

Agence de MARSEILLE

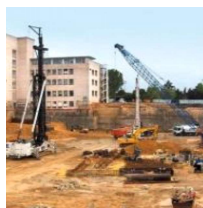
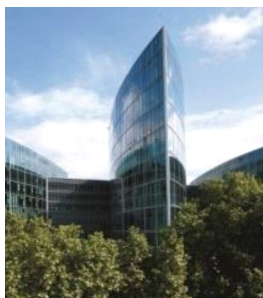
Centre d'Activités Concorde

Lot 14 – 11, Avenue de Rome – ZI Les Estroublans

13127 VITROLLES

Tél : 04.42.46.08.09 - Fax : 04.42.46.08.10

Agence.paca@geotec.fr

**ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION
PHASE PROJET (G2 PRO)****2018/07962/MARSE/04****13 016 – MARSEILLE*****Boulevard Cassone*****Stade Saint Henri****11 Août 2020**

ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION
Phase Projet (G2 PRO)

Satde Saint Henri

18/07962/MARSE/04

Boulevard Cassone

13 016 MARSEILLE

Référence : 18/07962/MARSE/04				Mission G2 Phase PRO		
Indice	Date	Modifications Observations	Nbre pages	Etabli par	Vérifié par	Approuvé par
			Texte + Annexes			
0	24/07/20	Première émission	79 pages	A.PAQUIER-KERN	G.FLORIS	J-Y.MUGNIER
A	11/08/20	Ajout essai en laboratoire	82 pages	A.PAQUIER-KERN	G.FLORIS	J-Y.MUGNIER
B						
C						

NB : l'indice le plus récent de la même mission, annule et remplace les indices précédents

SOMMAIRE

<i>I - CADRE DE L'INTERVENTION</i>	3
I.1. INTERVENANTS.....	3
I.2. PROJET, DOCUMENTS REÇUS ET HYPOTHESES.....	3
I.3. MISSIONS	5
<i>II - CONTEXTE DU SITE ET CONTENU DES RECONNAISSANCES</i>	7
II.1. LE SITE	7
II.2. CONTENU DES RECONNAISSANCES	9
II.3. IMPLANTATION DES SONDAGES.....	10
<i>III - CADRE GEOLOGIQUE - RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE</i>	11
III.1. NATURE ET CARACTERISTIQUES DES SOLS	11
III.2. RISQUES NATURELS ET ANTHROPIQUES	12
III.3. HYDROGEOLOGIE	12
III.4. ESSAIS D'INFILTRATION IN SITU	13
III.5. RECONNAISSANCES DE FONDATION.....	14
III.6. POLLUTION	15
<i>IV - ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES</i>	16
IV.1. PREAMBULE	16
IV.2. FONDATIONS des ouvrages (vestiaires, sanitaires)	16
IV.3. PLANCHER BAS DES VESTIAIRES	22
IV.4. TERRASSEMENT ET SOUTÈNEMENTS	23
IV.5. FONDATIONS DES MURS DE SOUTÈNEMENT (M1, M2, M3).....	24
IV.6. MISE HORS D'EAU.....	30
<i>V - RECOMMANDATIONS POUR LES MISSIONS SUIVANTES</i>	31
<i>Conditions d'utilisation du présent document</i>	32
<i>Enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique</i>	33
<i>Tableau 2 - Classification des missions d'ingénierie géotechnique</i>	34
<i>ANNEXES</i>	35

I - CADRE DE L'INTERVENTION

I.1. INTERVENANTS

A la demande et pour le compte de la **Ville de Marseille**, GEOTEC a réalisé la présente étude pour le projet suivant :

Réaménagement du stade Saint Henri – 13016 MARSEILLE.

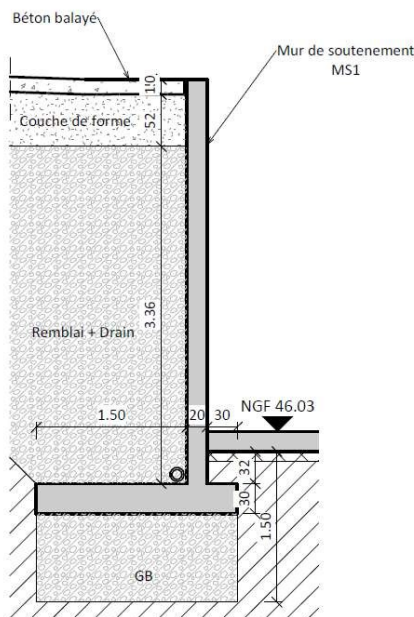
I.2. PROJET, DOCUMENTS REÇUS ET HYPOTHESES

Les documents suivants ont été mis à la disposition de GEOTEC :

<i>Documents</i>	<i>Emetteur</i>	<i>Référence</i>	<i>Date</i>	<i>Echelle</i>	<i>Cote altimétrique</i>
Etude G2AVP Fondasol (mâts d'éclairage)	FONDASOL	EMA 09 0104	08/06/2009	-	-
Rapport G2AVP GEOTEC	GEOTEC	18/07962/MARS E ind A	14/02/19	-	-
Plan de masse existant + démolitions	Ville de MARSEILLE	-	05/2020	1/200	-
Plan de structure - Vue en plan (et descentes de charges)	TPFi	MAP180018-PRO-PLN-STR-Vestiaires-TN-1	05/2020	1/100	oui
Plan de masse projet	Ville de MARSEILLE	-	05/2020	1/200	-
Plan de structure – Coupes et détails	TPFi	MAP180018-PRO-PLN/CPE-STR-TN-1	05/2020	variable	oui
Annexe sportives – Plan des niveaux - coupes	Ville de MARSEILLE	-	05/2020	1/100	oui
Annexe sportives – Façades	Ville de MARSEILLE	-	05/2020	1/100	oui
Installations modulaires - Plan	Ville de MARSEILLE	-	05/2020	1/50	-

Remarque : Toutes les abréviations utilisées dans ce rapport sont conformes à la norme XP 94-010 hormis les suivantes :

- Rd : Résistance dynamique apparente (formule des Hollandais),
- TA : Terrain Actuel,
- NPHE : Niveau des Plus Hautes Eaux,
- RdC : Rez-de-chaussée,
- RdJ : Rez-de-jardin.



Coupe sur mur de soutènement

Les charges appliquées au niveau des micropieux de fondations sont fournies sur le plan de fondations associé. Elles sont fournies sous forme d'effort vertical centré, à l'ELS et à l'ELU. La charge maximale appliquée est située au niveau du micropieux n°10, sur lequel s'appliquent :

- 109.79 T à l'ELS et 151.74 T à l'ELU.

Il n'est pas pris en compte la présence d'efforts horizontaux ou moment en tête de micropieux.

Le plan de fondation indique des micropieux de diamètre constant 250mm.

I.3. MISSIONS

Conformément à son offre Réf. 2018/07962/MARSE/04 ind A DU 08/06/20, GEOTEC a reçu pour mission de réaliser l'étude géotechnique de projet (G2 PRO) concernant la construction des nouveaux bâtiments.

Cette étude repose sur des investigations géotechniques réalisées par GEOTEC et correspond à la mission :

- G2 PRO d'étude géotechnique de conception – phase projet selon les termes de la norme NF P 94-500 révisée en novembre 2013, relative aux missions géotechniques (extraits joints).

Il est rappelé que pour que la mission d'étude géotechnique de conception (mission G2) soit complète, la présente phase projet (G2 PRO) doit être complétée par la phase G2 DCE/ACT.

Il est de plus rappelé qu'une mission d'étude géotechnique de conception (G2) doit être complétée par les missions G3 et G4 (étude géotechniques de réalisation) afin de limiter les aléas géotechniques qui peuvent apparaître en cours d'exécution ou après réception des ouvrages. GEOTEC reste à disposition des intervenants, et notamment de l'équipe de maîtrise d'œuvre, pour l'exécution des phases et missions complémentaires.

L'exploitation et l'utilisation de ce rapport doivent respecter les « Conditions d'utilisation du présent document » données en fin de rapport.

*

*

*

II - CONTEXTE DU SITE ET CONTENU DES RECONNAISSANCES

II.1. LE SITE

Le terrain objet de l'étude est situé Boulevard Jacques Cassone dans le 16^e arrondissement de la ville de MARSEILLE (13). Il correspond aux parcelles cadastrales n° 274, 267 et 268 de la Section 911 O. La superficie du terrain étudié est d'environ 14000 m².

L'altitude au droit du site est de l'ordre de 44 à 50 m NGF et présente une pente de l'ordre de 5% aux abords du terrain de sport, d'après la carte IGN au 1/25000^{ème}.

Le terrain est situé dans un secteur principalement résidentiel. Il est bordé :

- Au Nord par la rue Emmanuel Eydoux,
- A l'Ouest par des industries et une Ecole,
- A l'Est par le chemin Gilbert Charmasson,
- Au Sud par des habitations.



Localisation de la zone d'étude (extrait Géoportail)

Le site est actuellement occupé par :

- Un terrain de sport ;
- Un deuxième terrain de sport (abandonné) ;
- Des vestiaires ;
- Un logement associé au gardiennage ;
- Un local et des gradins.

L'occupation actuelle du site est synthétisée sur la carte ci-dessous :



Vue générale



II.2. CONTENU DES RECONNAISSANCES

Dans le cadre de la mission G2AVP, la campagne de reconnaissance avait consisté en l'exécution de :

Mur M1 :

- **1 sondage pressiométrique de 7 m** de profondeur (SP2). Il a été réalisé en diamètre 64 mm. Il a permis de bien visualiser la nature des différentes couches et de réaliser des **essais pressiométriques** répartis dans le forage précédent de façon à mesurer les caractéristiques mécaniques des couches de sol.
- **2 essais au pénétromètre dynamique** (P2, P4) menés à 5 m de profondeur.
- **1 reconnaissance de fondation** réalisée par sondage destructif.

Mur M2

- **1 sondage pressiométrique de 7 m** de profondeur (SP1). Il a été réalisé en diamètre 64 mm. Il a permis de bien visualiser la nature des différentes couches et de réaliser des **essais pressiométriques** répartis dans le forage précédent de façon à mesurer les caractéristiques mécaniques des couches de sol.
- **2 essais au pénétromètre dynamique** (P2, P1) menés à 5 m de profondeur.

Mur M3

- **2 sondages géologiques de 5 m** de profondeur (S1, S2).
- **1 essai au pénétromètre dynamique** mené à 5 m (P5).

Nouveaux vestiaires

- **3 sondages pressiométriques de 7 m** de profondeur environ (SP1, SP3, SP4). Ils ont été réalisés en diamètre 64 mm. Ils ont permis de bien visualiser la nature des différentes couches et de réaliser des **essais pressiométriques** répartis dans les forages précédents de façon à mesurer les caractéristiques mécaniques des couches de sol.
- **3 essais au pénétromètre dynamique** menés à 5 m ou au refus (P1, P7, P8),
- **1 sondage géologique de 3 m** de profondeur (S9).

Sanitaires publics

- **1 sondage pressiométrique de 5 m** de profondeur (SP5). Il a été réalisé en diamètre 64 mm. Il a permis de bien visualiser la nature des différentes couches et de réaliser des **essais pressiométriques** répartis dans le forage précédent de façon à mesurer les caractéristiques mécaniques des couches de sol.

Reconnaissances de fondation

Compte tenu de l'accessibilité, la reconnaissance de fondation (R1 sur le plan) n'a été possible qu'avec un matériel portatif (perforateur).

La reconnaissance R2, dans l'angle sud-Est, s'est heurtée à la végétation dense actuelle. Néanmoins, nous avons retrouvé des photos de notre suivi de réalisation du nouveau mur bordant le terrain dans sa partie sud.

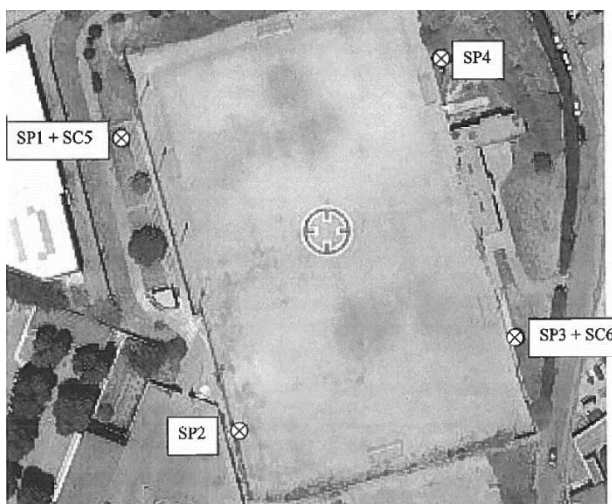
Terrain de sport

- **3 sondages géologiques de 3 m** de profondeur environ (S6, S4, S5)
- **3 essais au pénétromètre dynamique** menés à 4 m ou au refus (P9, P10, P11),
- **2 identifications GTR** des sols d'assise.

Dans le cadre de la présente mission G2PRO, des sondages complémentaires ont été effectués au droit de l'accès pompier :

- **2 essais au pénétromètre dynamique** menés à 4 m ou au refus (P1 et P2),
- **2 sondages géologiques de 3 m et 3.3m** de profondeur (S1 et S2),
- **1 identification GTR** des sols d'assise.

Nota : Dans le présent rapport, il est également exploité les sondages réalisés par Fondasol en 2009, aux emplacements suivants :



Ces sondages ont tous atteint le substratum compact. Dans le présent rapport, afin d'éviter toute confusion entre les sondages Fondasol de 2009, et GEOTEC de 2018, il sera utilisé la notation suivante :

Sondage SP1 = sondage pressiométrique réalisé par GEOTEC en 2018

Sondage SP1_{Fondasol} = sondage pressiométrique réalisé par Fondasol en 2009

II.3. IMPLANTATION DES SONDAGES

La position des sondages et essais figure sur le plan d'implantation donné en Annexe.

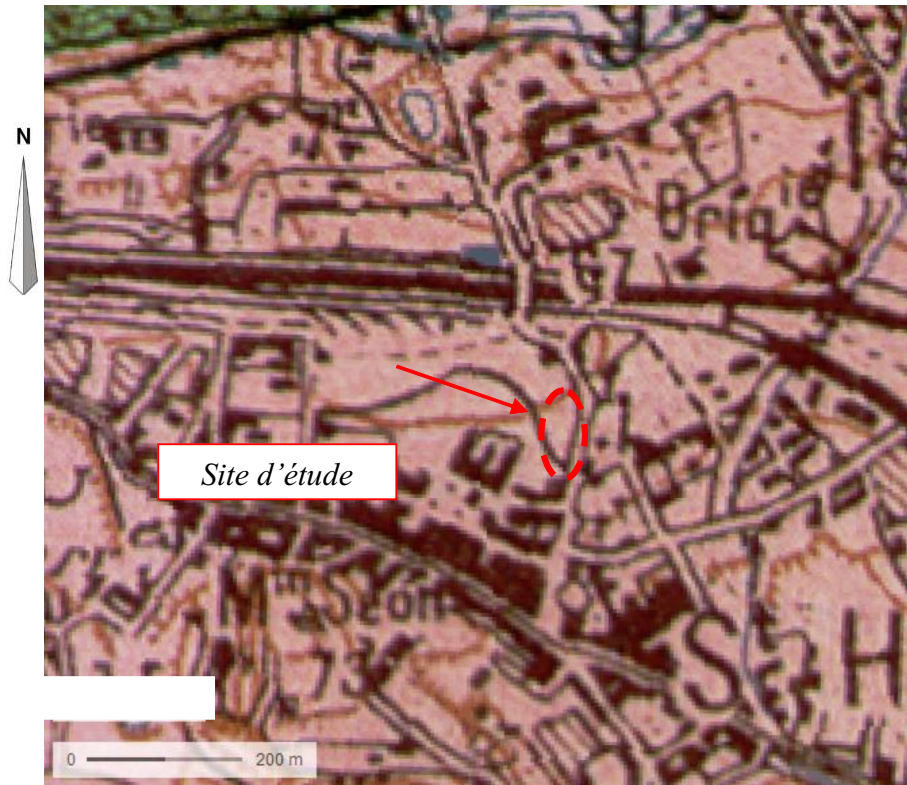
L'implantation a été réalisée au mieux des conditions d'accès et au mieux de la précision des plans remis pour la campagne de reconnaissance.

Les profondeurs sont comptées par rapport au TA.

III - CADRE GEOLOGIQUE - RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE

D'après la carte géologique (BRGM) au 1/50000^{ème} de MARSEILLE-AUBAGNE et notre connaissance de ce secteur, les formations attendues au droit du site sont associées aux conglomérats, grès, marnes et argiles du Stampien ;

La présence de remblais superficiels liés aux aménagements du site (origine et qualité inconnues) est à prévoir.



Extrait de carte géologique

III.1. NATURE ET CARACTERISTIQUES DES SOLS

La campagne de reconnaissance a mis en évidence les formations suivantes :

- **des remblais** à dominante argileuse reconnus sur des épaisseurs très variables de l'ordre de 1,50 à 5,10 m. Ils sont probablement liés aux travaux d'aménagement antérieurs du site.

Les caractéristiques mécaniques de ces remblais sont globalement faibles avec :

$$0,3 \leq p_l^* \leq 1,29 \text{ MPa}$$

$$2,33 \leq E_M \leq 11 \text{ MPa}$$

$$0,6 \leq R_d \leq 10 \text{ MPa}$$

- **une couche de transition argileuse à limono-sableuse.** Ces formations peuvent correspondre à des remblais ou au toit altéré du substratum Stampien.

Les caractéristiques mécaniques de ces remblais sont globalement faibles avec :

$$p_l^* \sim 1 \text{ MPa}$$

$$5 \leq E_M \leq 10 \text{ MPa}$$

$$3 \leq R_d \leq 10 \text{ MPa}$$

- **le substratum marneux compact** identifié (sondages Fondasol) sous l'horizon précédent et jusqu'à la base des sondages, située entre 7 et 22 m / TA de profondeur. Les caractéristiques mécaniques de ce faciès sont très bonnes avec :

$$p_l^* > 3 \text{ MPa}$$

$$E_M > 200 \text{ MPa}$$

En synthèse, on retiendra sur le site :

- Une couverture de remblais (à dominante argileuse à limoneuse) **d'épaisseur importante et de faibles caractéristiques mécaniques.**
- Un plongement **très marqué** sur le site du substratum compact (rencontré vers 3 / 4 m de profondeur côté Ouest au niveau de la voie d'accès pompier, et à plus de 18,60 m de profondeur à l'angle Nord Est du terrain – cf sondage SP2_{Fondasol}).

Il est également important de noter que le substratum du Stampien peut présenter différentes formes (marneux, gréseux, poudingues,...).

III.2. RISQUES NATURELS ET ANTHROPIQUES

Selon les décrets n°2010-1254 et 1255 du 22 octobre 2010 portant sur la prévention du risque sismique, la commune est inscrite en **zone de sismicité 2** (*sismicité faible*).

La commune a fait l'objet de 39 arrêtés CATNAT depuis 1982 dont 23 concernant des inondations et coulées de boue, 5 concernant des éboulements, glissements et affaissements de terrain, et 10 concernant des mouvements de terrain différentiels consécutif à la sécheresse et à la réhydratation des sols.

D'après la base de données du BRGM, le secteur est classé en zone **d'aléa moyen** vis-à-vis du risque de retrait/gonflement des argiles. Rappelons que ce document ne reste que purement indicatif.

Des remblais sont présents sur la zone d'étude. Leur épaisseur, extension et nature pourraient être différentes et notamment supérieures à celles reconnues au droit des sondages réalisés. Les remblais pourraient contenir des vestiges de matériaux de construction (réseaux, blocs en béton, pavés...) et/ou des obstacles de grandes dimensions. Des surconsommations de béton sont prévisibles pour la réalisation des fondations.

Le substratum marneux présente une frange d'altération plus ou moins importante. Il est donc toujours possible, dans un tel environnement, de rencontrer une remontée ou un approfondissement du toit du substratum induré ou des variations latérales du degré d'altération.

III.3. HYDROGEOLOGIE

Lors de nos campagnes de reconnaissance (décembre 2018 et juin 2020), nous n'avons pas rencontré d'arrivées d'eau en forage et jusqu'à 7 m / TA de profondeur.

Dans sa campagne de 2009, Fondasol mentionnait des niveaux d'eau stabilisés (en fin de forage) entre 6,80 et 7,10 m / TA de profondeur (sondages SP1_{Fondasol} et SP2_{Fondasol}).

Ces relevés ayant un caractère ponctuel et instantané, ils ne permettent pas de préciser l'amplitude des variations du niveau d'eau qui peut remonter fortement en période pluvieuse.

Des circulations d'eau superficielles peuvent également se produire en période pluvieuse.

III.4. ESSAIS D'INFILTRATION IN SITU

Quatre essais d'infiltration de type PORCHET ont été réalisés au droit des sondages S3, S4, S5 et S6 au droit du terrain de sport :

Sondage	S3	S4	S5	S6
Profondeur de l'essai	0.0 à 1.0	0.0 à 0.5	0.0 à 1.0	0.5 à 1.5
Nature des sols	Remblais argilo-sableux	Remblais argilo-limoneux	Remblais argilo-limoneux	Remblais argilo-sableux
Perméabilité k (en m/s)	1.10^{-6}	2.10^{-6}	1.10^{-5}	2.10^{-6}
Perméabilité k (en mm/h)	3.6	7.2	36	7.2

Il est rappelé qu'il s'agit d'essais ponctuels qui ne reflètent que partiellement la perméabilité à l'échelle du site. La perméabilité du sol peut varier très rapidement d'un point à un autre et est fortement influencée par les variations lithologiques rencontrées au sein de ces formations.

