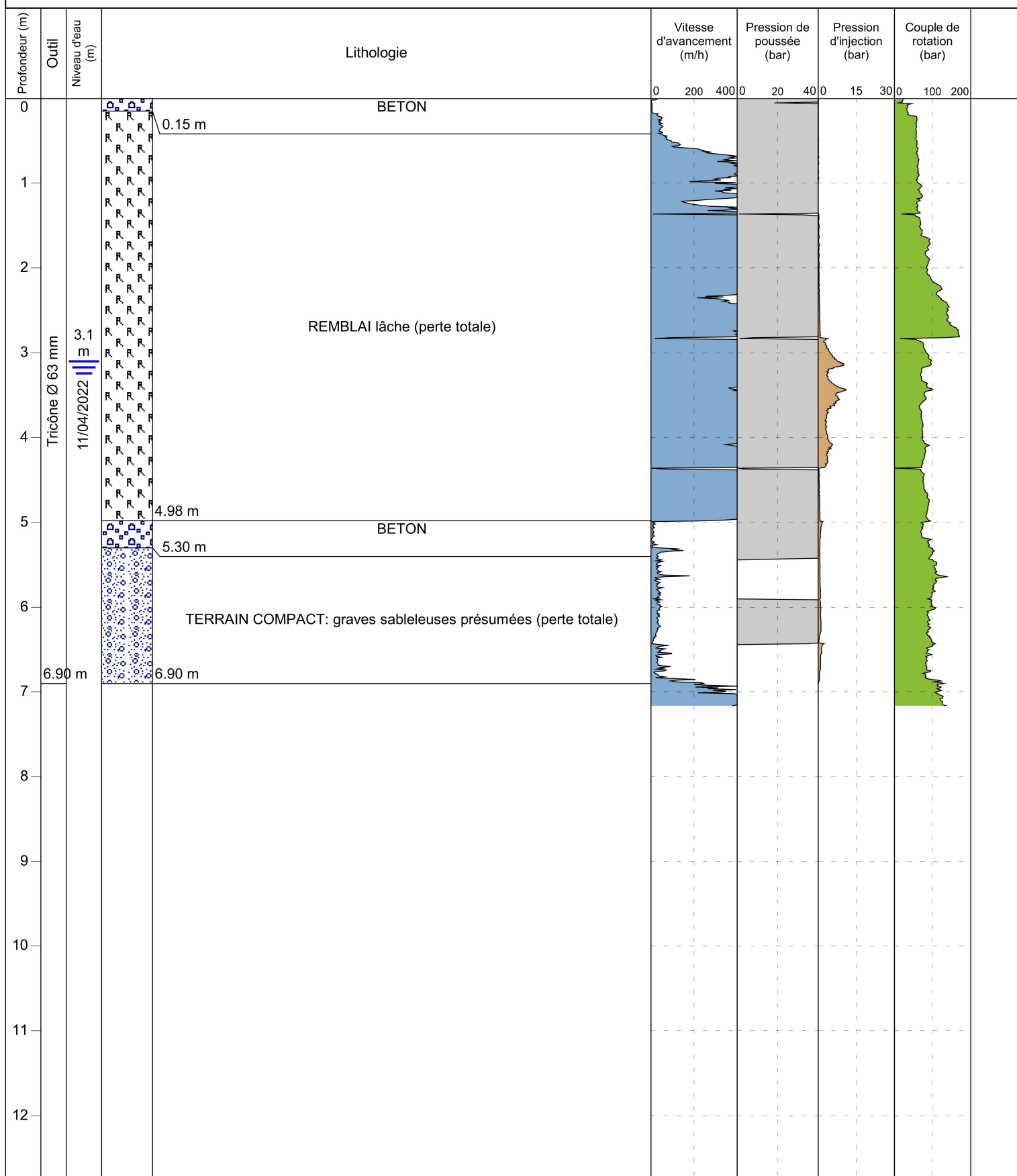
Log pressiométrique - E158 V2

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 6.90 m

Date d'exécution du forage : du 11/04/2022 au 11/04/2022



Observation : à 2 m de la paroi

EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

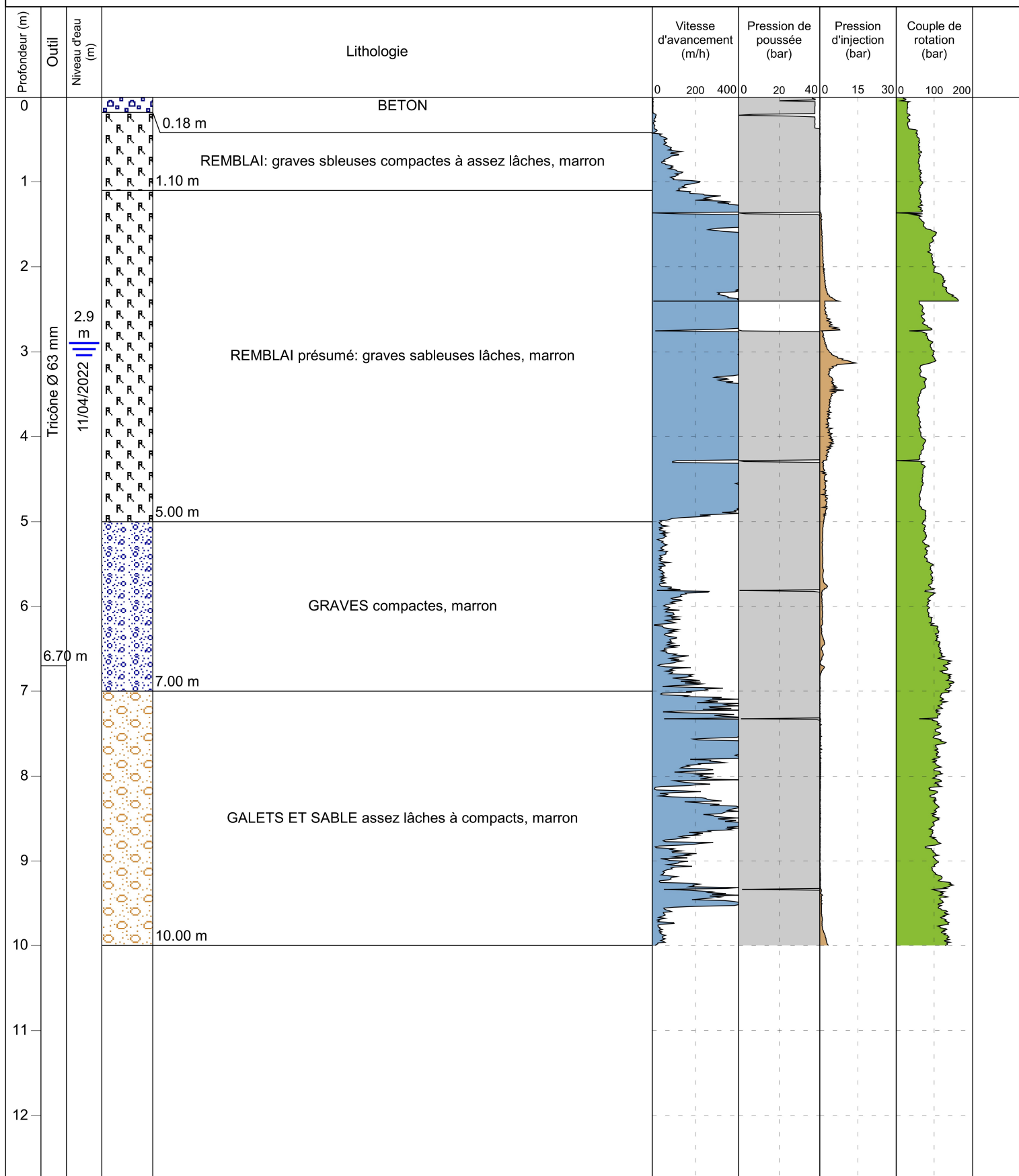
Log pressiométrique - E158 V2

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 10.00 m

Date d'exécution du forage : du 11/04/2022 au 11/04/2022



Observation : Réalisé à 2.5 m de la paroi

EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

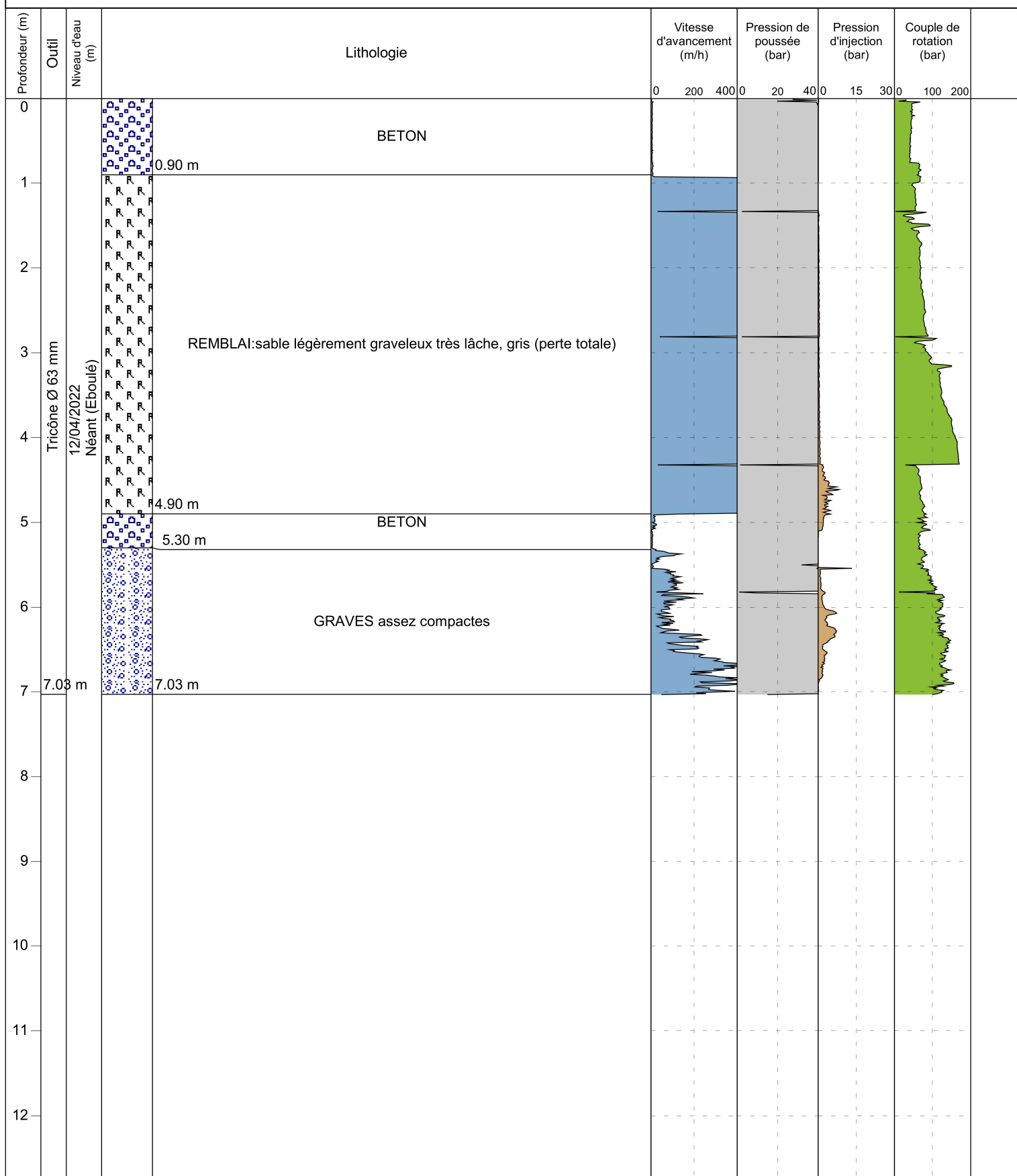
Log pressiométrique - E158 V2

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 7.03 m

Date d'exécution du forage : du 12/04/2022 au 12/04/2022



Observation : Réalisé à 1 m du mur

EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

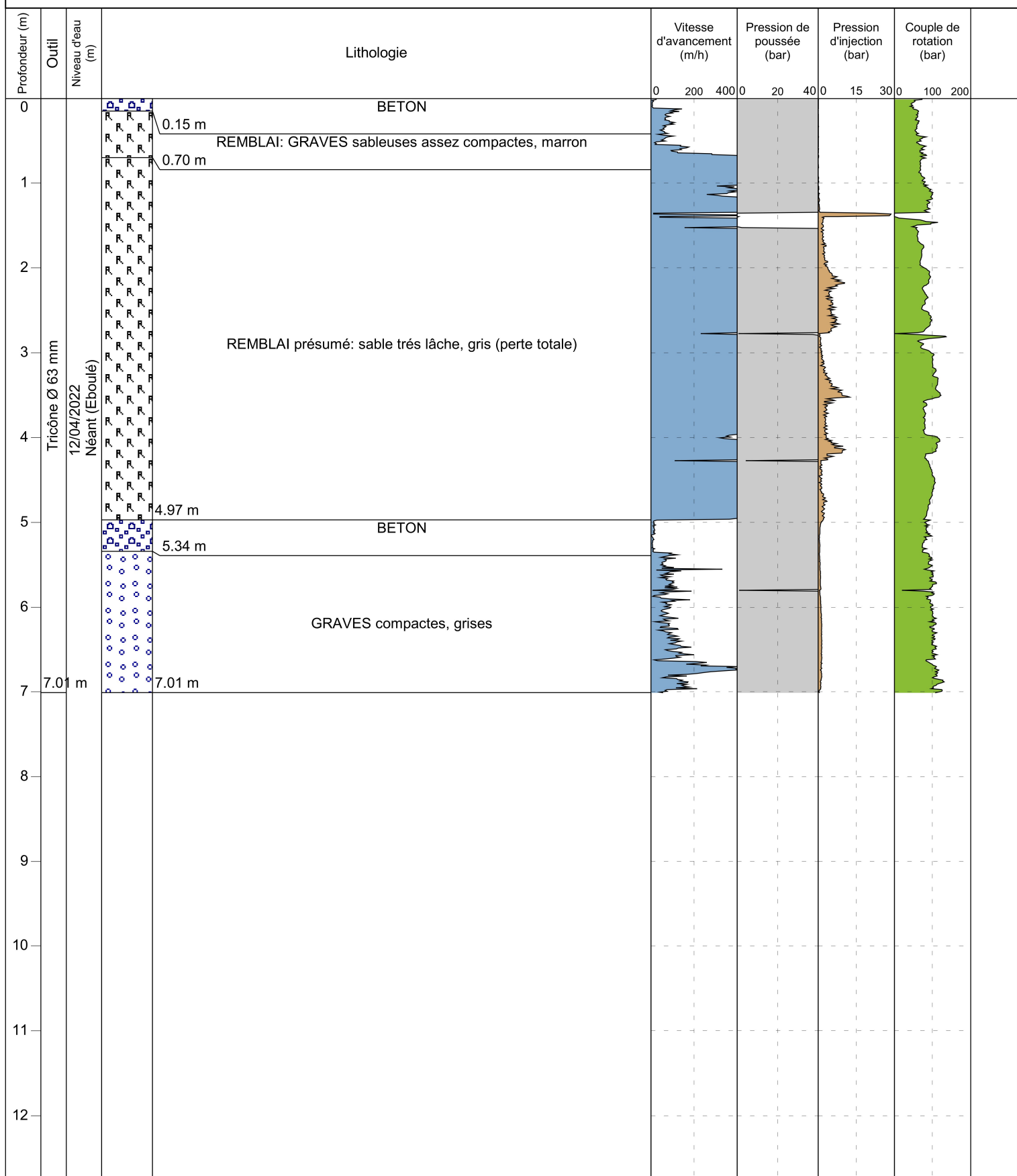
Log pressiométrique - E158 V2

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 7.01 m

Date d'exécution du forage : du 12/04/2022 au 12/04/2022



Observation : Réalisé à 2 m de la paroi

EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

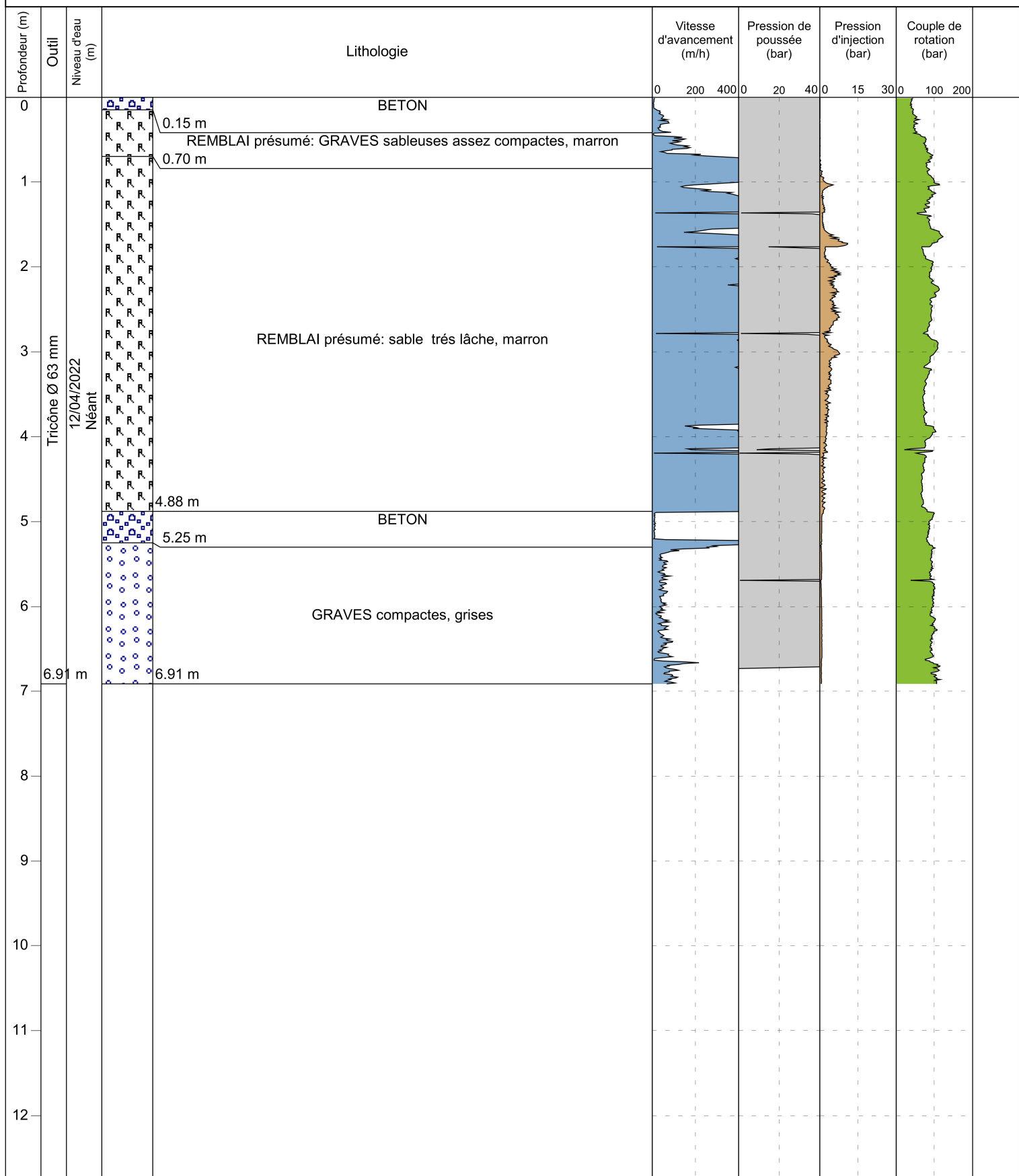
Log pressiométrique - E158 V2

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 6.91 m

Date d'exécution du forage : du 12/04/2022 au 12/04/2022



Observation : Réalisé à 2.5 m de la paroi

EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

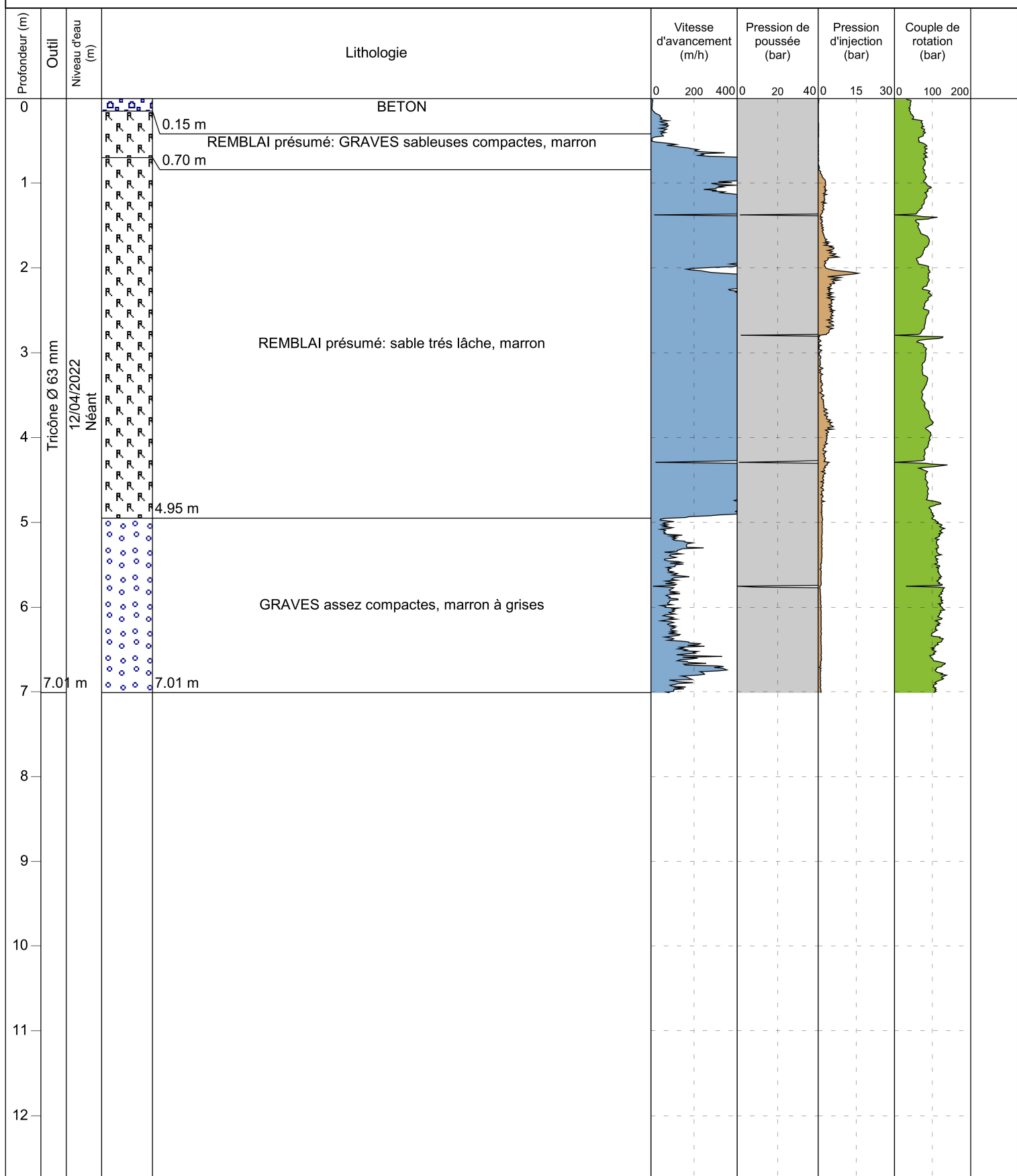
Log pressiométrique - E158 V2

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 7.01 m

Date d'exécution du forage : du 12/04/2022 au 12/04/2022



