

INGENIERIE EUROPE

GROUPE






GINGER GEODE

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE PROJET PARTIELLE (G2)

DEAL

Construction d'un nouveau bâtiment de type RDC avec 2 niveaux semi-enterrés

POINTE DE JAHAM
SCHOELCHER

Dossier : G001.C.119D			Rapport : G001.C.119-01			Contrat : G001.C.0214	
INDICE	DATE	ETABLI PAR	VISA	VERIFIE PAR	VISA	PAGES	OBSERVATIONS
A	28/09/2012	C.GORKA		J.MOUNIER 		40 pages + 13 annexes	

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



ZI La Lézarde - 23, immeuble les Flamboyants - 97232 Le Lamentin
Tel : 0596 51 99 51 Fax: 0596 51 99 57



SOMMAIRE

1	PLAN DE SITUATION.....	6
2	CONTEXTE DE L'ETUDE.....	7
2.1	Données générales.....	7
2.1.1	Généralités.....	7
2.1.2	Intervenants.....	7
2.1.3	Documents communiqués.....	7
2.2	Description du site.....	8
2.2.1	Topographie, occupation du site.....	8
2.2.2	Contextes géologique et hydrogéologique.....	8
2.2.3	Plan de prévention des risques.....	8
2.3	Caractéristiques du projet.....	9
2.4	Mission GINGER GEODE.....	9
3	INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES.....	10
3.1	Implantation.....	10
3.2	Sondages, essais et mesures <i>in situ</i>	10
3.3	Essais en laboratoire.....	12
4	SYNTHÈSE DES RECONNAISSANCES.....	13
4.1	Lithologie.....	13
4.2	Caractéristiques géo-mécaniques.....	14
4.2.1	Sondages pénétrométriques.....	14
4.2.2	Sondages pressiométriques.....	15
4.3	Récapitulatif : distribution des horizons.....	16
4.4	Caractéristiques physiques des sols.....	18
4.4.1	Identification GTR.....	18
4.4.2	Déterminations des caractéristiques intrinsèques des matériaux.....	19
4.5	Synthèse hydrogéologique.....	19
5	CONTEXTE SISMIQUE.....	20
5.1	Classification vis-à-vis de l'AFPS 90.....	20
5.2	Classification vis-à-vis des Eurocodes 8.....	20
5.3	Sollicitations sismiques – murs de soutènement.....	21
6	PRINCIPES GÉNÉRAUX D'AMÉNAGEMENT.....	22
6.1	Synthèse géotechnique.....	22
6.1.1	Rappels – mission G12.....	22
6.1.2	Synthèse – mission G2.....	22
6.2	Principes d'adaptation.....	23
7	TERRASSEMENTS.....	23
7.1	Déblais.....	23

7.1.1	<i>Terrassabilité des matériaux</i>	24
7.1.2	<i>Pente des talus</i>	24
7.2	Réutilisation des matériaux du site	24
7.3	Remblais généraux éventuels	25
7.4	Préconisations générales liées aux terrassements	25
8	SOUTÈNEMENT PROVISOIRE DE TYPE MICROBERLINOISE	26
8.1	Principe	26
8.2	Hypothèses géotechniques	26
8.2.1	<i>Documents de référence</i>	26
8.2.2	<i>Vérifications</i>	26
8.2.3	<i>Modèle géotechnique</i>	27
8.2.4	<i>Caractéristiques de l'ouvrage</i>	28
8.2.5	<i>Calcul des coefficients</i>	29
8.2.6	<i>Surcharges</i>	31
8.3	Phasage des travaux	31
8.4	Résultats des calculs	31
8.4.1	<i>Déplacements aux ELS</i>	32
8.4.2	<i>Rapports de butée</i>	32
8.4.3	<i>Stabilité interne de l'écran</i>	32
8.4.4	<i>Stabilité des ancrages</i>	33
8.5	Dispositions constructives	35
9	FONDATION DU BÂTIMENT	36
9.1	Fondation superficielle par semelles	36
9.1.1	<i>Principe – niveau d'assise</i>	36
9.1.2	<i>Contraintes de dimensionnement</i>	36
9.1.3	<i>Précautions de mise en œuvre</i>	36
9.2	Niveaux bas	37
9.3	Murs enterrés	37
9.3.1	<i>Fondation</i>	37
9.3.2	<i>Hypothèses de dimensionnement</i>	37
9.3.3	<i>Remblais arrières</i>	38
9.3.4	<i>Protection vis-à-vis de l'eau</i>	38
10	RÉALISATION DES VOIRIES ET PARKING	39
10.1	Partie supérieure des terrassements	39
10.2	Couche de forme	39
10.2.1	<i>Nature, épaisseur</i>	39
10.2.2	<i>Conditions de mise en œuvre de la couche de forme</i>	40
10.3	Structure de chaussée	40
11	REMARQUES GÉNÉRALES	40

Liste des figures

Figure 1 : Plan de situation – Extrait de CartoExplorer	6
Figure 2 : Photographie aérienne – Extrait de Géoportail	6

Liste des tableaux

Tableau 1 : Documents communiqués	7
Tableau 2 : Sondages et essais in situ réalisés – mission G12 (GEODE)	10
Tableau 3 : Sondages et essais in situ réalisés – mission G12 IMSRN	11
Tableau 4 : Sondages et essais in situ réalisés – mission G2	11
Tableau 5 : Essais en laboratoire réalisés	12
Tableau 6 : Caractéristiques pressiométriques et pénétrométriques des formations rencontrées	15
Tableau 7 : Distribution des horizons – future zone de parking	16
Tableau 8 : Distribution des horizons – futur bâtiment	16
Tableau 9 : Distribution des horizons – futur bâtiment (suite)	17
Tableau 10 : Distribution des horizons – futur bâtiment (suite et fin)	17
Tableau 11 : Caractéristiques physiques des sols	18
Tableau 12 : Caractéristiques intrinsèques des matériaux	19
Tableau 13 : Classification des sols selon les critères AFPS 90	20
Tableau 14 : Critères sismiques – EC8	21
Tableau 15 : Caractéristiques des sols	27
Tableau 16 : Caractéristiques de l'écran	28
Tableau 17 : Caractéristiques des ancrages	28
Tableau 18 : Coefficients de réaction horizontaux	30
Tableau 19 : déplacements de l'écran – profil B	32
Tableau 20 : Rapports de butée – profil B	32
Tableau 21 : Moments maximaux – profil B	33
Tableau 22 : Efforts dans les tirants	34
Tableau 23 : Résistance à l'arrachement	35
Tableau 24 : Caractéristiques des terrains à l'arrière des murs enterrés	38

ANNEXES

ANNEXE 1 – NOTES GÉNÉRALES SUR LES MISSIONS GÉOTECHNIQUES

ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES

ANNEXE 3 – SONDAGES À LA PELLE MÉCANIQUE S1 À S5

ANNEXE 4 – SONDAGES À LA PELLE MÉCANIQUE F1 À F3 (IMS)

ANNEXE 5 – SONDAGE CAROTTÉ SC1

ANNEXE 6 – SONDAGE PRESSIOMÉTRIQUE SP1

ANNEXE 7 – ESSAIS AU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE LOURD P1 ET P2

ANNEXE 8 – ESSAIS AU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE LOURD PD1 À PD5 (IMS)

ANNEXE 9 – ESSAIS AU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE LOURD PD7 ET PD8 (GÉODE 2007)

ANNEXE 10 – RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

ANNEXE 11 – PROFILS GÉOTECHNIQUES A ET B

ANNEXE 12 – NOTES DE CALCUL K-REA

ANNEXE 13 – VUE EN PLAN, EN ÉLÉVATION ET PROFIL TYPE DE LA MICROBERLINOISE

1 PLAN DE SITUATION

Figure 1 : Plan de situation – Extrait de CartoExplorer

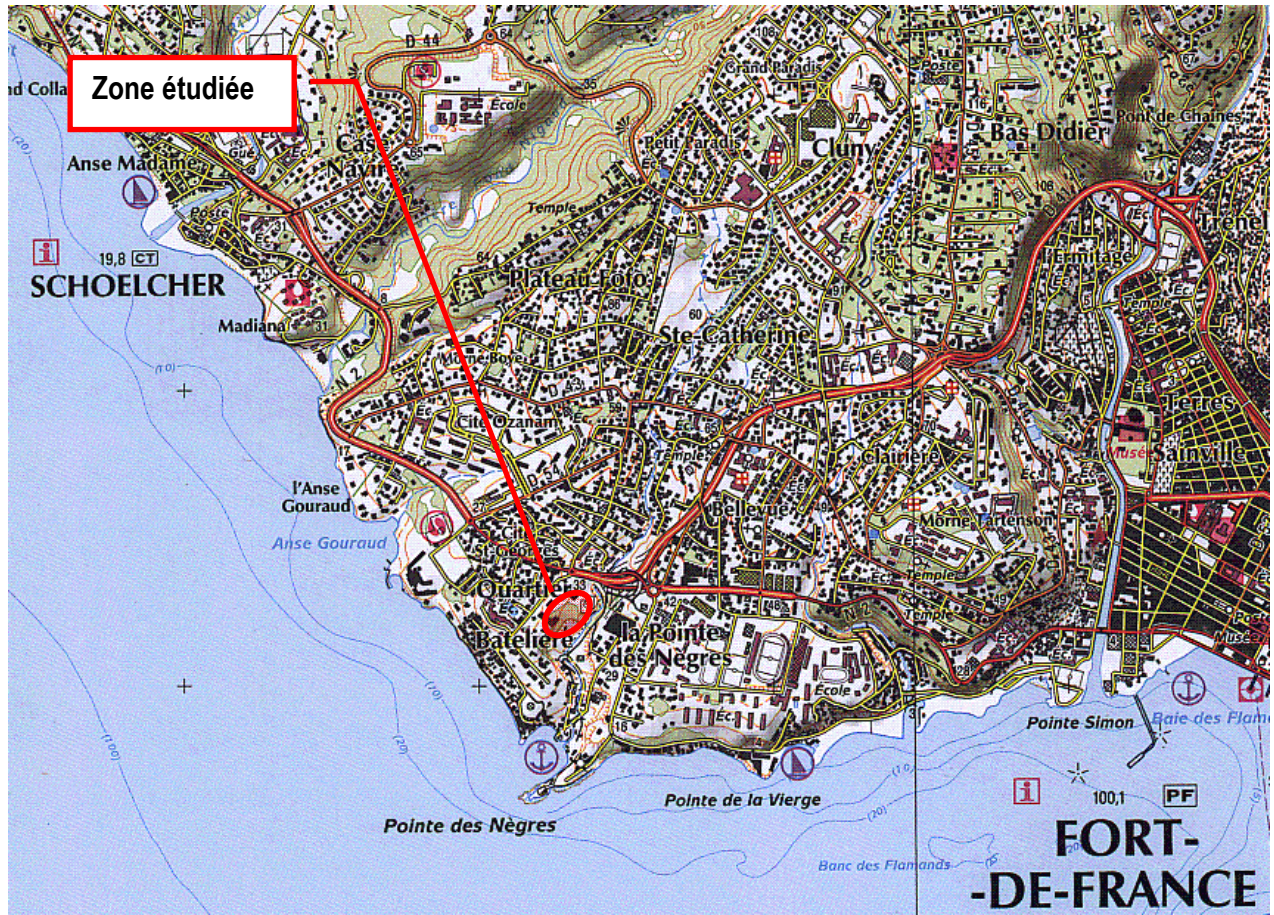


Figure 2 : Photographie aérienne – Extrait de Géoportail



2 CONTEXTE DE L'ETUDE

2.1 Données générales

2.1.1 Généralités

Nom de l'opération : Construction d'un nouveau bâtiment de type RDC avec 2 niveaux semi-enterrés

Commune : SCHOELCHER (97233)

Localisation : Quartier Pointe de Jaham – Parcelles N 241 et 244

2.1.2 Intervenants

Maître d'ouvrage : DEAL

Bureau d'étude : Egis bâtiment

Bureau de contrôle : APAVE

2.1.3 Documents communiqués

Les documents utilisés dans le cadre de ce rapport sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Documents communiqués

Document	Echelle	Origine / Référence	Date
Cahier des charges mission G2	-	Egis bâtiment	Juillet 2012
Plan masse du projet sur fond de plan topographique	1/200	Egis bâtiment	Juin 2012
Coupe longitudinale AA et coupe transversale BB	1/100	Egis bâtiment	Juin 2012
Étude G12 relative au projet de bâtiment – parcelle N241	-	IMSRN « 2012/0209 »	Juin 2012
Étude G12 – parcelle N 244	-	GINGER GEODE « 07DOS179 »	Octobre 2007

2.2 Description du site

2.2.1 Topographie, occupation du site

Le projet se situe au droit des parcelles N 241 et 244. La pente générale du site est orientée vers le Sud-est. La topographie du site a localement été modifiée par d'importants mouvements de terre.

La parcelle N 241 présente une plateforme établie en remblais à environ 34 NGM. Elle est limitée :

- à l'Ouest par un parking,
- au Nord par des bâtiments existants de la DEAL, de type R0 à R+3,
- à l'Est et au Sud, par un talus de 1.0 à 3.0 m de hauteur, puis en aval par une voie de circulation.

La parcelle M 244 se situe à l'Est de la parcelle M 241, en aval de la voie de circulation. Elle est actuellement occupée par deux terrains de tennis vraisemblablement établis en déblais/remblais.

2.2.2 Contextes géologique et hydrogéologique

D'après la carte géologique de la Martinique à l'échelle 1/50.000e, et les rapports précités, la succession des horizons géologique au droit du site devrait être la suivante :

- remblais argilo-graveleux à argileux, comportant des blocs ;
- argile d'altération ;
- lahar ponceux de consistance très raide issu du complexe volcanique des Carbets ;
- andésite (coulée de lave de Fort de France).

La nappe phréatique devrait être assez profonde pour ne pas intéresser le projet, mais des circulations d'eau pourront être rencontrées dans les formations superficielles.

2.2.3 Plan de prévention des risques

L'ensemble de la Martinique est classé en aléa fort vis-à-vis du risque sismique (zone 5).

D'après le PPR de la commune de Schoelcher, la parcelle est située en zone d'aléa moyen mouvement de terrain (couleur réglementaire jaune).

2.3 Caractéristiques du projet

Au droit de la parcelle N 244, le projet prévoit la construction d'un bâtiment d'une superficie au sol d'environ 21.0 m x 36.0 m soit environ 750 à 800 m². Il s'agira d'un bâtiment de type RDC avec 2 niveaux de sous-sol semi-enterrés. Il est prévu des terrassements en déblais qui pourront atteindre 6.1 m à une distance de 4.5 m des bâtiments existants (côté Nord).

Le niveau de la dalle basse du deuxième sous-sol est envisagé à 28.6 NGM, le niveau de la plateforme des terrassements généraux devrait être à la cote 28.1 NGM environ.

Les descentes de charges communiquées par le Maître d'ouvrage sont de l'ordre de 45kPa sur l'ensemble de la surface de la construction :

- les charges ponctuelles attendues sont de l'ordre de 800 à 1 500 kN à l'ELS,
- les charges linéaires attendues seront de l'ordre de 140 à 250 kN / m à l'ELS.

Au droit de la parcelle M 244, le projet prévoit également la réalisation de places de parking supplémentaires.

2.4 Mission GINGER GEODE

La mission demandée est de type G2 partielle selon la norme NF P 94-500 de décembre 2006. Elle fait suite à une mission G12 réalisée par IMSRN en juin 2012. Elle comportait la réalisation de 5 essais au pénétromètre dynamique au droit du projet. Ces essais ont rencontré le refus à des profondeurs comprises entre 4.2 et 6.8 m / TN.

Le rapport ne conclut pas 'il s'agit effectivement du substratum (lahar présumé) ou de blocs rocheux. Le mode de fondation retenu au stade G12 est un radier général.

Il s'agit donc de lever l'incertitude sur le niveau réel du substratum à l'emplacement du bâtiment ainsi que ses caractéristiques physiques et d'étudier la faisabilité d'une solution de fondation en semelles filantes au lieu d'une solution plus onéreuse sur radier.

Il s'agit également de définir et dimensionner au niveau projet l'ouvrage de soutènement des talus Nord. Le Maître d'œuvre envisage la réalisation d'une microberlinoise. L'étude ne comprend pas le chiffrage des travaux ni la rédaction du DCE.

Il s'agit aussi de réaliser des investigations sur le terrain en contrebas où il est maintenant envisagé de créer des places de parking supplémentaires pour déterminer la classification GTR du sol sous-jacent et statuer sur la réutilisation des déblais du site.

3 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

3.1 Implantation

L'implantation des sondages et des essais *in situ* a été faite en fonction des accès et des réseaux enterrés existants. Elle figure sur les plans d'implantation joint en annexe 2.

Les sondages réalisés au droit du futur bâtiment dans le cadre de la présente mission ont été nivelés par nos soins.