La perméabilité des terrains superficiels rencontrés au droit du terrain de sport (constitués de remblais argileux plus ou moins sableux ou limoneux) est globalement faible. Précisons également que ces formations sont caractérisées par la présence d'éléments potentiellement polluants (voir rapport de Diagnostic Pollution référencé 18/07962/MARSE/01). Les terrains rencontrés plus en profondeur (argiles, marnes) sont, par nature, également peu perméables. Dans ces conditions, une gestion des eaux pluviales par infiltration n'est pas envisageable. Il conviendra de s'orienter vers une gestion par rétention à débit régulé vers un exutoire superficiel, pérenne et suffisamment dimensionné. Cette solution nécessitera l'autorisation préalable de rejet de la part du concessionnaire du réseau exutoire, à la charge du Maître d'Ouvrage.

NOTA : Dans le cas où un ouvrage de stockage venait à être envisagé, sa création nécessitera des terrassements et éventuellement des évacuations de terres. Dans ce cas, au vu de l'état de connaissance du site notamment pour la qualité des remblais, des surcoûts sont à attendre pour l'évacuation des terres en filière adaptée.

III.5. RECONNAISSANCES DE FONDATION

R1

Compte tenu de l'accessibilité, la reconnaissance de fondation (R1 sur le plan) n'a pu être réalisée qu'avec un matériel portatif (perforateur).



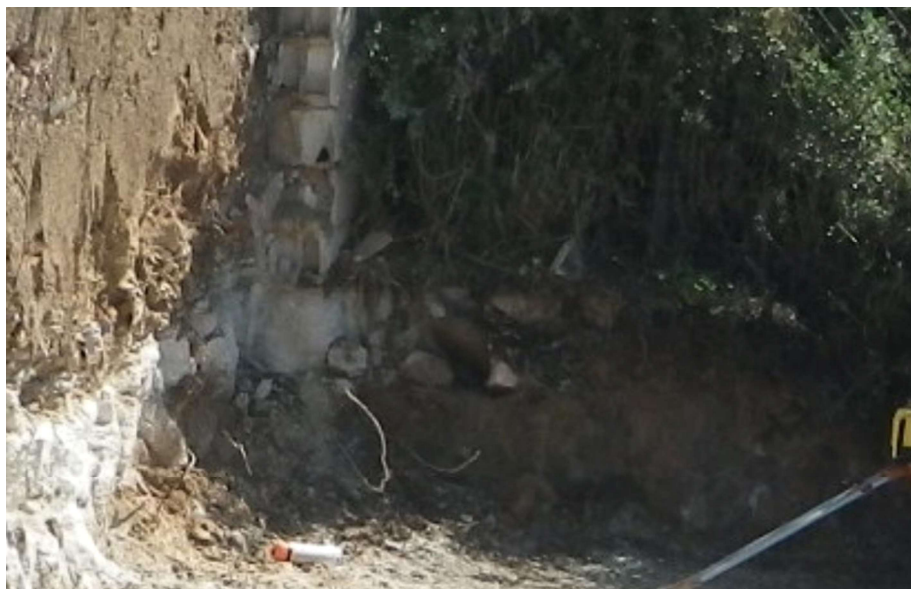
Le sondage incliné, en pied de mur, a révélé la présence de 40 cm de béton.

R2

La reconnaissance R2, dans l'angle sud-Est, s'est heurtée à la végétation dense actuelle. Néanmoins, nous avons retrouvé des photos de notre suivi de réalisation du nouveau mur bordant le terrain dans sa partie sud (photos du 28/04/2015) :



Détail :



Le mur présente ainsi un débord vers l'intérieur du terrain.

III.6. POLLUTION

Le diagnostic de pollution du site fait l'objet d'un rapport séparé.

Nous rappelons que lors de travaux de terrassement, dès lors que les terres sont évacuées hors du site, ces dernières prennent un statut de déchet. Leur valorisation ou leur élimination en dehors du site doit donc répondre aux réglementations « déchets », conformément à l'Ordonnance n° 2010-1579 du 17 décembre 2010. Suite aux arrêtés du 12/12/2014, l'installation de stockage doit valider l'acceptation des terres après réception d'une Demande d'Acceptation Préalable (DAP) généralement portée par le terrassier ou l'entreprise générale (au nom du Maître d'Ouvrage). La DAP doit intégrer des analyses chimiques en laboratoire sur les terres à excaver. GEOTEC est à la disposition des intervenants pour réaliser cette prestation qui permettra de déterminer l'exutoire approprié (ISDI – Installation de Stockage de Déchets Inertes, ISDND – Déchets Non Dangereux ou ISDD – Déchets Dangereux, voire Biocentre) et d'anticiper les éventuels surcoûts en résultant.

*

* *

IV - ETUDE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

IV.1. PREAMBULE

Les reconnaissances ont révélé un fort plongement du substratum marneux compact entre ouest et l'est.

Ce substratum est recouvert par des formations argileuses à limoneuses de compacité moyenne, coiffées en tête par des remblais de faibles caractéristiques mécaniques sur de fortes épaisseurs.

Compte tenu de ces éléments, il a été proposé à l'issue de la mission G2AVP :

- Une fondation des vestiaires par micropieux,
- Une assise des murs de soutènement par semelles superficielles, avec néanmoins une contrainte admissible du sol réduite.

IV.2. FONDATIONS DES VESTIAIRES

- Rappel des descentes de charges

La charge maximale appliquée est située au niveau du micropieux n°10, sur lequel s'appliquent :

- 1 097.9 kN à l'ELS et 1 517.4 kN à l'ELU.

Il est à noter que ces charges seront bien plus élevées que celle estimée dans le cadre de la mission G2AVP. Il sera nécessaire de mettre en œuvre plusieurs micropieux sous les massifs pour assurer la reprise des efforts. En première approche, on proposera un dimensionnement permettant la mise en œuvre de deux micropieux sous le massif n°10, soit une charge par micropieu de 548 kN à l'ELS et 759 kN à l'ELU. En accord avec le BET structure, on proposera un dimensionnement de micropieux les plus longs nécessaires à la reprise de ces efforts. Le plan de fondations et le nombre de micropieux nécessaires sous chaque appui seront estimés par le BET structure.

- Choix de la méthode de calcul

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

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

- la valeur de calcul à l'ELS de la charge axiale F_d transmise par un pieu est inférieure ou égale à la valeur de calcul de la charge de fluage de compression R tel que :

$$F_d \leq R_{c;cr;d}$$

- la valeur de calcul à l'ELU de la charge de compression axiale $F_{c;d}$ est inférieure ou égale à la valeur de calcul de la portance $R_{c;d}$ tel que :

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

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

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

Avec $R = R_{c;cr;d}$ à l'ELS ou $R = R_{c;d}$ à l'ELU

R_b : résistance limite de pointe, avec $R_b = A \cdot k_p \cdot p_{le}^*$

R_s : résistance limite en frottement latéral, avec $R_s = \pi D \sum h_i \cdot q_{si}$

Où : A est la section du pieu et D son diamètre

k_p le facteur de portance, p_{le} la pression limite nette équivalente,

q_{si} le frottement latéral limite dans la couche i d'épaisseur h_i .

Les coefficients de sécurité globaux (Γ_1 et Γ_2) retenus en compression sont les suivants pour la méthode pressiométrique.

Micropieux (types I à IV)

	ELS qp	ELS caract	ELU fond	ELU accid
Latéral (Γ_1)	0,289	0,354	0,413	0,455
Pointe (Γ_2)	-	-	-	-

- Horizon d'ancrage et principe de fondation des ouvrages :

Compte tenu de la nature des ouvrages (vestiaires), et de la profondeur du substratum (à quelques mètres de profondeurs côté Est au droit des vestiaires), il sera retenu le principe de fondation suivant :

- fondation par micropieux ancrés au substratum Stampien compact,

- Justification des Armatures - STR

○ Choix des armatures et prise en compte de la corrosion

Les armatures des micropieux seront des tubes en acier N80, de diamètre qui pourra être adapté en fonction des charges maximales à reprendre :

Charge max ELU (kN)	Ø extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Ø intérieur (mm)	Section nominale (S) (mm ²)
759	88.9	12.5	63.9	3 000

En considérant une corrosion de 1.5 mm d'épaisseur sur le rayon extérieur, nous obtenons la section suivante :

Ø extérieur corrodé (mm)	Epaisseur corrodée (mm)	Ø intérieur (mm)	Section nominale (S) après prise en compte de la corrosion (mm ²)
85.9	11	63.9	2 588

○ Justifications STR des micropieux

Le dimensionnement a été mené en considérant une épaisseur sacrifiée à la corrosion de 1.5 mm sur le diamètre extérieur (approche sécuritaire pour tenir compte d'une protection partielle par le coulis).

- Micropieux : Tube $F_y = 560$ MPa ; selon les dimensions données dans le tableau précédent.

Le dimensionnement des tubes répondra à l'équation suivante vis-à-vis des contraintes admissibles (selon l'EUROCODE 3) :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

Avec : N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ et $M_{z,Ed}$ l'effort normal et les moment sollicitant
 N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ et $M_{z,Rd}$ l'effort normal et les moments résistant

En considérant les charges ELU verticales maximales de 759 kN, la vérification STR de l'armature est justifiée pour des tubes de diamètres extérieurs avant corrosion 88.9 mm épaisseur 12.5 mm, on obtient un rapport $N_{Ed} / N_{Rd} = 0.58 < 1.0$, donc ce critère de résistance est vérifié.

○ Dimensionnement GEO

Pour un micropieu type III exécuté en méthodologie de **classe 8 – catégorie 19 ancré de 1.5 m minimum dans le substratum marno-calcaire**, on retiendra pour le dimensionnement le modèle géotechnique suivant :

Type de sol	Epaisseur retenue	p_l^* (MPa)	E_m (MPa)	α	Courbe f_{sol}	q_s retenu (kPa)
Mort terrain	1,50	-	-	-	-	0
Remblai	2	0,4	3.5	0.67	Q1	84
Formations argilo-graveleuses	3,50	0,6	5.5	0.67	Q1	99
Substratum marno-calcaire	-	3,8	100	0.5	Q4	265

Le dimensionnement ci-après est réalisé :

- à l'ELS quasi-permanent et à l'ELU Fondamental,
- avec la méthode pressiométrique,
- selon le « modèle de terrain »,
- pour des efforts verticaux de compression,
- en considérant une neutralisation de 1.5 m sous la tête de pieu.

Remarque : Le dimensionnement des micropieux a été effectuée en considérant uniquement les efforts de compression verticaux qui ont été fournis.

Il devra également prendre en compte notamment le frottement négatif, les efforts horizontaux, les moments, les efforts de traction et les contraintes de sismicité, le cas échéant.

Pour un micropieu type III exécuté en classe 8 – catégorie 19 ancré de 1.5 m minimum dans le substratum marno-calcaire, le résultat est le suivant :

Diamètre du pieu	Longueur du micropieu	Capacité portante		
		Caractéristique en compression		
		$R_{c;cr;k}$ ELS QP	$R_{c;cr;k}$ ELS cara	$R_{c;cr;k}$ ELU fond
[mm]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]
250	14	588	719	840

Aucun frottement négatif n'est pas pris en compte étant donné que le site ne sera pas remblayé.

Le détail des calculs est présenté en annexe.

- Précautions vis-à-vis des existants

Concernant les bâtiments faisant l'objet d'une réhabilitation il pourra être envisagé de réaliser de nouvelles fondations à proximité des fondations existantes. Dans ce cas, il sera nécessaire de respecter les points suivants :

- **avant tout démarrage des travaux** et compte tenu de la vétusté des constructions, nous conseillons de faire réaliser par un bureau d'études structures une **étude de diagnostic** de la structure existante et de son éventuel confortement. Elle permettra notamment de définir les types de reprises de la structure qu'il sera éventuellement nécessaire de réaliser (chaînage par exemple) ;
- un **référé préventif** devra être établi avant le début des travaux. Il permettra de relever tous les désordres sur les constructions existantes ;
- **les travaux de terrassement** en bordure des constructions existantes devront être **limités au maximum** et être exécutés avec toutes les précautions nécessaires et suffisantes afin de ne pas risquer de déstabiliser le bâtiment. On évitera par exemple les vibrations importantes ;
- **les nouvelles fondations seront suffisamment en retrait pour ne pas impacter ou être perturbées par le débord de l'existant** (fondations déportées, recentrage des charges par longrines de redressement ...) ;
- une **distance minimale de 0,5 m entre le nu des micropieux à créer et la limite des fondations existantes** devra être respectée. Dans le cas où cette distance ne pourrait être respectée, on ferraillera le pieu en conséquence.
- dans le cas où les bâtiments existants seraient soumis à des **surcharges**, il sera nécessaire de s'assurer que ces dernières soient **compatibles avec le dimensionnement des fondations existantes**.

- Dispositions constructives

La contrainte dans l'armature métallique sera limitée conformément aux Eurocodes.

Si les efforts sont plus importants que ceux qui nous ont été transmis, cette solution peut s'avérer inadaptée ou nécessiter une étude particulière.

Le coulis de scellement devra présenter un dosage de 1200 kg de ciment par m³ et être adapté à l'agressivité éventuelle du terrain et de la nappe. Il conviendra donc de vérifier l'agressivité de l'eau vis-à-vis des bétons.

Les armatures utilisées seront de type tube pétrolier N80 avec filetage à pas carré et devront être munies de centreurs en nombre suffisant.

L'assemblage des barres sera assuré par des manchons filetés de plus gros diamètre, de manière à ce que la section du tube ne soit pas réduite au niveau des zones de raccordement.

Des massifs BA (et des longrines si nécessaire) coifferont les têtes des micropieux et la transmission des efforts de ces massifs vers les micropieux se fera par l'intermédiaire de platines en acier.

Les micropieux seront recépés sur béton mou à un niveau défini selon le mode de liaison micropieux-longrines retenu et en fonction des indications du BET.

Dans la conception de la structure, la liaison structure/micropieux sera étudiée avec précision. Le tassement des micropieux lié notamment à leur raccourcissement élastique sera pris en compte.

Lors du dimensionnement définitif des micropieux (mission G3 de l'entreprise), on s'assurera que la couche d'ancrage soit reconnue sous leur base sur au moins 5 à 7 diamètres. Pour des micropieux de 14m, cette conditions est vérifiée.

- Sujétions d'exécution

Les micropieux seront réalisés selon les Règles de l'Art par une entreprise spécialisée et qualifiée en fondations profondes, conformément aux normes européennes d'exécution des pieux.

Pour traverser tous les terrains de forte consistance et atteindre l'ancrage nécessaire (1.5 m minimum dans les marno-calcaires) l'entreprise devra mettre en œuvre le matériel adapté, ce qui pourra conduire à l'utilisation du trépan, de carottage ou à modifier le choix du type de pieu et / ou sa mise en œuvre. Ces moyens seront tels qu'ils ne provoquent pas de désordres aux avoisinants (*voiries, réseaux, bâtiments ...*).

Le type de micropieux et la mise en œuvre devront prendre en compte :

- La présence de remblais pouvant contenir d'éventuels blocs ou vestiges de construction,
- La compacité du substratum,
- La boulangerie des terrains,
- La présence d'argiles de faible consistance,
- La présence d'une nappe,
- Les possibles variations du toit du sol d'ancrage (remontée ou approfondissement),

- La présence des structures existantes mitoyens (réseaux enterrés, débord des fondations actuelles, ...),
- La perméabilité des terrains.

Les variations d'épaisseur des formations de surface masquant les terrains d'ancrage conduiront à des variations de longueur de fiches (à vérifier au droit de chaque micropieu par l'entreprise).

Les bases des micropieux seront arrêtées en tenant compte :

- des niveaux déterminés par les études géotechniques, qui seront précisés par des sondages complémentaires après démolition ;
- des particularités géotechniques rencontrées pendant les travaux ;
- des essais et des contrôles.

Le coulis de gaine est mis en place par un procédé convenable au tube plongeur, tube d'injection, etc., immédiatement après la fin du forage. L'opération sera menée jusqu'au retour en surface d'un coulis non pollué par les terrains ou par l'eau.

L'enregistrement des paramètres de forage des micropieux devra être réalisé de manière à respecter l'ancrage minimum demandé et pour vérifier également la pression d'injection du coulis. Le dimensionnement définitif devra être réalisé par l'entreprise de fondation spéciale dans le cadre d'une mission G3 en réalisant notamment des essais de chargement.

Les volumes injectés seront contrôlés et consignés dans le cadre de la mission G3. Ils permettront entre autre de vérifier l'absence d'éboulement du forage.

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

La conception définitive des fondations devra intégrer les efforts sismiques.

- Contrôles en phase d'exécution des micropieux

L'entreprise devra impérativement mettre en place une mission G3 d'étude et de suivi géotechnique d'exécution.

Il conviendra tout d'abord à l'entreprise d'effectuer des investigations complémentaires afin de vérifier la nature et la compacité des sols d'ancrage sur la profondeur d'influence des micropieux.

Il sera notamment recommandé dans le cadre de cette mission de réaliser des essais de contrôle de portance à l'arrachement sur un micropieu conformément à la NFP 94-262. Le micropieu sera réalisé de façon à ce que le contact n'intéresse que le sol d'ancrage (marne) avec un chemisage en partie supérieure (ou toute autre solution sur proposition de l'entreprise).

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

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

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

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

Lors de la réalisation des micropieux, il sera nécessaire de vérifier tout particulièrement les points suivants :

- implantation et direction des forages,
- longueurs d'ancrage,
- paramètres de forage,
- dosages pour la constitution des coulis,
- caractéristiques des coulis (résistance, densité, viscosité, décantation),
- volumes de coulis d'injection,
- pressions d'injection.

Ces contrôles seront développés dans le PAQ fourni par l'entreprise lors de la phase de préparation. Il décrira en particulier les points critiques et les points d'arrêt du chantier.

L'entreprise devra disposer en permanence sur le chantier de tous les appareils nécessaires à la mesure de tous les paramètres relatifs à la bonne exécution et devra pouvoir fournir les enregistrements des paramètres de forage.

L'entrepreneur devra tenir, pour chaque micropieu foré, une fiche géologique donnant toutes les indications sur la nature et l'épaisseur des couches de terrain traversées. Ces fiches devront être transmises au Maître d'œuvre à la fin de chaque forage.

Dans le cas où les différences décelées lors de la réalisation d'un forage entre les caractéristiques ou les niveaux des principales couches de sol rencontrées et ceux de l'interprétation des informations fournies au présent rapport, et étant de nature à remettre en cause les hypothèses de calcul prises en compte, l'entrepreneur est tenu de les signaler sans retard au Maître d'œuvre en vue de fixer avec lui, s'il y a lieu, les dispositions nouvelles à prendre.

Nous rappelons qu'une mission de supervision géotechnique d'exécution (mission G4) devra être réalisée, ainsi qu'une mission G3 avec reconnaissances approfondies.

IV.3. PLANCHER BAS DES VESTIAIRES

Compte tenu de l'hétérogénéité et de la qualité médiocre du sol support, on prévoira pour l'ensemble des ouvrages la réalisation d'un plancher porté par les fondations, sur vide-sanitaire d'au moins 7 cm (garde au phénomène de retrait / gonflement – pouvant notamment être obtenu à l'aide d'un coffrage biodégradable).

IV.4. TERRASSEMENT ET SOUTÈNEMENTS

- Extraction

Dans les sols meubles (remblais et alluvions), les travaux de terrassement ne poseront a priori pas de problèmes particuliers d'exécution. Les déblais pourront être extraits par des engins à lame ou à godet.

En revanche, en cas de présence de gros éléments au sein des remblais, dans le substratum stampien compact (marnes, grès, poudingues), pour enlever les anciennes infrastructures (anciennes fondations,...), les travaux de terrassement pourront devenir rapidement difficiles, et nécessiter l'utilisation d'engins de forte puissance de type BRH par exemple.

Ce matériel devra être disponible sur le chantier.

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

- Stabilité des talus et des avoisinants

Le mode d'exécution des terrassements dépend étroitement du niveau d'assise des avoisinants (**talus**, ouvrages mitoyens, voiries, réseaux, etc.) et de la position et niveau de calage du projet.

Des **talus en déblai provisoires secs et non surchargés en tête**, d'une hauteur maximale de 3 m, pourront être terrassés selon une pente de 3H/2V (3 horizontalement pour 2 verticalement) dans les formations de surface).

Les talus définitifs pourront être dressés selon une pente de 3H/2V (3 horizontalement pour 2 verticalement) et seront limités à 2 m de hauteur. Toutes les dispositions seront prises pour assurer leur stabilité à long terme (engazonnement, plantes fixantes, masque ou tranchée drainante, système pérenne de récupération des eaux,...).

En cas de présence d'eau, ces pentes devront être adaptées.

- Recommandation vis-à-vis des existants

Compte tenu que les bâtiments projetés peuvent être mitoyen à des ouvrages existants, il sera nécessaire de respecter les points suivants :

- un **référé préventif** devra être établi au minimum avant le début des travaux. Il permettra de relever tous les désordres sur les mitoyens,
- **les travaux de terrassement** en bordure des constructions existantes devront être **limités au maximum** et être exécutés avec toutes les précautions nécessaires et suffisantes afin de ne pas risquer de déstabiliser les bâtiments. On évitera par exemple les vibrations importantes,
- une **pente maximale de 3 horizontal pour 2 vertical entre l'assise des nouvelles fondations et celle des fondations existantes** devra être respectée. Dans le cas où cette pente ne pourrait être respectée on prévoira des ouvrages de soutènement et/ou des reprises en sous-œuvre.