Observation : Réalisé à 2.75 m de la paroi

EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

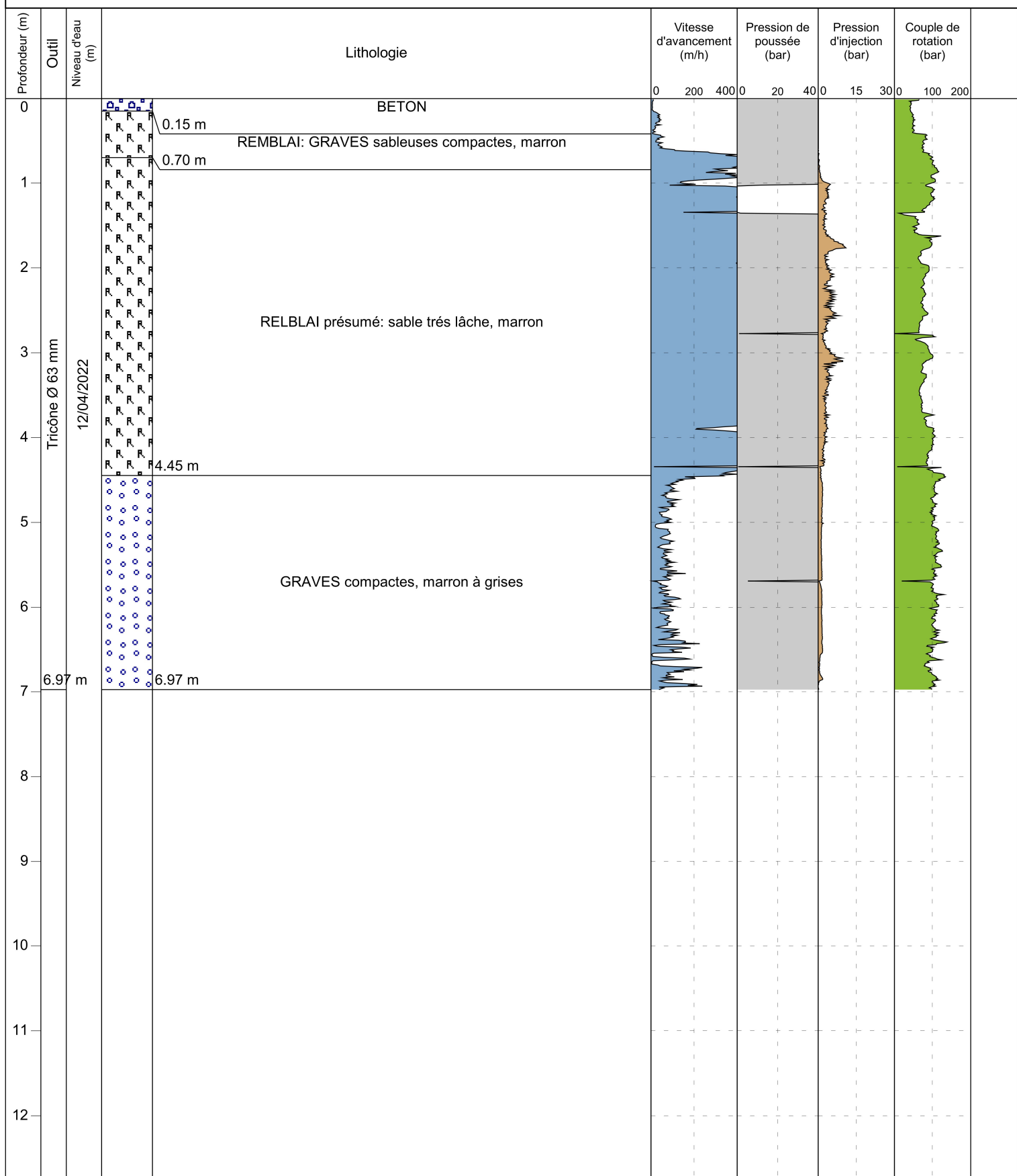
Log pressiométrique - E158 V2

Echelle : 1/60

Machine : M396

Profondeur de fin : 6.97 m

Date d'exécution du forage : du 12/04/2022 au 12/04/2022



Observation : Réalisé à 3.0 m de la paroi

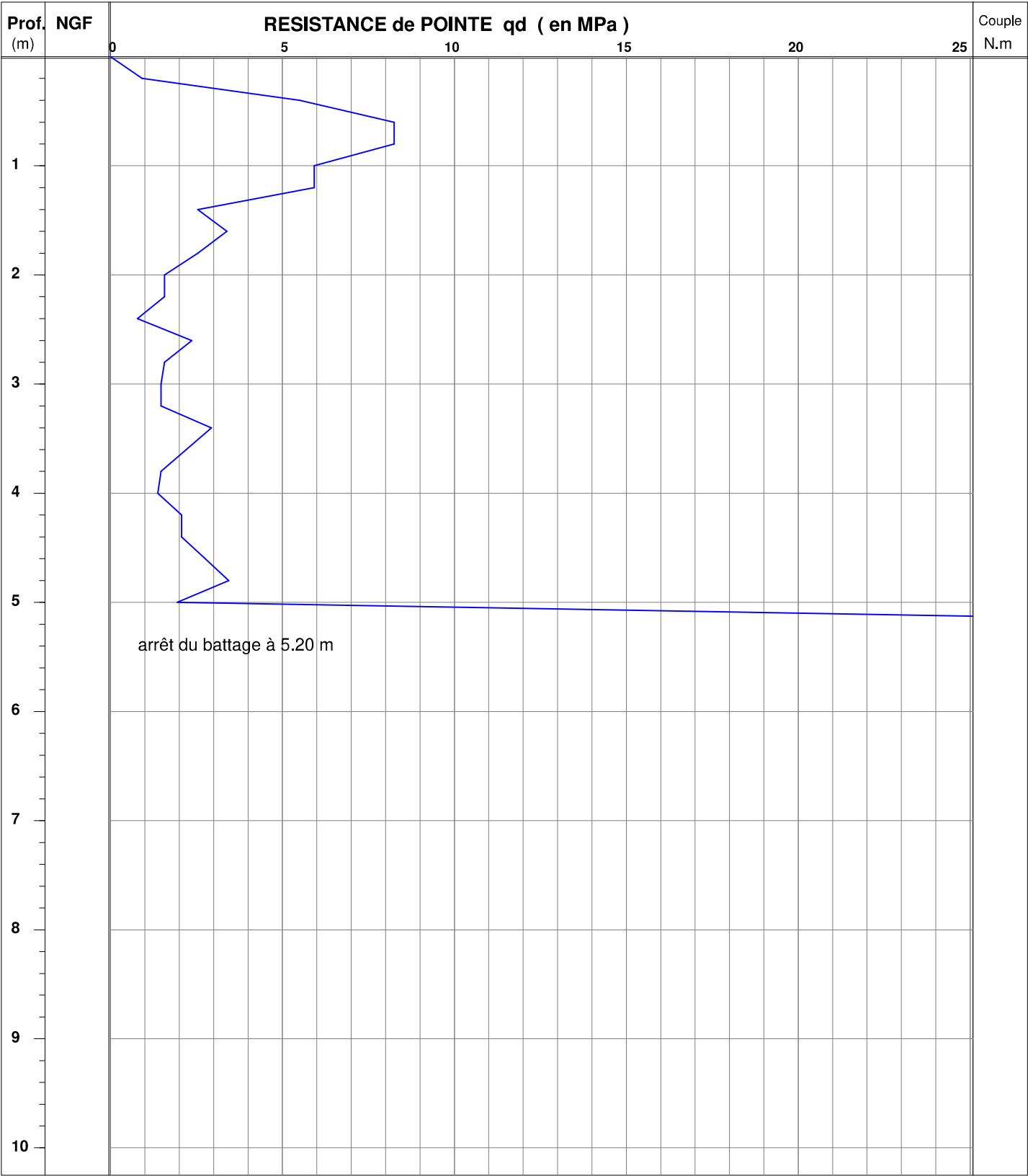
EXGTE 3.23.3/LB2GEO107FR

Log pressiométrique - E158 V2

ANNEXE 6 – ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE

Echelle prof. : 1/50°

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : M653 Georges

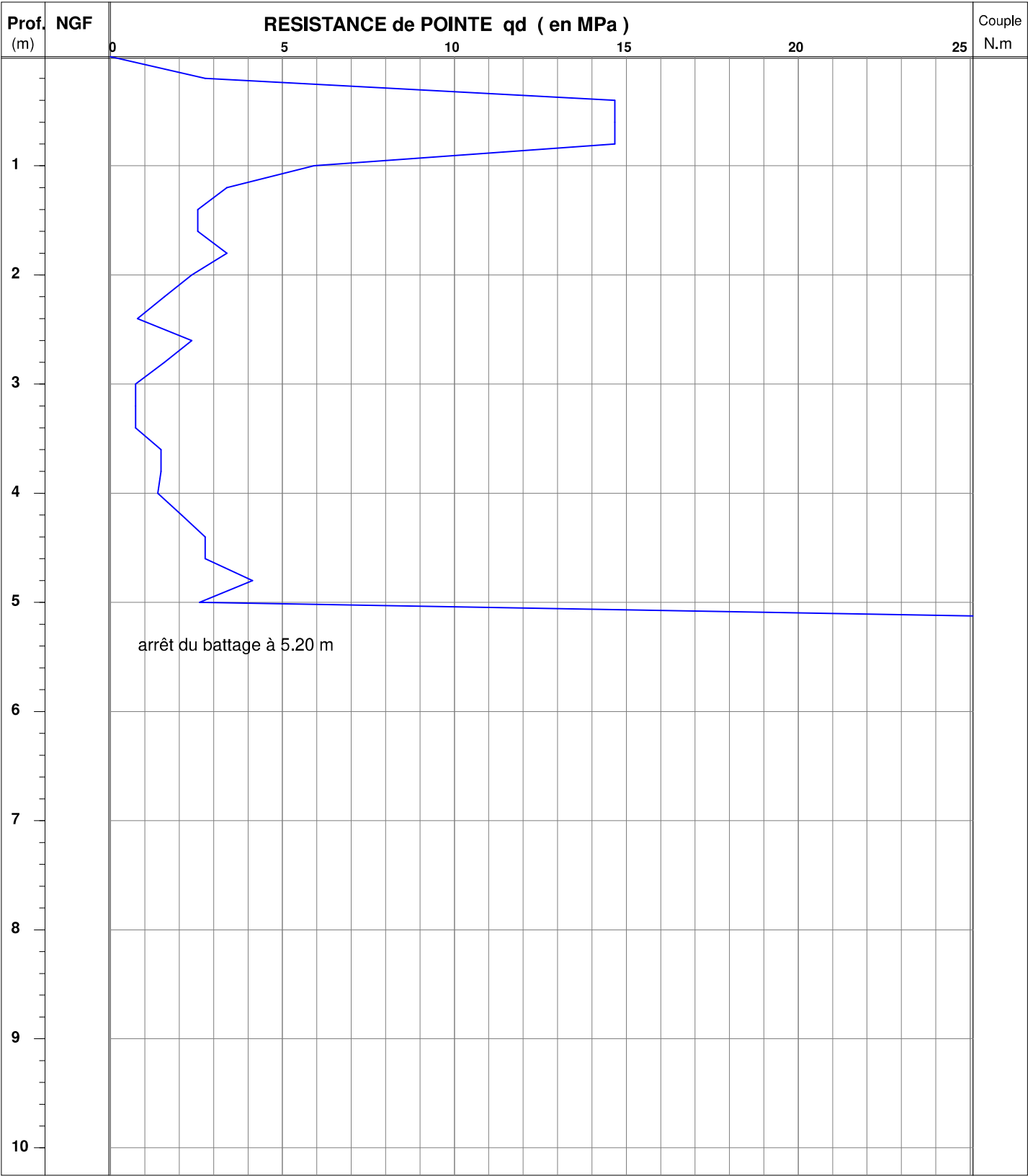
Etalonné le 20/01/2020 /réf.E191-5425 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 4.88 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.62 cm²