Les sondages réalisés par IMSRN ont été reporté sur le plan d'implantation à partir des documents fournis, ces sondages n'ont pas été nivelés.

Les sondages réalisés au droit du projet en 2007 avaient été nivelés.

Remarques :

- Les sondages S1 à S3 concernent le projet de places de parking (parcelle M 244). Les sondages S4, S5, P1, P2, SC1 et SP1 concernent le projet de bâtiment (parcelle M 241).
- Les sondages réalisés par IMSRN n'ont pas été nivelés, nous avons cependant estimé leur cote NGM à partir du plan topographique fourni et des observations faites sur le terrain.

3.2 Sondages, essais et mesures *in situ*

Les investigations réalisées au droit du projet sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2 : Sondages et essais *in situ* réalisés – mission G12 (GEODE)

Type de sondage	Quantité	Nom	Profondeur atteinte m/T.N.
Essais au pénétromètre dynamique lourd (Norme NF EN ISO 22476-2)	2	PD7 et PD8	7.4 et 6.4

Tableau 3 : Sondages et essais in situ réalisés – mission G12 IMSRN

Type de sondage	Quantité	Nom	Profondeur atteinte m/T.N.
Essais au pénétromètre dynamique lourd (Norme NF EN ISO 22476-2)	5	Pd1 à Pd5	4.2 à 6.8
Sondage à la pelle mécanique	3	F1 à F3	2.4 à 3.0
Fouille de reconnaissance de fondation	1	RF1	-

Tableau 4 : Sondages et essais in situ réalisés – mission G2

Type de sondage	Quantité	Nom	Profondeur atteinte m/T.N.
Essais au pénétromètre dynamique lourd (Norme NF EN ISO 22476-2)	2	P1 P2	6.65 6.50
Sondage à la pelle mécanique	5	S1 à S5	1.2 à 2.5
Sondage destructif	1	SP1	15.0
avec réalisation d'essais pressiométriques	12	Tous les 1.0 m jusqu'à 8.0 m, puis tous les 1.5 m	
Sondage carotté	1	SC1/PZ1	10.0
Équipement en piézomètre	1		10.0

Les diagrammes des sondages et des essais sont présentés en annexes 3 à 6, où l'on trouvera :

- **Puits de reconnaissance à la pelle :**

- coupe détaillée des sols,
- tenue des fouilles,
- éventuelles venues d'eau,
- échantillons prélevés.

- **Sondage carotté :**

- Coupe lithologique,
- Planche photographique.

- **Sondages destructifs :**

- coupe approximative des sols*,

* l'interprétation des sols à partir des forages de type destructif est faite uniquement d'après l'examen des cuttings, et de la vitesse d'avancement.

- **Essais pressiométriques :**

- Module pressiométrique : E_M (MPa),
- Pression limite nette : p_l^* (MPa),
- Pression de fluage nette : p_f^* (MPa),
- Rapport E_M/p_l^* ,
- Paramètres de forage : Vitesse d'avancement (m/h),

- **Essais au pénétromètre dynamique :**

- la résistance dynamique conventionnelle q_d en fonction de la profondeur, calculée selon la méthode des Hollandais avec un coefficient de sécurité de 0,80.

3.3 Essais en laboratoire

Les essais réalisés sur les échantillons prélevés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Essais en laboratoire réalisés

Identification des sols	Nombre	Norme
Teneur en eau pondérale W	4	NF P94-050
Analyse granulométrique par tamisage	2	NF P94-056
Valeur au bleu du sol (VBS)	2	NF P94-068
Caractéristiques mécaniques	Nombre	Norme
Cisaillement direct consolidé lent	2	NF P94-071

Les résultats des essais en laboratoire sont présentés en annexes 7.

Nota : les prélèvements d'échantillons réalisés lors de la campagne de sondage sont la propriété du client. Ils seront conservés pendant un mois à compter de l'envoi du rapport. S'il le souhaite, le client pourra donc soit récupérer ses prélèvements, soit demander à ce qu'ils soient conservés. A défaut de demande expresse, les prélèvements seront mis au rebut.

4 SYNTHÈSE DES RECONNAISSANCES

4.1 Lithologie

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

Les sondages réalisés par IMS en juin 2012 n'ont pas été nivelés, nous avons estimé la cote de leur tête d'après le plan topographique fourni et les observations faites sur le terrain.

L'analyse et la synthèse des résultats des sondages ont permis de dresser la coupe géotechnique schématique suivante :

- En tête, les formations de surface sont constituées :
 - de **terre végétale**, présentant une épaisseur de 0.1 à 0.9 m au droit des sondages,
 - de **remblais argilo-sableux** à argilo-graveleux, contenant généralement des débris anthropiques (béton, ferraille, blocs rocheux pluridécimétriques, plastique). Il s'agit vraisemblablement de matériaux issus du site. Ils ont été reconnus :
 - au droit du futur bâtiment, sur des épaisseurs comprises entre 2.5 et 3.5 m en partie amont (F1, S4 et SC1), et sur des épaisseurs comprises entre 0.7 et 1.25 m en partie aval (F2, S5 et SP1) ;
 - au droit des futures places de parking, sur des épaisseurs comprises entre 0.8 et plus de 1.5 m respectivement en S3 et S1. Ils n'ont pas été reconnus au droit de la fouille S2.
 - et localement, **d'argile sableuse** marron à marron gris, reconnue :
 - dans la future zone de parking, en S2 entre 0.15 et 0.7 m de profondeur, et en S3 de 0.8 à 1.5 m de profondeur,
 - dans la zone du futur bâtiment, en partie aval, au droit de S5, sur 0.3 m d'épaisseur soit entre 27.3 et 27.0 NGM.
- Le substratum du secteur se présentant sous la forme d'un lahar ponceux :
 - **altéré, argilo-sableux** en tête, bariolé marron gris à marron beige, contenant quelques éléments ponceux anguleux de taille centimétrique. Cet horizon a été reconnu :
 - au droit du futur bâtiment, sur 1.5 m d'épaisseur côté amont (SC1) et côté aval (SP1),
 - au droit des futures places de parking, jusqu'à la profondeur d'arrêt en S2 (soit 1.2 m). Il n'a pas été reconnu en S1 ni en S2.

- puis d'un **lahar peu altéré à semi-rocheux**, reconnu uniquement en SP1 et en SC1 à partir de cotes respectives de 25.5 NGM et 29.2 NGM. Il se présente sous la forme d'une matrice sableuse indurée marron beige, contenant de nombreux éléments rocheux de taille pluricentimétriques et de couleur gris clair.

Les coupes des fouilles à la pelle sont données en annexe 3, celle du sondage carotté est donnée en annexe 4, et celle du sondage destructif en annexe 5.

4.2 Caractéristiques géo-mécaniques

4.2.1 Sondages pénétrométriques

L'appareillage utilisé répond aux caractéristiques suivantes :

- type de l'appareil : SEDIDRILL 140
- masse du mouton : 64,0 kg
- hauteur de chute libre : 0,75 m
- section de la pointe : 20,0 cm²

L'analyse des profils pénétrométriques met en évidence du haut vers le bas :

- une **résistance dynamique faible** ($0.5 < q_d < 2.0$ MPa) mais présentant de **nombreux pics** (pouvant atteindre 10 MPa), a priori dus à la présence de blocs rocheux. Cet horizon correspond a priori aux formations de surface (terre végétale, remblais, argile) et au lahar altéré argileux. Il a été reconnu jusqu'à des profondeurs comprises entre 4.1 et 7.0 m au droit des essais, soit jusqu'à des cotes comprises entre 26.5 et 29.0 NGM.

- Une **nette augmentation de la résistance de pointe** au sein du lahar très raide à rocheux, provoquant rapidement le refus des pénétromètres, à des profondeurs comprises entre 4.2 et 7.4 (soit entre 26.5 et 28.1 NGM).

Les résultats des essais pénétrométriques sont donnés en annexes n°6.

4.2.2 Sondages pressiométriques

Le tableau suivant présente, de façon corrélées avec les valeurs pénétrométriques, les caractéristiques pressiométriques mesurées au sein des différentes formations rencontrées au droit du sondage SP1 :

Tableau 6 : Caractéristiques pressiométriques et pénétrométriques des formations rencontrées

Formation		Valeurs pressiométriques			Valeur pénétrométrique qd (MPa)
		p _l * (MPa)	E _M (MPa)	Nombre d'essais	
Formations de surface : Argile d'altération et/ou remblais argileux à blocs		0.45	5.3	1	0.5 < qd < 2.0 MPa Avec des pics à #10 MPa
Lahar	Altéré, argilo-sableux	2.0 ⁽¹⁾	18.5 ⁽¹⁾	1	
	Peu altéré à rocheux	5.77 < p _l * < 5.92 valeur retenue : 5.8*	128 < E _M < 186 valeur retenue : 158**	10	qd >> 2.0 MPa refus

Nota :

- * valeur moyenne diminuée d'un demi écart-type pour les pressions limites (p_l*).
- ** moyenne harmonique pour les modules de déformation (E_M).

Les résultats des sondages destructifs et des essais pressiométriques sont donnés en annexes n°5

⁽¹⁾ : Les valeurs pressiométriques retenues le lahar altéré argilo-sableux ont volontairement été diminuées afin de tenir compte du fait qu'un seul essai pressiométrique a été réalisé au sein de cette formation, et que ses caractéristiques pénétrométriques se sont avérées faibles (0.5 < qd < 2.0 MPa).

4.3 Récapitulatif : distribution des horizons

Les tableaux suivants récapitulent, en m/TN, les profondeurs des horizons au droit des sondages :

Tableau 7 : Distribution des horizons – future zone de parking

		S1	S2	S3
Formations de surface	Terre végétale	0.0 / 0.1	0.0 / 0.15	-
	Remblais	0.1 / ...	-	0.0 / 0.8
	Argile sableuse	N.A.	0.15 / 0.7	0.8 / ...
Lahar	Altéré, argilo-sableux	N.A.	0.7 / ...	N.A.
	Peu altéré à rocheux		N.A.	
Profondeur d'arrêt (m)		1.5	1.2	1.5

Tableau 8 : Distribution des horizons – futur bâtiment

		S4 (34.2)*	SC1 (34.2)*	S5 (28.4)*	SP1 (28.3)*	P1 (32.9)*	P2 (33.5)*
Formations de surface	Terre végétale	0.0 / 0.1	-	0.0 / 0.1	0.0 / 1.25	0.0 / 6.4	0.0 / 6.0
	Remblais	0.1 / ...	0.0 / 3.5	0.1 / 1.1			
	Argile sableuse	N.A.	-	1.1 / 1.4			
Lahar	Altéré, argilo-sableux	N.A.	3.5 / 5.0	1.4 / ...	1.25 / 2.75	6.4 / ...	6.0 / ...
	Peu altéré à rocheux		5.0 / ...	N.A.	2.75 / ...		
<i>Cote NGM approximative du toit du lahar peu altéré à rocheux</i>		<31.7 NGM	<u>29.2 NGM</u>	<26.9 NGM	<u>25.5 NGM</u>	<u>26.5 NGM</u>	<u>27.5 NGM</u>
Profondeur d'arrêt (m)		2.5	10.0	1.6	16.0	6.65	6.5

avec : N.A. : horizon non atteint
 - : horizon non reconnu
 * : cote NGM de la tête de sondage

Tableau 9 : Distribution des horizons – futur bâtiment (suite)

		Pd1 (34.2)*	Pd2 (34.0)*	Pd3 (33.5)*	Pd4 (32.4)*	Pd5 (32.0)*
Formations de surface	Terre végétale	0.0 / 5.2	0.0 / 4.7	0.0 / 6.7	0.0 / 4.1	0.0 / 4.7
	Remblais					
	Argile sableuse					
Lahar	Altéré, argilo-sableux	5.2 / ...	4.7 / ...	6.7 / ...	4.1 / ...	4.7 / ...
	Peu altéré à rocheux					
<u>Cote NGM approximative du toit du lahar peu altéré à rocheux</u>		<u>29.0 NGM</u>	<u>29.0 NGM</u>	<u>26.8 NGM</u>	<u>28.3 NGM</u>	<u>27.3 NGM</u>
Profondeur d'arrêt (m)		5.3	5.2	6.8	4.2	5.0

Tableau 10 : Distribution des horizons – futur bâtiment (suite et fin)

		F1 (34.2)*	F2 (28.4)*	F3 (33.0)*	PD7 (33.9)*	PD8 (34.2)*
Formations de surface	Terre végétale	0.0 / 0.9	0.0 / 0.3	0.0 / 0.6	0.0 / 7.0	0.0 / 6.0
	Remblais	0.9 / ...	0.3 / 1.0	0.6 / ...		
	Argile sableuse	N.A.	1.0 / 2.9	N.A.		
Lahar	Altéré, argilo-sableux	N.A.	2.9 / ...	N.A.	7.0 / ...	6.0 / ...
	Peu altéré à rocheux					
<u>Cote NGM approximative du toit du lahar peu altéré à rocheux</u>		<u><31.2 NGM</u>	<u>25.5 NGM</u>	<u><30.6 NGM</u>	<u>26.9 NGM</u>	<u>28.2 NGM</u>
Profondeur d'arrêt (m)		3.0	2.9	2.4	7.4	6.4

avec : N.A. : horizon non atteint
 - : horizon non reconnu
 * : cote NGM de la tête de sondage

4.4 Caractéristiques physiques des sols

4.4.1 Identification GTR

Les principaux résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 11 : Caractéristiques physiques des sols

Sondage	S1	S2
Profondeur (m)	0.5 / 0.7	0.15 / 0.4
Nature de l'échantillon	remblais	Argile sableuse
Teneur en eau naturelle Wn %	11.8 %	24.1 %
Dmax (mm)	80 mm	80 mm
Granulométrie sur la fraction 0/50 mm :		
Passant à 80 µm	19 %	42 %
Passant à 2 mm	42 %	69 %
Passant à 5 mm	46 %	71 %
VBS g/100g	0.89	6.4
IPI (indice portant immédiat)	11.4	1.9
Classe GTR	C₁B₅h	C₁A₃h

Les échantillons de testés correspondent à des sols de classe C₁ (fraction 0/50 mm > 60 à 80 %) dont la matrice (fraction < 0/50 mm) correspond à des sols de classe A₃ et B₅. D'après le Guide Technique Routier, le comportement des sols de ces classes peut être assez justement apprécié par celui de leur fraction 0/50 mm :

- les matériaux appartenant à la classe A₃ correspondent à des argiles et limons très plastiques, très cohérentes, généralement collantes ou glissantes à l'état humide. Leur perméabilité très réduite rend leurs variations de teneur en eau très lentes.
- les matériaux appartenant à la classe B₅ correspondent à des sables et graves très silteux. Leur proportion de fines et la faible plasticité de ces dernières rend leur temps de réaction aux variations hydrique relativement court. Ces sols changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau.

4.4.2 Déterminations des caractéristiques intrinsèques des matériaux

Dans le tableau ci-dessous sont reportés les résultats des essais de cisaillement lent :

Tableau 12 : Caractéristiques intrinsèques des matériaux

	Formation	Prof. (m) échantillon	Cisaillement CD	
			φ' (°)	c' (kPa)
S5	Argile sableuse	1.1-1.3 m	15	50
S5	Lahar altéré argilo-sableux	1.4-1.6 m	15	50

Légende :

φ' / C' : Angle de frottement et cohésion effectifs

- ⇒ L'essai de cisaillement ne représente qu'un échantillon, il conviendra donc de rester prudent dans l'utilisation de ces mesures.

4.5 Synthèse hydrogéologique

Notons qu'un piézomètre PVC a été installé au droit du sondage SC1. Aucun niveau d'eau n'a été relevé lors de notre intervention (septembre 2012).

Le contexte est celui de ruissellement et de circulations, fonction de la saison et de la pluviométrie.

5 CONTEXTE SISMIQUE

5.1 Classification vis-à-vis de l'AFPS 90

Compte tenu de ce qui a été indiqué dans les paragraphes précédents, les points essentiels ci-dessous sont à prendre en compte et conduiront les choix d'adaptation du projet.

Selon les critères définis par les règles AFPS 90 et pour chacune des grandes familles de sols mises en évidence par les reconnaissances réalisées, on retiendra la classification suivante :

Tableau 13 : Classification des sols selon les critères AFPS 90

Nature de la formation	Type de sol
Formations de surface (remblais, terre végétale et argile)	c à b
Lahar altéré argilo-sableux	b
Lahar peu altérée à rocheux	a à rocher

Le terrain peut être associé à un site de type S0.

5.2 Classification vis-à-vis des Eurocodes 8

Selon le tableau de classification de sol du paragraphe 3.1.2 de l'Eurocode 8 – Partie 1, d'après le rapport BRGM/RP – 56074 – FR, et en prenant en compte la géologie profonde reconnue au droit de la zone étudiée, on retiendra la classe de sol A correspondant à la description du profil stratigraphique suivante :

« Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant ».