- Les murs existants ne pourront en aucun cas être réutilisés (surcharges notamment) dans le cadre du projet.

IV.5. FONDATIONS DES MURS DE SOUTÈNEMENT

D'après les coupes fournies, les murs de soutènement présenteront une hauteur comprise entre 2.5 et 4.3m au plus haut (au niveau du MS1).

- Principe de fondation - niveaux d'assise

Le principe de fondation consistera a priori à fonder les murs de soutènement par **semelles filantes sur gros béton**, descendues dans les formations de **remblai argileux de surface**.

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

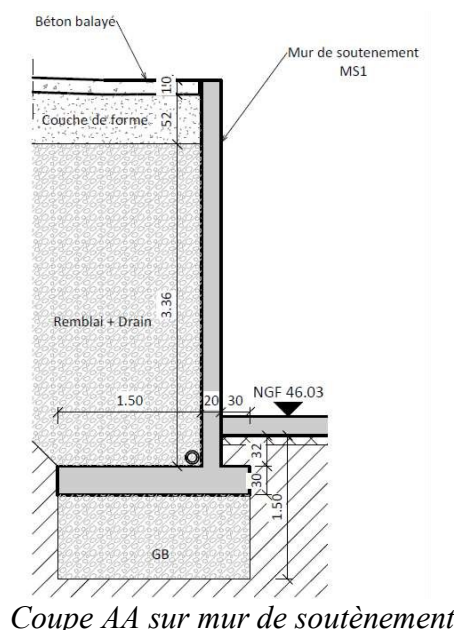
- Profondeur minimale de 1,50 m par rapport au Terrain Actuel, ;
- Profondeur minimale de 1.50 m/sol extérieur fini..

Le niveau d'assise retenu devra par ailleurs permettre d'assurer la stabilité des ouvrages (stabilité au renversement notamment).

De plus les fondations du projet et les fondations avoisinantes (*bâtiment, voirie, talus, réseaux, etc.*) arrêtées à des niveaux différents seront établies en redents selon une pente de 3 H / 2 V.

- Modèle géométrique du mur

Le profil de calcul retenu pour le dimensionnement du mur de soutènement est celui de la coupe du mur MS1, fourni dans les documents.



Les caractéristiques d'ouvrage prise en hypothèses par la maîtrise d'œuvre sont les suivantes :

- Epaisseur de mur : 0.20 m
- Epaisseur semelle : 0.30 m
- Hauteurs murs (hauteur de terrain soutenu en amont) : 4.28 m
- Hauteur de terre sur patin : 0.50 m (0.20 m de dalle + 0.30 m de terrain)

- Modèle géologique et géomécanique

Les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont les suivantes :

Type de sol	Epaisseur retenue	p_l^* (MPa)	c (kPa)	φ' (°)	γ_h (kN/m ³)
Remblais d'apport granulaire	-	-	0	33	20
Remblai/ formations de recouvrement, argile	3.5	0,4	0	25	17
Formations argilo-graveleuses	3,50	0,6	15	15	20

Les remblais seront suffisamment compactés afin d'obtenir les caractéristiques retenues. Le cas échéant, soit des analyses en laboratoire devront être effectués soit la valeur de φ' devra être réévaluée.

La valeur de frottement sol/semelle est égal à 25°.

- Portance du sol d'assise

La contrainte de rupture du sol qu pour la vérification de la stabilité au poinçonnement a été déduite en considérant un ancrage au sein des remblais de recouvrement argileux.

Dans ces conditions, la valeur retenue est :

$$q_u = 320 \text{ kPa}$$

La profondeur d'ancrage de 1.5m par rapport au terrain fini extérieur sera atteinte par la mise en œuvre d'une couche de gros béton sous la semelle, sus une épaisseur de 1.0m.

- Surcharges

Une surcharge d'environ 5 kPa est prise en compte en amont du mur pour prendre en compte les effets de la circulation piétonne.

- Hypothèses hydrogéologiques

Lors des campagnes de reconnaissance, aucun niveau de nappe pérenne n'a été reconnu.

Ainsi, aucune nappe n'est représentée dans les calculs.

- Sollicitation sismique

Le site n'est pas concerné par les sollicitations sismiques.

- Justification des ouvrages, combinaisons de calcul et coefficients de sécurité

Les calculs de stabilité du mur réalisés à l'aide du logiciel GEOMUR sont établis conformément aux règles des Eurocodes 7 selon l'approche 2 (« A1 + M1 + R2 »). Cette justification des ouvrages permettra de vérifier leur **stabilité externe** au glissement, au renversement et au poinçonnement.

Les coefficients appliqués sont les suivants :

- ACTION (γ_F) : Jeu A1
 - Permanente : Défavorable (γ_G) : 1.35
 - Favorable (γ_G) : 1.00
 - Variable: Défavorable (γ_G) : 1.50
 - Favorable (γ_G) : 1.00
- PARAMETRES DE SOL (γ_M) : Jeu M1
 - Résistance au cisaillement (γ_ϕ) : 1.00
 - Cohésion drainée ($\gamma_{c'}$) : 1.00
 - Cohésion non drainée (γ_{cu}) : 1.00
 - Résistance non confinée (γ_{qu}) : 1.00
 - Masse volumique (γ_γ) : 1.00
- RESISTANCE (γ_R) : Jeu R2
 - Portance (γ_{Rv}) : 1.40
 - Glissement (γ_{Rh}) : 1.10
 - Butée des terres (γ_{Re}) : 1.40

On recherchera un équilibre égal à 1,00 selon les Eurocodes 7 entre les forces et moments moteurs par rapport aux forces et moments résistants, affectés de leurs coefficients partiels.

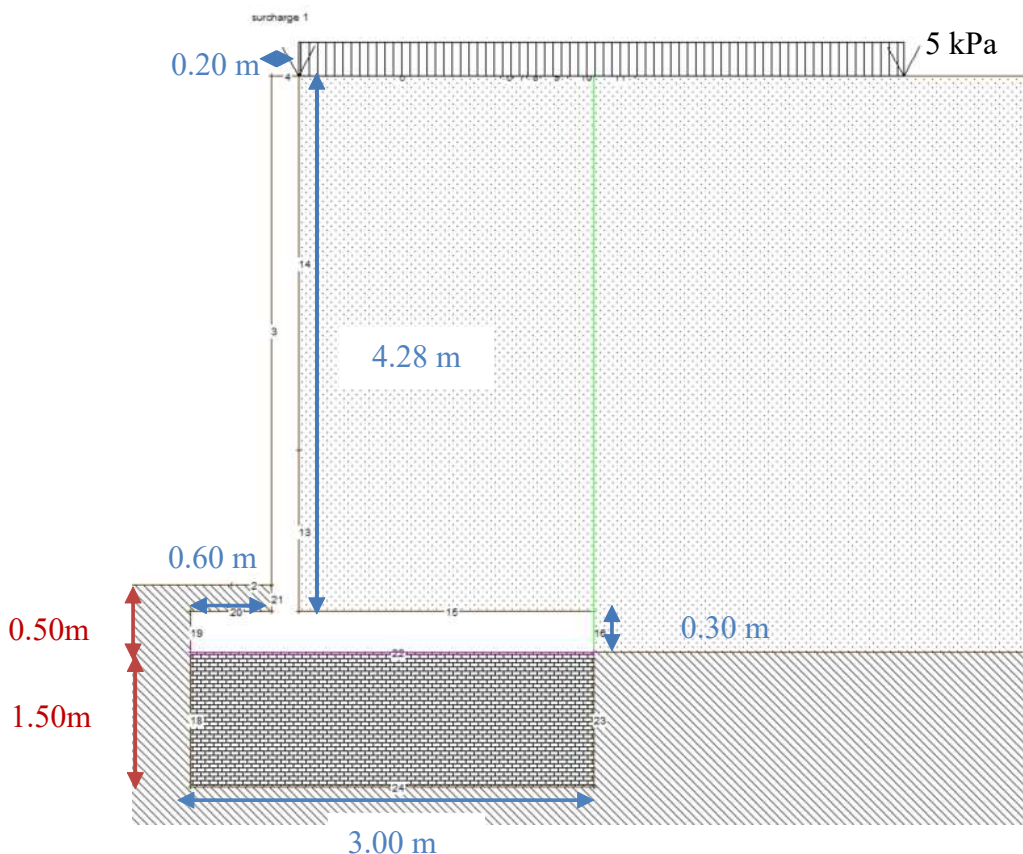
- Résultats de la stabilité externe du mur

Les résultats des calculs de stabilité sont donnés en annexe.

Les résultats indiquent que selon les données géométriques de l'ouvrage, la stabilité externe est vérifiée sous sollicitations statiques, pour une semelle **dont les dimensions sont augmentées par rapport à celles proposées au niveau des coupes fournies par le BET structures dans ses plans de mai 2020.**

Les dimensions suivantes ont été retenues pour assurer la stabilité de l'ouvrage :

- Largeur totale de semelle : 3.00 m
- hauteur de terre soutenue en amont : 4.28 m
- largeur patin : 0.60 m
- épaisseur mur : 0.20 m
- largeur talon : 2.20 m



Coupe du mur de soutènement proposé

Les résultats sont fournis en annexe, et rappelé ci-dessous :

Facteurs de sécurité partiels	Critère	Statique
Actions - ELU permanentes défavorables $\gamma_g = 1.35$ variables défavorables $\gamma_q = 1.5$ permanentes favorables $\gamma_g = 1$ variables favorables $\gamma_q = 0$ Eau favorable $\gamma_w;inf = 1$ Eau défavorable $\gamma_w;sup = 1.35$ Résistances portance (ELU) $\gamma_R;v = 1.4$ portance (ELS) $\gamma_R;v = 2.3$ glissement $\gamma_R;h = 1.1$ butée $\gamma_R;e = 1.4$ Methode glissement $\gamma_R;d;h = 0.9$ portance $\gamma_R;d;v = 1$	Eurocodes 7 : NF P 94-281	
	Approche 2 - ELU	
	Glissement (ELU Article 9.3.1) Poussée défavorable-Poids favorable	$R_h;d = 100.92 \text{ kN}$ $R_p;d = 0 \text{ kN}$ $H_d = 62.817 \text{ kN}$ $H_d \leq R_h;d + R_p;d$
	Renversement (ELU Article 9.2.2) Poussée défavorable-Poids favorable	$e = 0.142 \text{ m}$ $e < 7/15 \cdot B = 1.4 \text{ m}$
	Poinçonnement (ELU Article 9.2.1) Poussée défavorable-Poids défavorable	$R_0 = 0 \text{ kN}; i\delta\beta = 0.578$ $R_v;d = 386.91 \text{ kN}$ $V_d = 301.48 \text{ kN}$ $V_d \leq R_v;d + R_0$
	Approche 2 - ELS	
	Renversement (ELS Article 12.3)	$e = 0.0448 \text{ m}$ $e < 1/4 \cdot B = 0.75 \text{ m}$
	Poinçonnement (ELS Article 12.2)	$R_0 = 0 \text{ kN}; i\delta\beta = 0.562$ $R_v;d = 227.5 \text{ kN}$ $V_d = 210.98 \text{ kN}$ $V_d \leq R_v;d + R_0$

Des joints de fractionnement seront régulièrement répartis sur le linéaire du mur, la conception étant à affiner en phase PRO sur la base des tassements.

IV.6. VOIE D'ACCES POMPIERS

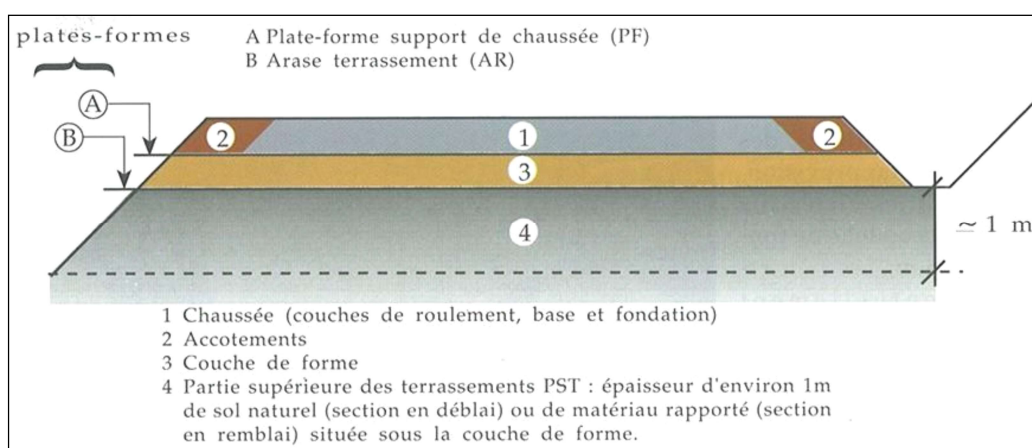
Un cheminement en béton est actuellement en place derrière la buvette du stade. Il a été réalisé des sondages complémentaires (S1/P1, S2/P2) au droit de ce cheminement afin de déterminer la portance du sol sous ce cheminement, en vue d'un élargissement, à usage de voie d'accès pompiers.

- Sol existant sous dallage béton

Les sondages réalisés au droit du cheminement béton existant montrent la présence d'une couche de sable limoneux à cailloux sur une épaisseur de 1.0 m environ sous la dalle (dont l'épaisseur est de 0.10 m). Cette couche repose sur des limons sableux marrons. On peut rattacher ces formations aux remblais de surfaces également identifiés au droit du sondage SP6 réalisé à proximité.

En l'état, en considérant l'absence de couche de forme, on pourra considérer un module EV2 > 25 MPa au niveau de la PST sous dallage.

La mise en œuvre d'une couche de forme paraît nécessaire dans l'optique de la réalisation d'une voirie avec un objectif de plateforme PF2.



Définition des différents termes utilisés pour la mise en place de la voirie
(d'après le GTR fascicule 1)

- Préparation du fond de forme pour réfection de la dalle

Après décapage de la totalité de la terre végétale et des limons végétalisés, et de tout remblai éventuel sur une épaisseur minimale de 0,50 m, les formations constituant la PST seront des sables limoneux à cailloux.

Ces formations n'ont pas fait l'objet d'analyse granulométrique, mais on pourra supposer qu'elles seront de classe A selon le GTR 92.

Compte tenu de la probable nature remaniée (remblais éventuels) de ces formations, elles ne sont pas réutilisables en couche de forme.

Toute poche décomprimée, de matériau évolutif ou de moindre consistance rencontrée en fond de forme sera purgée.

L'ensemble de ces résultats indique vraisemblablement, en fonction de l'état hydrique du matériau au démarrage du chantier, une PST n° 0 associée à une classe d'arase de terrassement AR0.

Dans le cas d'une PST n°0, la portance de cette PST risque d'être quasi nulle au moment de la réalisation de la chaussée ou au cours de la vie de l'ouvrage. Des difficultés de traficabilité en phase chantier sont donc à prévoir.

La solution de franchissement de ces zones doit être recherchée par une opération de terrassement (purge, substitution) et/ou de drainage (fossés profonds, rabattement de la nappe...) de manière à pouvoir reclasser le nouveau support obtenu au moins en **classe AR1 (soit une P.S.T. n°1)**.

Nous préconisons la réalisation d'un cloutage avec des matériaux de type 100/200 mm sur une épaisseur minimale de 50 cm.

Des planches d'essais par essais à la plaque devront permettre de vérifier l'obtention d'une classe d'arase AR1 ($EV2 \geq 20$ MPa) après la réalisation du cloutage.

La mise en place d'un géotextile sera réalisée sur le cloutage ou sur une couche de réglage de type GNT 0/31.5 (afin d'éviter son déchirement) afin d'éviter toute contamination par remontée capillaire.

Après la mise en place d'un géotextile, sur une PST n°1 / AR1, pour obtenir une plateforme de classe PF2, il sera nécessaire de mettre en œuvre une couche de forme de 0,30 m d'épaisseur minimale, à adapter selon la portance réelle mesurée lors des travaux et des conditions climatiques.

Ces épaisseurs de couche de forme minimale seront à adapter selon la portance réelle mesurée lors des travaux et des conditions climatiques. Elles devront être déterminées lors de la mission G3 de l'entreprise, incluant notamment des essais à la plaque en fond de forme, ainsi que des planches d'essai.

La couche de forme sera constituée d'un matériau d'apport de classe D31 selon le GTR, comportant moins de 5 % de fines.

En particulier, en cas de travaux réalisés dans des conditions climatiques défavorables, des surépaisseurs de couche de forme pourront s'avérer indispensables.

Des planches d'essai seront impérativement réalisées au démarrage du chantier pour valider, ou adapter, l'épaisseur de la couche de forme.

- Sujétions particulières

On veillera à limiter les infiltrations d'eau au niveau de ces sols supports de chaussée (*fossés, drainage...*).

Les couches de chaussée seront mises en œuvre, compactées et contrôlées suivant les spécifications en vigueur.

- Contrôle

La qualité de l'arase et de la couche de forme devront être contrôlées par essais à la plaque ($EV2 \geq 20$ MPa pour l'arase de terrassement, $EV2 \geq 50$ MPa pour la couche de forme).

Dans le cas de zones en remblai de plus de 50 cm (ce qui n'est néanmoins à notre connaissance pas le cas), des essais de contrôle à la plaque devront être réalisés tous les 50 cm d'élévation du remblai.

IV.7. MISE HORS D'EAU

- Phase provisoire

Lors de notre campagne de reconnaissance (décembre 2018), nous n'avons pas rencontré d'arrivées d'eau en forage.

Dans sa campagne de 2009, Fondasol mentionnait des niveaux d'eau stabilisés (en fin de forage) entre 6,80 et 7,10 m / TA de profondeur (sondages SP1_{Fondasol} et SP2_{Fondasol}).

En fonction de la date de réalisation des terrassements, des arrivées d'eau dans les fouilles sont possibles. Un pompage provisoire pourra alors être nécessaire afin d'épuiser les venues d'eau et d'assécher les fouilles.

- Phase définitive

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

Les murs de soutènement seront soigneusement drainés (nappe drainante, drains, barbacanes,...).

V - RECOMMANDATIONS POUR LES MISSIONS SUIVANTES

Le présent rapport constitue le compte rendu et fixe la fin de la mission d'étude géotechnique de projet – phase PRO. Cette mission G2 PRO confiée à GEOTEC a permis de confirmer les hypothèses géotechniques à prendre en compte en fonction des données fournies et des résultats des investigations, et présente un dimensionnement des ouvrages géotechniques.

Les aléas géotechniques restants à l'issue de cette étude sont les suivants :

- la remontée ou l'approfondissement du toit du substratum compact ;
- l'épaisseur des remblais sur site,
- la présence d'eau.
- La possibilité de terrasser selon les pentes mentionnées dans le présent rapport,
- Les tassements admissibles des ouvrages (pouvant, selon les descentes de charges, nécessiter des adaptations de type renforcement de sol).

La mise en œuvre de l'ensemble des phases de la mission G2 (phase G2 PRO et G2 DCE/ACT) ainsi que les missions géotechniques suivantes (G3 à G4) devra suivre la présente phase d'étude (mission G2 AVP).

*

* *

CONDITIONS D'UTILISATION DU PRESENT DOCUMENT

1. **GEOTEC** ne peut être en aucun cas tenu à une obligation de résultats car les prestations d'études et de conseil sont réputées incertaines par nature, **GEOTEC** n'est donc tenu qu'à une obligation de moyens.
2. Le présent document et ses annexes constituent un tout indissociable. Les interprétations erronées qui pourront en être faites à partir d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la Société **GEOTEC**. En particulier, il ne s'applique qu'aux ouvrages décrits et uniquement à ces derniers.
3. Toute modification du projet initial concernant la conception, l'implantation, le niveau ou la taille de l'ouvrage devra être signalée à **GEOTEC**. En effet, ces modifications peuvent être de nature à rendre caducs certains éléments ou la totalité des conclusions de l'étude.
4. Si, en l'absence de plans précis des ouvrages projetés, **GEOTEC** a été amené dans le présent document à faire une ou des hypothèses sur le projet, il appartient au Maître d'Ouvrage ou à son Maître d'Œuvre, de communiquer par écrit ses observations éventuelles à **GEOTEC** sans quoi, il ne pourrait en aucun cas et pour aucune raison être reproché à **GEOTEC** d'avoir établi son étude pour le projet décrit dans le présent document.
5. Les moyens techniques à la disposition de **GEOTEC** pour la présente étude ne permettent d'obtenir qu'une identification ponctuelle des sols, sur les seuls lieux d'implantation des sondages mentionnés ci-avant, lesquels portent sur une profondeur limitée.

En conséquence, des éléments nouveaux mis en évidence lors de reconnaissances complémentaires ou lors de l'exécution des fouilles ou des fondations et n'ayant pu être détectés au cours des opérations de reconnaissance (par exemple : failles, remblais anciens ou récents, cavene de dissolution, hétérogénéité localisée, venue d'eau, pollution, etc.) peuvent rendre caduques les conclusions du présent document en tout ou en partie.

Ces éléments nouveaux ainsi que tout incident important survenant au cours des travaux (éboulements des fouilles, dégâts occasionnés aux constructions existantes, glissement de talus, etc.) doivent être immédiatement signalés à **GEOTEC** pour lui permettre de reconsidérer et d'adapter éventuellement les solutions initialement préconisées et ceci dans le cadre de missions complémentaires.