OBSERVATIONS : /

Echelle prof. : 1/50°

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : M653 Georges

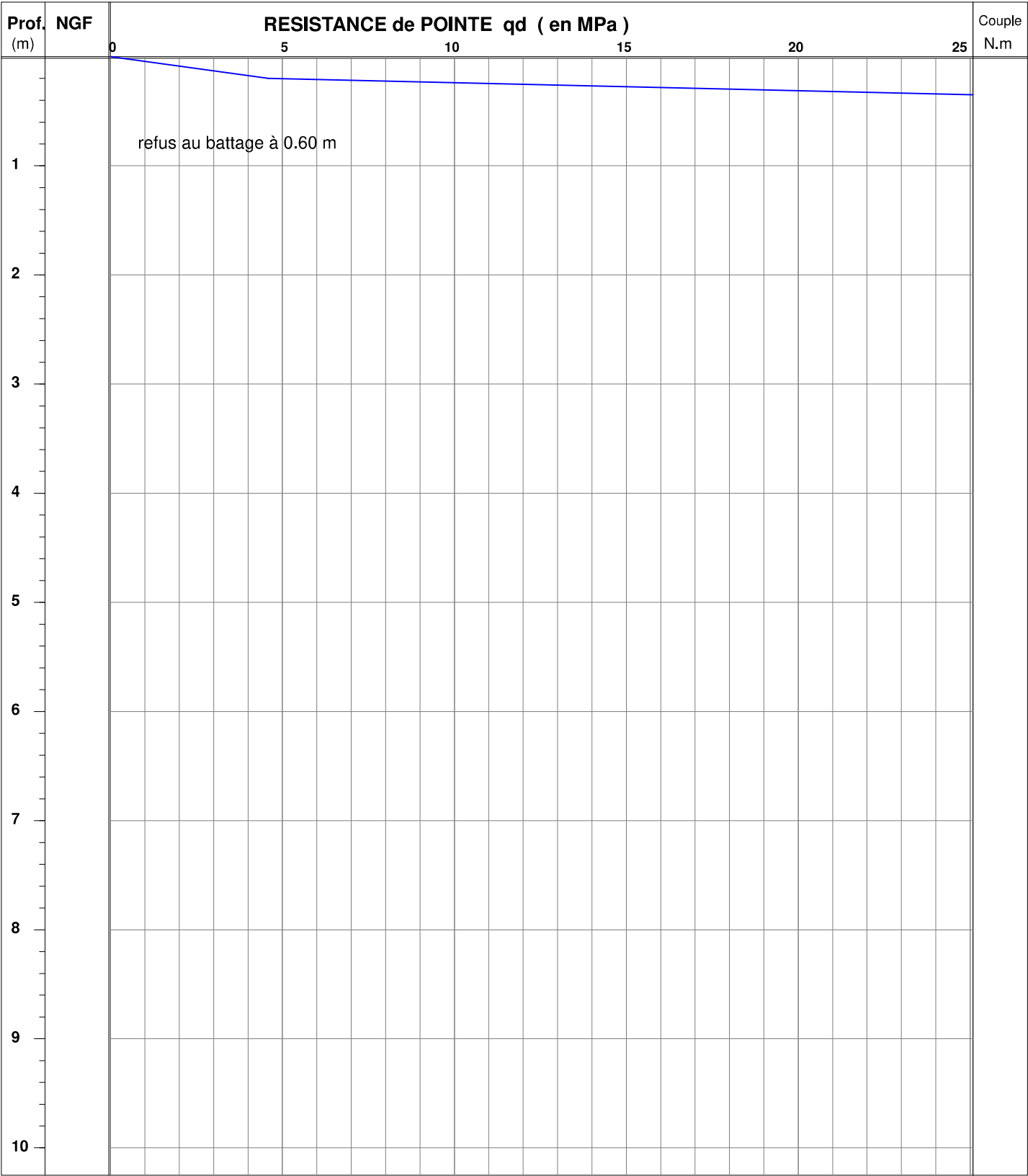
Etalonné le 20/01/2020 /réf.E191-5425 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 4.88 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.62 cm²

OBSERVATIONS : /

Echelle prof. : 1/50°

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : M653 Georges

Etalonné le 20/01/2020 /réf.E191-5425 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 4.88 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.62 cm²

OBSERVATIONS : /

Chantier : Quai de Lalande - TOULOUSE

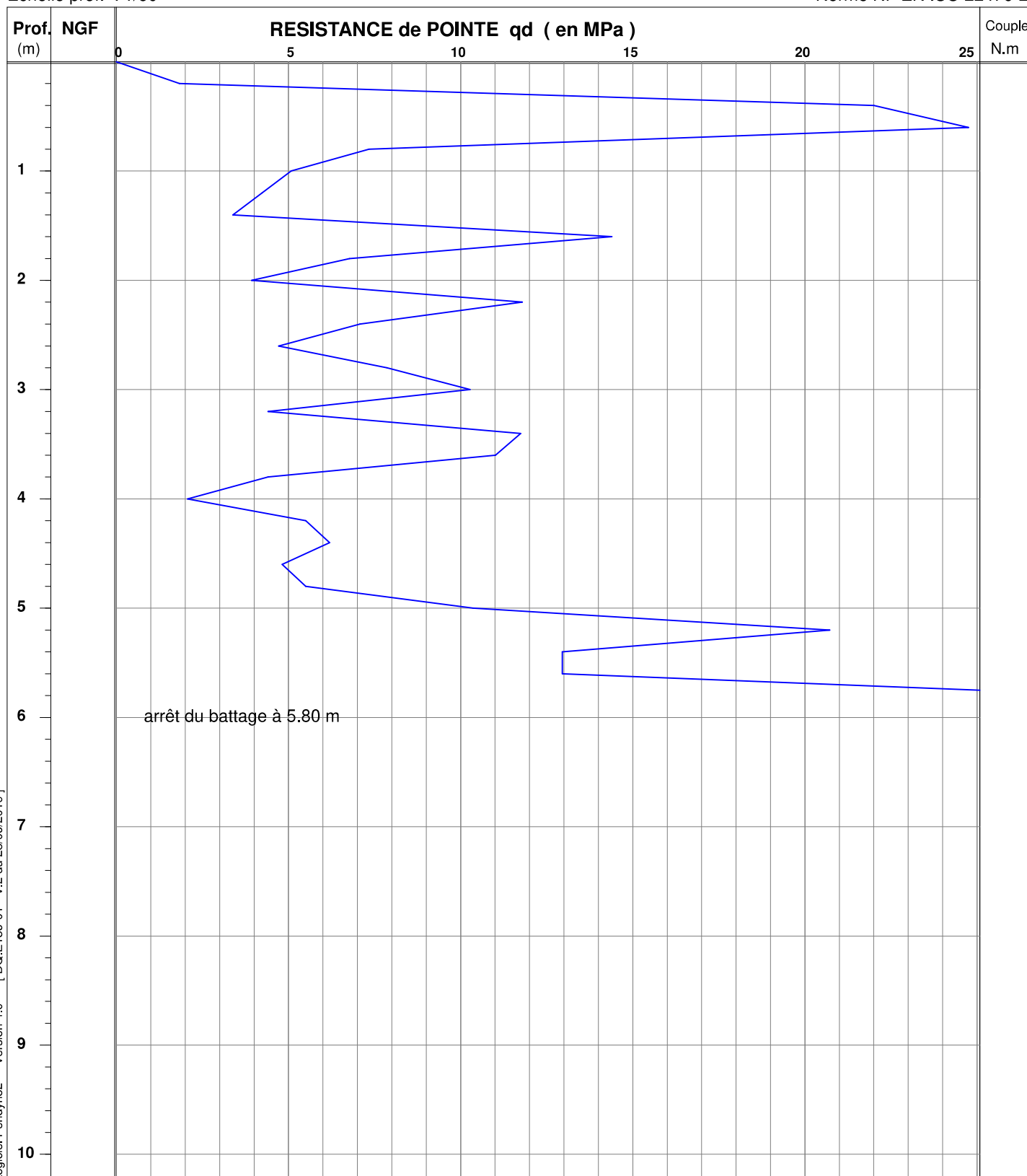
Client : VNF

Dossier : STL2.M0061.0001

Date essai : 13/04/22

Echelle prof. : 1/50°

Norme NF EN ISO 22476-2



MATRIEL UTILISE : M653 Georges

Etalonné le 20/01/2020 /réf.E191-5425 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

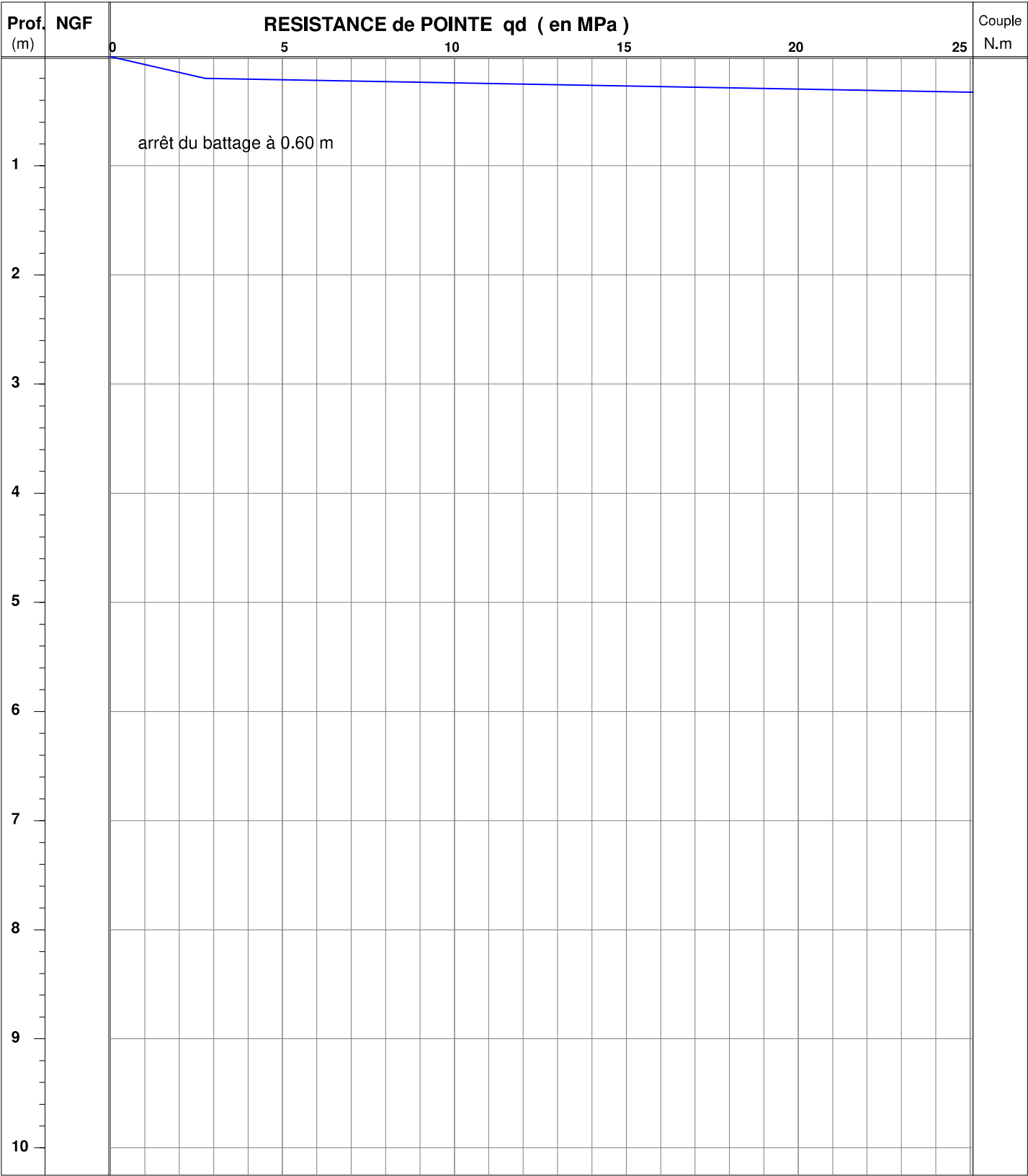
mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 4.88 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.62 cm²