5.3 Sollicitations sismiques – murs de soutènement

D'après les informations communiquées par le Maître d'œuvre, l'ouvrage est de catégorie d'importance IV (il permet d'assurer la stabilité du bâtiment amont, lui-même de catégorie IV de par sa fonction de cellule de crise).

Il conviendra de considérer les caractéristiques suivantes :

Tableau 14 : Critères sismiques – EC8

Zone sismique	Accélération maximale de référence (agr)	Catégorie d'importance	Coeff. d'importance γ_1	Coefficient d'amplification topographique τ	Classe de sol	Coefficient de site (S)
Zone 5	agr = 3m/s ²	IV	1.4	1.0	Classe A	S=1.0

Coefficient sismique horizontal $k_h = \alpha \cdot S / r$

Coefficient sismique vertical $k_v = \pm 0.5 k_h$ si $a_{vg}/a_g > 0.6$ (cas de la zone 5)

Avec $\alpha = a_g / g = \gamma_1 \cdot a_{gr} / g = 0.428$
et $r=1$ (pour les murs ancrés et les murs d'infrastructure)

Les coefficients sismiques à prendre en compte sont :

- $k_h = 0.43$
- $k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.21$

6 PRINCIPES GÉNÉRAUX D'AMÉNAGEMENT

6.1 Synthèse géotechnique

6.1.1 Rappels – mission G12

Une étude de type G12 a été réalisée par IMSRN en juin 2012. Elle comportait la réalisation de 5 essais au pénétromètre dynamique au droit du projet. Ces essais ont rencontré le refus à des profondeurs comprises entre 4.2 et 6.8 m / TN.

Le rapport ne conclut pas s'il s'agit effectivement du substratum (lahar présumé) ou de blocs rocheux. Le mode de fondation retenu au stade G12 est un radier général.

Les investigations réalisées dans le cadre de la mission G12 comportaient également un sondage de reconnaissance de fondation au droit du bâtiment existant situé au Nord-ouest du projet de bâtiment. Cette reconnaissance a mis en évidence un radier, d'une épaisseur de 60 cm, mis en œuvre sur une argile tuffique gris beige emballant des blocs décimétriques (soit le lahar altéré argilo-sableux).

6.1.2 Synthèse – mission G2

Des reconnaissances réalisées dans le cadre de la mission G12, il ressort les principaux points suivants :

- Les formations de surface présentent des caractéristiques mécaniques globalement faibles, hormis quelques pics de résistance dus à la présence de blocs dans les remblais. Elles sont rencontrées sur une épaisseur variant de 1.1 à 3.5 m au droit des sondages réalisés dans la zone du futur bâtiment. Il s'agit majoritairement une formation anthropique dont les caractéristiques de mise en œuvre ne sont pas connues. Par conséquent, aucun ouvrage ne pourra être fondé dans cet horizon.
- Le substratum du secteur est constitué par un lahar :
 - Il présente une frange d'altération argilo-sableuse de 1.5 m d'épaisseur au droit de nos sondages (SC1 et SP1). Les essais pénétrométriques ne permettent pas de distinguer cette frange d'altération des formations de surface sus-jacentes.
 - Il devient rapidement de consistance très raide à rocheuse : les essais pénétrométriques rencontrent le refus sur le toit de cet horizon. Les sondages carotté et pressiométrique ont permis de traverser cette formation et de lever le doute sur sa nature lithologique (seuls des essais pénétrométriques avaient été réalisés en G12). Ses caractéristiques mécaniques sont très bonnes, le lahar peu altéré à rocheux constituera un horizon d'assise privilégié pour les fondations.

- Son toit présente une pente, sans doute parallèle à la pente naturelle initiale du terrain, et de l'ordre de 10° vers le Sud-est

- Une venue d'eau avait été observée en G12 (Juin 2012) en partie Nord du futur bâtiment (sondage IMSRN Pdy2). Le sondage SC1 réalisé en septembre 2012 a été équipé d'un piézomètre au droit duquel aucun niveau d'eau n'a été relevé. Les remblais existants sont le siège de circulations anarchiques, fonctions de la saison et de la pluviométrie.

6.2 Principes d'adaptation

Compte tenu de la cote du niveau bas prévu à 28.6 NGM, on pourra envisager un système de fondation de type semelles filantes ou isolées, ancrées au sein du lahar peu altéré à rocheux.

L'adaptation au projet nécessitera des terrassements en déblais pouvant atteindre 6.1 m de hauteur. Compte tenu de la proximité des bâtiments existants côté Nord-ouest (< 6.0 m), il faudra réaliser un ouvrage de soutènement provisoire en partie amont. On pourra retenir un ouvrage du type microberlinoise.

Il s'agira d'un ouvrage provisoire, implanté à 1.5 m de distance à l'arrière du futur mur enterré. L'espace entre le mur d'infrastructure et la microberlinoise sera remblayé en phase définitive. Les tirants seront alors désactivés et les mur d'infrastructure du bâtiment reprendra la poussée des terres.

Ces points sont détaillés dans les paragraphes suivants.

7 TERRASSEMENTS

Les travaux de terrassement devront se faire sous conditions climatiques favorables. Par temps de pluie les travaux seront arrêtés.

Durant les travaux, l'emprise sera drainée pour éviter la stagnation des eaux de toute nature.

7.1 Déblais

Compte tenu du contexte géomécanique, les terrassements se feront dans les formations de surface, le lahar altéré argileux, et le lahar très raide à rocheux.

7.1.1 Terrassabilité des matériaux

Les terrassements au sein des formations de surface et du lahar altéré argilo-sableux pourront se faire avec des engins de puissance moyenne.

Pour la réalisation des déblais au sein du lahar rocheux, l'utilisation de techniques et de matériels spécifiques (matériel de très forte puissance, dérocteur, BRH, voire explosif) s'avèrera nécessaire. Le choix de la technique de terrassement devra être examiné en fonction de l'environnement du site, en particulier de la proximité des bâtiments, de manière à ne pas engendrer de désordres sur les constructions existantes, et limiter les nuisances.

7.1.2 Pente des talus

A l'angle Nord du projet de bâtiment, les terrassements en déblais atteindront une hauteur de 6.1 m. Un ouvrage de soutènement provisoire de type microberlinoise sera réalisé afin d'assurer la stabilité du talus et des bâtiments existants en amont (voir paragraphe 8).

Là où aucun ouvrage n'est prévu, les talus provisoires seront limités à une hauteur de 2.0 m maximum, et leurs pentes seront :

- de l'ordre de 3H / 2V dans les formations de surface,
- de 1H/1V dans le lahar altéré argileux,
- de 1H/2V dans le lahar très raide à rocheux. La tenue des talus devrait s'avérer satisfaisante sans protection particulière. Il conviendra cependant de vérifier la présence de blocs rocheux volumineux.

Dans tous les cas, les blocs volumineux instables seront purgés à l'avancement des travaux.

En phase définitive, on retiendra une pente unique de 3H/2V. Les talus seront végétalisés. Pour des talus de hauteur supérieure à 2.0 m, un ouvrage de soutènement définitif devra être réalisé.

7.2 Réutilisation des matériaux du site

Les formations de surface (remblais existants, terre végétale et argile) et le lahar altéré argileux sont impropres à toute utilisation et seront évacués.

Seuls les déblais issus du lahar très raide à rocheux pourront être réutilisés en remblais généraux à conditions d'écrêter les éléments supérieurs à 200 mm. Ils seront mis en œuvre au fur et à mesure de leur extraction et sous condition climatiques favorables.

Les remblais issus du site ne pourront pas être réutilisés à l'arrière des murs enterrés, ni en couche de forme. On utilisera des matériaux d'apport.

7.3 Remblais généraux éventuels

La mise en œuvre des remblais généraux devra être particulièrement soignée. Elle devra se faire sous des conditions climatiques favorables. On pourra procéder comme suit :

- décapage des formations de surface,
- en zone de pente, création de redans d'accrochage, ces redans seront légèrement pentés pour permettre l'évacuation des eaux pluviales ;
- isolement des remblais par rapport au sol en place par un géotextile anticontaminant,
- mise en œuvre des remblais par couches successives de 0,2 à 0,3 m d'épaisseur minimum compactées à 95 % de l'O.P.M.,
- Contrôle de la mise en œuvre des remblais par essais de plaque avec les critères de réception finale de la plateforme de remblais suivants :

$$EV_2 \geq 50 \text{ MPa et } \frac{EV_2}{EV_1} \leq 2,0.$$

Les talus de remblai respecteront une pente de 3H/2V. Ils seront réalisés par la méthode du remblai excédentaire et protégés de l'érosion par végétalisation. Si, pour des raisons d'emprise, la pente ci-dessus définie ne peut être respectée et pour des talus de hauteur supérieure à 3 m, des ouvrages de soutènement de pied seront prévus.

7.4 Préconisations générales liées aux terrassements

L'entreprise devra impérativement respecter les préconisations suivantes :

- Les terrassements seront réalisés par temps sec, hors période pluvieuse.
- Les terrassements seront réalisés de façon à ne pas remanier le sol et le fond de fouille.
- L'entreprise se tiendra informée des prévisions météorologiques au jour le jour de façon à faire en sorte, avant l'arrivée de la pluie, que toutes les surfaces soient bien fermées et réglées pour permettre le ruissellement de l'eau et son infiltration.
- On vérifiera également qu'il n'y a pas de points d'accumulation d'eau dans l'emprise du chantier, que les fossés provisoires sont en état de fonctionnement ainsi que leurs exutoires.

Durant les travaux, l'emprise sera drainée pour éviter la stagnation des eaux de toute nature.

8 SOUTÈNEMENT PROVISOIRE DE TYPE MICROBERLINOISE

8.1 Principe

Au Nord du futur projet de bâtiment, les terrassements en déblais atteindront 6.1 m de hauteur. En phase provisoire, un ouvrage de soutènement de type microberlinoise sera réalisé. En phase définitive, après construction du bâtiment, l'espace entre le mur d'infrastructure et la microberlinoise sera remblayé (voir paragraphe 9.3), et les tirants seront désactivés.

L'ouvrage provisoire réalisé aura une forme de L. Il devra reprendre les charges engendrées par les constructions amont : bâtiment de type R0 à R+1 côté Nord-ouest.

La distance à maintenir entre le soutènement provisoire et le futur mur d'infrastructure n'a pas été précisé. On retiendra une distance de 1.5 m de façon à maintenir une distance de 4.5 m entre la microberlinoise et les existants.

Note : A la demande du Maître d'Ouvrage, étant donné que le bâtiment amont est de catégorie d'importance IV, la stabilité de l'ouvrage provisoire sera vérifiée au séisme.

8.2 Hypothèses géotechniques

8.2.1 Documents de référence

Les documents suivants ont été utilisés pour le dimensionnement de l'ouvrage de soutènement :

- Norme NF EN 1993-5 d'août 2007 (Eurocode 3 partie 5) ;
- Norme NF EN 1997-1 de juin 2005 et annexes (Eurocode 7) ;
- Norme NF EN 1998-1 de septembre 2005, NF EN 1998-5 de septembre 2005 et annexes (Eurocode 8) ;
- Norme NF P 94-282 de mars 2009 (« Ouvrages de soutènement – Écrans »)

8.2.2 Vérifications

Les différentes vérifications dans le cadre de ce dimensionnement sont :

✓ Déplacement¹ :

- Déplacement absolu inférieur à 2 cm en phases provisoire, et 5.0 cm en phase sismique,

¹ : les seuils de déplacement ont été fixés par le bureau de contrôle.

- ✓ Stabilité externe :
 - Rapport de butée mobilisable sur butée mobilisée inférieur à 1.4 en phase provisoire et au séisme,
- ✓ Stabilité interne :
 - En phases provisoire : contraintes de flexion simple et de compression à l'ELU inférieures à 2/3 de la limite élastique,
 - En séisme : contraintes de flexion simple et de compression inférieures à la limite élastique,
- ✓ Stabilité des appuis:
 - Pour des tirants scellés, la vérification de la stabilité d'un tirant d'ancrage doit être assurée vis-à-vis d'une rupture de sa structure ou d'une rupture par défaut d'ancrage (arrachement).

Les calculs sont réalisés aux ELS à l'aide du logiciel K-Rea, v2.4.1. Les effets des actions sont pondérés pour les vérifications aux ELU de la stabilité interne.

8.2.3 Modèle géotechnique

Le dimensionnement de l'ouvrage a été réalisé selon le profil B, profil le plus défavorable (cf. plan en annexe 2.1). Le modèle pris en compte pour le dimensionnement sera :

Tableau 15 : Caractéristiques des sols

Formation	Base de l'horizon (NGM)	γ (kN/m ³)	C' (kPa)	ϕ' (°)	α	E _M (MPa)	p _l * (MPa)	q _s ancrages ² (kPa)
	Profil B							
Remblais argilo-sableux à argilo-graveleux	31.2	18	0	25	0.5	5.3	0.45	négligé
Lahar altéré argilo-sableux	29.7	18	20	15	0.67	18.5	2.0	160
Lahar peu altéré à rocheux	-	18	30	40	0.5	158	5.8	500

Note : les caractéristiques du lahar altéré issu des essais en laboratoire ont été pondéré de façon à tenir compte de ses passées plus ou moins argileuses à sableuses.

² : la valeur de q_s est calculée conformément à l'annexe H de la norme NFP94-282 en considérant des tirants scellés par IGU

8.2.4 Caractéristiques de l'ouvrage

La paroi microberlinoise considérée présentera les caractéristiques suivantes :

Tableau 16 : Caractéristiques de l'écran

Ecran - micropieux	Fiche (m)	26.6 m NGM soit environ 1.5 m sous le fond de fouille
	Entraxe (m)	2.0
	Micropieux – diamètre et épaisseur	Tube pétrolier Ø : 250 mm épaisseur 20 mm
	Inertie Ix	9628.2 cm ⁴
	Module de flexion Ix/v	770 cm ³
	Ancrage min. lahar rocheux (m)	1.5
	Épaisseur du parement (m)	0.25

L'espace de la paroi entre les micropieux sera constitué de béton projeté armé de treillis soudé.

Un tirant sera mis en place à -1.2 m / tête de la paroi entre chaque micropieux :

Tableau 17 : Caractéristiques des ancrages

Type d'ancrage	Cote (NGM)	Inclinaison /horizontale	Longueur (m)	Longueur libre L _f (m)	Longueur de l'ancrage (partie scellée) L _b (m)	e _h (m)
Gewi 32 mm	33.0	20°	6.0	4.0	2.0 (dans le lahar rocheux)	2.0

La raideur d'un tirant d'ancrage scellé au terrain s'exprime de la manière suivante :

$$K_{MA} = \frac{E_t A}{l_f + \frac{l_b}{2}}$$

avec :

- E_t : module de déformation du matériau (partie libre)
- A : aire de la section utile du tirant
- L_f : longueur libre
- L_b : longueur de l'ancrage (partie scellée)

La raideur d'un ancrage est donc : **K_{MA} = 33 778 kN**
soit 16 889 kN / ml (espacement horizontale e_h de 2.0 m)

Remarque :

- L'ouvrage étant provisoire, la corrosion des armatures des micropieux et des ancrages n'a pas été prise en compte.

8.2.5 Calcul des coefficients8.2.5.1 Coefficients sismiques

A la demande du Maître d'Ouvrage, les calculs sont réalisés sous séisme en considérant une catégorie d'importance IV. Les coefficients sismiques sont donnés au paragraphe 5.3, leur valeur est rappelée ci après :

- $k_h=0.43$
- $k_v=\pm 0.5 k_h =\pm 0.21$

En outre, d'après la norme EN 1998-5, « pour des murs autres que les murs poids, les effets de l'accélération vertical peuvent être négligés pour l'ouvrage de soutènement ». Par conséquent, un seul cas est étudié en sismique (au lieu d'un cas pesant et d'un cas allégeant) avec la prise en compte pour le calcul des efforts de poussée et de butée d'un angle θ unique défini, pour un sol situé hors nappe, par:

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad \text{d'où } \theta = 23.3^\circ \text{ si } k_v=0$$

8.2.5.2 Coefficients de réaction

Les coefficients de réaction horizontaux statiques sont déterminés par la formule de Schmitt :

$$k_h = 2 \times \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{EI}{B_0} \right)^{\frac{1}{3}}}$$

avec : E : module d'Young de la paroi
 I : inertie de la paroi
 E_M : module pressiométrique du sol
 α : coefficient rhéologique du sol
 B_0 : longueur de référence (1.0 m)

Compte tenu de la majoration du module dynamique par rapport au module pressiométrique, les coefficients de réaction horizontaux sont pris égaux à 5 fois les coefficients de réaction statique donnés dans le tableau de la page précédente.