6. Pour les raisons développées au § 4, et sauf stipulation contraire explicite de la part de **GEOTEC**, l'utilisation de la présente étude pour chiffrer, à forfait ou non, le coût de tout ou partie des ouvrages d'infrastructure ne saurait en aucun cas engager la responsabilité de **GEOTEC**. Une mission G2 d'étude géotechnique de projet minimum est nécessaire pour estimer des quantités, coûts et délais d'ouvrages géotechniques.
7. **GEOTEC** ne pourrait être rendu responsable des modifications apportées à la présente étude sans son consentement écrit.
8. Il est vivement recommandé au Maître d'Ouvrage, au Maître d'Œuvre ou à l'Entreprise de faire procéder, au moment de l'ouverture des fouilles ou de la réalisation des premiers pieux ou puits, à une visite de chantier par un spécialiste. Cette visite est normalement prévue par **GEOTEC** lorsqu'elle est chargée d'une mission G4 de supervision géotechnique d'exécution. Le client est alors prié de prévenir **GEOTEC** en temps utile.

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

9. Les éventuelles altitudes indiquées pour chaque sondage (*qu'il s'agisse de cotes de références rattachées à un repère arbitraire ou de cotes NGF*) ne sont données qu'à titre indicatif. Seules font foi les profondeurs mesurées depuis le sommet des sondages et comptées à partir du niveau du sol au moment de la réalisation des essais. Pour que ces altitudes soient garanties, il convient qu'elles soient relevées par un Géomètre Expert. Il en va de même pour l'implantation des sondages sur le terrain.
10. Hydrogéologie : les relevés des venues d'eau dans les sondages ont un caractère ponctuel et instantané.
11. Le Maître d'Ouvrage devra informer **GEOTEC** de la date de Déclaration Réglementaire d'Ouverture du Chantier (*DROC*) et faire réactualiser le présent document en cas d'ouverture de chantier plus de 2 ans après la date d'établissement du présent document. De même il est tenu d'informer **GEOTEC** du montant global de l'opération et de la date prévisible de réception de l'ouvrage.

ENCHAINEMENT DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

(Extraits de la norme NF P 94-500 du 30 novembre 2013 – Chapitre 4.2)

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

L'enchaînement et la définition synthétique des missions d'ingénierie géotechnique sont donnés dans les tableaux 1 et 2. Deux ingénieries géotechniques différentes doivent intervenir : la première pour le compte du Maître d'Ouvrage ou de son mandataire lors des étapes 1 à 3, la seconde pour le compte de l'entreprise lors de l'étape 3.

Enchaînement des missions G1 à G4	Phases de la maîtrise d'œuvre	Mission d'ingénierie géotechnique (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 : Etude géotechnique préalable (G1)		Etude géotechnique préalable (G1) Phase Etude de Site (ES)		Spécificités géotechniques du site	Première identification des risques présentés par le site	Fonction des données existantes et de la complexité géotechnique
	Etude préliminaire, Esquisse, APS	Etudes géotechnique préalable (G1) Phase Principes Généraux de Construction (PGC)		Première adaptation des futurs ouvrages aux spécificités du site	Première identification des risques pour les futurs ouvrages	Fonctions des données existantes et de la complexité géotechnique
Étape 2 : Etude géotechnique de conception (G2)	APD/AVP	Etude 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 (<i>choix constructifs</i>)
	PRO	Etudes géotechniques de conception (G2) Phase Projet (PRO)		Conception et justifications du projet		Fonction du site et de la complexité du projet (<i>choix constructifs</i>)
	DCE/ACT	Etude 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 : Etudes géotechniques de réalisation (G3/G4)		A la charge de l'entreprise	A la charge du maître d'ouvrage			
	EXE/VISA	Etude de suivi géotechniques d'exécution (G3) Phase Etude (en interaction avec la phase suivi)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision de l'étude géotechnique d'exécution (<i>en interaction avec la phase supervision du suivi</i>)	Etude 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 (<i>réalité des actions, vigilance, mémorisation, capitalisation des retours d'expérience</i>)	Fonction des méthodes de construction et des adaptations proposées si des risques identifiés surviennent
	DET/AOR	Etude et suivi géotechniques d'exécutions (G3) Phase Suivi (en interaction avec la Phase Etude)	Supervision géotechnique d'exécution (G4) Phase Supervision du suivi géotechnique d'exécution (<i>en interaction avec la phase Supervision de l'étude</i>)	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
A 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'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

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

ETAPE 1 : ETUDE GEOTECHNIQUE PREALABLE (G1)

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

Phase Étude de Site (ES)

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

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

Phase Principes Généraux de Construction (PGC)

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

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

ETAPE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE DE CONCEPTION (G2)

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

Phase Avant-projet (AVP)

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

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

Phase Projet (PRO)

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

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

Phase DCE / ACT

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

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

ETAPE 3 : ETUDES GEOTECHNIQUES DE REALISATION (G3 et G4, distinctes et simultanées) ETUDE ET SUIVI GEOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

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

Phase Étude

- Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques: notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).
- Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs: plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

- Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).
- Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

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

Phase Supervision de l'étude d'exécution

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

Phase Supervision du suivi d'exécution

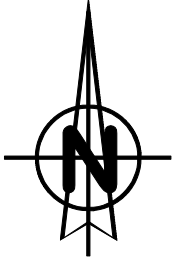
- Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique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

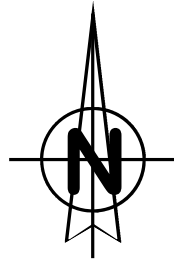
DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

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

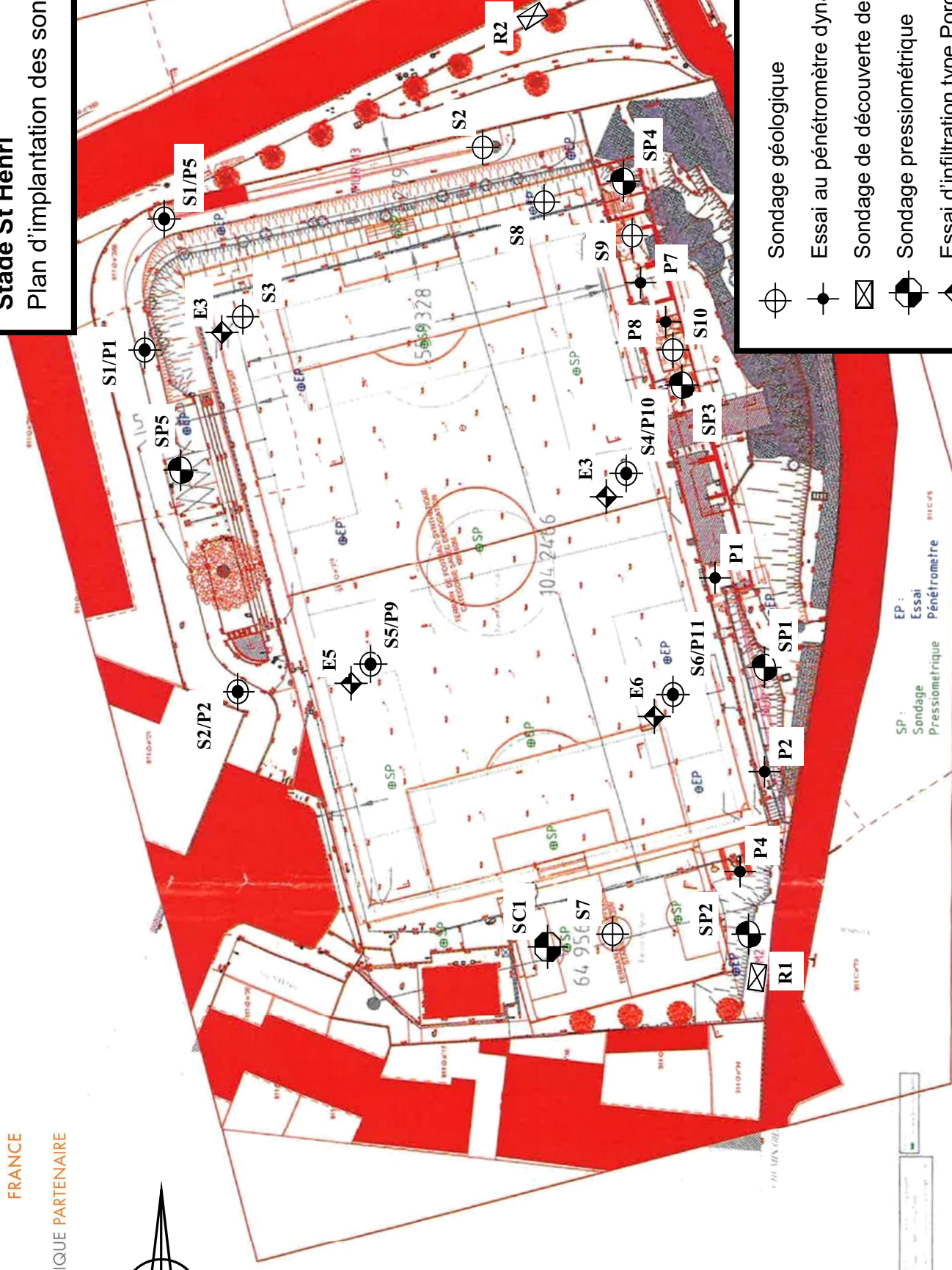
- Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.
- Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant. Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3)

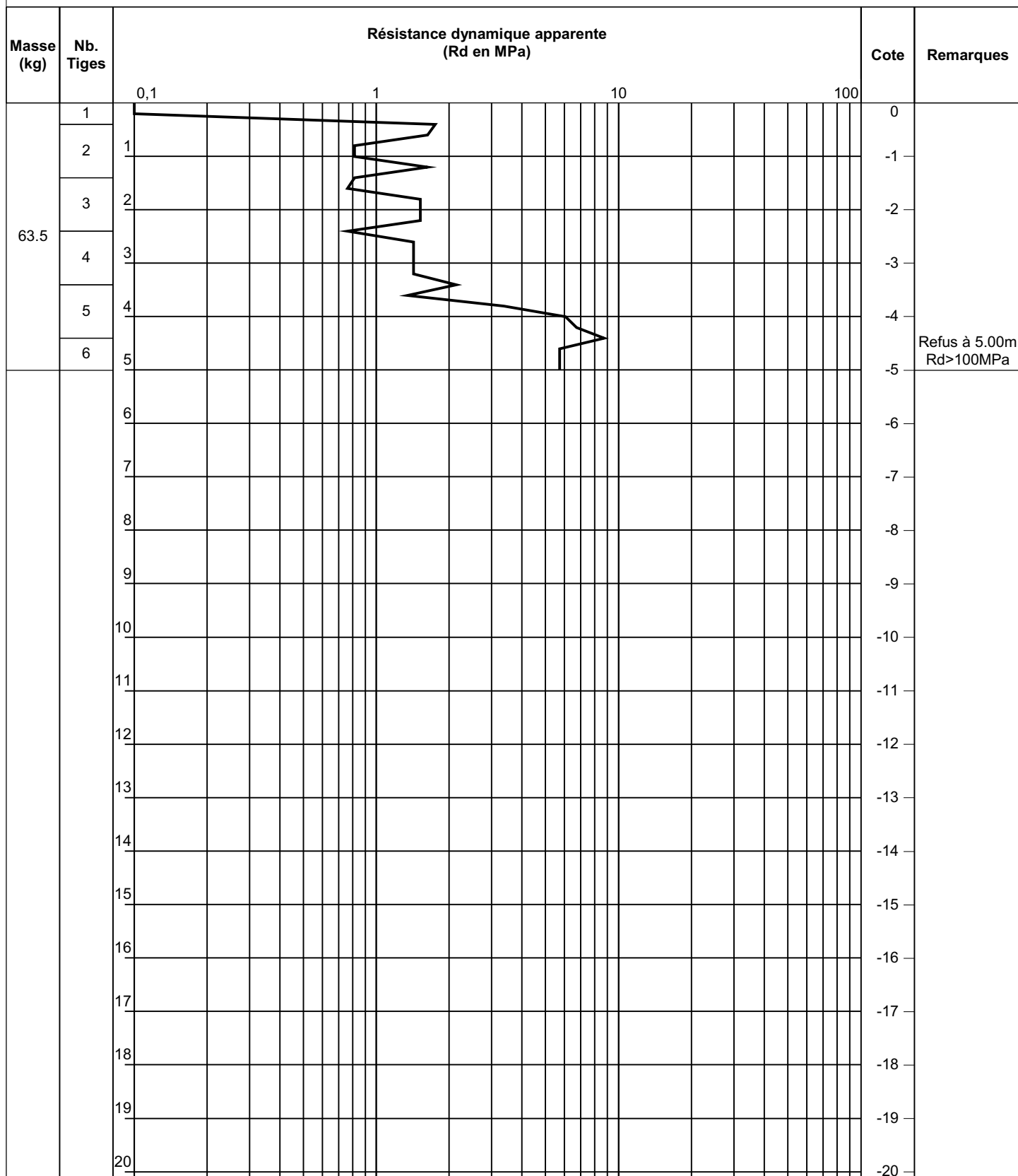
ANNEXES





GÉOTEC 18/07962/MARSE
MARSEILLE
Stade St Henri
Plan d'implantation des sondages





EXGTE 2.30

Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse mouton : 63.5 kg

Hauteur de chute : 75 cm

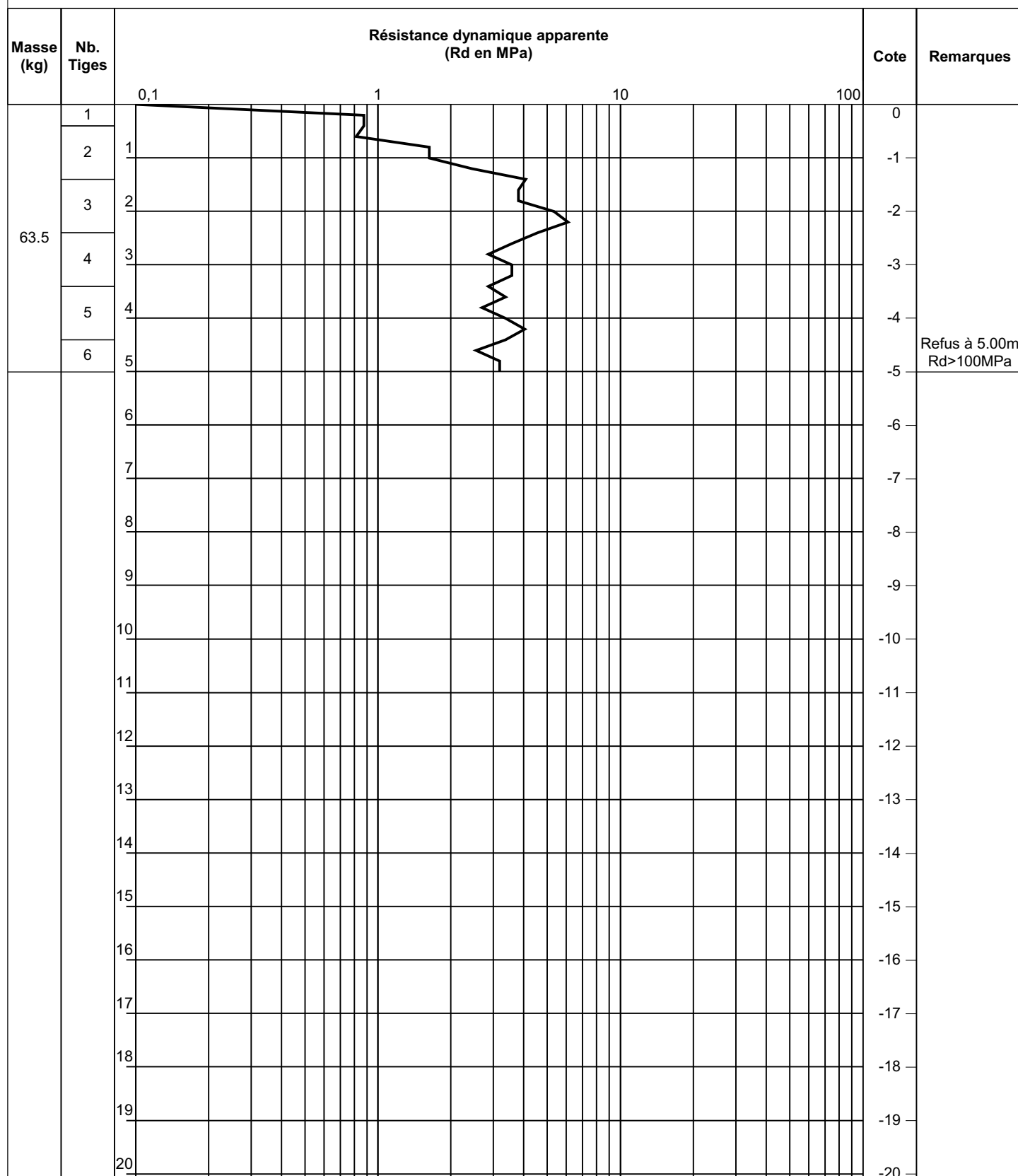
Section de la pointe : 20.428 cm²

Observations :

Masse enclume : 12.37 kg

Masse de la pointe : 1.05 kg

Masse d'une tige : 6.31 kg



EXGTE 2.30

Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse mouton : 63.5 kg

Hauteur de chute : 75 cm

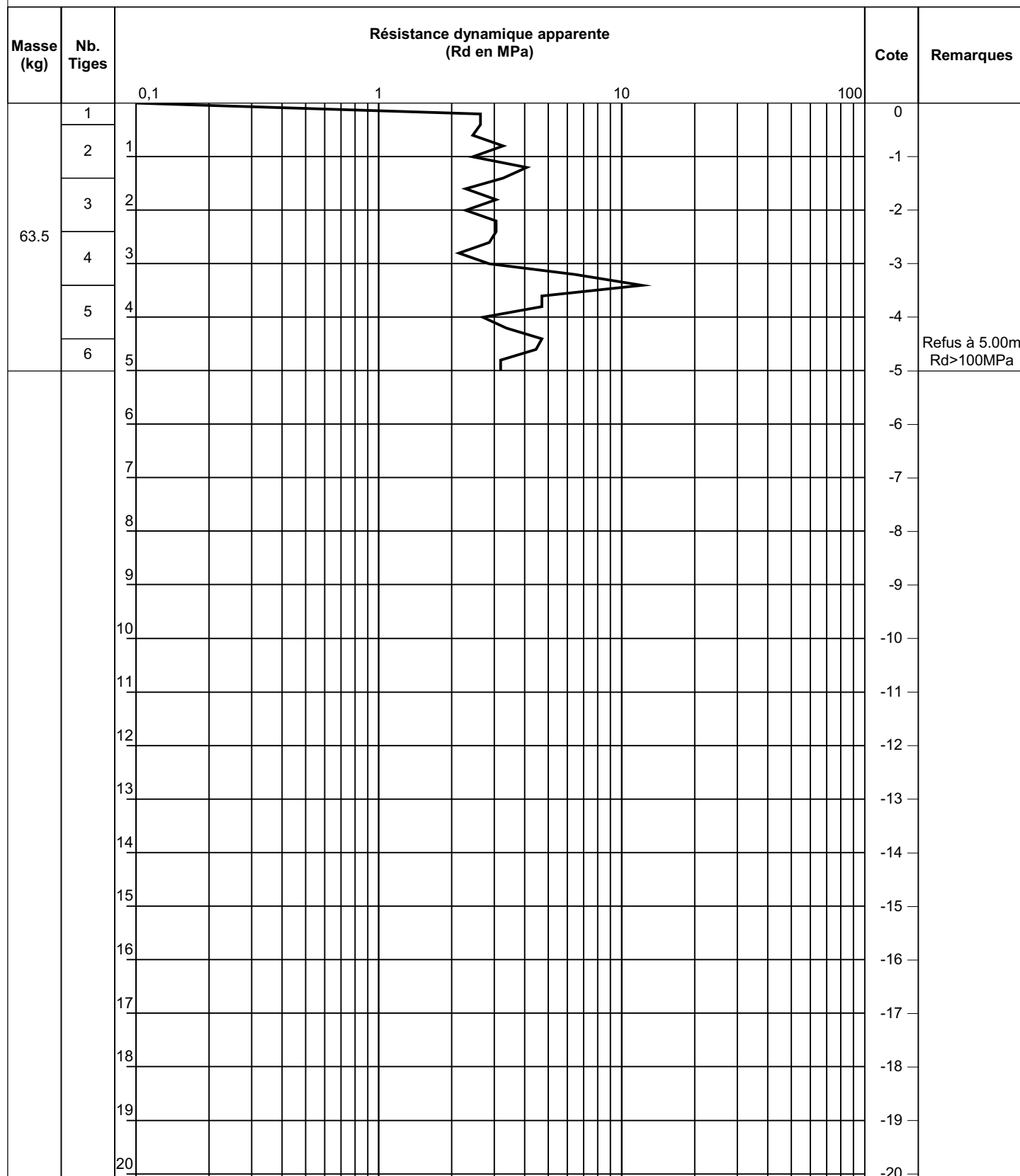
Section de la pointe : 20.428 cm²

Observations :