OBSERVATIONS : /

Edité le 18/05/2022

Echelle prof. : 1/50°

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : M653 Georges

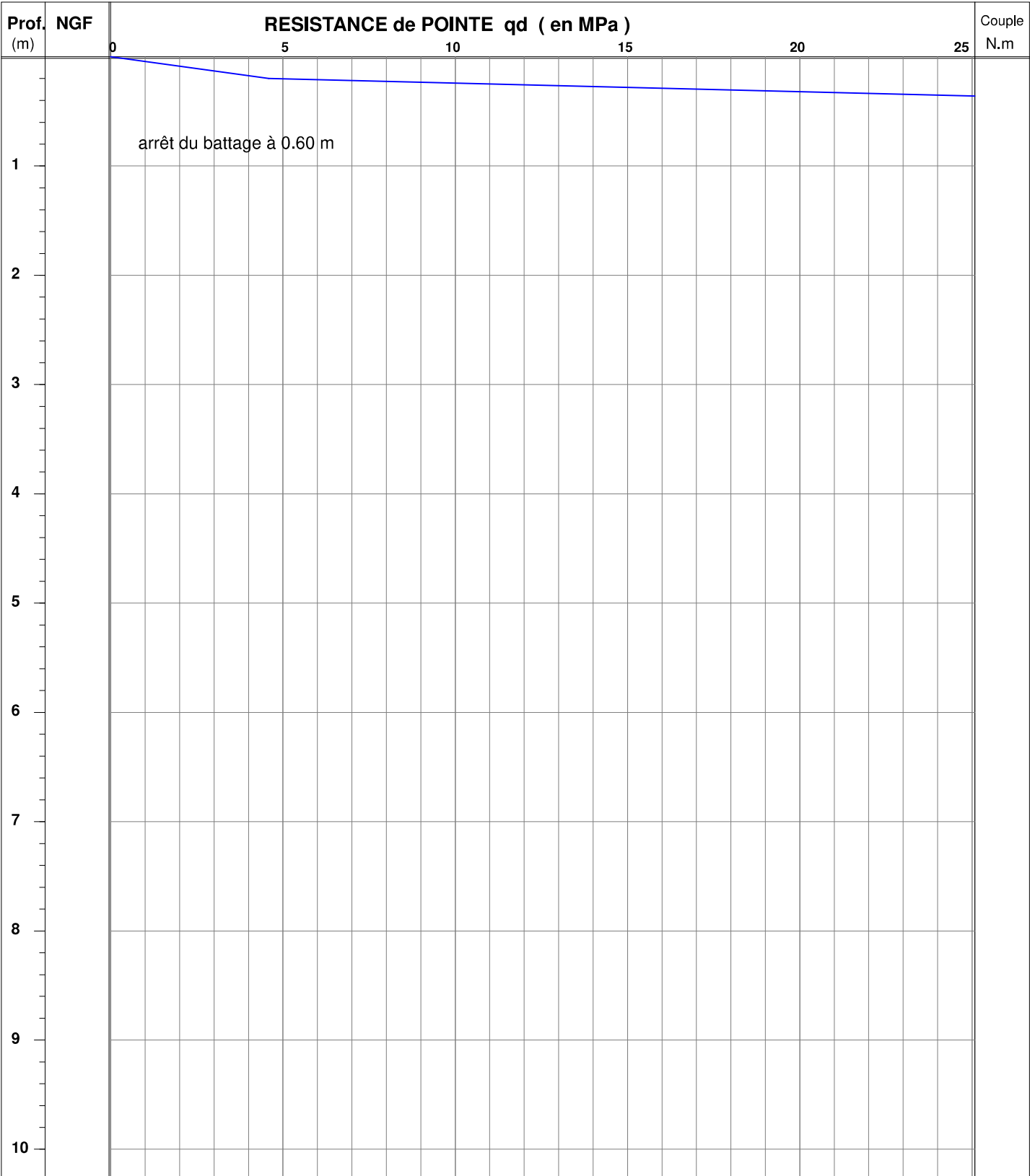
Etalonné le 20/01/2020 /réf.E191-5425 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 4.88 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.62 cm²

OBSERVATIONS : /

Echelle prof. : 1/50°

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : M653 Georges

Etalonné le 20/01/2020 /réf.E191-5425 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 4.88 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.62 cm²

OBSERVATIONS : /

Chantier : Quai de Lalande - TOULOUSE

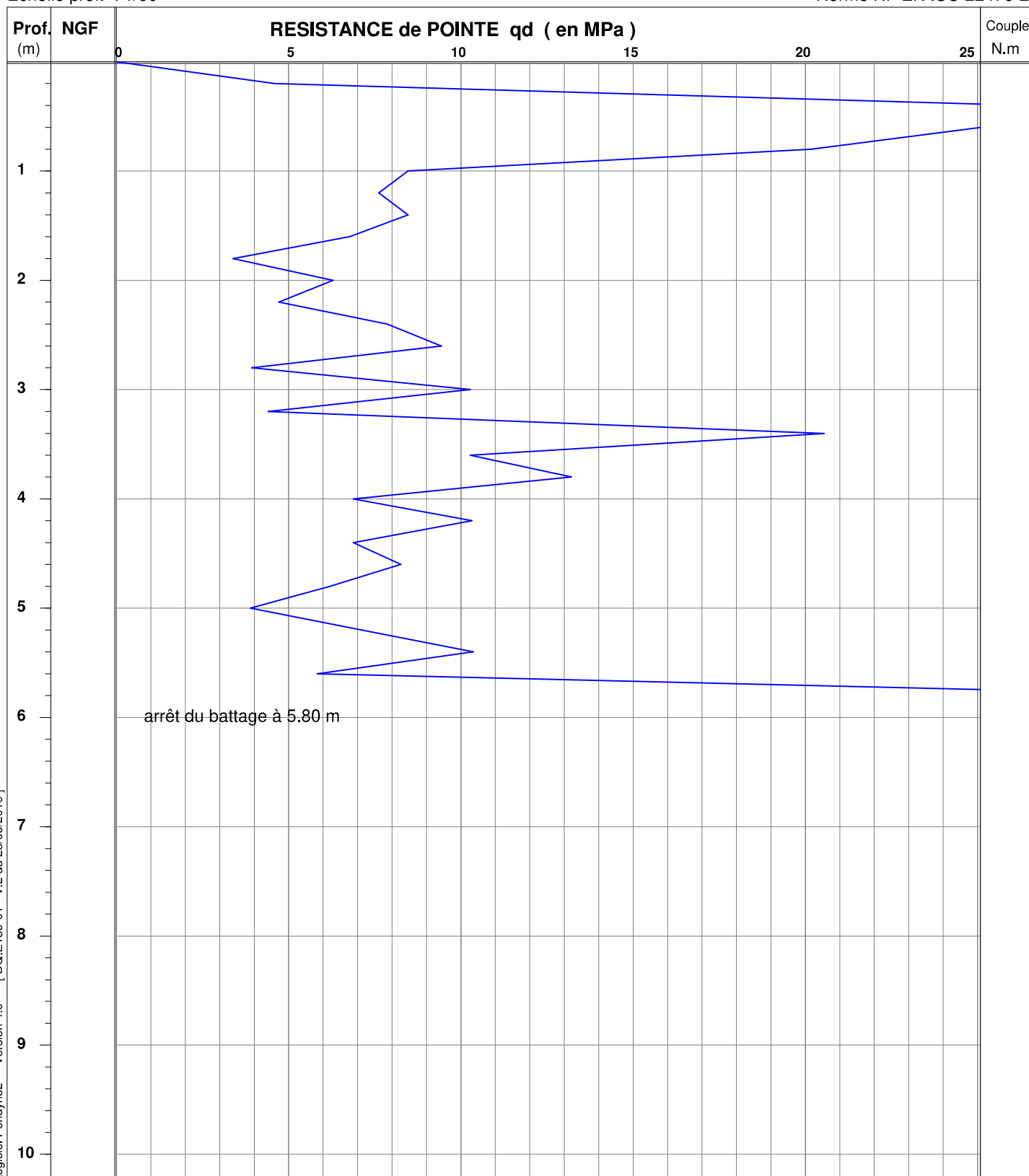
Client : VNF

Dossier : STL2.M0061.0001

Date essai : 13/04/22

Echelle prof. : 1/50°

Norme NF EN ISO 22476-2



MATRIEL UTILISE : M653 Georges

Etalonné le 20/01/2020 /réf.E191-5425 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

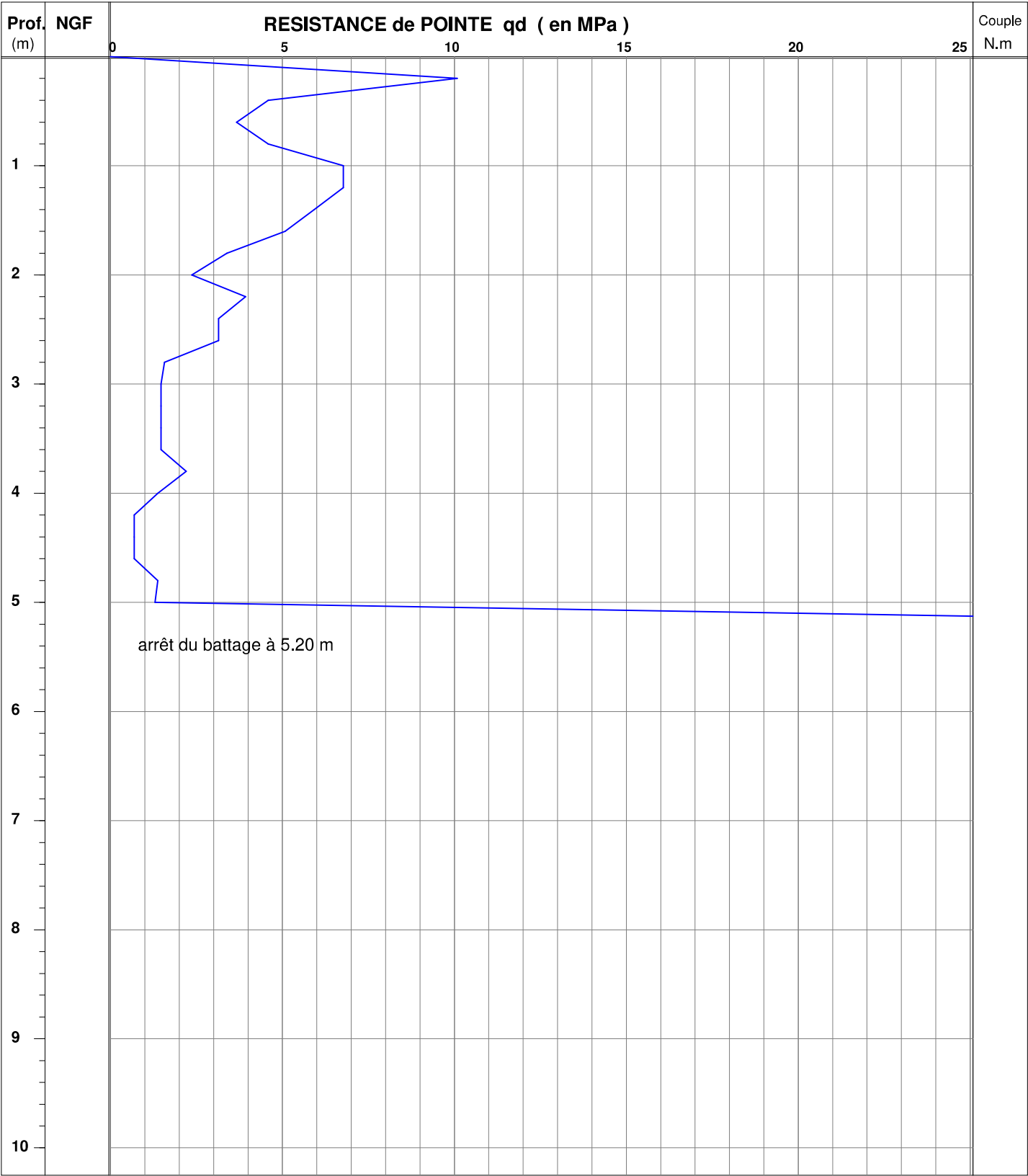
mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 4.88 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.62 cm²