Tableau 18 : Coefficients de réaction horizontaux

Formation	E_M (kPa)	α	statique kh (MPa/m)	dynamique kh (MPa/m)
Remblais argilo-sableux à argilo-graveleux	5.3	0.5	21 944	109 720
Lahar altéré argileux	18.5	0.67	78 662	393 310
Lahar peu altéré à rocheux	158	0.5	2 028 400	10 142 000

8.2.5.3 Coefficients de poussée et de butée

✓ En phases provisoire :

Les coefficients de poussée active et de poussée passive sont calculés selon la formule de Boussinesq/Rankine et le coefficient de poussée des terres au repos selon la formule de Jaky.

✓ Dans le cas du séisme :

La méthode de calcul est de type pseudo-statique, avec un calcul aux coefficients de réaction en élastoplasticité.

Cela signifie que les coefficients de poussée et de butée statiques sont substitués par des coefficients dynamiques, selon les règles de l'Eurocode 8 (formule de Mononobe Okabe).

Remarque : Conformément à la norme NF P 94-282, sous le fond de fouille, la poussée et la butée des terres sont déterminées en assimilant le comportement de chaque élément principal à celui d'une fondation profonde isolée chargée horizontalement. Pour des sols frottants et cohérents, la largeur de cet élément est assimilé à : $\min(B+2e;L)$, où B est la largeur de l'élément, e son épaisseur et L l'entraxe entre deux éléments. Dans le cas présent, sous le fond de fouille, la poussée et la butée seront affectée d'un coefficient de 0.375.

8.2.6 Surcharges

Au droit du profil étudié (profil B), on prend en compte, sous sollicitations statiques et sismiques, les surcharges suivantes :

- bâtiment de type R0, situé à 4.5 m de la tête de la microberlinoise : 10 kPa ;
- bâtiment de type R+1, mitoyen au bâtiment précédent, situé à 13.5 m du soutènement : 20 kPa

Remarque : conformément à la norme NF P 94-282, les actions permanentes sont affectées d'un facteur partiel de 1.35.

8.3 Phasage des travaux

Les travaux seront réalisés selon le phasage suivant (utilisé pour les calculs Kréa v2.3.1) :

- Mise en place des micropieux (7.6 m de longueur) ;
- Excavation à la cote 32.7 NGM ;
- Mise en place de l'ancrage n°1 à la cote 33.0 NGM ;
- Blindage jusqu'à la cote 32.7 NGM ;
- Excavation à la cote 31.2 NGM ;
- Blindage jusqu'à la cote 31.2 NGM ;
- Excavation à la cote 28.1 NGM (fond de fouille) ;
- Blindage de la paroi jusqu'au fond de fouille.

8.4 Résultats des calculs

Les calculs sont réalisés sous Krea en quatre phases :

- ✓ phase n°1 : excavation (32.7 NGM), pose du tirant (33.0 NGM) et blindage
- ✓ phase n°2 : excavation (31.2 NGM) et blindage
- ✓ phase n°3 : excavation (28.1 NGM) et blindage
- ✓ phase n°4 : situation sismique.

Les diagrammes de déplacement, moments, efforts tranchants et pression sur le sol sont donnés :

- ✓ en phase n°3 pour la situation provisoire ;
- ✓ en phase n°4 pour la situation sismique.

8.4.1 Déplacements aux ELS

Les déplacements maximaux pour chaque phase sont :

Tableau 19 : déplacements de l'écran – profil B

Phase	Déplacement maximal (cm)	Seuil déplacement (cm)
Provisoire	0.4	2.0
Séisme	0.8	5.0

8.4.2 Rapports de butée

Les rapports de butée mobilisable sur butée mobilisée sont :

Tableau 20 : Rapports de butée – profil B

Phase	Rapport de butée	Seuil
Provisoire	11.1	1.4
Séisme	1.8	1.4

8.4.3 Stabilité interne de l'écran

Le calcul est réalisé en flexion simple (cas plus défavorable que la flexion composée avec de la compression).

On vérifie :

$$✓ \text{ à l'ELU : } \frac{M \cdot 1.35}{I/v} \leq 2/3 \cdot \sigma_e = 160 \text{ MPa}$$

$$✓ \text{ A l'ELA : } \frac{M}{I/v} \leq \sigma_e = 240 \text{ MPa}$$

Tableau 21 : Moments maximaux – profil B

Phase	Contrainte dans l'écran	Seuil
ELU	$0.008 \cdot 1.35 / 0.00077 = 14.0 \text{ MPa}$	$2/3 \sigma_e = 160 \text{ MPa}$
ELA	$0.027 / 0.00077 = 35.1 \text{ MPa}$	$\sigma_e = 240 \text{ MPa}$

8.4.4 Stabilité des ancrages

La stabilité des ancrages est vérifiée conformément à la norme NF P 94-282

8.4.4.1 Résistance de la structure

La vérification de la structure consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$P_d \leq \frac{R_{t,d}}{\gamma_{R,d}}$$

avec : P_d : valeur de calcul de la charge
 = 1.35 P_k aux ELU
 = 1.00 P_k aux ELA

$R_{t,d}$: valeur de calcul de la résistance à la traction du tirant, qui correspond à la valeur minimale de sa résistance vis-à-vis de la limite élastique et de la limite à la rupture.

$\gamma_{R,d}$ coefficient de sécurité sur le modèle = 1.0 pour les aciers de construction

Résistance à la traction vis-à-vis du critère de rupture :

$$R_{t,d} = k_t f_{u,k} A_s / \gamma_{M2}$$

$\gamma_{M2} = 1.25$ aux ELU et 1.1 aux ELA

k_t : coefficient de valeur recommandée $k_t = 0.9$

Pour des barres en acier de type GEWI 32 mm de section utile (corrosion non prise en compte pour un ouvrage provisoire), de type Fe500/550 :

$$R_{t,d} = 318 \text{ kN aux ELU}$$

$$R_{t,d} = 362 \text{ kN aux ELA}$$

Résistance à la traction vis-à-vis du critère d'élasticité :

$$R_{t,d} = f_{y,k} A_g / \gamma_{M0}$$

Pour des barres en acier de type GEWI 32 mm de section utile (corrosion non prise en compte pour un ouvrage provisoire), de type Fe500/550 :

$$R_{td} = 402 \text{ kN}$$

D'ou $R_{t,d} = 318 \text{ kN}$ aux ELU et $R_{t,d} = 362 \text{ kN}$ aux ELA

Les efforts P_k dans les tirants sont issus des résultats K-Rea :

Tableau 22 : Efforts dans les tirants

Phase	Profil B		R _{t,d} Effort maxi dans le tirant (structure)
	Efforts dans les tirants Pd/ml en kN	Pd par tirant (eh= 2 m) kN	
Provisoire	15.9*1.35 = 21.5	42.9	318
Séisme	48.3*1.00 = 48.3	96.6	362

$P_d < R_{td}$. La résistance de la structure est vérifiée

8.4.4.2 Résistance à l'arrachement :

$$P_d \leq \frac{R_{a,d}}{\gamma_{R,d}} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_{R,d} \gamma_a}$$

avec : P_d : valeur de calcul de la charge

$$= 1.35 P_k \text{ aux ELU}$$

$$= 1.00 P_k \text{ aux ELA}$$

$R_{a,d}$: valeur de calcul de la résistance à l'arrachement du tirant

$\gamma_{R,d}$ coefficient de sécurité = 1.4 lorsque la résistance à l'arrachement est déduite d'un modèle de calcul et non d'essais d'arrachement

γ_a : facteur partiel pour la résistance de l'ancrage = 1.1 pour les ancrages temporaires

$$R_{a,k} = q_s \cdot \pi \cdot \alpha_s \cdot D \cdot L_s$$

avec : q_s : résistance au cisaillement sol-ancrage

α_s : coefficient de majoration du diamètre de forage en IGU

= 1.1 pour le lahar rocheux,

= 1.2 pour le lahar altéré argilo-sableux.

D : diamètre nominal du forage, pris égal à 160 mm.

L_s : longueur de scellement de l'armature

Tableau 23 : Résistance à l'arrachement

	Effort de traction max ($Pd \cdot 1.4 \cdot 1.1$)	Résistance à l'arrachement théorique R_a (scellement de 2.0m dans le lahar rocheux)
ELU	$(2 \cdot 15.9) \cdot 1.35 \cdot 1.4 \cdot 1.1 = 66.1 \text{ kN}$	553 kN
ELA	$(2 \cdot 48.3) \cdot 1.00 \cdot 1.4 \cdot 1.1 = 148.8 \text{ kN}$	553 kN

Rq1 : des essais d'arrachement devront être réalisés. La longueur d'ancrage sera redéfinie après réalisation de ces essais.

Rq2 : aucun frottement n'est considéré dans les formations de surface (remblais existants). Au stade exécution, des clous d'arrachement dans cette formation pourront permettre de déterminer s'il est judicieux de le prendre en compte.

8.5 Dispositions constructives

Les calculs ont été menés en conditions drainées.

Un maillage systématique de $1U/6m^2$ de barbacanes de longueur minimale de 0.50 m devra être réalisé afin d'évacuer les eaux souterraines en arrière du parement.

Un géocomposite drainant de type Enkadrain, ou similaire, sera mis en place en arrière du parement, selon des bandes de largeur 1 m, espacées horizontalement de 2 m.

Une cunette sera réalisée en tête de paroi et un caniveau sera réalisé en pied de paroi.

Lors de la réalisation des micropieux, il conviendra :

- d'utiliser une technique de forage adaptée aux sols rencontrés ;
- d'enregistrer les paramètres de forage et de vérifier la nature des cuttings à l'avancement pour s'assurer du bon ancrage dans le lahar rocheux.

Le parement en béton projeté armé sera dimensionné en mission d'étude d'exécution (G3).

9 FONDATION DU BÂTIMENT

9.1 Fondation superficielle par semelles

9.1.1 Principe – niveau d'assise

Le lahar rocheux a été rencontré au droit de nos sondages entre 0.0 m (SC1) et 2.6 m (SP1) de profondeur par rapport au niveau de la plateforme de terrassement (28.1 NGM).

Remarque : les sondages réalisés en G12 n'ayant pas été nivelés, les profondeurs du lahar par rapport au niveau de la plateforme de terrassement ne peuvent être qu'approximatives.

On pourra envisager de fonder le bâtiment de manière superficielle à semi-profonde par l'intermédiaire de semelles filantes ou isolées ancrées au sein du lahar peu altéré à rocheux.

On veillera à ce que le niveau d'assise des fondations respecte les conditions minimales suivantes :

- ancrage de 0,3 m au sein du lahar ;
- encastrement de 0,7 m au minimum ;
- pour des raisons de bonne exécution, la largeur minimale des fondations sera de 0,5 m pour les semelles filantes et de 0,7 m pour les semelles isolées ;
- respect de la règle des 3H/1V entre semelles voisines situées à des niveaux différents.

9.1.2 Contraintes de dimensionnement

D'après les résultats des essais, la contrainte admissible du sol d'assise, sous charges verticales centrées, est évaluée à :

- **contrainte limite ultime :** $q'u = 1.2 \text{ MPa}$;
- **contrainte de calcul aux E.L.U. :** $q'ELU = 0.60 \text{ MPa}$;
- **contrainte de calcul aux E.L.S. :** $\sigma_{\max} = 0.40 \text{ MPa}$.

En respectant les contraintes énoncées ci-dessus, les tassements absolus et différentiels devraient être inférieurs au centimètre.

9.1.3 Précautions de mise en œuvre

Toute modification du projet (importance, implantation, niveau, conception ...) peut rendre les conclusions de cette étude inadaptées.

Des variations ou hétérogénéités locales, non mises en évidence lors de l'investigation, peuvent apparaître en cours de travaux et nécessiter des adaptations constructives.

Les choix constructifs ne peuvent être faits que par le BET structure mais nous rappelons les précautions générales suivantes :

- L'homogénéité du fond de fouille sera soigneusement contrôlée.
- Afin d'éviter une décompression du sol de fondation, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin de le protéger.
- Toute poche de sols décomprimés détectés à l'ouverture sera purgée et remplacée par un gros béton.
- Dans le cas de semelles filantes, le rattrapage du niveau d'assise se fera par gros béton coulé pleine fouille.
- Dans le cadre d'un rattrapage en gros béton, une sur largeur du massif gros béton par rapport à la fondation devra être prévue pour tenir compte du risque sismique du site et garantir la stabilité de l'ouvrage en cas de déplacement relatif de la fondation armée.

9.2 Niveaux bas

Deux solutions sont envisageables :

- soit traitement en dalle portée sur vide sanitaire (épaisseur minimale du vide 0.20 m),
- soit réalisation d'une dalle portée coulée sur terre-plein, mise en œuvre sur une forme en ponce non compactée d'épaisseur minimale 0.20 m.

9.3 Murs enterrés

9.3.1 Fondation

Les contraintes de calcul énoncées dans le paragraphe 9.1.2 devront tenir compte de l'inclinaison de la charge appliquée sur les murs. Ces contraintes seront donc obligatoirement affectées d'un coefficient $i\delta < 1$.

9.3.2 Hypothèses de dimensionnement

Les murs de soutènement devront être impérativement dimensionnés par un Ingénieur spécialisé en structure et béton armé. Les caractéristiques physiques à prendre en compte dans les calculs de justification de l'ouvrage sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Caractéristiques des terrains à l'arrière des murs enterrés

Nature de la formation	Γ_h (kN/m ³)	Φ' (°)	C' (kPa)
Remblais existants	18	25	0
Lahar altéré argileux	18	15	20
Lahar peu altéré à rocheux	18	40	30
Remblai d'apport	19	35	0

9.3.3 Remblais arrières

Les remblais seront mis en œuvre entre le soutènement provisoire (microberlinoise) et les murs enterrés.

Le remblaiement à l'arrière des murs enterrés se fera avec des matériaux bloquants et drainants dont la mise en œuvre sera soignée. Il conviendra de réaliser un compactage modéré des matériaux à proximité du mur pour prévenir tout désordre sur la structure.

Les remblais à mettre en œuvre à l'arrière des murs enterrés seront constitués de matériaux de bonne qualité. Il s'agira de matériaux insensibles à l'eau et d'une bonne compacité en œuvre. On utilisera des matériaux d'apport tel que les graves sableuses 20/80, avec comme caractéristiques :

- granulométrie continue,
- passant à 80 μ m inférieur à 2%,
- propreté par équivalent de sable supérieure ou égale à 40 %.

9.3.4 Protection vis-à-vis de l'eau

Tous les murs enterrés (niveau de sous-sol du bâtiment) seront équipés de massif drainant amont, avec drain de pied connecté à un exutoire pérenne situé à l'aval du projet.

Il conviendra d'isoler les parties enterrées des éventuelles venues d'eau. Il sera donc nécessaire de mettre en place une étanchéité ainsi qu'un tissu drainant (type Enkadrain ou équivalent) entre les murs et le terrain.

Ce tissu sera relié à un drain ceinturant le bâtiment au niveau des fondations. Ce matériau drainant sera mis en place sur toute la hauteur des murs enterrés et sur une largeur minimale de 0.3 m. Leur granulométrie sera écrêtée à 40/80 mm.

L'eau ainsi récoltée sera évacuée gravitairement directement dans le réseau des eaux pluviales.

10 RÉALISATION DES VOIRIES ET PARKING

10.1 Partie supérieure des terrassements

Les échantillons prélevés sur le premier mètre (sondages S1 et S2) sont des sols de classe GTR C₁A₃ et C₁B₅, en état hydrique humide « h ».

A la période des sondages, les sols d'assise de la structure de chaussée correspondent à un cas de **PST n°1** avec une classe d'arase **AR1³** : il s'agit de matériaux sensibles à l'eau présentant une mauvaise portance, et sans possibilité d'amélioration à long terme.

Dans ce cas de PST, il convient d'exécuter une couche de forme en matériau granulaire insensible à l'eau de forte épaisseur.

Dans le cas d'une arase constituée par les remblais du site, il sera nécessaire de les éliminer.

10.2 Couche de forme

10.2.1 Nature, épaisseur

Afin d'obtenir une portance d'au moins 50 MPa (PF2), il convient de mettre en œuvre une épaisseur suffisante de GNT de type B31 ou D21.

Dans le cas d'une arase correspondant à un cas de PST n°1 avec une classe d'arase AR1¹, pour obtenir une PF2, il faudra alors mettre en œuvre une couche de forme de 75 cm d'épaisseur avec mise en œuvre d'un géotextile à l'interface PST/Couche de forme.

³ : A vérifier/valider au démarrage du chantier.

10.2.2 Conditions de mise en œuvre de la couche de forme

La mise en œuvre de la couche de forme se fera par couches, soigneusement compactées, de 20 à 30 cm d'épaisseur maximales, après purge de la terre végétale et des terrains mous.

La réception de la PF2 exigera, par essais à la plaque, les valeurs suivantes :

- module EV2 > 50 MPa,
- rapport EV2/EV1 < 2.