Masse enclume : 12.37 kg

Masse de la pointe : 1.05 kg

Masse d'une tige : 6.31 kg



EXGTE 2.30

Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse mouton : 63.5 kg

Hauteur de chute : 75 cm

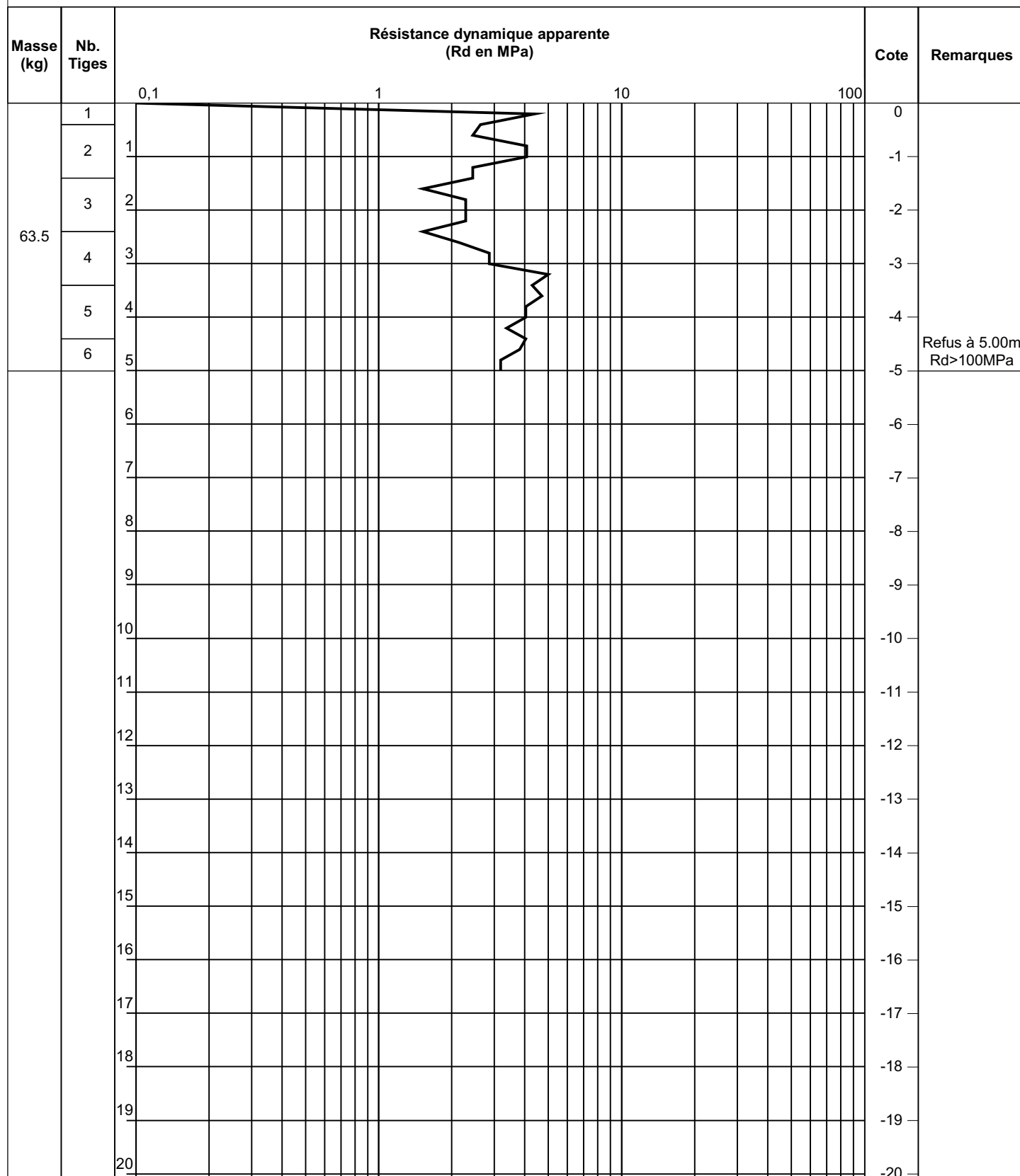
Section de la pointe : 20.428 cm²

Observations :

Masse enclume : 12.37 kg

Masse de la pointe : 1.05 kg

Masse d'une tige : 6.31 kg



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse mouton : 63.5 kg

Hauteur de chute : 75 cm

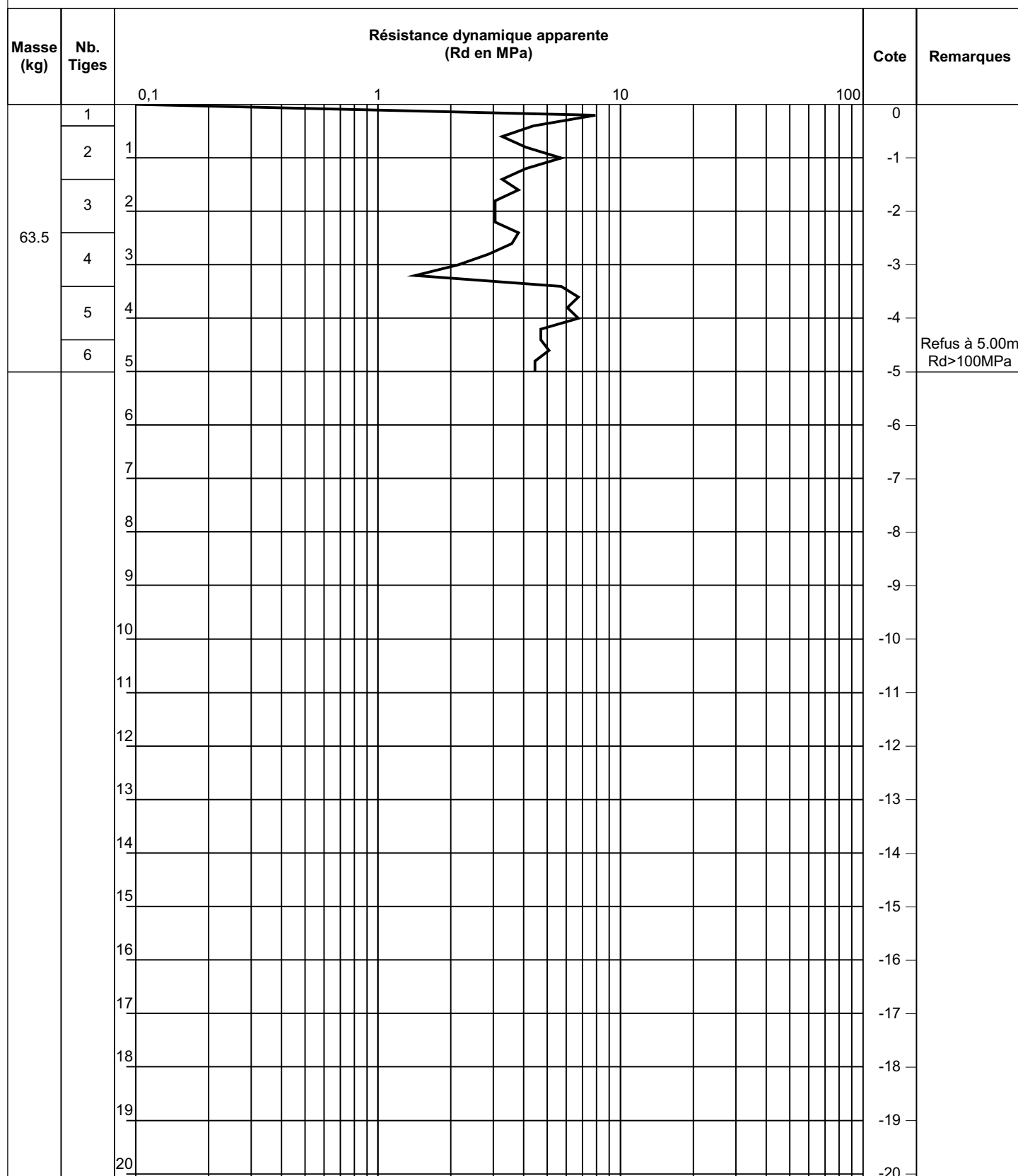
Section de la pointe : 20.428 cm²

Observations :

Masse enclume : 12.37 kg

Masse de la pointe : 1.05 kg

Masse d'une tige : 6.31 kg



EXGTE 2.30

Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse mouton : 63.5 kg

Hauteur de chute : 75 cm

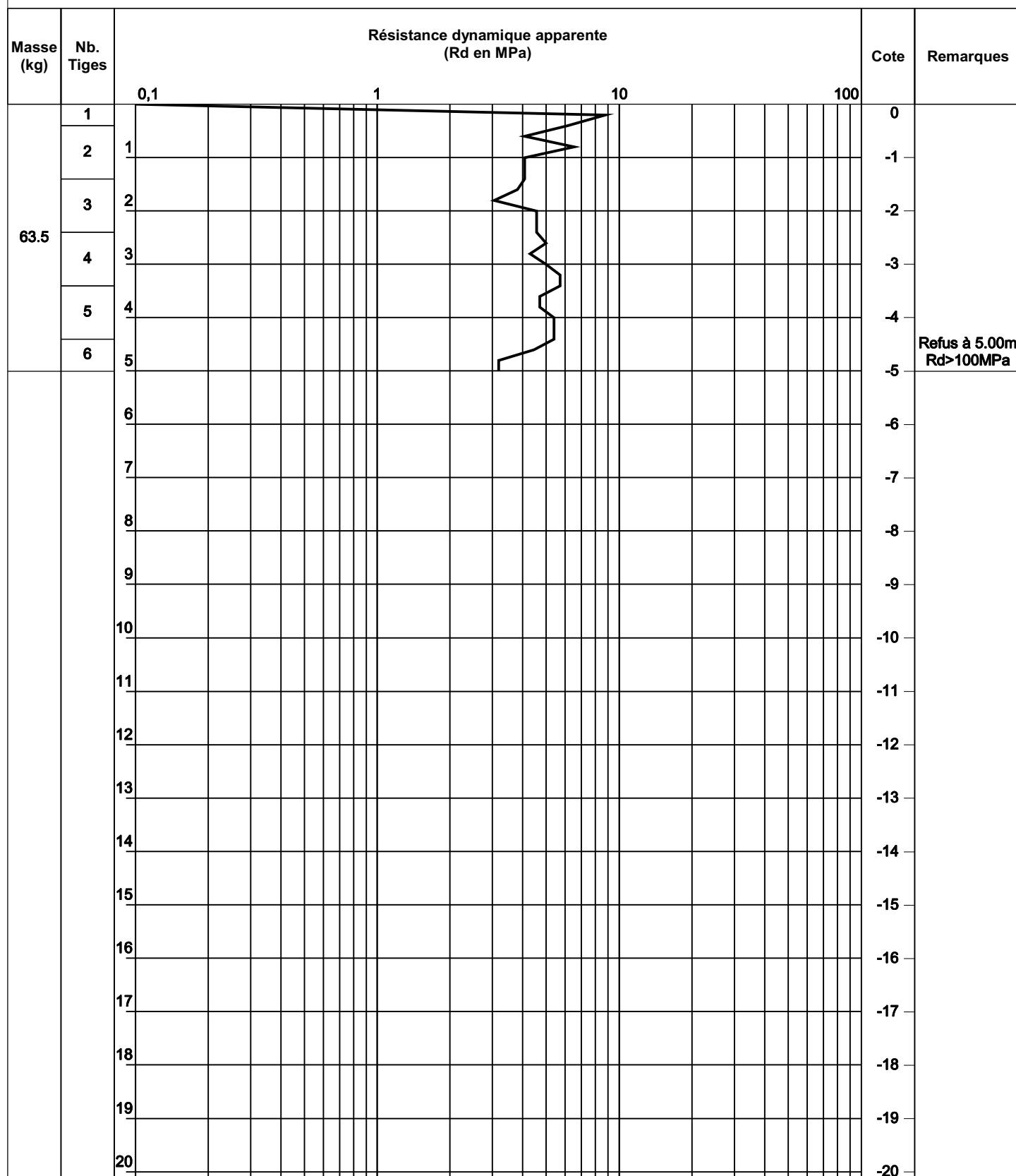
Section de la pointe : 20.428 cm²

Observations :

Masse enclume : 12.37 kg

Masse de la pointe : 1.05 kg

Masse d'une tige : 6.31 kg

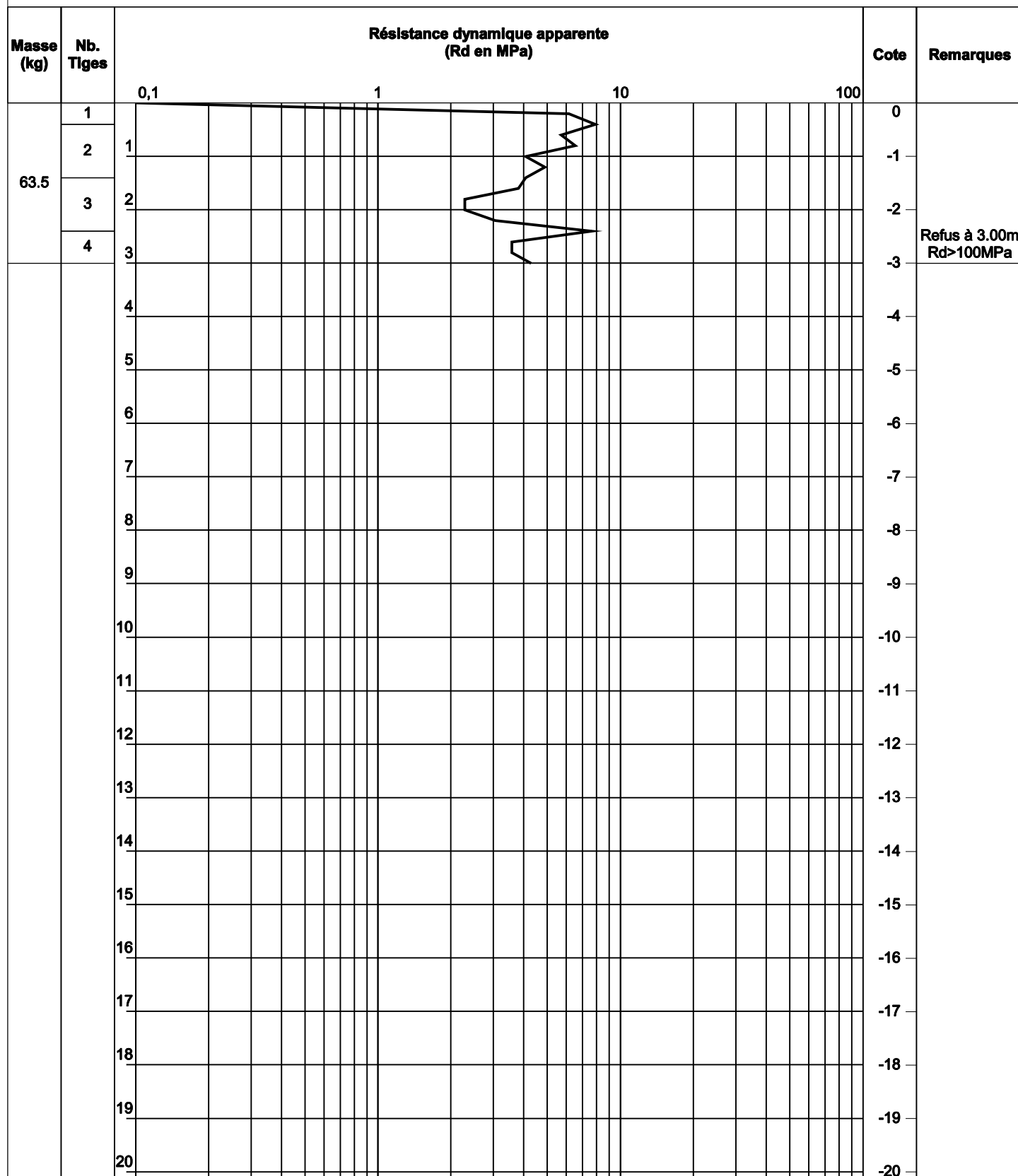


EXGTE 2.30

Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse mouton : 63.5 kg
 Hauteur de chute : 75 cm
 Section de la pointe : 20.428 cm²
 Observations :

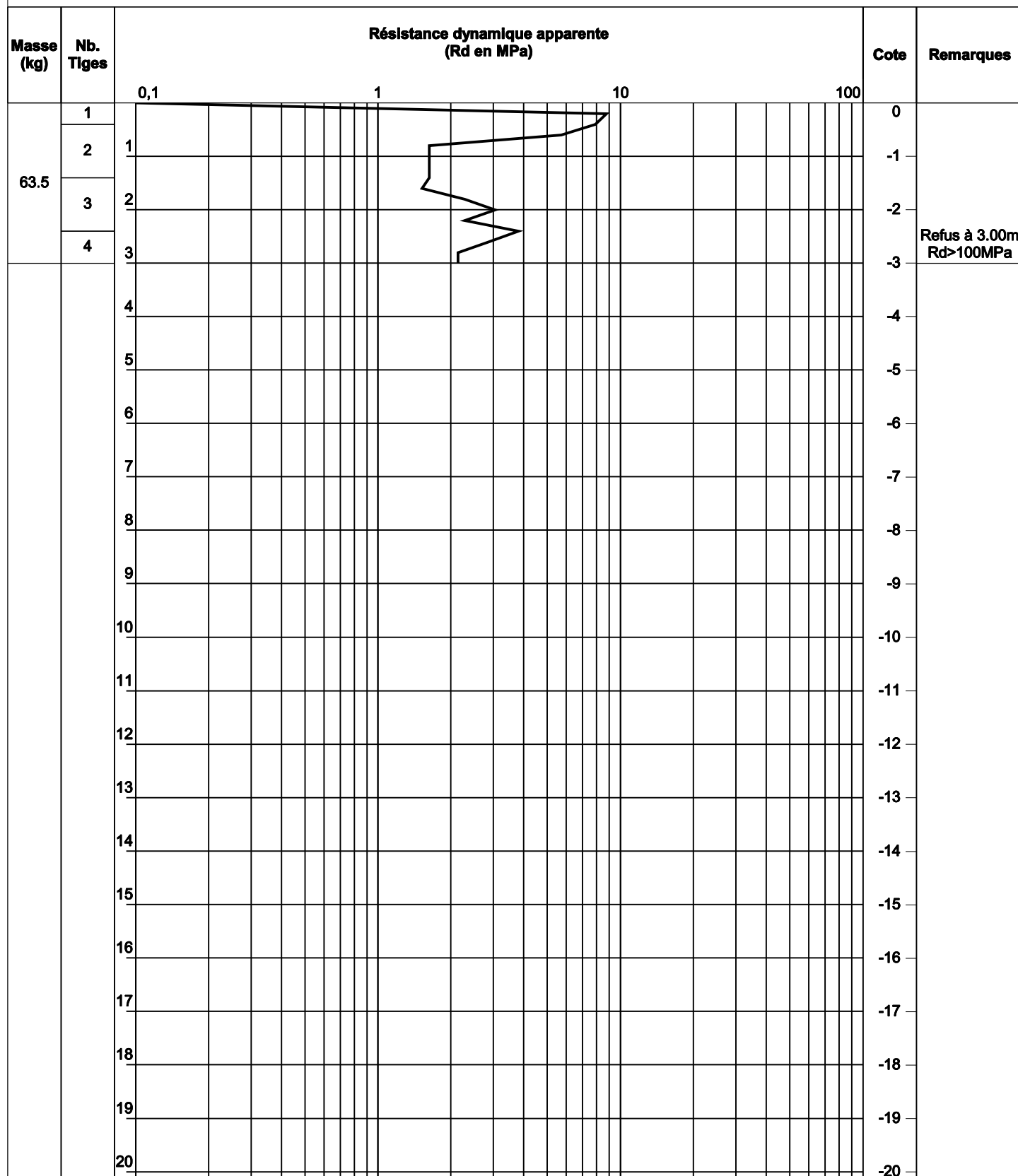
Masse enclume : 12.37 kg
 Masse de la pointe : 1.05 kg
 Masse d'une tige : 6.31 kg



Caractéristiques du pénétrromètre dynamique PDB

Masse mouton : 63.5 kg
Hauteur de chute : 75 cm
Section de la pointe : 20.428 cm²
Observations :

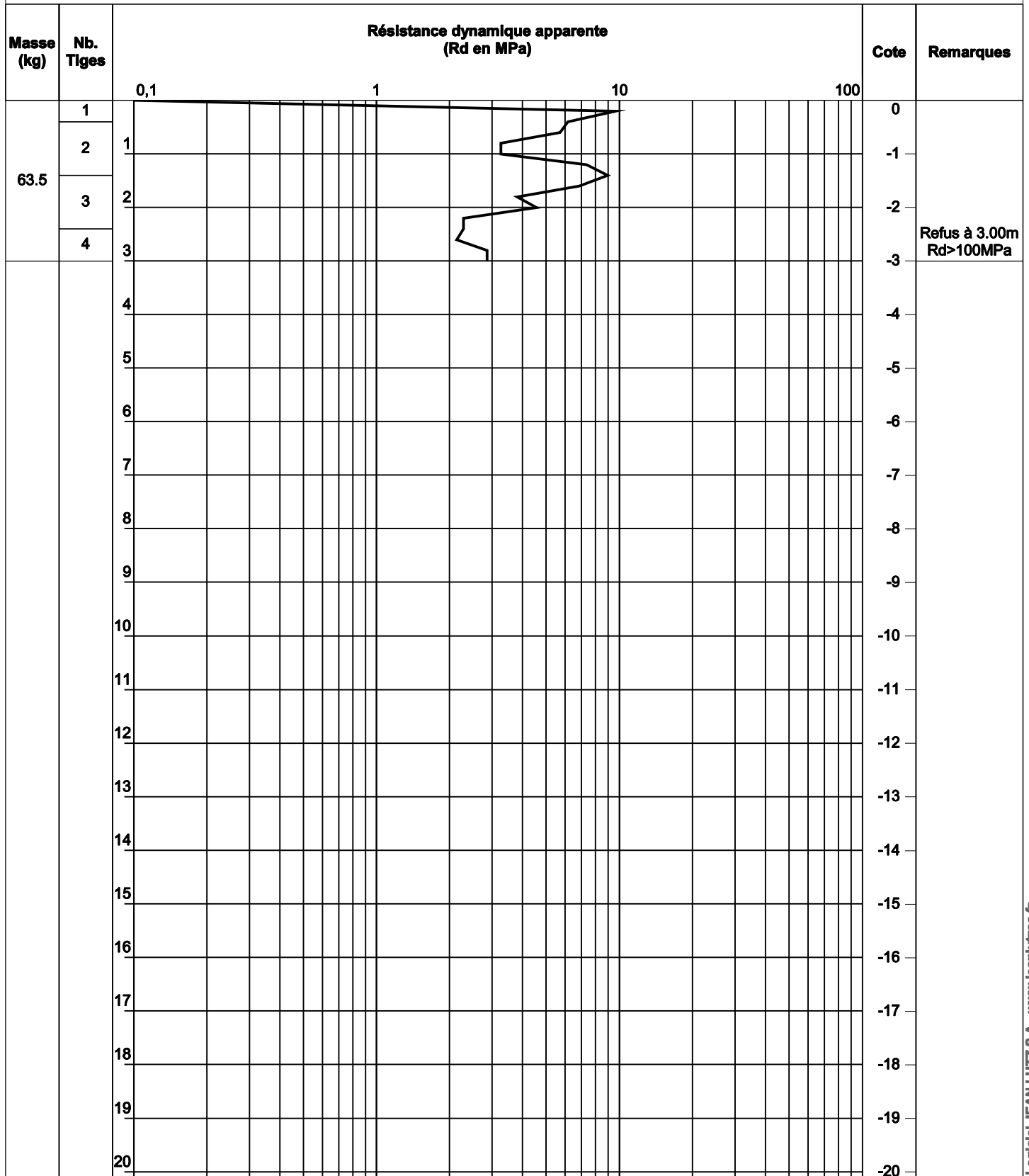
Masse enclume : 12.37 kg
Masse de la pointe : 1.05 kg
Masse d'une tige : 6.31 kg



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse mouton : 63.5 kg
 Hauteur de chute : 75 cm
 Section de la pointe : 20.428 cm²
 Observations :

Masse enclume : 12.37 kg
 Masse de la pointe : 1.05 kg
 Masse d'une tige : 6.31 kg



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse mouton : 63.5 kg
Hauteur de chute : 75 cm
Section de la pointe : 20.428 cm²
Observations :

Masse enclume : 12.37 kg
Masse de la pointe : 1.05 kg
Masse d'une tige : 6.31 kg

Arrêt du sondage à 2.00m.