OBSERVATIONS : /

Edité le 18/05/2022

Echelle prof. : 1/50°

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : M653 Georges

Etalonné le 20/01/2020 /réf.E191-5425 --- Coef.[Er] utilisé: 0.89

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 4.88 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 19.62 cm²

OBSERVATIONS : /

ANNEXE 7 – ANALYSES DE LABORATOIRE

GINGER CEBTP TOULOUSE
LABORATOIRE TOULOUSE
2 AVENUE DE FLOURENS
31130 BALMA

Informations générales

N° dossier :	STL2.M0061.0001	Client /MO :	GINGER CEBTP - STL3
Désignation :	QUAI DE LALANDE - PARCELLE FLUVIALE - G5		
Localité :	TOULOUSE	Demandeur / MOE :	GINGER CEBTP - STL3
Chargé d'affaire :	BERKANE DYHIA		

Sondage: SC1

Essai réalisé	Profondeur de prise d'essai	Nom du fichier PDF
Essai VBs	0.30_1.20 m	PV_Essai VBs~_STL2.M0061.0001_SC1_Prof_0.30_1.20 m.pdf
Granulométrie	0.30_1.20 m	PV_Granulométrie~_STL2.M0061.0001_SC1_Prof_0.30_1.20 m.pdf
Poinçonnement IPI - CBR	0.30_1.20 m	PV_IPI~No1_STL2.M0061.0001_SC1_Prof_0.30_1.20 m.pdf
Synthèse GTR	0.30_1.20 m	PV_Synthèse GTR~_STL2.M0061.0001_SC1_Prof_0.30_1.20 m.pdf

Sondage: SC2

Essai réalisé	Profondeur de prise d'essai	Nom du fichier PDF
Essai VBs	2.10_3.00 m	PV_Essai VBs~_STL2.M0061.0001_SC2_Prof_2.10_3.00 m.pdf
Granulométrie	2.10_3.00 m	PV_Granulométrie~_STL2.M0061.0001_SC2_Prof_2.10_3.00 m.pdf
Poinçonnement IPI - CBR	2.10_3.00 m	PV_IPI~No1_STL2.M0061.0001_SC2_Prof_2.10_3.00 m.pdf
Synthèse GTR	2.10_3.00 m	PV_Synthèse GTR~_STL2.M0061.0001_SC2_Prof_2.10_3.00 m.pdf

Essais	Quantitatif
Essai VBs	2
Granulométrie	2
Poinçonnement IPI - CBR	2
Synthèse GTR	2
Nombre total d'essais:	8

Chef de service
Laetitia NEROT



CLASSIFICATION DES MATERIAUX UTILISABLES DANS LA CONSTRUCTION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME D'INFRASTRUCTURES ROUTIERES NF P 11-300

GINGER CEBTP TOULOUSE
LABORATOIRE TOULOUSE
2 AVENUE DE FLOURENS
31130 BALMA

Informations générales

N° dossier :	STL2.M0061.0001	Client / MO :	GINGER CEBTP - STL3
Désignation :	QUAI DE LALANDE - PARCELLE FLUVIALE - G5	Demandeur / MOE :	GINGER CEBTP - STL3
Localité :	TOULOUSE		
Chargé d'affaire :	BERKANE DYHIA		

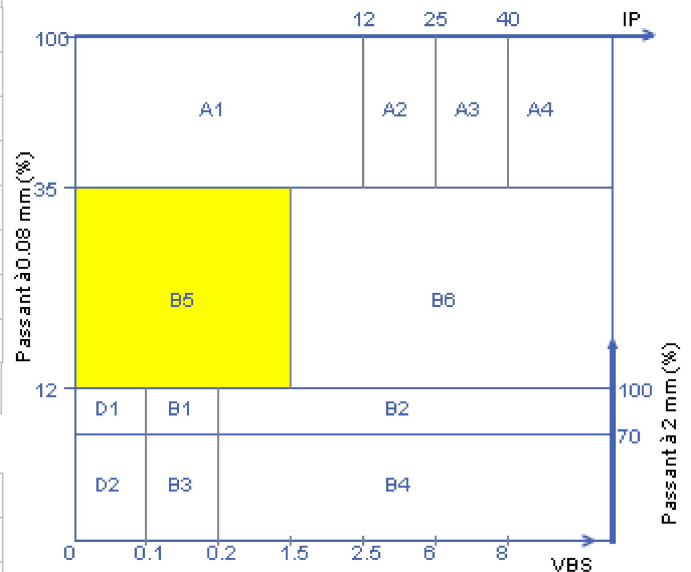
Informations sur l'échantillon N° 22TLS-1503

Mode de prélèvement :	Sondage carotté	Sondage :	SC1
Prélevé par :	GINGER CEBTP	Profondeur :	0.30/1.20 m
Date prélèvement :	19/04/22		
Mode de conservation :	Ech. Intact en gaine PVC		
Date de livraison :	19/04/22		
Description :	Grave sableuse légèrement limoneuse grise, dense		

Paramètres de nature

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Dmax	ME selon NFP94-056	80	mm
Passant à 50 mm	ME selon NFP94-056	96.5	%
Passant à 2 mm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	44.0	%
Passant à 80 µm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	13.4	%
Passant à 2 µm	ME selon NFP94-057		%
Limite de liquidité - WL	ME selon NFP94-051		%
Limite de plasticité - WP	ME selon NFP94-051		%
Indice de plasticité - IP	WL - WP		
VBS	NF P94-068	0.30	g de bleu pour 100

CLASSIFICATION NF P 11-300: C1B5

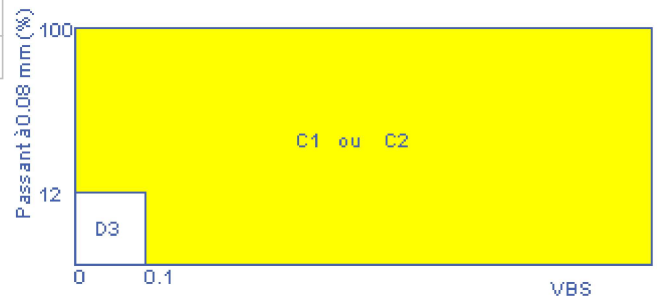


Paramètres d'état hydrique

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Teneur en eau naturelle - Wn	NF P 94-050	7.1	%
Indice Portant immédiat - IPI	NF P94-078	35	
Indice de Consistance - Ic	(WL - Wn) / IP		
Wn / W OPN	NF P94-093		

Pour information:

Teneur en eau Optimale W OPN (%) :	
Masse volumique sèche Optimale ρ OPN (Mg/m3) :	



Observations:

Chef de service
Laetitia NEROT



GINGER CEBTP TOULOUSE
LABORATOIRE TOULOUSE
2 AVENUE DE FLOURENS
31130 BALMA



Informations générales

N°08-87

N° dossier : **STL2.M0061.0001**

Client / MO : **GINGER CEBTP - STL3**

Désignation : **QUAI DE LANDE - PARCELLE FLUVIALE - G5**

Localité : **TOULOUSE**

Demandeur / MOE : **GINGER CEBTP - STL3**

Chargé d'affaire : **BERKANE DYHIA**

Informations sur l'échantillon N° 22TLS-1503

Mode de prélèvement : **Sondage carotté**

Sondage : **SC1**

Prélevé par : **GINGER CEBTP**

Profondeur : **0.30/1.20 m**

Date prélèvement : **19/04/22**

Mode de conservation : **Ech. Intact en gaine PVC**

Date de livraison : **19/04/22**

dm (mm) : **80**

dc (mm) : **20**

Description : **Grave sableuse légèrement limoneuse grise, dense**

Informations sur l'essai

Mode de séchage : **Etuvage**

Technicien : **ADAMA.**

Température : **105°C**

Date essai : **18/05/22**

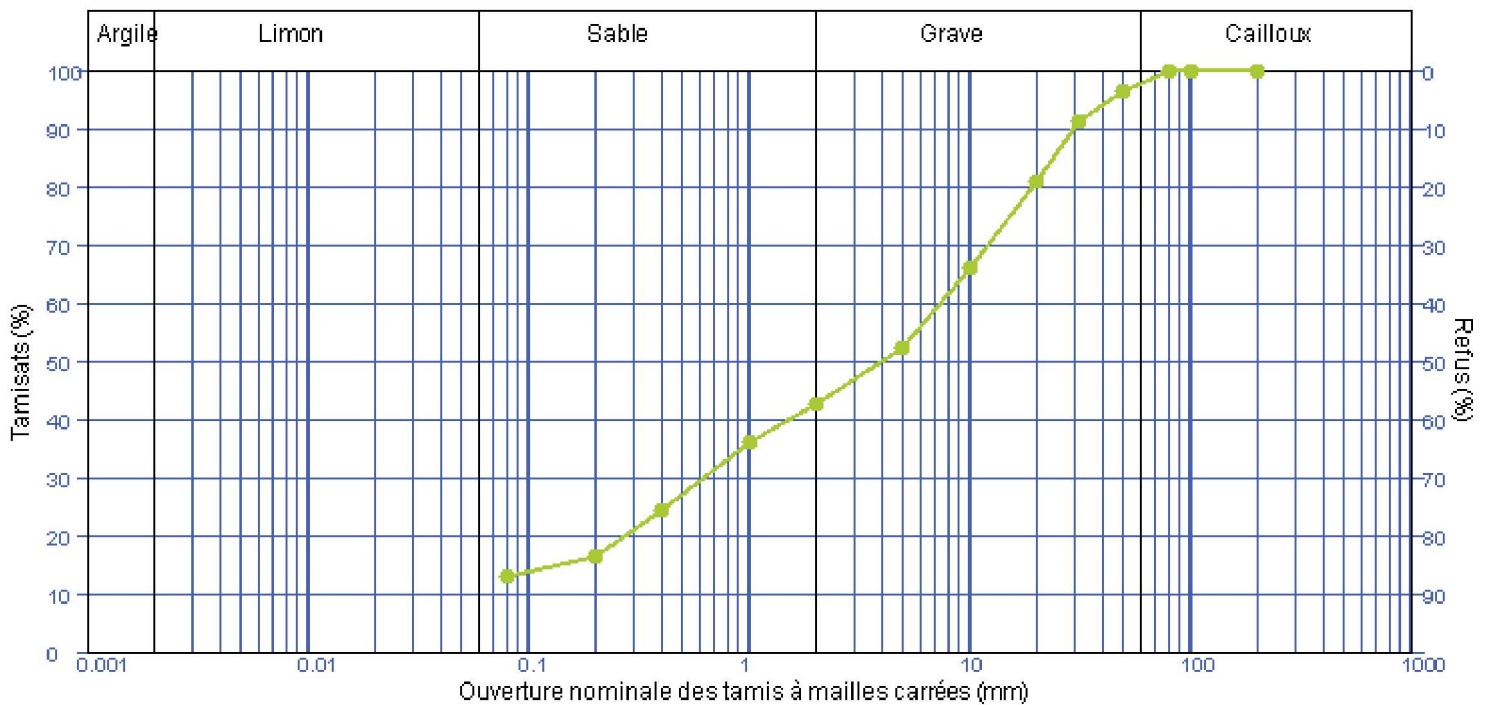
Analyse granulométrique sur 0/D mm

Tamis à mailles carrées (mm)	200 mm	100 mm	80 mm	50 mm	31.5 mm	20 mm	10 mm	5 mm	2 mm	1 mm	400 µm	200 µm	80 µm
Passant cumulé (%)	100.0	100.0	100.0	96.5	91.1	81.0	66.1	52.3	42.4	36.1	24.2	16.5	13.0

Facteur d'uniformité Cu = (N.D.)