10.3 Structure de chaussée

Le dimensionnement de la structure de chaussée dépendra de la classe de trafic, de son accroissement, et de la période de service de la chaussée.

11 REMARQUES GÉNÉRALES

Les conclusions du présent rapport ne sont valables que sous réserve des conditions générales des missions géotechniques de l'Union Syndicale Géotechnique fournies en annexe 1 (norme NF P94-500 de décembre 2006).

Nous rappelons que cette étude a été réalisée dans le cadre d'une mission de type G2 phase projet partielle selon la norme NFP 94-500 sur les missions d'Ingénierie géotechnique.

Des éléments nouveaux découverts lors de la réalisation des travaux n'ayant pu être mis en évidence lors des investigations réalisées peuvent mettre à défaut les conclusions de l'étude. Ils devront être communiqués à GINGER GEODE pour réadapter éventuellement ces dernières.

La reconnaissance est basée sur des sondages ponctuels. Le toit de l'horizon d'assise peut fluctuer entre les points de sondage.

La Société GINGER GEODE reste à la disposition du Maître d'ouvrage pour le suivi des travaux (mission de type G4 : contrôle des fournitures et de mise en œuvre,...).

ANNEXE 1 – NOTES GÉNÉRALES SUR LES MISSIONS GÉOTECHNIQUES

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

EXTRAIT DE LA NORME AFNOR SUR LES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

CLASSIFICATION DES MISSIONS D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE TYPES



L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique doit suivre les étapes d'élaboration et de réalisation de tout projet pour contribuer à la maîtrise des risques géologiques. Chaque mission s'appuie sur des investigations géotechniques spécifiques définies au chapitre 7. Il appartient au maître d'ouvrage de veiller à la réalisation successive de toutes ces missions par une ingénierie géotechnique.

ETAPE 1 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES PREALABLES (G1)

Ces missions excluent toute approche des quantités, délais et coûts d'exécution des ouvrages géotechniques qui entre dans le cadre d'une mission d'étude géotechnique de projet (étape 2).

Elles sont normalement à la charge du maître d'ouvrage.

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE PRELIMINAIRE DE SITE (G11)

Elle est nécessaire au stade d'une étude préliminaire ou d'esquisse et permet une première identification des risques géologiques d'un site.

- Faire une enquête documentaire sur le cadre géotechnique du site et l'existence d'avoisinants ;
- Définir si nécessaire, un programme d'investigations géotechniques, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Fournir un rapport avec un modèle géologique préliminaire, certains principes généraux d'adaptation d'un projet au site et une première identification des risques.

ÉTUDE GÉOTECHNIQUE D'AVANT PROJET (G12)

Elle est nécessaire au stade d'avant projet et permet de réduire les risques majeurs.

- Définir un programme d'investigations géotechniques détaillé, 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, certains principes généraux de construction (notamment terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants).

Cette étude sera obligatoirement complétée lors de l'étude géotechnique de projet (étape 2).

ETAPE 2 : ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DE PROJET (G2)

Elle est nécessaire pour définir le projet des ouvrages géotechniques et permet de réduire les risques importants. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage et doit être intégrée à la mission de maîtrise d'œuvre générale.

Phase Projet :

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Fournir les notes techniques donnant les méthodes d'exécution retenues pour les ouvrages géotechniques (notamment terrassements, soutènements, fondations, dispositions vis-à-vis des nappes et avoisinants), certaines notes de calcul de dimensionnement niveau projet ;
- Fournir une approche des quantités / délais / coûts d'exécution de ces ouvrages géotechniques et une identification des risques géologiques résiduels.

Phase Assistance aux Contrats de Travaux :

- Etablir les documents nécessaires à la consultation des entreprises pour l'exécution des ouvrages géotechniques (plans, notices techniques, cadre de bordereau des prix et d'estimatif, planning prévisionnel) ;
- Assister le client pour la sélection des entreprises et l'analyse technique des offres.

ETAPE 3 : EXECUTION DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Elle permet de réduire les risques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures d'adaptation ou d'optimisation. Elle est normalement à la charge de l'entrepreneur.

Phase Etude

- Définir si nécessaire un programme d'investigations géotechniques complémentaire, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Etudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations et valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

Phase Suivi

- Suivre le programme d'auscultation et l'exécution des ouvrages géotechniques, déclencher si nécessaire les dispositions constructives prédéfinies en phase Etude ;
- Vérifier les données géotechniques par relevés lors des excavations et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (en assurer le suivi et l'exploitation des résultats) ;
- Participer à l'établissement du dossier de fin de travaux et des recommandations de maintenance des ouvrages géotechniques.

SUPERVISION GEOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Elle permet de vérifier la conformité de l'étude et suivi géotechniques d'exécution aux objectifs du projet. Elle est normalement à la charge du maître d'ouvrage.

Phase Supervision de l'étude d'exécution

- Avis sur l'étude géotechnique d'exécution, sur les adaptations ou optimisations potentielles des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, sur le programme d'auscultation et les valeurs seuils associées ;

Phase Supervision du suivi d'exécution

- Avis, par interventions ponctuelles sur le chantier, sur le contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur, sur le comportement observé de l'ouvrage et des avoisinants concernés et sur l'adaptation ou l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur.

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder à une étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques.

DIAGNOSTIC GEOTECHNIQUE (G5)

Il a pour objet d'étudier de façon strictement limitative un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques dans le cadre d'une mission ponctuelle.

- Définir si nécessaire, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Etudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans d'autres éléments géotechniques.

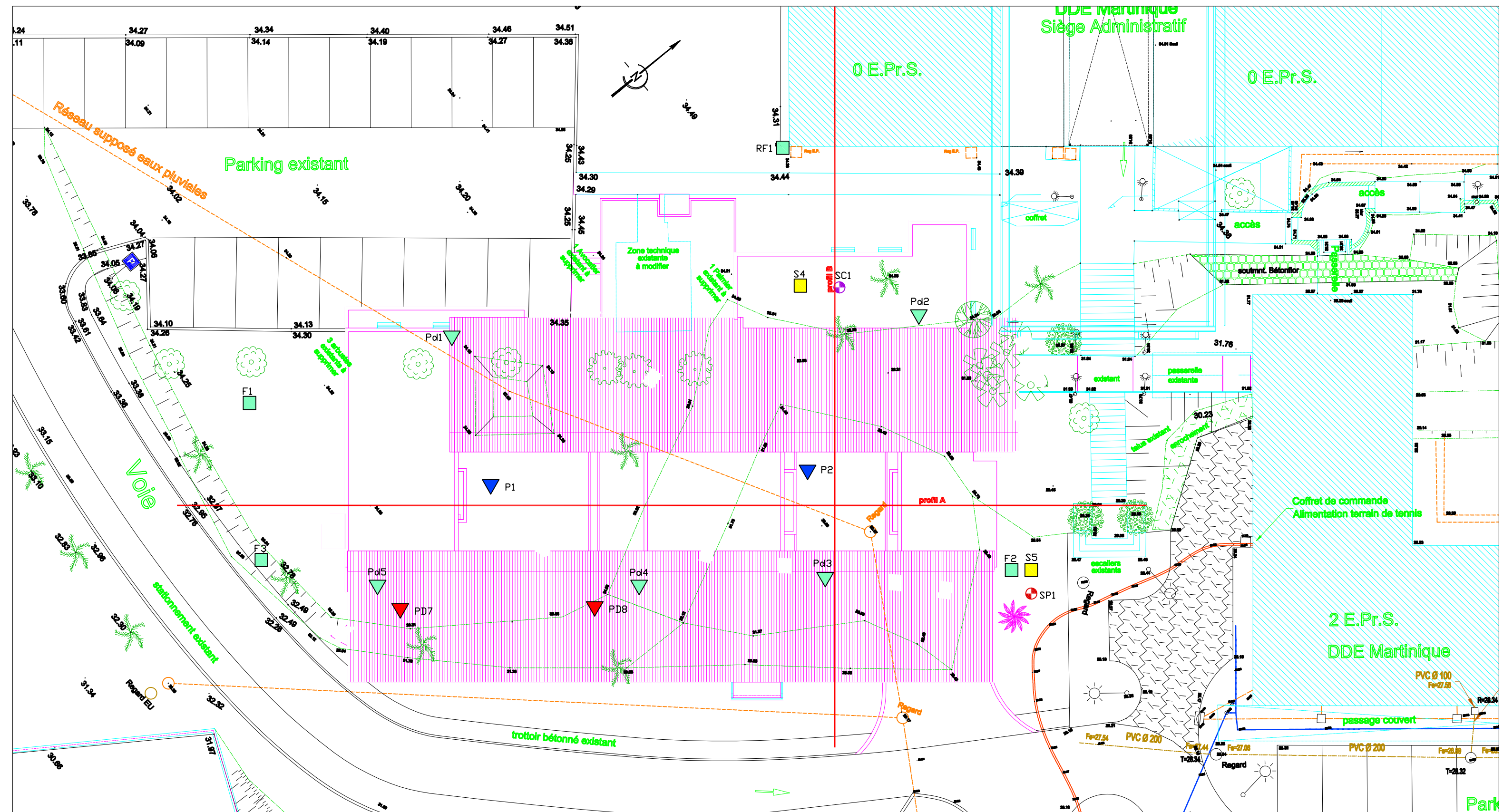
Des études géotechniques de projet et/ou d'exécution, suivi et supervision doivent être réalisées ultérieurement conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique si ce diagnostic conduit à modifier ou réaliser des travaux.

SCHEMA D'ENCHAÎNEMENT DES MISSIONS TYPES D'INGENIERIE GEOTECHNIQUE

Etap e	Phase de réalisation de l'ouvrage	Missions d'ingénierie géotechnique	Objectifs en terme de gestion des risques géologiques	Prestations d'investigations géotechniques
1	Étude préliminaire Étude d'esquisse	Étude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Si nécessaire
	Avant projet	Étude géotechnique d'avant projet (G12)	Réduction des risques majeurs	obligatoire
2	Projet Assistance Contrat Travaux	Étude géotechnique de projet (G2)	Réduction des risques importants	Si nécessaire
3	Exécution	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3)	Réduction des risques résiduels	Si nécessaire
		Supervision géotechnique d'exécution (G4)		
	Etude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques	Diagnostic géotechnique (G5)	Analyse des risques liés à ce ou ces éléments géotechniques	obligatoire



ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES



Légende :	SP1: Sondage pressiométrique	SC1 : Sondage carotté	P1 et P2 : Essais au pénétromètre dynamique (G2 GEODE - 2012)	S4 et S5 : Fouilles à la pelle (G2 GEODE - 2012)
			Pd1 à Pd5 : Essais au pénétromètre dynamique (G12 IMS - 2012)	F1 à F3: Fouilles à la pelle (G12 IMS - 2012)
			PD7 et PD8 : Essais au pénétromètre dynamique (G12 GEODE - 2007)	RF1 : Fouille de reconnaissance de fondation (G12 IMS - 2012)

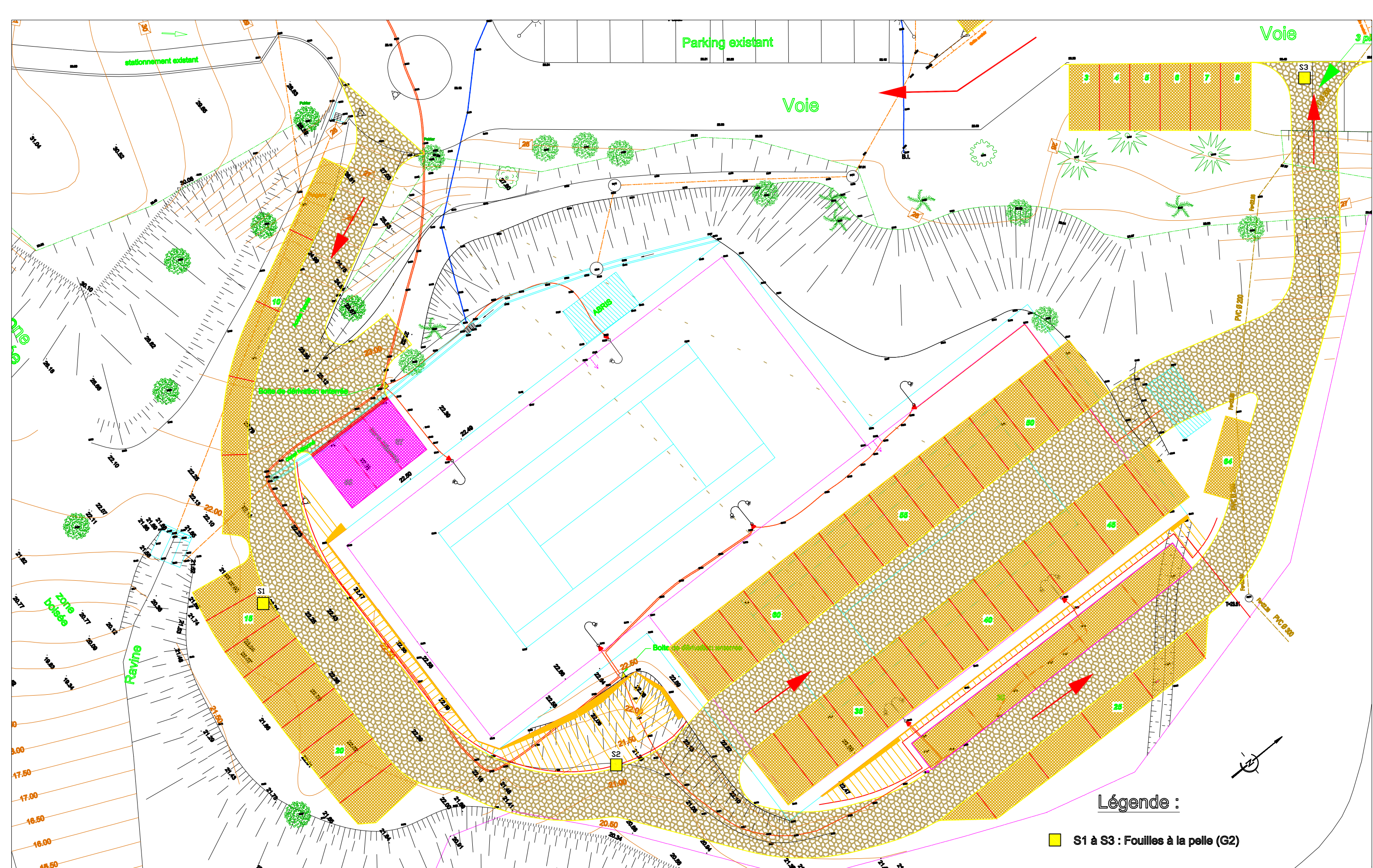
DEAL

Pointe de Jaham -
Construction d'un bâtiment
Ref : G001.C.119D

Annexe 2.1 :
Plan d'implantation des
sondages - zone du bâtiment

Cotes en m
Echelle des longueurs : 1/200 0.0 2.0 m

		Immeuble Les Flamboyants ZI la Lézarde 97232 LE LAMENTIN Tél.: 05.96.61.99.51 Fax : 05.96.61.99.57	
CG AJ DESS. VERIF.		Emission originale MODIFICATIONS	
ETUDE G2 PRO		24/09/12 0 DATE IND.	




DEAL

Pointe de Jaham -
Construction d'un bâtiment
Ref : G001.C.119D

Annexe 2.2 :
Plan d'implantation des
sondages - zone du bâtiment

Cotes en m
Echelle des longueurs : 1/250 0.0 2.5 m

		Immeuble Les Flamboyants ZI la Lézarde 97232 LE LAMENTIN Tél.: 05.96.61.99.51 Fax : 05.96.61.99.57		ETUDE G2 PRO	
CG	AJ	Emission originale	24/09/12	0	
DESS.	VERIF.	MODIFICATIONS	DATE	IND.	