Arrêt du sondage à 0.90m.

Page : 1/1

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

Arrêt du sondage à 3.0m/TA.

Sondage : S5

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2018

Site : MARSEILLE - Saint-Henri

X :

Echelle : 1/100

Y :

Affaire : 18/07262/MARSE/01

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Coupe indicative	Ech	Observations Organoleptiques	Outil	Eau	Equipement
0,00	0,00						
		Remblais à cailloutis	S5 (0.2-1.0)			NEANT	
		Remblais argilo-sableux et sableux en profondeur à cailloutis et débris de brique		Couleur marron-noirâtre, Pas d'odeur suspecte	TAR 100		
-3,00	3,00						

Observations :

Arrêt du sondage à 3.0m/TA.

EXGTE 2.30

Sondage : S6

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2018

Site : MARSEILLE - Saint-Henri

X :

Echelle : 1/100

Y :

Affaire : 18/07262/MARSE/01

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Coupe indicative	Ech	Observations Organoleptiques	Outil	Eau	Equipement
0,00	0,00						
		Remblais à cailloutis					
		Remblais argilo-limoneux à passage sableux, à cailloutis et débris de brique	S6 (0.5-1.0)	Couleur noirâtre à passage marron-orangé, Pas d'odeur suspecte	TAR 100	NEANT	
-3,00	3,00						

Observations :

Arrêt du sondage à 3.0m/TA.

EXGTE 2.30

Sondage : S7

Inclinaison/Verticale :

Date : 18/12/2018

Site : MARSEILLE - Saint-Henri

X :

Echelle : 1/100

Y :

Affaire : 18/07262/MARSE/01

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Coupe indicative	Ech	Observations Organoleptiques	Outil	Eau	Equipement
0,00	0,00						
-1,00	1,00	<div> <div> R R R R R R R R </div> <div> Enrobé Remblais argilo-limoneux à cailloutis et débris de brique </div> </div>	S7 (0.1-1)	Couleur marron-gris à passage noirâtre, Pas d'odeur suspecte	TAR 100	NEANT	
-3,00	3,00	<div> <div> R R R R R R R R </div> <div> Remblais argileux à debris de brique </div> </div>		Couleur orange, Pas d'odeur suspecte			

EXGTE 2.30

Observations :

Arrêt du sondage à 3.0m/TA.

Sondage : S8

Inclinaison/Verticale :

Date : 17/12/2018

Site : MARSEILLE - Saint-Henri

X :

Echelle : 1/100

Y :

Affaire : 18/07262/MARSE/01

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Coupe indicative	Ech	Observations Organoleptiques	Outil	Eau	Equipement
0,00	0,00						
		Remblais à cailloutis					
		Remblais argilo-sableux à cailloutis et débris de brique	S8 (0.1-2.0)	Couleur marron à passage noirâtre, Pas d'odeur suspecte	TAR 100	NEANT	
-3,00	3,00		S8 (2.5-3.0)				

Observations :

Arrêt du sondage à 3.0m/TA.

EXGTE 2.30

Sondage : S9

Inclinaison/Verticale :

Date : 18/12/2018

Site : MARSEILLE - Saint-Henri

X :

Echelle : 1/100

Y :

Affaire : 18/07262/MARSE/01

Z :

Page : 1/1

Cote	Prof.	Coupe indicative	Ech	Observations Organoleptiques	Outil	Eau	Equipement
0,00	0,00						
		Limon à cailloutis	S9 (0.1-1)			NEANT	
		Remblais argilo-sableux à cailloutis et débris de brique	S9 (1.2-2)	Couleur marron-gris à passage orange, Pas d'odeur suspecte	TAR 100		
-3,00	3,00						

Observations :

Arrêt du sondage à 3.0m/TA.

EXGTE 2.30

Affaire : 18/07262/MARSE/01

Cote	Prof.	Coupe indicative	Ech	Observations Organoleptiques	Outil	Eau	Equipement
0,00	0,00						
			S10 (0-0.5)	Couleur noirâtre, Pas d'odeur suspecte	TAR 100	NEANT	
			S10 (0.5-2)	Couleur marron-orangé à passage noirâtre, Pas d'odeur suspecte			
-3,00	3,00						

Observations :

Arrêt du sondage à 3.0m/TA.

EXGTE 2.30

Page : 1/1

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

Masse mouton : 63.5 kg
Hauteur de chute : 75 cm
Section de la pointe : 20.428 cm²
Observations :

Page : 1/1

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

Masse mouton : 63.5 kg
Hauteur de chute : 75 cm
Section de la pointe : 20.428 cm²
Observations :

Cote	Prof.	Nature du terrain	Eau	Outil	Prof	Module pressiométrique EM (MPa)	Pression de fluage p _f * (MPa)	Pression limite p _l * (MPa)	EM/p _l *
						0,1 1 10 100 1000	0,1 1 10	0,1 1 10	
	0,00				0				
		R R R R R R R R R R R R R R R R			1	2,70	0,33	0,33	8
		R R R R R R R R R R R R R R R R			2	4,43	0,27	0,55	8
		R R R R R R R R R R R R R R R R			3	3,02	0,42	0,51	6
		R R R R R R R R R R R R R R R R			4	5,33	0,77	1,03	5
	5,10	R R R R R R R R R R R R R R R R			5	7,08	0,49	1,28	6
		R R R R R R R R R R R R R R R R			6	8,25	0,82	1,40	6
					7				
					8				
					9				
					10				
					11				
					12				
					13				
					14				
					15				
					16				
					17				
					18				
					19				
					20				

EXGTE 2.30

Observations :

Arrêt à 7.00m. Tubage de 0 à 6 m

Site : MARSEILLE
Stade St-Henri


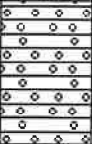
X:

Y:

z:

Affaire : 18/07962/MARSE/01

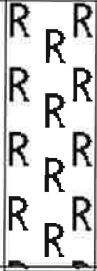
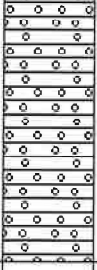
Page : 1/1

Cote	Prof.	Nature du terrain	Eau	Outil	Prof	Module	Pression de	Pression limite	EM/pl*
						pressiométrique EM (MPa)	fluage pf* (MPa)	pl* (MPa)	
						0,1 1 10 100 1000	0,1 1 10	0,1 1 10	
0,00					0				
		Remblais: Argiles, blocs, briques	Néant	TAIL 64	1	4,87	0,39	0,52	
					2	3,71	0,38	0,69	
					3	3,27	0,29	0,47	
					4	6,95	0,62	1,11	
5,10					5	9,77	0,68	1,29	
					6	10,6	0,81	1,53	
					7				
7,00					8				
					9				
					10				
					11				
					12				
					13				
					14				
					15				
					16				
					17				
					18				
					19				
					20				

EXGTE 2.30


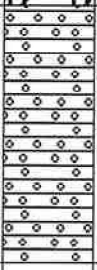
Observations :

Arrêt à 7.00m. Tubage de 0 à 6 m

Cote	Prof.	Nature du terrain	Eau	Outil	Prof	Module pressiométrique EM (MPa)	Pression de fluage pf* (MPa)	Pression limite pl* (MPa)	EM/pl*
	0,00					0,1 1 10 100 1000	0,1 1 10	0,1 1 10	
					0				
		Remblais: Argiles			1	3,72	0,39	0,69	5
					2	3,63	0,30	0,56	6
	3,50				3	11,0	0,64	1,01	11
				TAIL 64	4	4,65	0,65	0,93	5
		Argile marron et cailloutis			5	8,65	0,66	1,28	7
	7,00				6	8,81	1,02	1,33	7
					7				
					8				
					9				
					10				
					11				
					12				
					13				
					14				
					15				
					16				
					17				
					18				
					19				
					20				

Observations :

Arrêt à 7.00m. Tubage de 0 à 4 m

Cote	Prof.	Nature du terrain	Eau	Outil	Prof	Module pressiométrique EM (MPa)	Pression de fluage pf* (MPa)	Pression limite pl* (MPa)	EM/pl*
	0,00					0,1 1 10 100 1000	0,1 1 10	0,1 1 10	
					0				
					1	4,55	0,31	0,53	9
					2	4,63	0,29	0,45	10
					3	3,05	0,39	0,63	5
	3,60				4	8,59	0,80	1,31	7
					5	9,03	0,67	1,28	7
					6	6,66	0,66	1,27	5
	7,00				7				
					8				
					9				
					10				
					11				
					12				
					13				
					14				
					15				
					16				
					17				
					18				
					19				
					20				

Néant

TAIL
64

Remblais: Argiles

Argile marron et cailloutis

EXGTE 2.30

Observations :

Arrêt à 7.00m. Tubage de 0 à 4 m

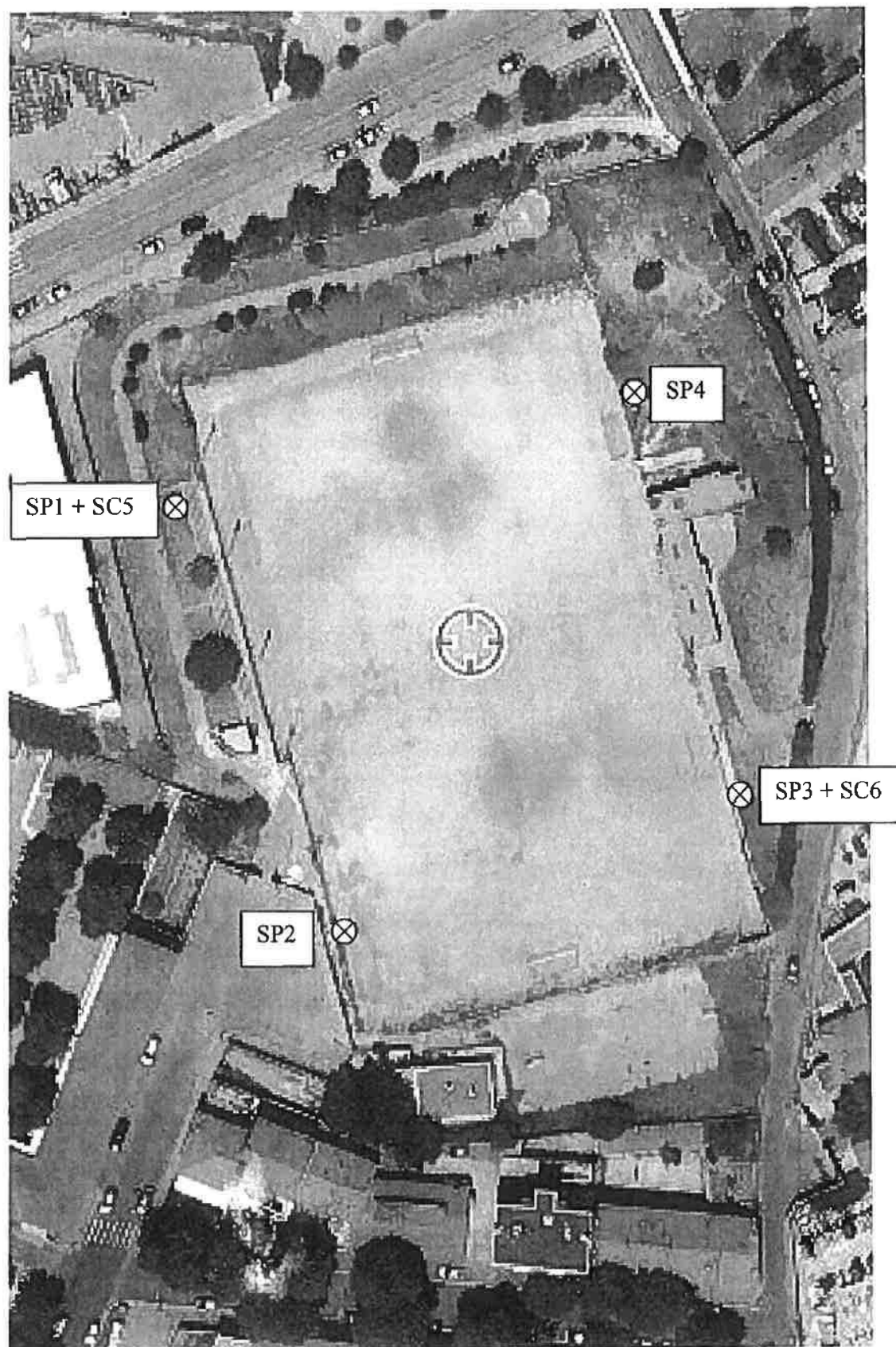
Cote	Prof.	Nature du terrain	Eau	Outil	Prof	Module pressiométrique EM (MPa)	Pression de fluage pf* (MPa)	Pression limite pl* (MPa)	EM/pl*
						0,1 1 10 100 1000	0,1 1 10	0,1 1 10	
	0,00				0				
	0,20	Béton			1	3,57	0,31	0,43	8
					2	2,33	0,20	0,35	7
					3	5,92	0,67	0,93	6
					4	6,72	0,59	1,08	6
	5,00				5				
					6				
					7				
					8				
					9				
					10				
					11				
					12				
					13				
					14				
					15				
					16				
					17				
					18				
					19				
					20				

EXGTE 2.30

Observations :

Arrêt à 5,00m. Tubage de 0 à 4 m

**EMA 09 0104 – VILLE DE MARSEILLE
4 MATS D'ÉCLAIRAGE STADE St HENRI
PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES**



(Contrat EMA 09 0104)



4 mâts d'éclairage Stade St Henri Marseille

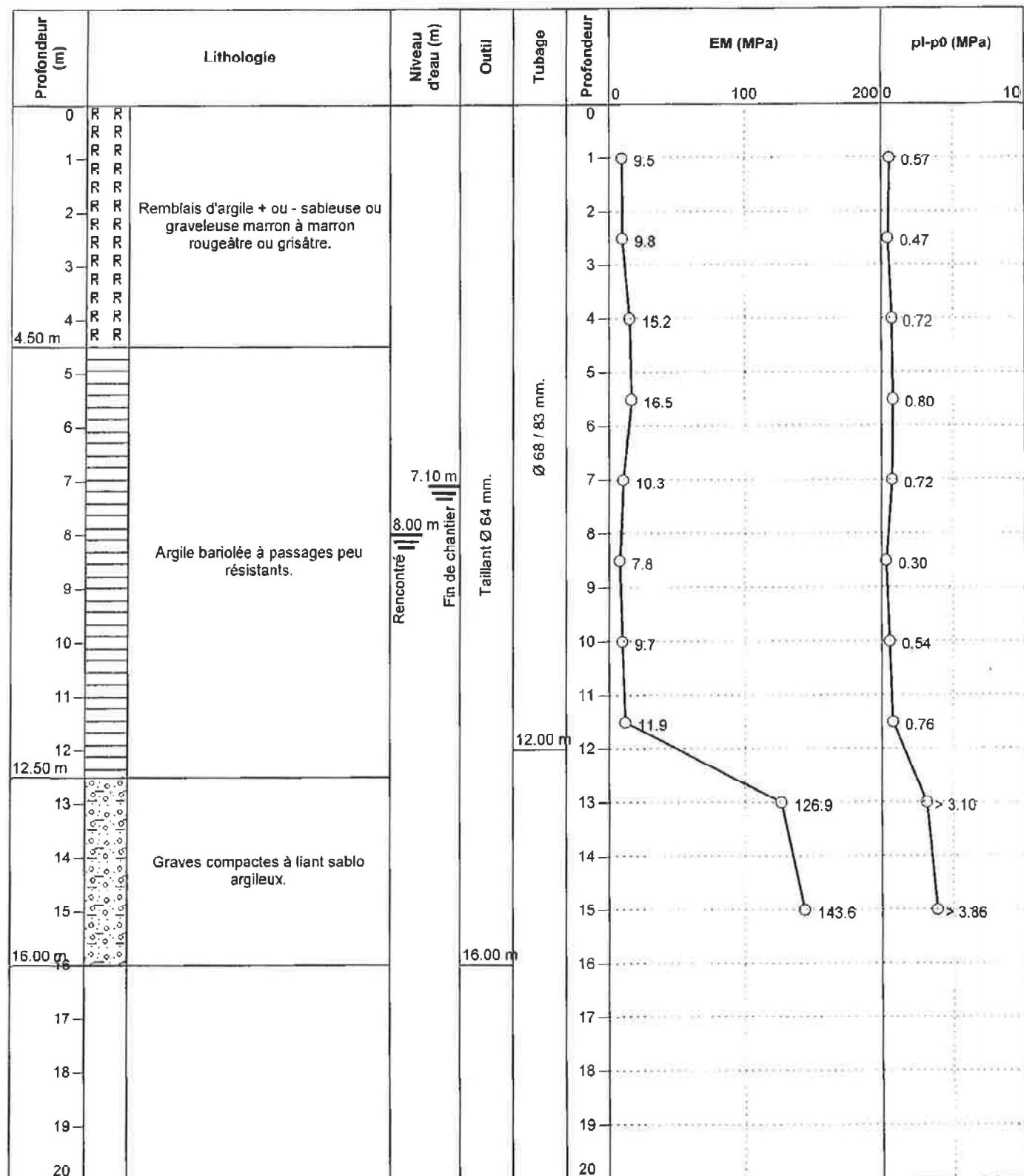
Date : 21/04/2009

Profondeur : 0 - 16 m

1/100

Forage : SP1

EXGTE 2.15/GTE



(Contrat EMA 09 0104)