Facteur de courbure Cc = (N.D.)

Facteur de symétrie Cs = (N.D.)



Observations :

Dérogation à la méthode d'essai: La fin du tamisage sur chaque tamis est déterminée visuellement

Chef de service
Laetitia NEROT



Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériaux rocheux par l'essai à la tâche
NF P 94-068**N°08-87**

Informations générales

N° dossier : **STL2.M0061.0001**Client / MO : **GINGER CEBTP - STL3**Désignation : **QUAI DE LALANDE - PARCELLE FLUVIALE - G5**Localité : **TOULOUSE**Demandeur / MOE : **GINGER CEBTP - STL3**Chargé d'affaire : **BERKANE DYHIA**Informations sur l'échantillon **N° 22TLS-1503**Mode de prélèvement : **Sondage carotté**Sondage : **SC1**Prélevé par : **GINGER CEBTP**Profondeur : **0.30/1.20 m**Date prélèvement : **19/04/22**Mode de conservation : **Ech. Intact en gaine PVC**Date de livraison : **19/04/22**dm (mm) : **80**Description : **Grave sableuse légèrement limoneuse grise, dense**

Informations sur l'essai

Mode de séchage : **Etuvage**Technicien : **GONZALEZ T.**Température : **105°C**Date essai : **17/05/22**

Résultats

VB = 0.55 g de bleu pour 100 g de matériaux sec (Sans correction)

VBs = 0.30 g de bleu pour 100 g de matériaux sec C = 54.1 W (%) : 9.6

C= proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm (%) - Si dm = 5 mm, alors C=100 %

Observations :

Chef de service
Laetitia NEROT

MESURE DES INDICES PORTANT IMMEDIATS (IPI - I.CBRimmédiat) Mesure sur échantillon compacté au moule CBR NF P 94-078

GINGER CEBTP TOULOUSE
LABORATOIRE TOULOUSE
2 AVENUE DE FLOURENS
31130 BALMA



Informations générales

N°08-87

N° dossier : **STL2.M0061.0001**

Client /MO : **GINGER CEBTP - STL3**

Désignation : **QUAI DE LALANDE - PARCELLE FLUVIALE - G5**

Localité : **TOULOUSE**

Demandeur / MOE : **GINGER CEBTP - STL3**

Chargé d'affaire : **BERKANE DYHIA**

Informations sur l'échantillon N° 22TLS-1503

Mode de prélèvement : **Sondage carotté**

Sondage : **SC1**

Prélevé par : **GINGER CEBTP**

Profondeur : **0.30/1.20 m**

Date prélèvement : **19/04/22**

Mode de conservation : **Ech. Intact en gaine PVC**

Date de livraison : **19/04/22**

Description : **Grave sableuse légèrement limoneuse grise, dense**

Informations sur l'essai

Mode de séchage : **Etuvage**

Température : **105°C**

Technicien : **ADAMA.**

Type de moule : **Moule CBR**

Date essai : **18/05/2022**

Dame - Energie de compactage : **A - Normale**

Essai sur matériau : **Non traité**

Fraction testée : **0/20 mm**

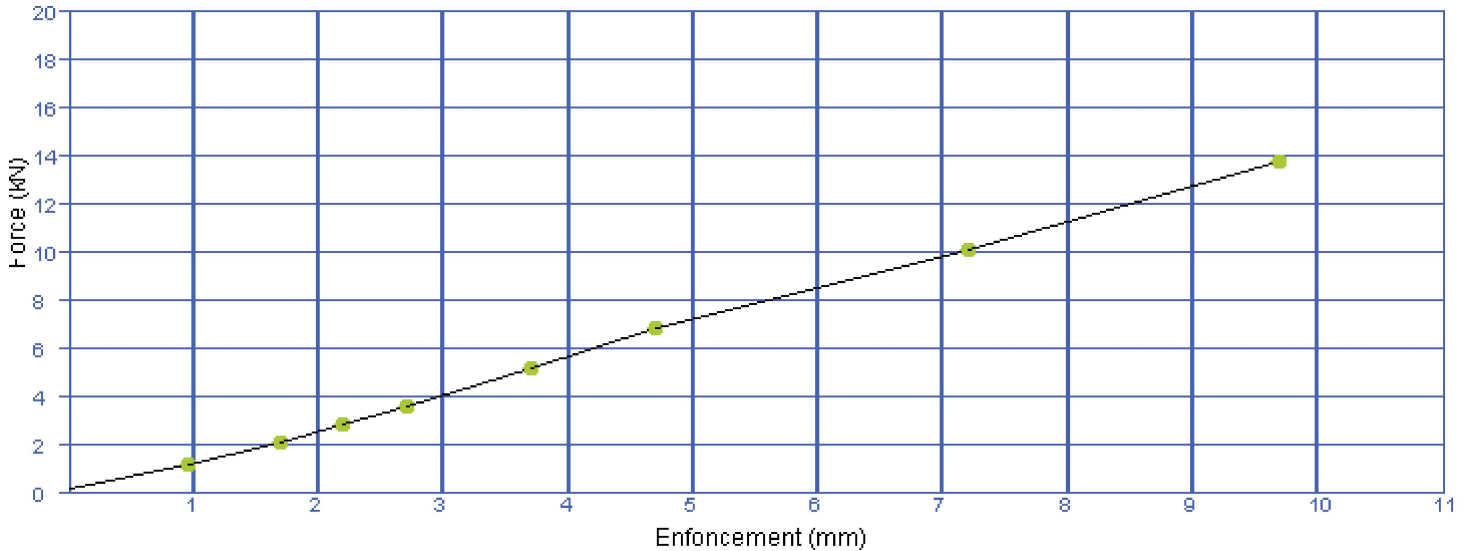
Liant(s) et dosage(s) :

Refus (%) sur 0/20 mm : **19.0**

Préparation du matériau : **Manuelle**

Essai IPI

Force anneau: 30 KN



Résultats sur la fraction 0/20 mm

Teneur en eau initiale W (%) = **7.9**

Masse volumique sèche ρ_d (Mg/m³) = **2.18**

IPI = **35**

(Indice corrigé)

Pourcentage par rapport à la référence optimale

W moulage CBR / W OPT (%) =

ρ_d moulage CBR / ρ_d OPT (%) =

Remarque:

Observations :

Chef de service
Laetitia NEROT



CLASSIFICATION DES MATERIAUX UTILISABLES DANS LA CONSTRUCTION DES REMBLAIS ET DES COUCHES DE FORME D'INFRASTRUCTURES ROUTIERES NF P 11-300

GINGER CEBTP TOULOUSE
LABORATOIRE TOULOUSE
2 AVENUE DE FLOURENS
31130 BALMA

Informations générales

N° dossier :	STL2.M0061.0001	Client / MO :	GINGER CEBTP - STL3
Désignation :	QUAI DE LALANDE - PARCELLE FLUVIALE - G5	Demandeur / MOE :	GINGER CEBTP - STL3
Localité :	TOULOUSE		
Chargé d'affaire :	BERKANE DYHIA		

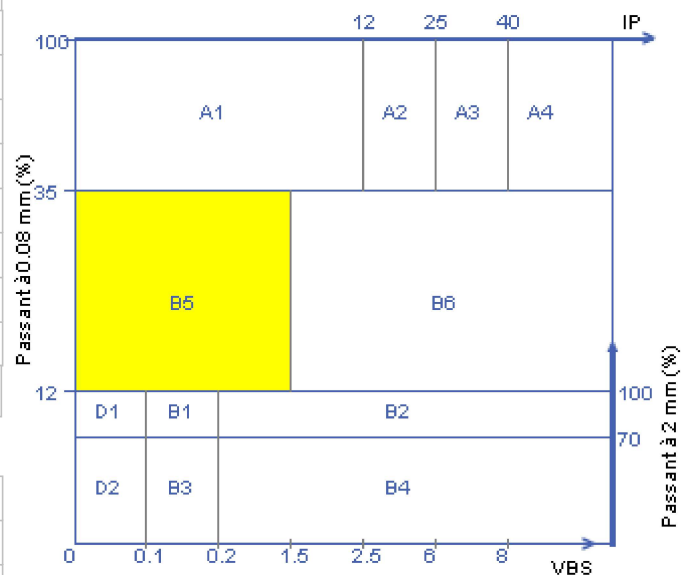
Informations sur l'échantillon N° 22TLS-1509

Mode de prélèvement :	Sondage carotté	Sondage :	SC2
Prélevé par :	GINGER CEBTP	Profondeur :	2,10/3,00 m
Date prélèvement :	19/04/22		
Mode de conservation :	Ech. Intact en gaine PVC		
Date de livraison :	19/04/22		
Description :	Grave limono-sableuse grise, dense		

Paramètres de nature

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Dmax	ME selon NFP94-056	50	mm
Passant à 50 mm	ME selon NFP94-056	100.0	%
Passant à 2 mm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	61.1	%
Passant à 80 µm (fraction 0/50 mm)	ME selon NFP94-056	30.1	%
Passant à 2 µm	ME selon NFP94-057		%
Limite de liquidité - WL	ME selon NFP94-051		%
Limite de plasticité - WP	ME selon NFP94-051		%
Indice de plasticité - IP	WL - WP		
VBS	NF P94-068	0.90	g de bleu pour 100

CLASSIFICATION NF P 11-300: B5 th

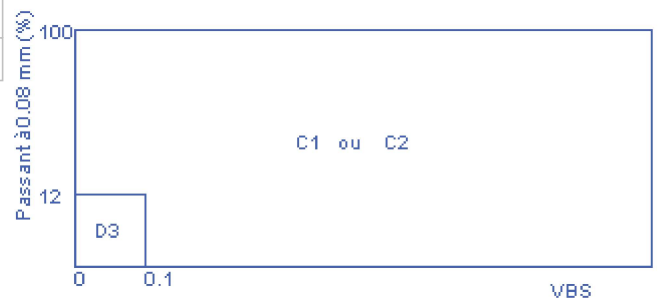


Paramètres d'état hydrique

Désignation de l'essai	Norme	Résultats	Unité
Teneur en eau naturelle - Wn	NF P 94-050	10.3	%
Indice Portant immédiat - IPI	NF P94-078	4	
Indice de Consistance - Ic	(WL - Wn) / IP		
Wn / W OPN	NF P94-093		