ANNEXE 3 – SONDAGES À LA PELLE MÉCANIQUE S1 À S5

Chantier : Bâtiment RdC/R-2
 Client : DEAL
 Dossier: G001.C.119D



Ech. 1/25°

Date : 21.08.12

Prof. en m.	matériel	Nappe	sondage S1	Prof NGM	Description des sols	Echant.	Résultats d'essais ou observations
0.5				0.10	Terre végétale		
1				1.50	Remblais argilo-caillouteux contenant de nombreux débris anthropiques : jante, plastique, papier, morceaux de briques, blocs béton, blocs rocheux etc.	1	
1.5							
2							

Nappe: pas d'eau à la prof. reconnue (à date du sondage) | Observations : Refus sur bloc - Parois stables à court terme

Ech. 1/25°

Date : 21.08.12

Prof. en m.	matériel	Nappe	sondage S2	Prof NGM	Description des sols	Echant.	Résultats d'essais ou observations
0.5				0.15	Terre végétale brune		
1				0.70	Argile sableuse marron gris	1	
1.5				1.20	Lahar altéré bariolé marron gris beige contenant quelques éléments rocheux centimétriques		
2							

Nappe: pas d'eau à la prof. reconnue (à date du sondage) | Observations : Arrêt volontaire - Parois stables - Pas de venue d'eau

Chantier : Bâtiment RdC/R-2
 Client : DEAL
 Dossier: G001.C.119D



Ech. 1/25°

Date : 21.08.12

Prof. en m.	matériel	Nappe	sondage S3		Description des sols	Echant.	Résultats d'essais ou observations
			Prof	NGM			
0.5			0.80		Remblais (végétalisés en tête), argileux à localement sableux, marron orangé, et contenant des blocs (Dmax 200mm), des la fèraille, du béton		
1					Argile marron, sablo-graveleuse		
1.5			1.50				
2							

Nappe: pas d'eau à la prof. reconnue (à date du sondage) | Observations : Arrêt volontaire - Parois stables à court terme

Ech. 1/25°

Coord. X: Y: Z: 34.2 (NGM)

Date : 21.08.12

Prof. en m.	matériel	Nappe	sondage S4		Description des sols	Echant.	Résultats d'essais ou observations
			Prof	NGM			
0.5			0.10	34.10	Terre végétale argileuse marron		
1					Remblais argilo-sableux gris beige, contenant des débris anthropiques (plastique) et de nombreux blocs (Dmax 500mm)		
1.5							
2			2.50	31.70			

Nappe: pas d'eau à la prof. reconnue (à date du sondage) | Observations : Arrêt : longueur maximale du bras - Parois peu stables

Logiciel PUITSS2 - Version 2.81 -- [DQ.E138-01 - V.0 du 23/06/2008]

Edité le 21/09/2012



Chantier : Bâtiment RdC/R-2
 Client : DEAL
 Dossier: G001.C.119D



Ech. 1/25°


Coord. X: Y: Z: 28.4 (NGM) Date : 21.08.12

Prof. en m.	matériel	Nappe	sondage S5		Description des sols	Echant.	Résultats d'essais ou observations
			Prof	NGM			
0.5 1 1.5 2	Mini-pelle		0.10	28.30	Terre végétale		
			1.10	27.30	Remblais argileux contenant des blocs rocheux, des blocs béton et de la ferraille	1	
			1.40	27.00	Argile d'altération sableuse, marron gris		
			1.60	26.80	Lahar altéré, limono-sableux, marron beige	2	



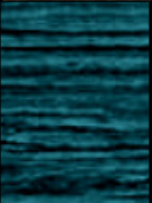


Nappe: pas d'eau à la prof. reconnue (à date du sondage) | Observations : Arrêt volontaire - Parois stables - Pas de venue d'eau

ANNEXE 4 – SONDAGES À LA PELLE MÉCANIQUE F1 À F3 (IMS)



 <p>IMS Antilles Ingénierie des Mouvements de Sol et des <i>Risques Naturels</i></p>		Procès verbal de fouilles à la pelle mécanique			
Site: Quartier Pointe de Jaham - Schoelcher - Parcelle n°M 241			Devis: 2012/0209		
Fouille: F1		Date d'essai: 16/05/2012		Profondeur maximale: 3,00 m/TN	
				Niveau d'eau: RAS	
Profondeur (m/TN actuel)	Tenue des parois		Nature du terrain	Niveau d'eau	
0,90			Terre végétale		
3,00	Moyenne à bonne tenue des terrains		Remblais argileux marron moyennement compacts à compacts, peu humides. Ils emballent des blocs de béton centimétriques, verre, platique)		
Observations: Arrêt volontaire de la pelle mécanique (limite d'action de la pelle).			Etabli par: S.NEIZELIEN		
			Date:		18/05/2012



 Procès verbal de fouilles à la pelle mécanique				
Site: Quartier Pointe de Jaham - Schoelcher - Parcelle n°M 241		Devis: 2012/0209		
Fouille: F2		Date d'essai: 16/05/2012		
		Profondeur maximale: 2,90 m/TN		
		Niveau d'eau: RAS		
Profondeur (m/TN actuel)	Tenue des parois	Nature du terrain		Niveau d'eau
0,30	Moyenne à bonne tenue des terrains →	 Terre végétale		
1,00		 Remblais argileux marron foncé bleuté, moyennement compacts, emballant des blocs décimétriques et plastiques		
1,90 Echantillon à 1,70 m/TN		 Argile tuffitique marron, pulvérulente, emballant des blocs centimétriques altérés		
2,90		 Argile tuffitique beige ocre, pulvérulente, emballant des blocs centimétriques altérés et non altérés		
Observations: Refus de la pelle mécanique. Prise d'échantillon à 1,70 m/TN.		Etabli par:	S.NEIZELIEN	
		Date:	18/05/2012	



 <p>IMS Antilles</p> <p>Ingénierie des Mouvements de Sol et des <i>Risques Naturels</i></p>		<p>Procès verbal de fouilles à la pelle mécanique</p>			
<p>Site: Quartier Pointe de Jaham - Schoelcher - Parcelle n°M 241</p>			<p>Devis: 2012/0209</p>		
<p>Fouille: F3</p>		<p>Date d'essai: 16/05/2012</p>		<p>Profondeur maximale: 2,40 m/TN</p>	
				<p>Niveau d'eau: RAS</p>	
Profondeur (m/TN actuel)	Tenue des parois		Nature du terrain		Niveau d'eau
0,60			Terre végétale		
2,40	Moyenne à bonne tenue des terrains		Remblais argileux marron foncé bleuté, moyennement compacts, emballant des blocs décimétriques de béton, plastiques, briques)		
<p>Observations: Arrêt volontaire de la pelle mécanique (limite d'action de la pelle).</p>			<p>Etabli par: S.NEIZELIEN</p>		
			<p>Date: 18/05/2012</p>		

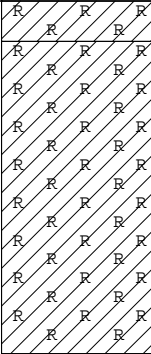
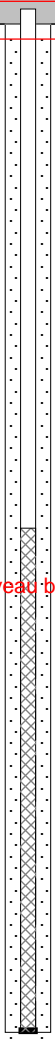
ANNEXE 5 – SONDAGE CAROTTÉ SC1

4.1) Coupe

4.2) Planche photographique

Ech.Prof: 1/75°

date travaux: 17.09.12

Prof. (m)	Outils	Tubage	COUPE		Description des sols	Piezomètre	Echant.	équipement Piezo et observations		
			Prof	NGM						
1	Carottier double 116mm	Tubage PW 140mm		0.40	33.80	Remblai argileux marron, végétalisé en tête		bouche à clé en tête du Piézo sur massif de scellement. gravillons drainants autour du tube		
2				3.50	30.70	Remblai sablo-argilo-graveleux (éléments de 5 à 20cm de diamètre), de couleur marron, gris à violacé				
3						Lahar altéré : matrice argilo-sableuse marron beige, friable, contenant des éléments ponceux anguleux pluricentimétriques gris clair				
4										
5				5.00	29.20	Lahar peu altéré à semi-rocheux : éléments ponceux gris clair de 5 à 15 cm de diamètre, dans une matrice sableuse marron beige indurée			début crépine à 5 m.	
6				10.00	24.20				[Arrêt du sondage]	tube crépiné sur H=5.00 m
7						tube piezo PVC diamètre Int. 50 mm longueur 10 m.				
8										fin crépine à 10 m.
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										

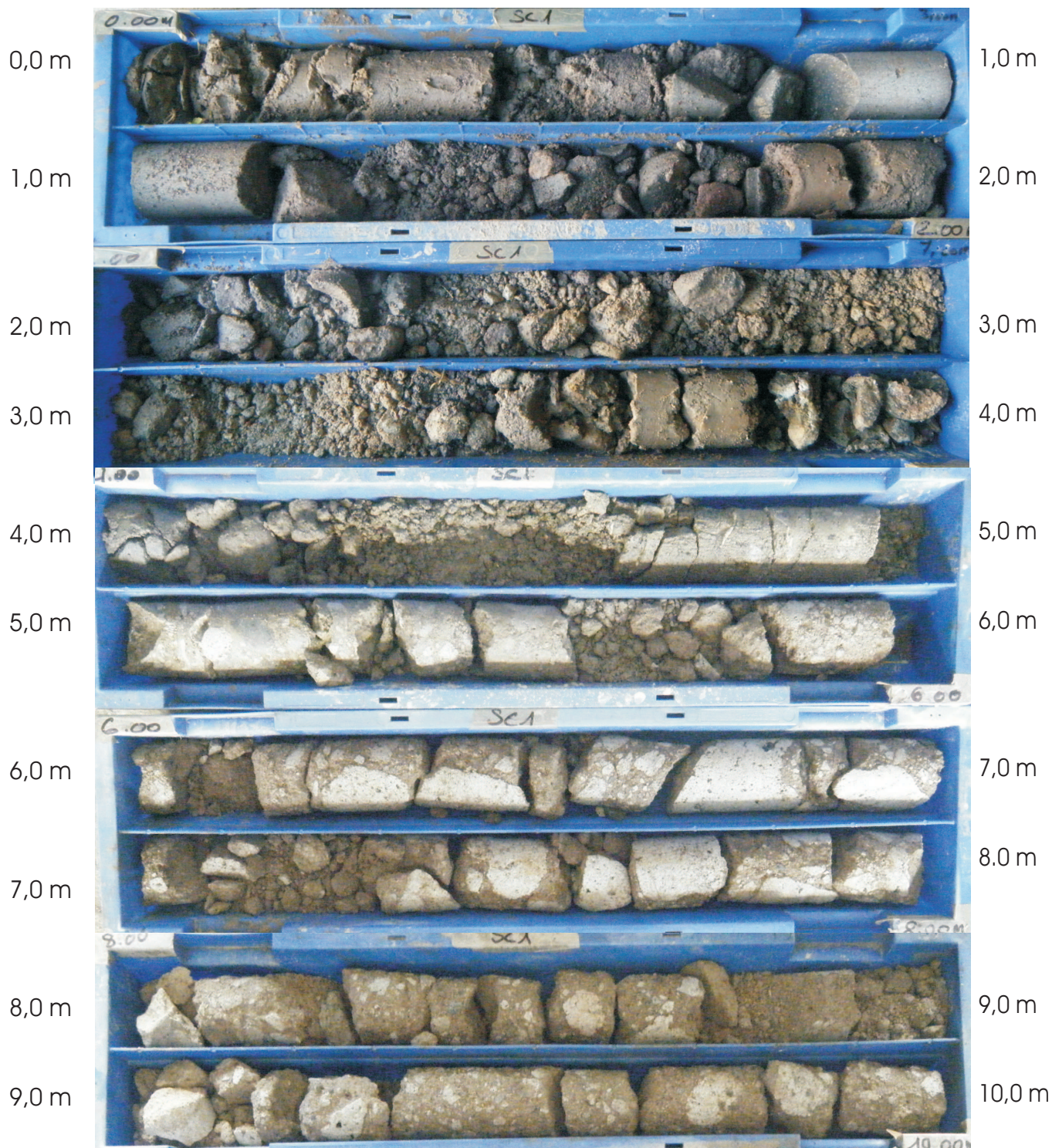
Sondeuse: SEDIDRILL 250

Observations : /

Nappe : /
à la date du sondage

Edité le 28/09/2012

SC1
0 - 10 m



ANNEXE 6 – SONDAGE PRESSIOMÉTRIQUE SP1

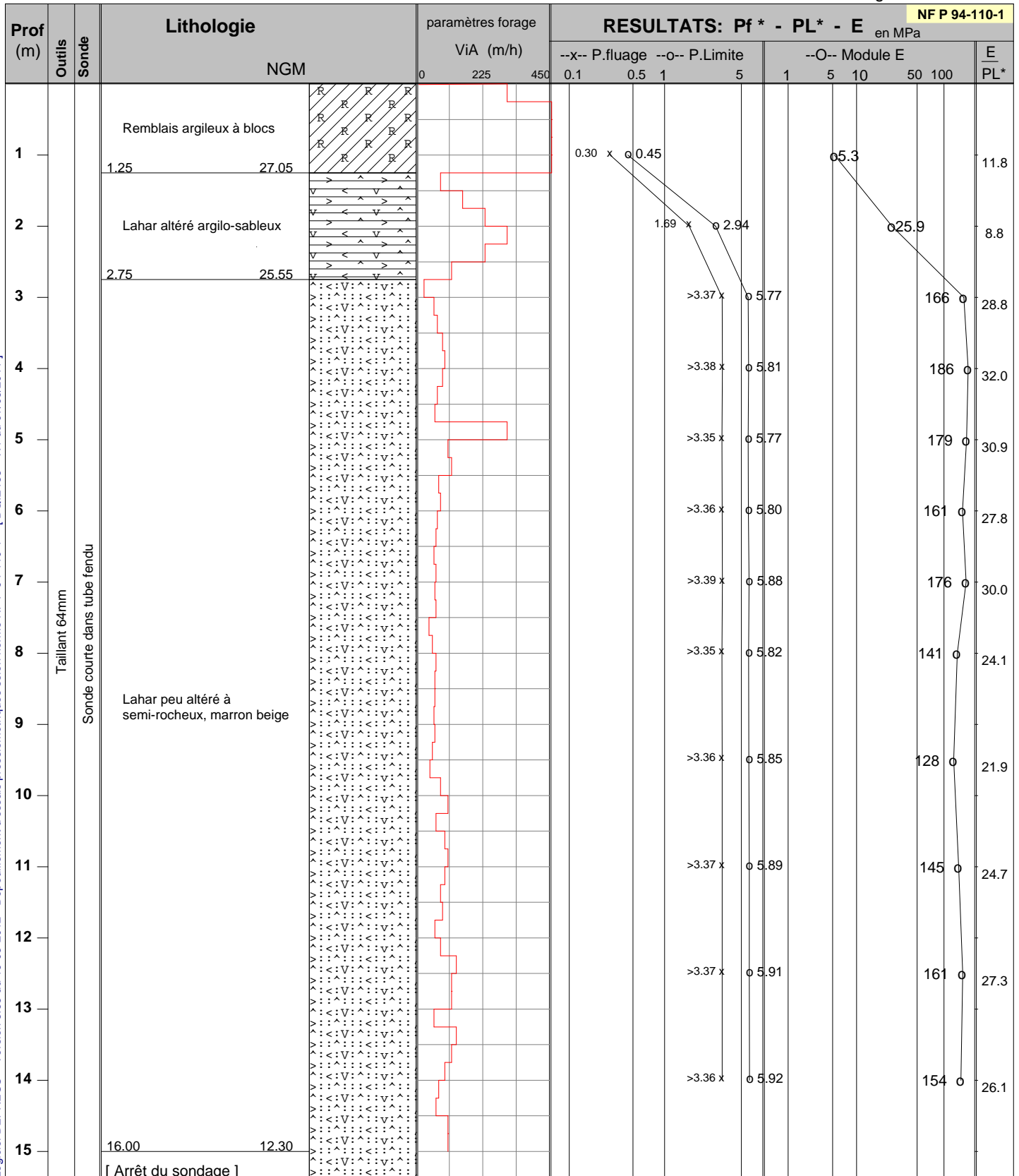
Chantier : Bâtiment RdC/R-2

 Client : DEAL
 Dossier : G001.C.119D
 Coordonnées du sondage:
 X : Y : Z : 28.3 (NGM)


Ech.Prof: /

Sondeuse: Sedidril 250

date de fin de sondage: 13.09.12



Logiciel DEPRESS - Version 3.65 du 19-03-2012 - Dépouillement d'essais pressiométriques selon norme NF P 94-110-1 -- [DO.E.158 - V.1 du 07/09/2011]

 Observations : /
 Edité le 28/09/2012

 Nappe: /
 (à la date d'exécution du forage)