4 mâts d'éclairage Stade St Henri Marseille

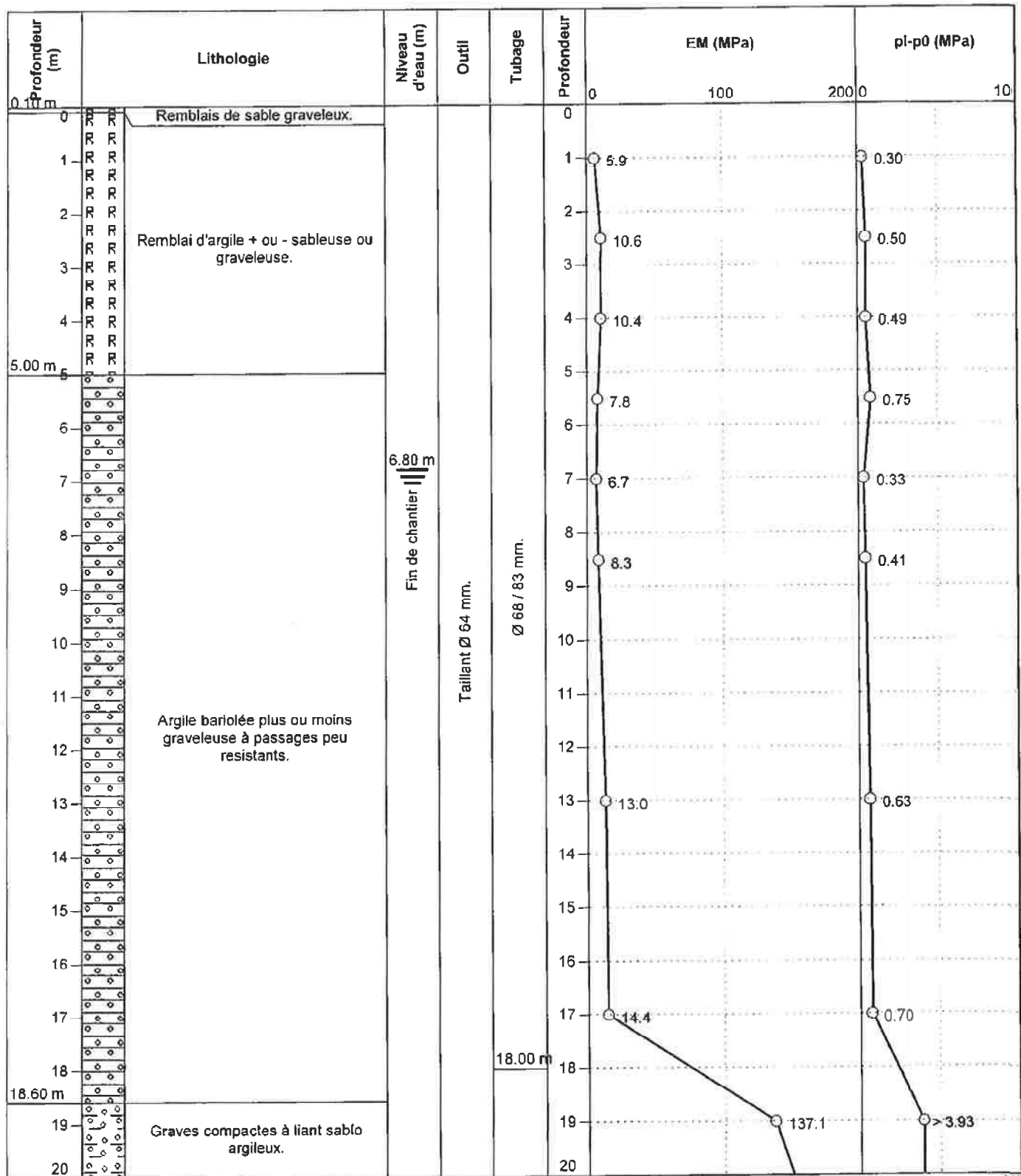
Date : 22/04/2009

Profondeur : 0 - 22 m

1/100

Forage : SP2

EXGTE 2.15/GTE



4 mâts d'éclairage Stade St Henri Marseille

1/100

SP2

Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Tubage	Profondeur	EM (MPa)	pl-p0 (MPa)
20	Graves compactes à liant sablo argileux.		tailant Ø 64 mm.	22.00 m	20	0	10
21					21	164.0	> 3.96
22.00 m					22		
23					23		
24					24		
25					25		
26					26		
27					27		
28					28		
29					29		
30					30		
31					31		
32					32		
33					33		
34					34		
35					35		
36					36		
37					37		
38					38		
39					39		
40					40		
41					41		
42					42		



4 mâts d'éclairage Stade St Henri Marseille

(Contrat EMA 09 0104)

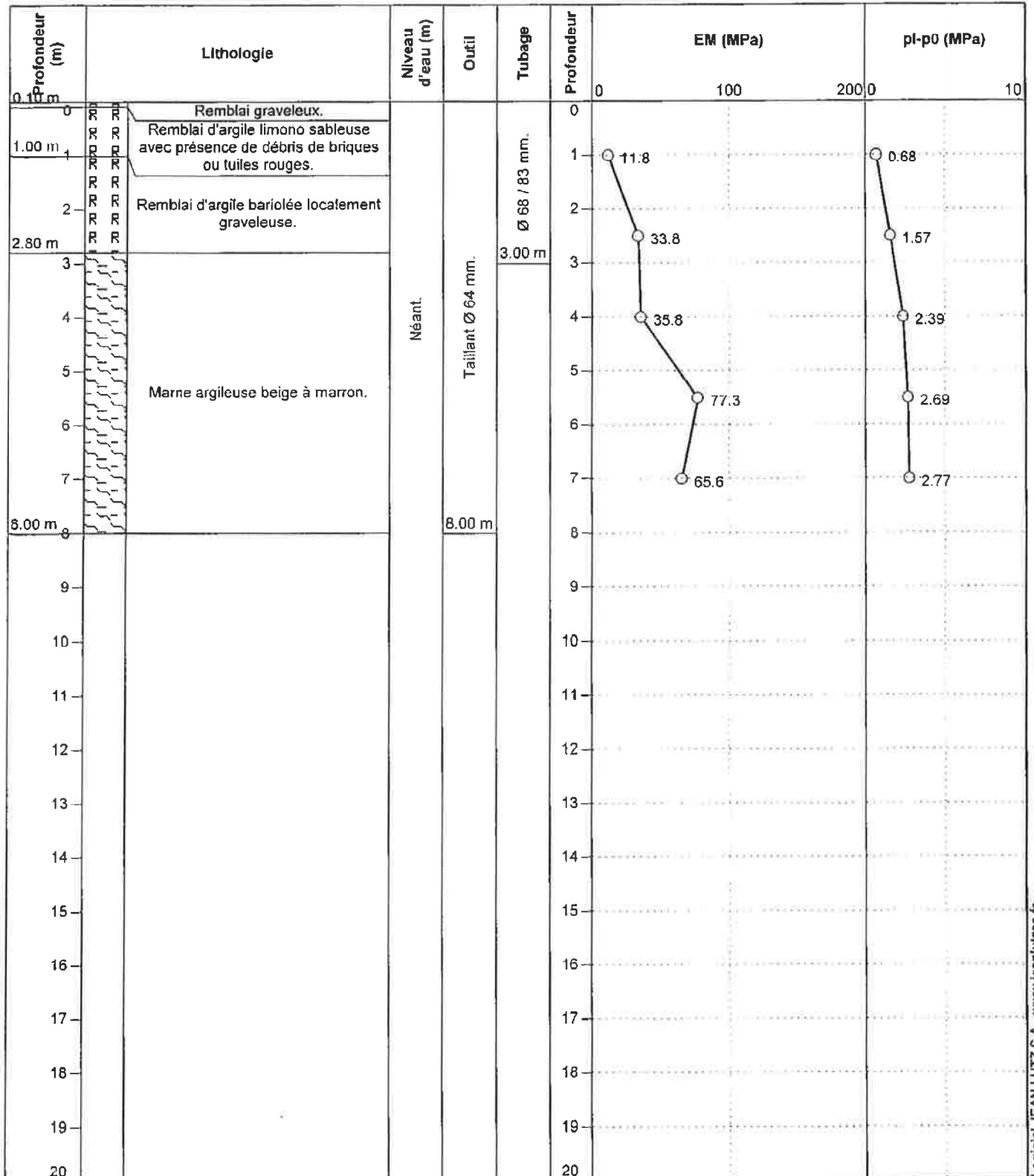
Date : 30/04/2009

Profondeur : 0 - 8 m

1/100

Forage : SP3

EXGTE 2.15/GTE



(Contrat EMA 09 0104)



4 mâts d'éclairage Stade St Henri Marseille

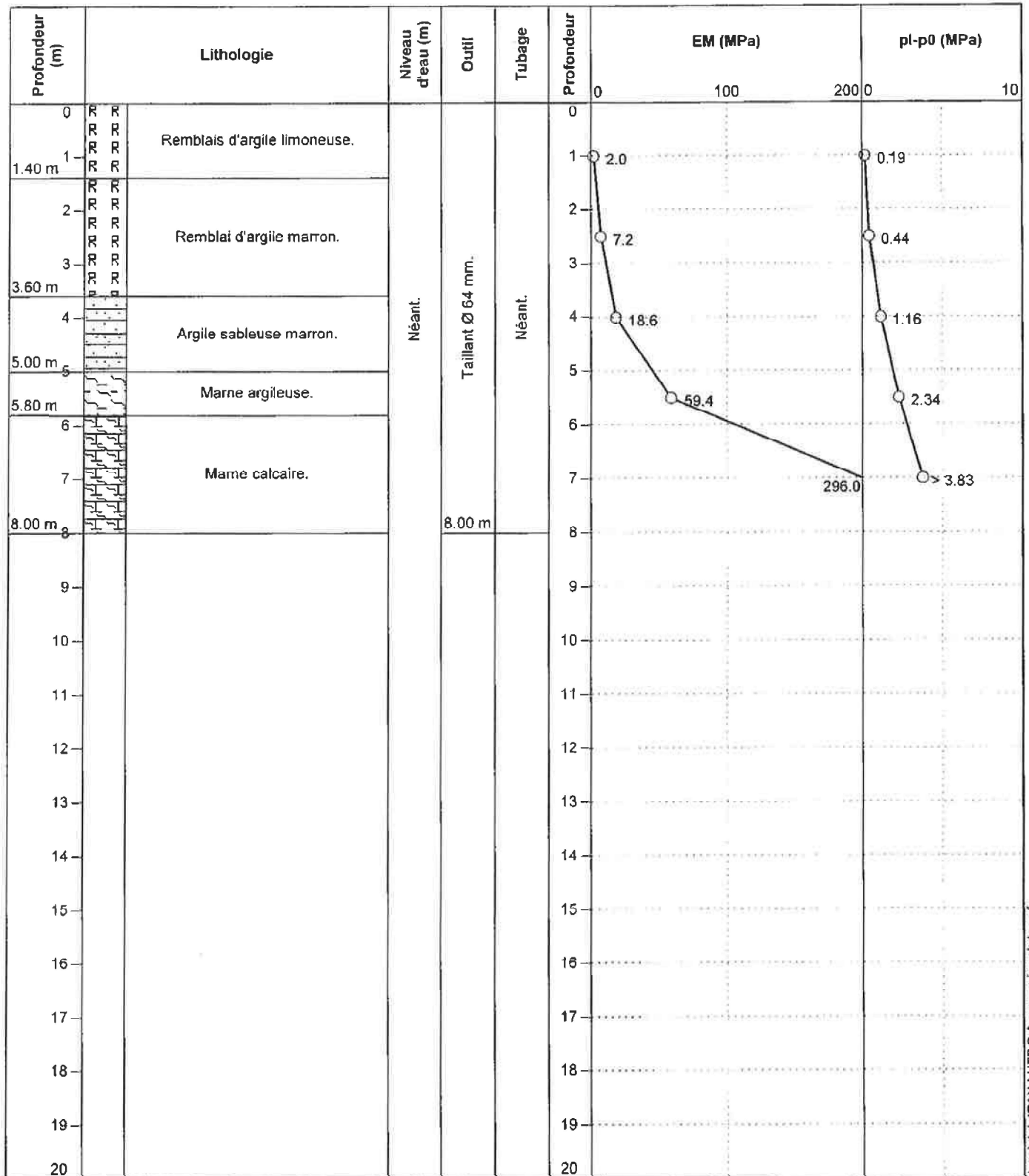
Date : 30/04/2009

Profondeur : 0 - 8 m

1/100

Forage : SP4

EXGTE 2.15/GTE





4 mâts d'éclairage Stade St Henri Marseille

Date : 20/04/2009

Profondeur : 0 - 3 m

1/100

Sondage : SC5

EXGTE 2.15/GTE

Profondeur (m)	Lithologie		Niveau d'eau (m)	Outil	Echantillons
0	R	R	Néant.	CP Ø 68 / 83 mm.	Ech.
1.00 m	R	R			1.00 m
2.00 m	R	R			Ech.
2	R	R	Néant.	CP Ø 68 / 83 mm.	Ech.
3.00 m	R	R			3.00 m
3	R	R			Ech.
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					

n° affaire EMA 09 0104



4 mâts d'éclairage Stade St Henri Marseille

Date : 04/05/2009

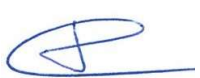
Profondeur : 0 - 3 m

1/100

Sondage : SC6

EXGTE 2.15/GTE

Profondeur (m)	Lithologie	Niveau d'eau (m)	Outil	Echantillons
0.10 m	Remblais graveleux.	Néant	Ø 68 / 83 mm.	Ech.
1.00 m	Remblai d'argile limono sableuse marron avec présence de débris de briques ou tuiles rouges			
2.00 m	Remblai d'argile bariolée grisâtre et marron rougeâtre			
2.80 m	Remblai d'argile légèrement graveleuse grisâtre à marron avec présence de débris de briques ou tuiles rouges.			
3.00 m	Marne argileuse.		3.00 m	
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

AFFAIRE	180796204	Opérateur	MJ/LC	
SITE	MARSEILLE	Vérificateur	DCH	
Date	2020-08-07			

Sondage	S1					
Profondeur	1.10-3.00 m					
Description	Limon sableux marron					

ESSAIS D'IDENTIFICATION ET DE CLASSIFICATION DES SOLS

Teneur en eau naturelle (0/D)	Wnat	(%)	12,1			
Masse volumique humide	ph	(g/cm³)				
Masse volumique sèche	pd	(g/cm³)				
Indice des vides	e					
Degré de saturation	Sr	(%)				

Granulométrie par tamisage - Sédimentométrie

Diamètre maximal	Dmax	(mm)	14,0			
Passant à 50 mm	< 50 mm	(%)	100,0			
Passant à 2 mm	< 2 mm	(%)	95,3			
Passant à 80 µm	< 80 µm	(%)	79,6			
Passant à 2 µm	< 2 µm	(%)	-			

Valeur au Bleu de Méthylène

Valeur au Bleu de Méthylène	V.B.S	(g/100g)	2,07			
------------------------------------	--------------	-----------------	-------------	--	--	--

Limites d'Atterberg

Limite de liquidité	W_L	(%)				
Limite de plasticité	W_P	(%)				
Indice de plasticité	I_P					
Indice de consistance	I_C					

Equivalent de sable

Equivalent de sable	SE(10)	(%)				
----------------------------	---------------	------------	--	--	--	--

CLASSIFICATION (G.T.R 92 et NF P 11-300)
A1
ANALYSES CHIMIQUES

Teneur en matières organiques	MO	(%)				
Teneur en carbonates	CaCO₃	(%)				

ESSAIS DE COMPACTAGE ET DE PORTANCE

Teneur en eau à l'OPN	Wopn	(%)				
Densité sèche à l'OPN	pd (Wopn)	(g/cm³)				
Indice Portant Immédiat à l'OPN	IPI (Wopn)					
Indice Portant Immédiat à Wnat	IPI (Wnat)					
Indice CBR Immédiat à Wnat	ICBR (Wnat)					

ESSAIS DE PERMEABILITE

Coefficient de perméabilité	k	(m/s)				
------------------------------------	----------	--------------	--	--	--	--

ESSAIS TRIAXIAUX

Typ e UU	Cohésion	C_u	(kPa)			
	Angle de frottement	Φ_u	(°)			
Typ e	Cohésion	C'	(kPa)			
	Angle de frottement	Φ'	(°)			

CISAILLEMENT RECTILIGNE DIRECT A LA BOITE

Typ e UU	Cohésion	C_u	(kPa)			
	Angle de frottement	Φ_u	(°)			
Typ e CD	Cohésion	C'	(kPa)			
	Angle de frottement	Φ'	(°)			

COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

Contrainte de préconsolidation	σ_p	(kPa)				
Indice de compression	C_c					
Indice de gonflement	C_s					

GONFLEMENT A L'OEDOMETRE

Pression de gonflement	σ_g	(kPa)				
Rapport de gonflement	R_g					

RETRAIT LINEAIRE

Limite de retrait effectif	W_{Re}	(%)				
Facteur de retrait effectif	R_l					

ESSAIS SUR LES ROCHES ET GRANULATS

Essai Los Angeles	LA					
Essai Micro-Deval	MDE					
Coefficient de dégradabilité	DG					
Coefficient de fragmentabilité	FR					
Résist. à la compression uniaxiale	σ_c	MPa				
Module de Young	E	MPa				
Coefficient de Poisson	ν					
Résistance à la traction indirecte	σ_{tb}	MPa				

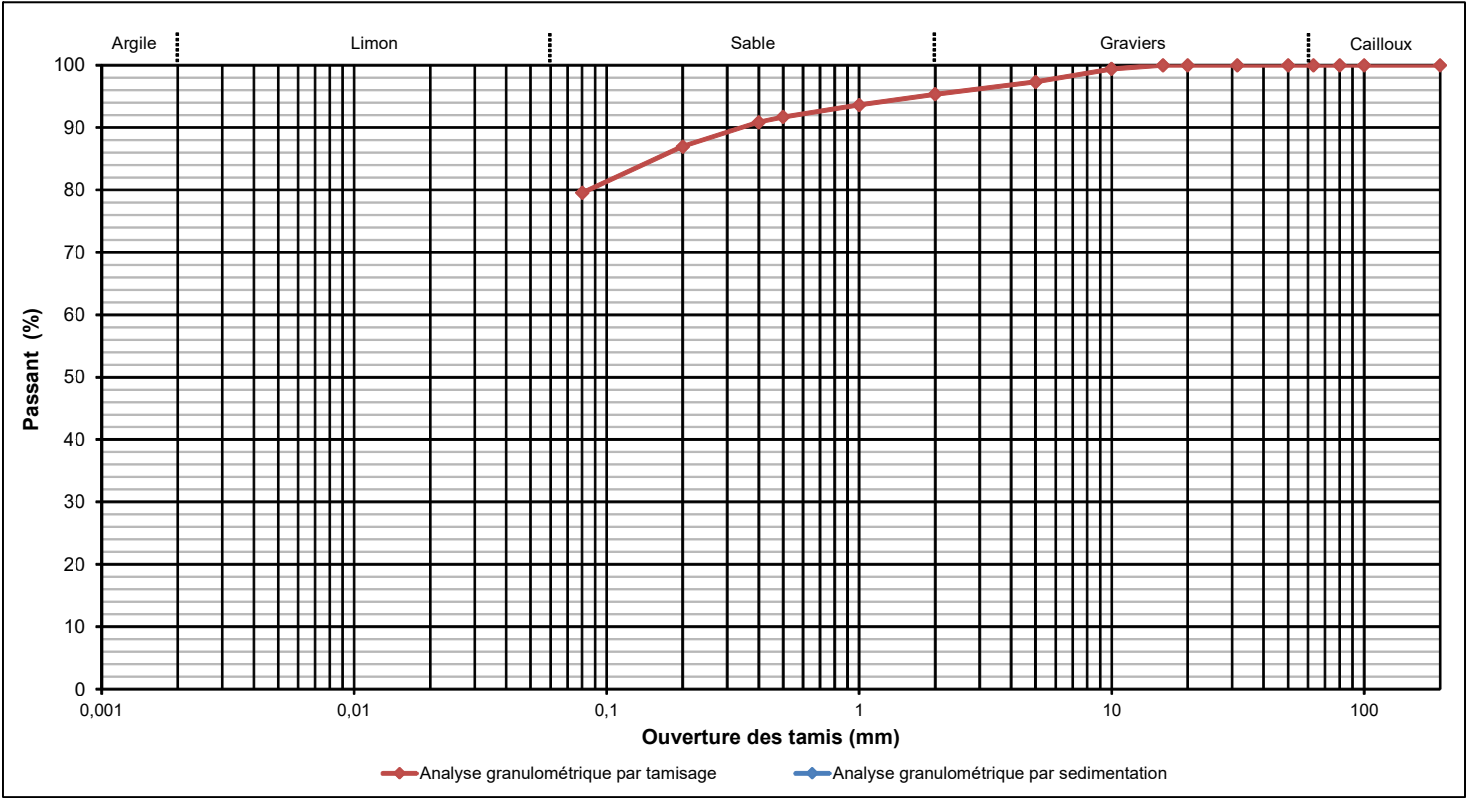
AFFAIRE	180796204
SITE	MARSEILLE
Date	2020-08-04
Opérateur	LC

W% sur 0/D (NF P 94-050)		12,1
W% sur 0/20 (NF P 94-050)		-
Dmax (mm)		14,0
Passants (en %)	50 mm	100,0
	2 mm	95,3
	80 µm	79,6
	2 µm	-
VBS (NF P 94-068)		2,07

T°C de séchage	105°C
Sédimentométrie	NON
Sondage	S1
Profondeur	1,10 - 3,00 m
Description	Limon sableux marron

Ø tamis (mm)	200	100	80	63	50	31,5	20	16	10	5	2	1	0,5	0,4	0,2	0,08
Passant (%)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,4	97,3	95,3	93,6	91,7	90,9	87,0	79,6


Ø tamis (µm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Passant (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-




Densimètre	H ₀ (cm) =	-	H ₁ (cm) =	-	h ₁ (cm) =	-	V _d (cm ³) =	-
Facteurs correcteurs	C _m =	-	C _d =	-	Eprouvette : A (cm ²) =	-		
Masse volumique des grains estimée (g/cm ³)		-						

Temps de lecture (min)	R	T°C	Ct	D (%)	D (µm)
0,5	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-
40	-	-	-	-	-
80	-	-	-	-	-
240	-	-	-	-	-
1440	-	-	-	-	-