Pour information:

Teneur en eau Optimale W OPN (%) :	
Masse volumique sèche Optimale ρ OPN (Mg/m3) :	



Observations:

Chef de service
Laetitia NEROT



GINGER CEBTP TOULOUSE
LABORATOIRE TOULOUSE
2 AVENUE DE FLOURENS
31130 BALMA



Informations générales

N°08-87

N° dossier : **STL2.M0061.0001**

Client / MO : **GINGER CEBTP - STL3**

Désignation : **QUAI DE LALANDE - PARCELLE FLUVIALE - G5**

Localité : **TOULOUSE**

Demandeur / MOE : **GINGER CEBTP - STL3**

Chargé d'affaire : **BERKANE DYHIA**

Informations sur l'échantillon N° 22TLS-1509

Mode de prélèvement : **Sondage carotté**

Sondage : **SC2**

Prélevé par : **GINGER CEBTP**

Profondeur : **2.10/3.00 m**

Date prélèvement : **19/04/22**

Mode de conservation : **Ech. Intact en gaine PVC**

Date de livraison : **19/04/22**

dm (mm) : **50**

dc (mm) : **20**

Description : **Grave limono-sableuse grise, dense**

Informations sur l'essai

Mode de séchage : **Etuvage**

Technicien : **ADAMA.**

Température : **105°C**

Date essai : **18/05/22**

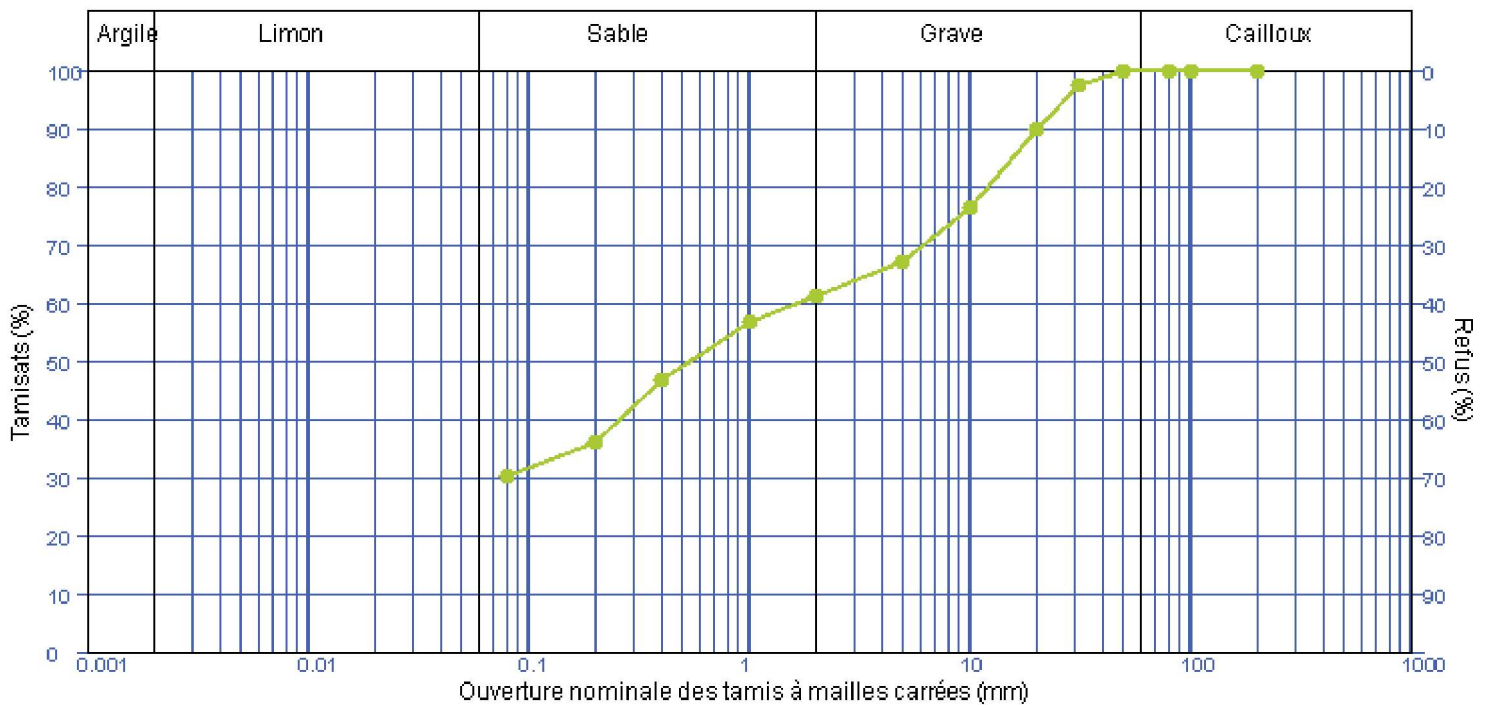
Analyse granulométrique sur 0/D mm

Tamis à mailles carrées (mm)	200 mm	100 mm	80 mm	50 mm	31.5 mm	20 mm	10 mm	5 mm	2 mm	1 mm	400 µm	200 µm	80 µm
Passant cumulé (%)	100.0	100.0	100.0	100.0	97.5	89.7	76.4	67.0	61.1	56.6	46.6	36.1	30.1

Facteur d'uniformité Cu = (N.D.)

Facteur de courbure Cc = (N.D.)

Facteur de symétrie Cs = (N.D.)



Observations :

Dérogation à la méthode d'essai: La fin du tamisage sur chaque tamis est déterminée visuellement

Chef de service
Laetitia NEROT



Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériaux rocheux par l'essai à la tâche
NF P 94-068**N°08-87**

Informations générales

N° dossier : **STL2.M0061.0001**Client / MO : **GINGER CEBTP - STL3**Désignation : **QUAI DE LALANDE - PARCELLE FLUVIALE - G5**Localité : **TOULOUSE**Demandeur / MOE : **GINGER CEBTP - STL3**Chargé d'affaire : **BERKANE DYHIA**Informations sur l'échantillon **N° 22TLS-1509**Mode de prélèvement : **Sondage carotté**Sondage : **SC2**Prélevé par : **GINGER CEBTP**Profondeur : **2.10/3.00 m**Date prélèvement : **19/04/22**Mode de conservation : **Ech. Intact en gaine PVC**Date de livraison : **19/04/22**dm (mm) : **50**Description : **Grave limono-sableuse grise, dense**

Informations sur l'essai

Mode de séchage : **Etuvage**Technicien : **GONZALEZ T.**Température : **105°C**Date essai : **17/05/22**

Résultats

VB = **1.34** g de bleu pour 100 g de matériaux sec (Sans correction)VBs = **0.90** g de bleu pour 100 g de matériaux sec C = **67.0** W (%) : **13.5**

C= proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm (%) - Si dm = 5 mm, alors C=100 %

Observations :

Chef de service
Laetitia NEROT

MESURE DES INDICES PORTANT IMMEDIATS (IPI - I.CBRimmédiat) Mesure sur échantillon compacté au moule CBR NF P 94-078

GINGER CEBTP TOULOUSE
LABORATOIRE TOULOUSE
2 AVENUE DE FLOURENS
31130 BALMA



Informations générales

N°08-87

N° dossier : **STL2.M0061.0001**

Client /MO : **GINGER CEBTP - STL3**

Désignation : **QUAI DE LALANDE - PARCELLE FLUVIALE - G5**

Localité : **TOULOUSE**

Demandeur / MOE : **GINGER CEBTP - STL3**

Chargé d'affaire : **BERKANE DYHIA**

Informations sur l'échantillon N° 22TLS-1509

Mode de prélèvement : **Sondage carotté**

Sondage : **SC2**

Prélevé par : **GINGER CEBTP**

Profondeur : **2.10/3.00 m**

Date prélèvement : **19/04/22**

Mode de conservation : **Ech. Intact en gaine PVC**

Date de livraison : **19/04/22**

Description : **Grave limono-sableuse grise, dense**

Informations sur l'essai

Mode de séchage : **Etuvage**

Température : **105°C**

Technicien : **ADAMA.**

Type de moule : **Moule CBR**

Date essai : **18/05/2022**

Dame - Energie de compactage : **A - Normale**

Essai sur matériau : **Non traité**

Fraction testée : **0/20 mm**

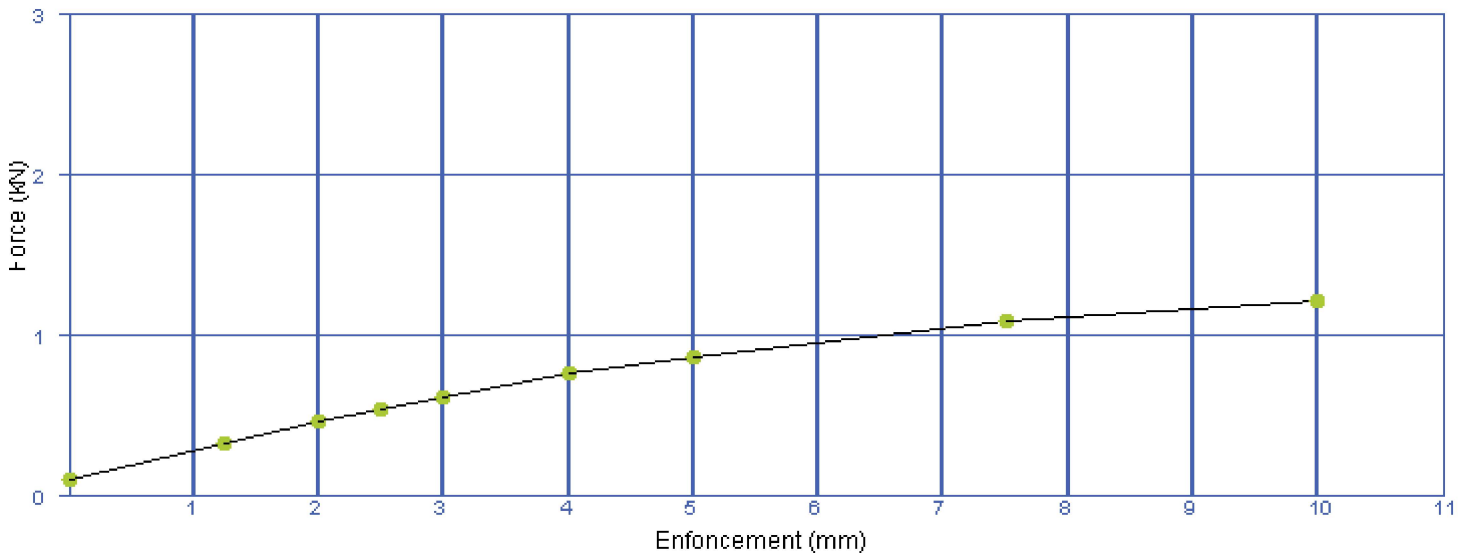
Liant(s) et dosage(s) :

Refus (%) sur 0/20 mm : **10.3**

Préparation du matériau : **Manuelle**

Essai IPI

Force anneau: **30 KN**



Résultats sur la fraction 0/20 mm

Teneur en eau initiale W (%) = **11.3**

Masse volumique sèche ρ_d (Mg/m³) = **2.05**

IPI = 4

Pourcentage par rapport à la référence optimale

W moulage CBR / W OPT (%) =

ρ_d moulage CBR / ρ_d OPT (%) =

Remarque:

Observations :

Chef de service
Laetitia NEROT





www.groupe-cebtp.com

CONTACT

Agence de Toulouse

2 route de Florence, 31130 Balma

Tél. : +33 (0) 5 62 71 80 00

www.groupe-cebtp.com