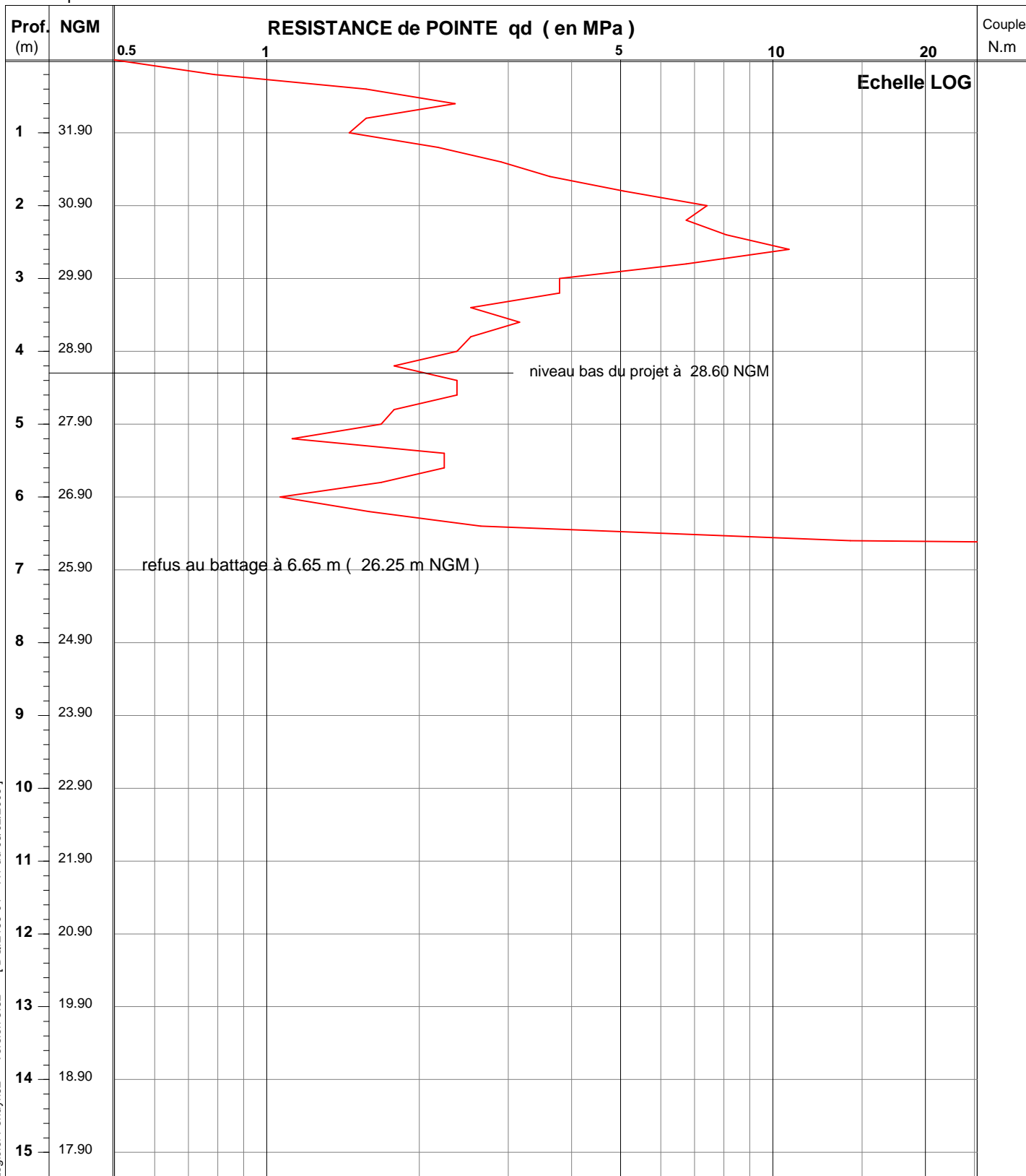

ANNEXE 7 – ESSAIS AU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE LOURD P1 ET P2

Chantier : Bâtiment RdC/R-2

 Client : DEAL
 Dossier : G001.C.119D
 Date essai : 21.08.12

 Localisation essai
 - X :
 - Y :
 - Z : 32.9 (NGM)


Echelle prof. : /



Logiciel Pendyn32 - Version 3.82 --- [DQ.E159-01 - V.1 du 03/02/2009]

MATERIEL UTILISE : SEDIDRILL 140

Etalonné le 03/09/10 /réf.0.8 --- Coef.[Er] utilisé: 0.80

 mouton de 64 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 7.698 kg - tiges de 1 m. et de 6.25 kg - section pointe de 20 cm²
OBSERVATIONS : /

Edité le 28/09/2012



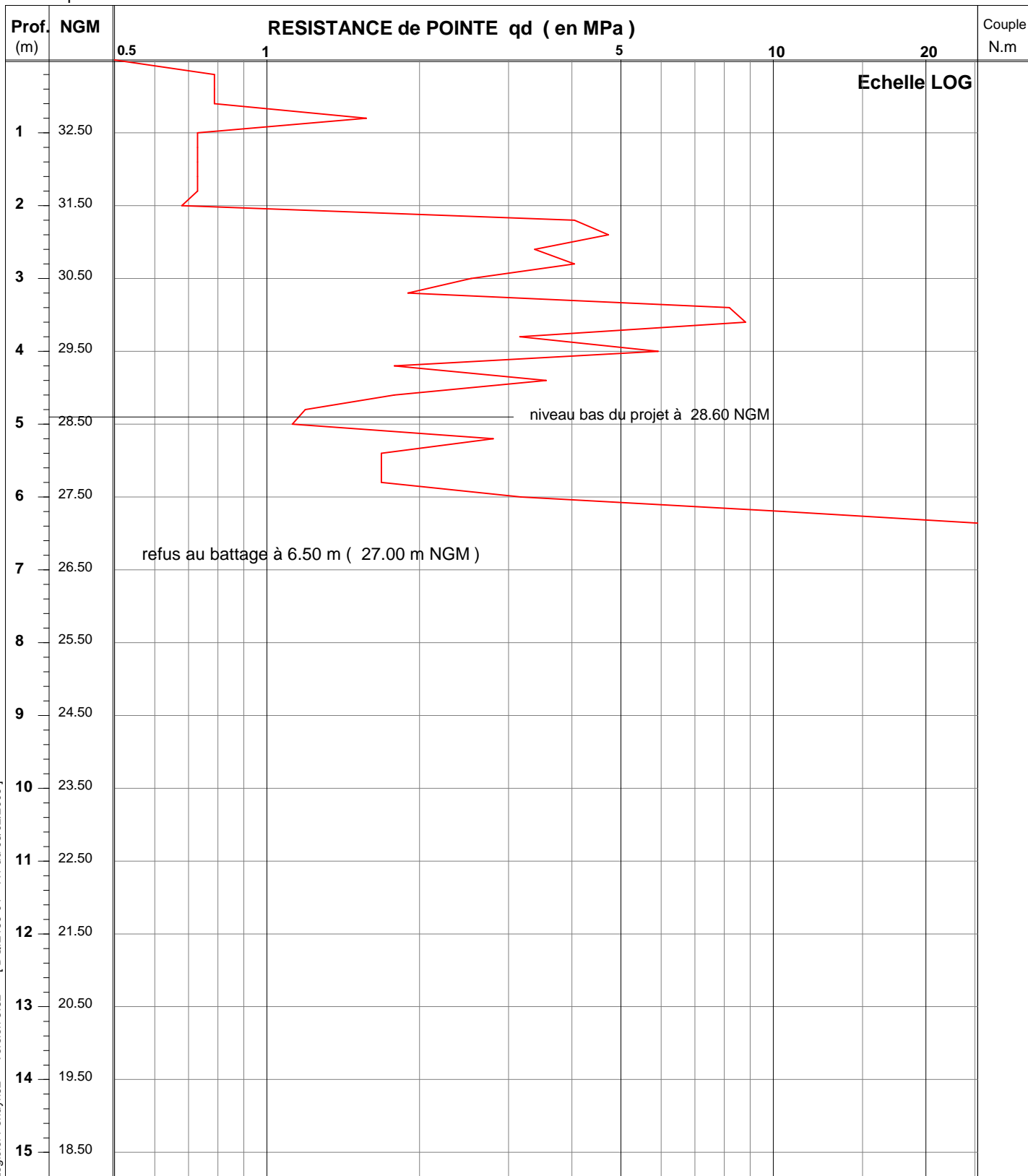
Chantier : Bâtiment RdC/R-2

Client : DEAL
 Dossier : G001.C.119D
 Date essai : 21.08.12

Localisation essai
 - X :
 - Y :
 - Z : 33.5 (NGM)



Echelle prof. : /



Logiciel Pendyn32 - Version 3.82 --- [DQ.E159-01 - V.1 du 03/02/2009]

MATERIEL UTILISE : SEDIDRILL 140

Etalonné le 03/09/10 /réf.0.8 --- Coef.[Er] utilisé: 0.80

mouton de 64 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 7.698 kg - tiges de 1 m. et de 6.25 kg - section pointe de 20 cm²


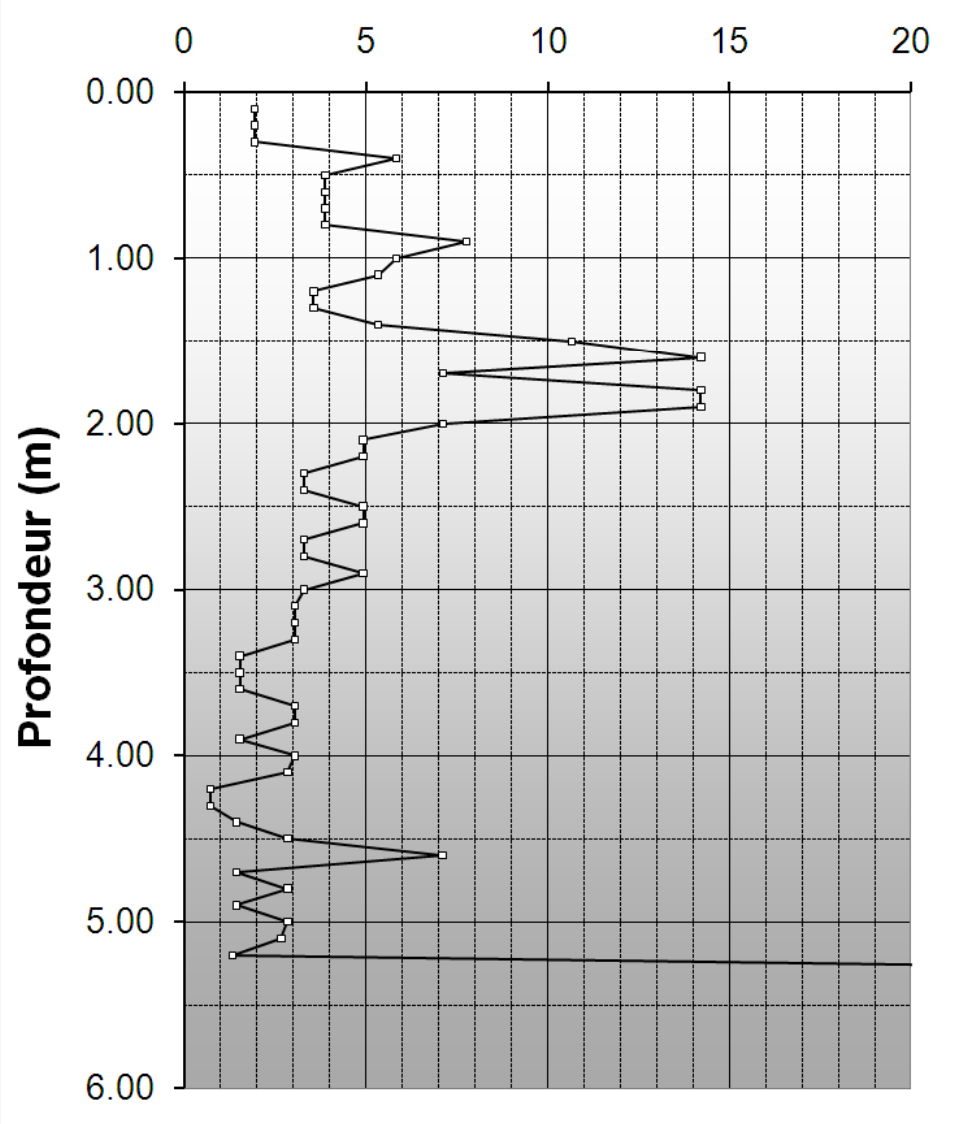
OBSERVATIONS : /

Edité le 28/09/2012


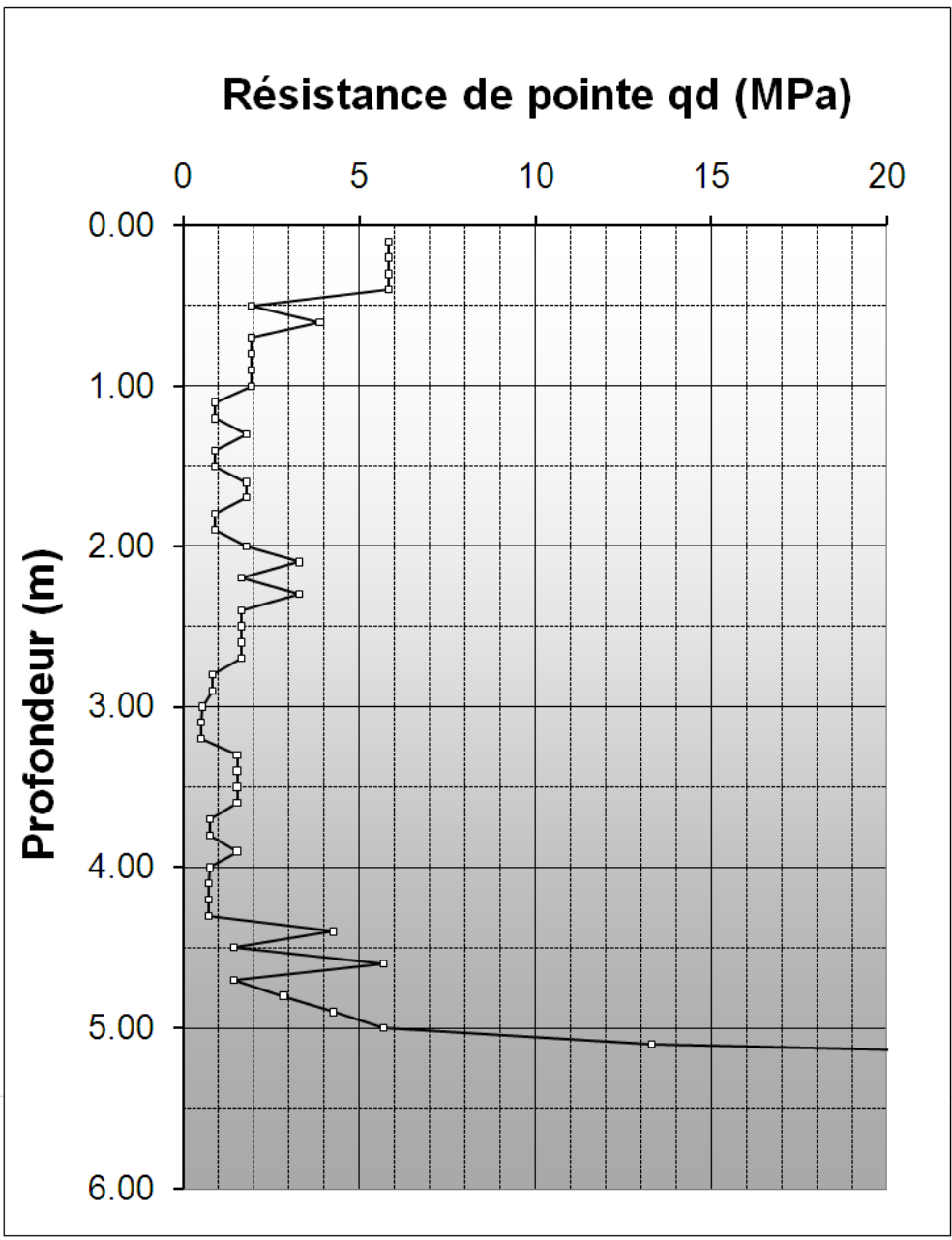


ANNEXE 8 – ESSAIS AU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE LOURD PD1 À PD5 (IMS)