Observations	
--------------	--

	Utilitaire de calcul pour le dimensionnement de micropieux :				Référence ISO : OUNGO8									
	Saisie des données principales du projet				Révision : v1									
	Auteur du calcul : APK				Développé par : Jonathan ROT									
N° affaire : 18/07962/MARSE/04		Date du calcul : 21/07/2020		Vérifié par : DTS										
Ville : MARSEILLE														
Projet : Stade Saint Henri														
Ouvrage : Vestiaires														
Saisie des caractéristiques des micropieux :														
Diamètre de forage du micropieu :		0,25 m		Effet de groupe ? NON										
Longueur du micropieu :		34,00 m												
Type de micropieu :		Catégorie 19 (M3) Pieu ou micropieu injecté (Type III)		Type d'armature : tube d'armature										
Cote arasée supérieure du micropieu :		100,00 NGF												
Pieu ancré dans la craie ?		NON												
Cote arasée inférieure du micropieu :		85,00 NGF												
Diamètre extérieur tube d'armature :		86,9 mm												
Épaisseur du tube :		12,5 mm												
Épaisseur sacrificielle à la corrosion :		1,5 mm												
Nuance de l'acier :		560 MPa												
Module d'élasticité de l'acier :		210 GPa												
Produit d'inertie :		472,0 tN.m²												
Produit d'inertie réduit :		395,4 tN.m²												
Saisie des données géotechniques :														
Couche	Cote base	Épaisseur	E _m	α	p ^o	p ^u	Classe de sol (portance)	Courbe	expleu-sol	fsoil	q _{limax}	q _s	Cs	qs(1) = C _{cup}
			MPa	-	MPa	MPa	-	-	-	MPa	MPa	MPa		
Mort terrain	98,5	1,5	0	1		0	Sol intermédiaire tendance argileuse	Q1	2,7	0,0	200	0	1,00	0
Remblai	96,5	2,0	3,5	0,33		0,4	Sol intermédiaire tendance argileuse	Q1	2,7	31,0	200	84	1,00	84
Formation argilo-graveleuse	93	3,5	5,5	0,25		0,6	Sol intermédiaire tendance argileuse	Q1	2,7	36,7	200	99	1,00	99
Substratum	80	13,0	100	0,5		3,8	Merne et Calcaire marneux	Q4	2,4	110,4	320	265	1,00	265
Saisie des sollicitations obtenues :														
Combinaison d'actions	N _{max} (kN)	N _{max} (kN)	T _{Lmax} (kN)	M _{1max} (kN.m)	T _{2max} (kN)	M _{2max} (kN.m)								
ELS _{sp}														
ELS _{qua}		548,0												
ELU _{own}		759,0												
ELU _{isimique}														
ELU _{acc}														

	Utilitaire de calcul pour le dimensionnement de micropieux :				Référence ISO:		OUIING08
					Révision :		v1
	Vérification de la portance				Développé par :		Jonathan ROT
Auteur du calcul :		APK	Date du calcul :	21/07/2020	Vérifié par :		DTS

N° affaire : 18/07962/MARSE/04
 Ville : MARSEILLE
 Projet : Stade Saint Henri
 Ouvrage : Vestiaires
 Diamètre de forage du micropieu : 0,25 m

Synthèse du chargement :

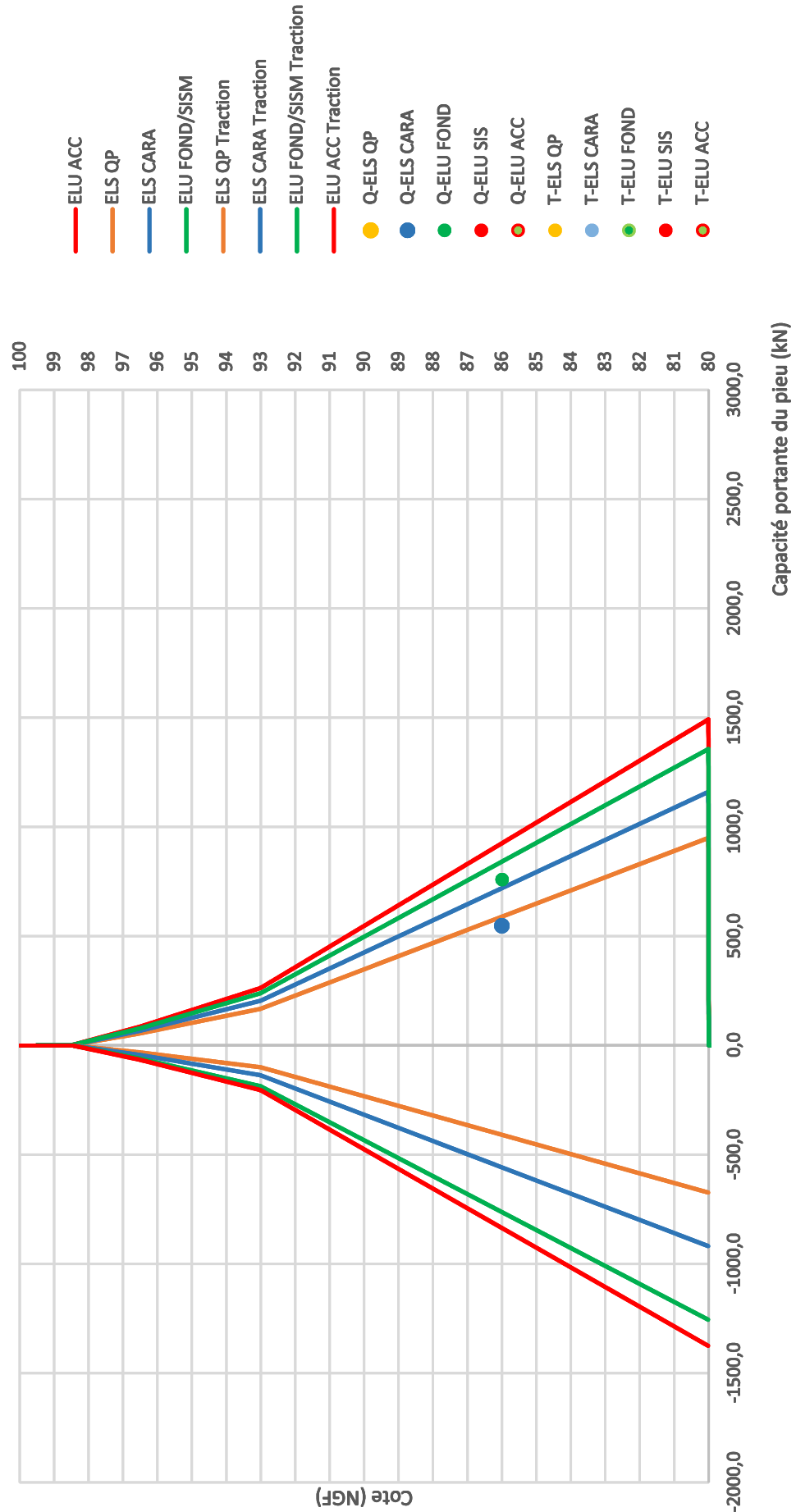
Combinaison d'actions	N _{MIN} (kN)	N _{MAX} (kN)	T1 _{MAX} (kN)	M1 _{MAX} (kN.m)	I2 _{MAX} (kN)	M2 _{MAX} (kN.m)	Coef. de sécurité global	
							Compression	Traction
ELS _{Qp}	0	0	0	0	0	0	0,32	-0,22
ELSC _{ARA}	0	548	0	0	0	0	0,39	-0,30
ELU _{FOND}	0	759	0	0	0	0	0,45	-0,41
ELU _{sismique}	0	0	0	0	0	0	0,45	-0,41
ELU _{acc}	0	0	0	0	0	0	0,50	-0,45

Vérification de la portance :

Combinaison d'actions	N _{MIN} (kN)	N _{MAX} (kN)	Capacité portante en compression		Taux de travail :	Capacité portante en traction	Taux de travail :	Raccourcissement élastique
			Re;cr;d =	Re;cr;d =		Re;cr;d =		
ELS _{Qp}	0	0	Re;cr;d =	588	0%	Re;cr;d =	-410	0 mm
ELSC _{ARA}	0	548	Re;cr;d =	719	76%	Re;cr;d =	-559	8 mm
ELU _{FOND}	0	759	Re;d =	840	90%	Re;d =	-763	
ELU _{sismique}	0	0	Re;d =	840	0%	Re;d =	-763	
ELU _{acc}	0	0	Re;d =	924	0%	Re;d =	-836	

Capacité portante pour chaque combinaison en fonction de la profondeur (compression / traction)

Référence ISO:	OUING08
Révision :	v1
Développé par :	Jonathan ROT
Vérifié par :	DTS



Définition de la section :			
Type d'armature :	tube d'armature		
Nuance de l'acier :	560,0 MPa		
Diamètre extérieur tube d'armature :	88,9 mm		
Épaisseur sacrifiée à la corrosion :	1,5 mm		
Diamètre extérieur réduit :	85,9 mm		
Épaisseur du tube :	12,5 mm		
Classe de la section transversale :	1		
		Section :	
		Section corrodé :	
			30,0 cm ²
			25,9 cm ²
		Module de flexion élastique :	50,6 cm ³
		Module de flexion plastique :	73,6 cm ³
		Module de flexion élastique réduit :	43,2 cm ³
		Module de flexion plastique réduit :	62,2 cm ³

Module de flexion élastique :
Module de flexion plastique :
Module de flexion élastique réduit :
Module de flexion plastique réduit :

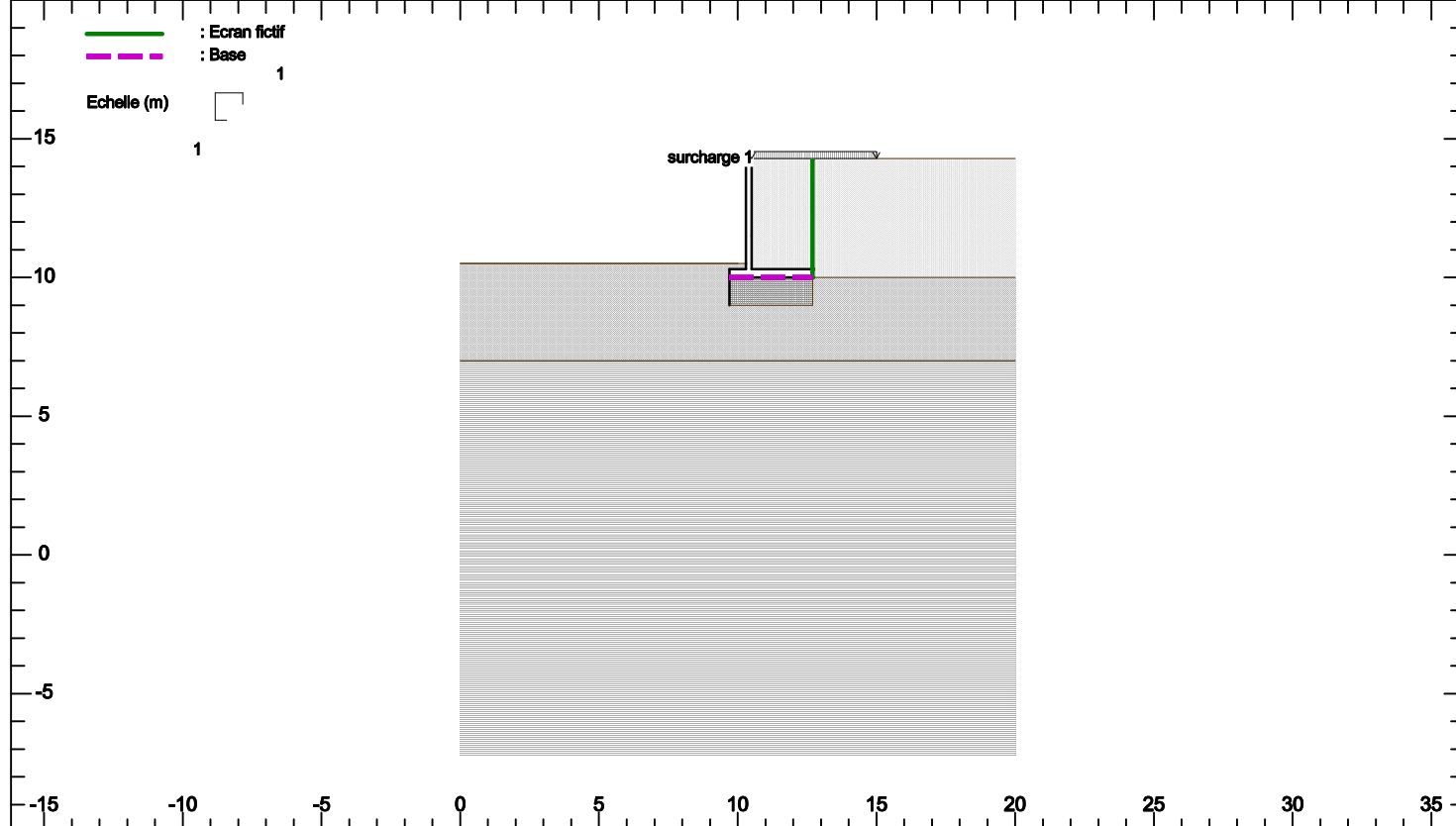
Sollicitations dans les armatures :

Le cisaillement a un effet sur les valeurs de calcul de la résistance en compression, traction et flexion si $V_{ED} > 50\% V_{pl,Rd}$

Vérifications STR		ELUFOND			ELU Sismique			ELUacc		
		Résistance	Sollicitation	Taux de travail	Résistance	Sollicitation	Taux de travail	Résistance	Sollicitation	Taux de travail
Cisaillement	$V_{a,Rd}$ selon Y	484 kN	0 kN	0%	484 kN	0 kN	0%	484 kN	0 kN	0%
	$V_{a,Rd}$ selon Z	484 kN	0 kN	0%	484 kN	0 kN	0%	484 kN	0 kN	0%
	Compression	$N_{c,Rd}$	1318 kN	759 kN	58%	1318 kN	0 kN	0%	1318 kN	0 kN
Traction	$N_{t,Rd}$	1318 kN	0 kN	0%	1318 kN	0 kN	0%	1318 kN	0 kN	0%
	Flexion simple	$M_{y,Rd}$ selon Y	32 kN.m	0 kN.m	0%	32 kN.m	0 kN.m	0%	32 kN.m	0 kN.m
Flexion et effort normal	$M_{z,Rd}$ selon Z	32 kN.m	0 kN.m	0%	32 kN.m	0 kN.m	0%	32 kN.m	0 kN.m	0%
	$MN_{z,Rd}$ selon Y	19 kN.m	0 kN.m	0%	32 kN.m	0 kN.m	0%	32 kN.m	0 kN.m	0%
	$MN_{z,Rd}$ selon Z	19 kN.m	0 kN.m	0%	32 kN.m	0 kN.m	0%	32 kN.m	0 kN.m	0%
Flexion biaxiale	Equation 1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Flexion composée	Equation 2	0,58	0,58	0,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Equation 1 :		$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1$			Equation 2 :					
					$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$					

(valable pour les sections de classe 1 et 2)

(valable pour les sections de classe 1, 2 et 3)



GEOMUR® v2.10 du 30/07/2018 développé par GEOS
 site web : <http://www.geos.fr> e-mail : logiciels@geos.fr GEOS Ingénieurs Conseils, 310 av. Marie Curie, Bât, Europa 2 Archamps Technopole, F-74160 ARCHAMPS
 Tél : 04 50 95 38 14 Fax : 04 50 95 99 36

SOLS	γ	c	ϕ	δ	Ca
1	18.00	0.00	35.00	11.00	0.00
2	17.00	0.00	25.00	8.00	0.00
3	18.00	15.00	15.00	5.00	0.00
4	25.00	20.00	40.00	30.00	0.00

MUR	γ	BASE	C	ϕ	q0	qu	Type sol	De
1	25.00	0.00	0.00	25.00	0.00	320.00	frottant	0.50

SURCHARGES	Xg	Xd	Qg	Qd	α
1	10.50	15.00	5.00	5.00	0.00

Fichier : mur de soutènement MS1.gmr
 Unités : kN, m
 Méthode de CULMANN
 Surfaces brisées précalculées
 Xi incliné à delta

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

18/07962/MARSE/04/24/7/2020 - 17:28	Stade Saint Henry _ Mur de soutènement	FIGURE 1/4

Facteurs de sécurité partiels	Critère	Statique	Sismique	
			Pesant	Allégeant
Actions - ELU permanentes défavorables $\gamma_g = 1.35$ variables défavorables $\gamma_q = 1.5$ permanentes favorables $\gamma_g = 1$ variables favorables $\gamma_q = 0$ Eau favorable $\gamma_w;inf = 1$ Eau défavorable $\gamma_w;sup = 1.35$ Résistances portance (ELU) $\gamma_R;\gamma = 1.4$ portance (ELS) $\gamma_R;\gamma = 2.3$ glissement $\gamma_R;h = 1.1$ butée $\gamma_R;e = 1.4$ Methode glissement $\gamma_R;d;h = 0.9$ portance $\gamma_R;d;\gamma = 1$	Eurocodes 7 : NF P 94-281			
	Approche 2 - ELU			
	Glissement (ELU Article 9.3.1) Poussée défavorable-Poids favorable Renversment (ELU Article 9.2.2) Poussée défavorable-Poids favorable	Rh;d = 100.92 kN Rp;d = 0 kN Hd = 62.817 kN Hd <= Rh;d + Rp;d e = 0.142 m e < 7/15 * B = 1.4 m R0=0 kN; iδβ=0.578 Rv;d = 386.91 kN Vd = 301.48 kN Vd <= Rv;d + R0		
	Approche 2 - ELS Renversment (ELS Article 12.3) Poinçonnement (ELS Article 12.2)	e = 0.0448 m e < 1/4 * B = 0.75 m R0=0 kN; iδβ=0.562 Rv;d = 227.5 kN Vd = 210.98 kN Vd <= Rv;d + R0		

RESULTATS DE CALCULS INTERMEDIAIRES (METHODE CLASSIQUE)

Statique

$\beta=0.00^\circ$, d=0.00 m
 Vol. mur = 1.696 m²

 GEOMUR® v2.10 du 30/07/2018 développé par GEOS site web : http://www.geos.fr e-mail : logiciels@geos.fr	GEOS Ingénieurs Conseils, 310 av. Marie Curie, Bât, Europa 2 Archamps Technopole, F-74160 ARCHAMPS	Tél : 04 50 95 38 14 Fax : 04 50 95 99 36
---	---	--

18/07962/MARSE/04/24/7/2020 - 17:28	Stade Saint Henry _ Mur de soutènement	FIGURE 2/4

: Ecran fictif
1
Echelle (m)

15

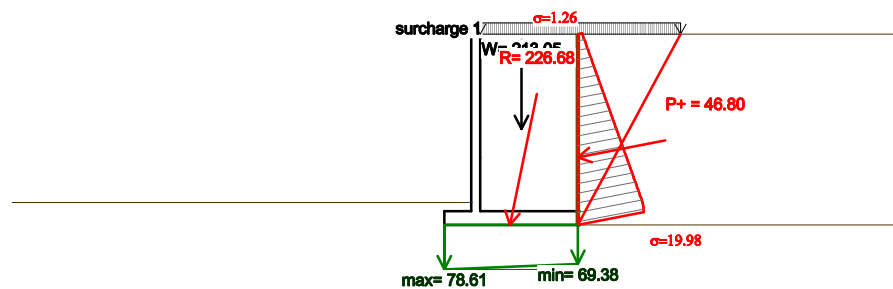
10

5

0

-5

-5



	dPI	Contraintes
P-	0.00	-0.00
P+	46.80	46.80
P- + P+	46.80	46.80

Contraintes totales
STATIQUE

POIDS DU MUR	W= 213.05 kN	Xg= 11.43 m	Yg= 12.15 m
dont : W mur= 42.40 kN	W charges= 11.00 kN	W sol/semelle= 157.61 kN	W sol/patin = 2.04 kN
		W sol sous semelle= 0.00 kN	W eau= 0.00 kN

POUSSEE TOTALE	P= 46.80 kN	$\tau = 11.00^\circ$	Pv = 8.93 kN	Ph = 45.94 kN	X = 12.70 m	Y = 11.51 m
Poussée due au sol	P= 41.43 kN	$\tau = 11.00^\circ$	Pv = 7.90 kN	Ph = 40.67 kN	X = 12.70 m	Y = 11.43 m
Poussée due aux charges	P= 5.38 kN	$\tau = 11.00^\circ$	Pv = 1.03 kN	Ph = 5.28 kN	X = 12.70 m	Y = 12.14 m

RESULTANTE	R= 226.68 kN	$\tau = 78.31^\circ$	Rv= 221.98 kN	Rh= 45.94 kN	X = 11.17 m	Y = 10.00 m
------------	--------------	----------------------	---------------	--------------	-------------	-------------

GEOMUR® v2.10 du 30/07/2018 développé par GEOS site web : http://www.geos.fr e-mail : logiciels@geos.fr	GEOS Ingénieurs Conseils, 310 av. Marie Curie, Bât, Europa 2 Archamps Technopole, F-74160 ARCHAMPS	Tél : 04 50 95 38 14 Fax : 04 50 95 99 36
--	---	--

18/07962/MARSE/0/24/7/2020 - 17:28	Stade Saint Henry _ Mur de soutènement	FIGURE 4/4
------------------------------------	--	---------------