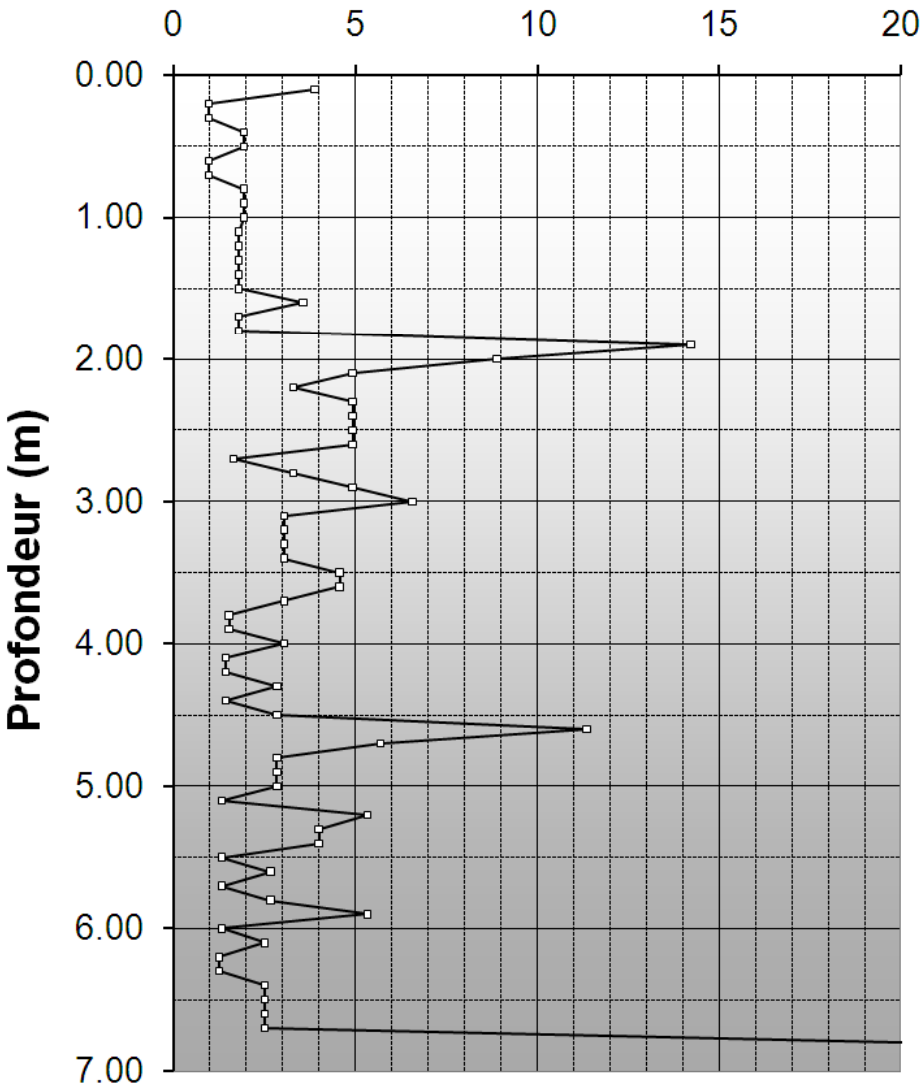


 IMS <i>Antilles</i> <small>Ingénierie des Mouvements de Sol et des Risques Naturels</small>		Procès verbal de sondage au pénétromètre dynamique	
Site :	Quartier Pointe Jaham - Schoelcher	2012/0209	
Sondage : Pdy 1	Date d'essai : 16/05/2012	Profondeur maximale :	5.30 m
		Niveau d'eau:	sans objet
Résistance de pointe qd (MPa)			
			
Observations :		Etabli par :	S. NEIZELIEN
		Date :	18/05/2012


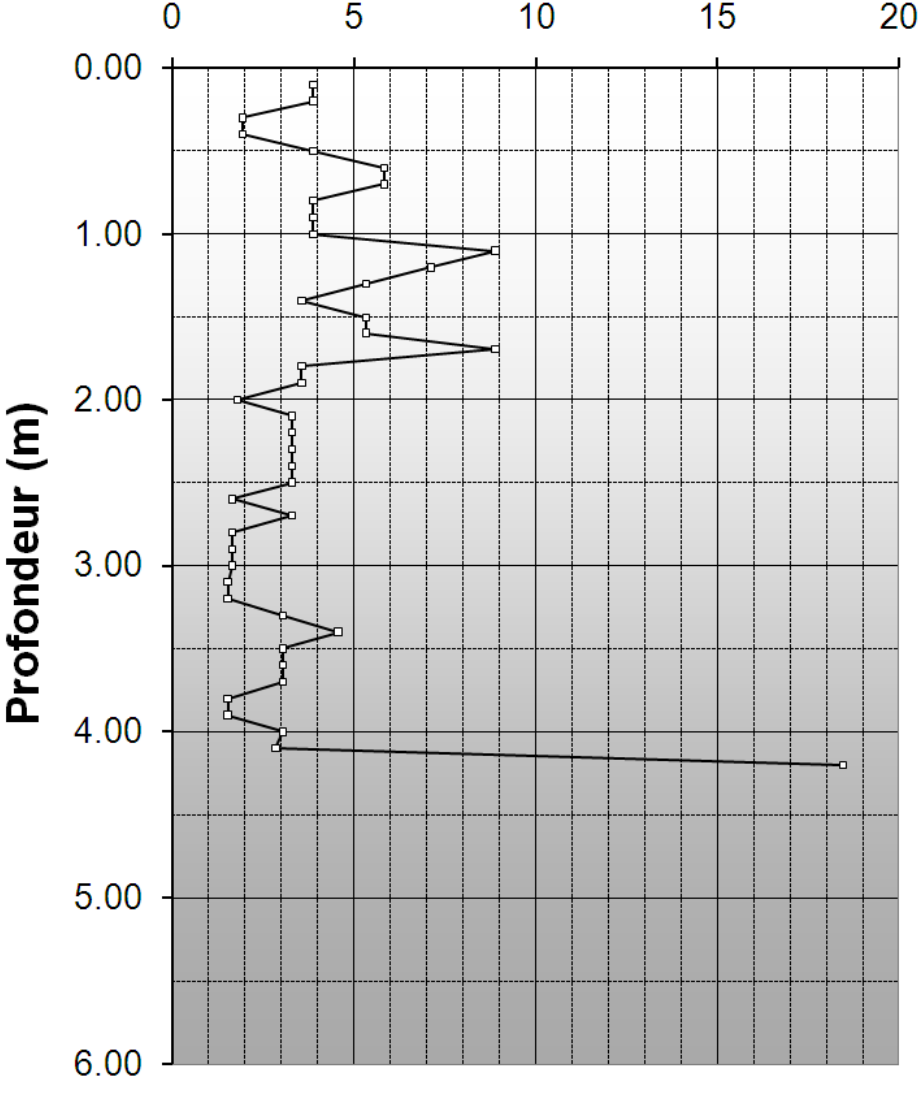


 IMS <i>Antilles</i> Ingénierie des Mouvements de Sol et des Risques Naturels		Procès verbal de sondage au pénétromètre dynamique																											
Site :	Quartier Pointe Jaham - Schoelcher	2012/0209																											
Sondage : Pdy 2	Date d'essai : 16/05/2012	Profondeur maximale :	5.20 m																										
		Niveau d'eau:	4,30 m/TN																										
<h3>Résistance de pointe qd (MPa)</h3>  <table border="1"><caption>Approximate data points from the graph</caption><thead><tr><th>Profondeur (m)</th><th>Résistance de pointe qd (MPa)</th></tr></thead><tbody><tr><td>0.00</td><td>5.5</td></tr><tr><td>0.50</td><td>4.5</td></tr><tr><td>1.00</td><td>3.5</td></tr><tr><td>1.50</td><td>4.0</td></tr><tr><td>2.00</td><td>3.5</td></tr><tr><td>2.50</td><td>4.0</td></tr><tr><td>3.00</td><td>3.5</td></tr><tr><td>3.50</td><td>4.0</td></tr><tr><td>4.00</td><td>4.5</td></tr><tr><td>4.50</td><td>6.5</td></tr><tr><td>5.00</td><td>5.0</td></tr><tr><td>5.20</td><td>4.5</td></tr></tbody></table>				Profondeur (m)	Résistance de pointe qd (MPa)	0.00	5.5	0.50	4.5	1.00	3.5	1.50	4.0	2.00	3.5	2.50	4.0	3.00	3.5	3.50	4.0	4.00	4.5	4.50	6.5	5.00	5.0	5.20	4.5
Profondeur (m)	Résistance de pointe qd (MPa)																												
0.00	5.5																												
0.50	4.5																												
1.00	3.5																												
1.50	4.0																												
2.00	3.5																												
2.50	4.0																												
3.00	3.5																												
3.50	4.0																												
4.00	4.5																												
4.50	6.5																												
5.00	5.0																												
5.20	4.5																												
Observations :		Etabli par : S. NEIZELIEN																											
		Date : 18/05/2012																											


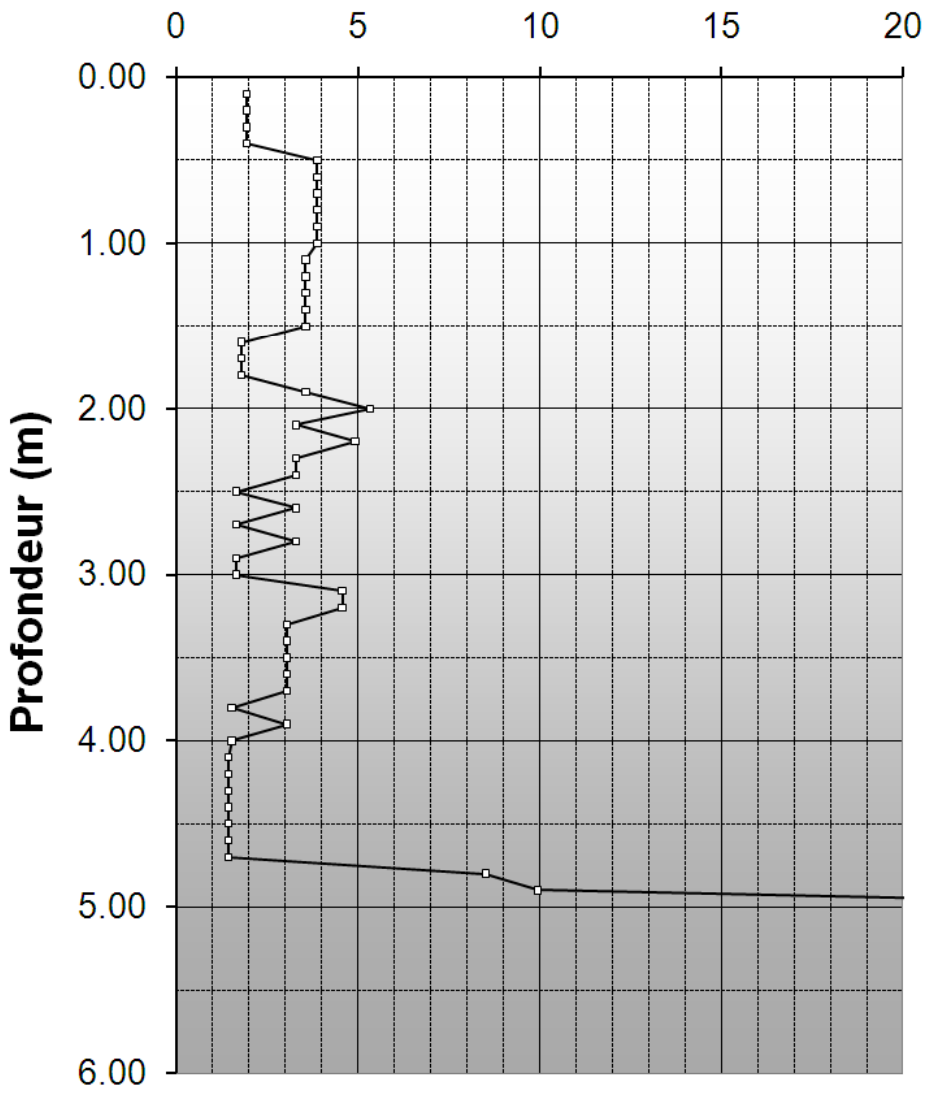


 <p>IMS <i>Antilles</i> Ingénierie des Mouvements de Sol et des Risques Naturels</p>		Procès verbal de sondage au pénétromètre dynamique																																	
Site :	Quartier Pointe Jaham - Schoelcher	2012/0209																																	
Sondage : Pdy 3	Date d'essai : 16/05/2012	Profondeur maximale :	6.80 m																																
		Niveau d'eau:	sans objet																																
<p style="text-align: center;">Résistance de pointe q_d (MPa)</p>  <table border="1"><caption>Approximate data points from the tip resistance graph</caption><thead><tr><th>Profondeur (m)</th><th>Résistance de pointe q_d (MPa)</th></tr></thead><tbody><tr><td>0.00</td><td>1.0</td></tr><tr><td>0.50</td><td>1.5</td></tr><tr><td>1.00</td><td>1.0</td></tr><tr><td>1.50</td><td>1.5</td></tr><tr><td>2.00</td><td>15.0</td></tr><tr><td>2.50</td><td>4.0</td></tr><tr><td>3.00</td><td>6.0</td></tr><tr><td>3.50</td><td>2.0</td></tr><tr><td>4.00</td><td>3.0</td></tr><tr><td>4.50</td><td>14.0</td></tr><tr><td>5.00</td><td>2.0</td></tr><tr><td>5.50</td><td>3.0</td></tr><tr><td>6.00</td><td>2.0</td></tr><tr><td>6.50</td><td>2.0</td></tr><tr><td>7.00</td><td>2.0</td></tr></tbody></table>				Profondeur (m)	Résistance de pointe q_d (MPa)	0.00	1.0	0.50	1.5	1.00	1.0	1.50	1.5	2.00	15.0	2.50	4.0	3.00	6.0	3.50	2.0	4.00	3.0	4.50	14.0	5.00	2.0	5.50	3.0	6.00	2.0	6.50	2.0	7.00	2.0
Profondeur (m)	Résistance de pointe q_d (MPa)																																		
0.00	1.0																																		
0.50	1.5																																		
1.00	1.0																																		
1.50	1.5																																		
2.00	15.0																																		
2.50	4.0																																		
3.00	6.0																																		
3.50	2.0																																		
4.00	3.0																																		
4.50	14.0																																		
5.00	2.0																																		
5.50	3.0																																		
6.00	2.0																																		
6.50	2.0																																		
7.00	2.0																																		
Observations :		Etabli par :	S. NEIZELIEN																																
		Date :	18/05/2012																																

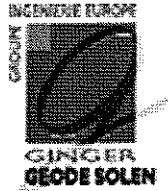


 <p>IMS <i>Antilles</i> Ingénierie des Mouvements de Sol et des Risques Naturels</p>		Procès verbal de sondage au pénétromètre dynamique																																															
Site :	Quartier Pointe Jaham - Schoelcher	2012/0209																																															
Sondage : Pdy 4	Date d'essai : 16/05/2012	Profondeur maximale :	4.20 m																																														
		Niveau d'eau :	sans objet																																														
<p style="text-align: center;">Résistance de pointe qd (MPa)</p>  <table border="1"><caption>Approximate data points from the graph</caption><thead><tr><th>Profondeur (m)</th><th>Résistance de pointe qd (MPa)</th></tr></thead><tbody><tr><td>0.00</td><td>3.5</td></tr><tr><td>0.20</td><td>4.5</td></tr><tr><td>0.40</td><td>3.5</td></tr><tr><td>0.60</td><td>4.5</td></tr><tr><td>0.80</td><td>3.5</td></tr><tr><td>1.00</td><td>4.5</td></tr><tr><td>1.20</td><td>3.5</td></tr><tr><td>1.40</td><td>4.5</td></tr><tr><td>1.60</td><td>3.5</td></tr><tr><td>1.80</td><td>4.5</td></tr><tr><td>2.00</td><td>3.5</td></tr><tr><td>2.20</td><td>4.5</td></tr><tr><td>2.40</td><td>3.5</td></tr><tr><td>2.60</td><td>4.5</td></tr><tr><td>2.80</td><td>3.5</td></tr><tr><td>3.00</td><td>4.5</td></tr><tr><td>3.20</td><td>3.5</td></tr><tr><td>3.40</td><td>4.5</td></tr><tr><td>3.60</td><td>3.5</td></tr><tr><td>3.80</td><td>4.5</td></tr><tr><td>4.00</td><td>3.5</td></tr><tr><td>4.20</td><td>18.0</td></tr></tbody></table>				Profondeur (m)	Résistance de pointe qd (MPa)	0.00	3.5	0.20	4.5	0.40	3.5	0.60	4.5	0.80	3.5	1.00	4.5	1.20	3.5	1.40	4.5	1.60	3.5	1.80	4.5	2.00	3.5	2.20	4.5	2.40	3.5	2.60	4.5	2.80	3.5	3.00	4.5	3.20	3.5	3.40	4.5	3.60	3.5	3.80	4.5	4.00	3.5	4.20	18.0
Profondeur (m)	Résistance de pointe qd (MPa)																																																
0.00	3.5																																																
0.20	4.5																																																
0.40	3.5																																																
0.60	4.5																																																
0.80	3.5																																																
1.00	4.5																																																
1.20	3.5																																																
1.40	4.5																																																
1.60	3.5																																																
1.80	4.5																																																
2.00	3.5																																																
2.20	4.5																																																
2.40	3.5																																																
2.60	4.5																																																
2.80	3.5																																																
3.00	4.5																																																
3.20	3.5																																																
3.40	4.5																																																
3.60	3.5																																																
3.80	4.5																																																
4.00	3.5																																																
4.20	18.0																																																
Observations :		Etabli par :	S. NEIZELIEN																																														
		Date :	18/05/2012																																														



 IMS <i>Antilles</i> <small>Ingénierie des Mouvements de Sol et des Risques Naturels</small>		Procès verbal de sondage au pénétromètre dynamique	
Site :	Quartier Pointe Jaham - Schoelcher	2012/0209	
Sondage : Pdy 5	Date d'essai : 16/05/2012	Profondeur maximale :	5.00 m
		Niveau d'eau:	sans objet
Résistance de pointe qd (MPa)			
			
Observations :		Etabli par :	S. NEIZELIEN
		Date :	18/05/2012

ANNEXE 9 – ESSAIS AU PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE LOURD PD7 ET PD8 (GÉODE 2007)

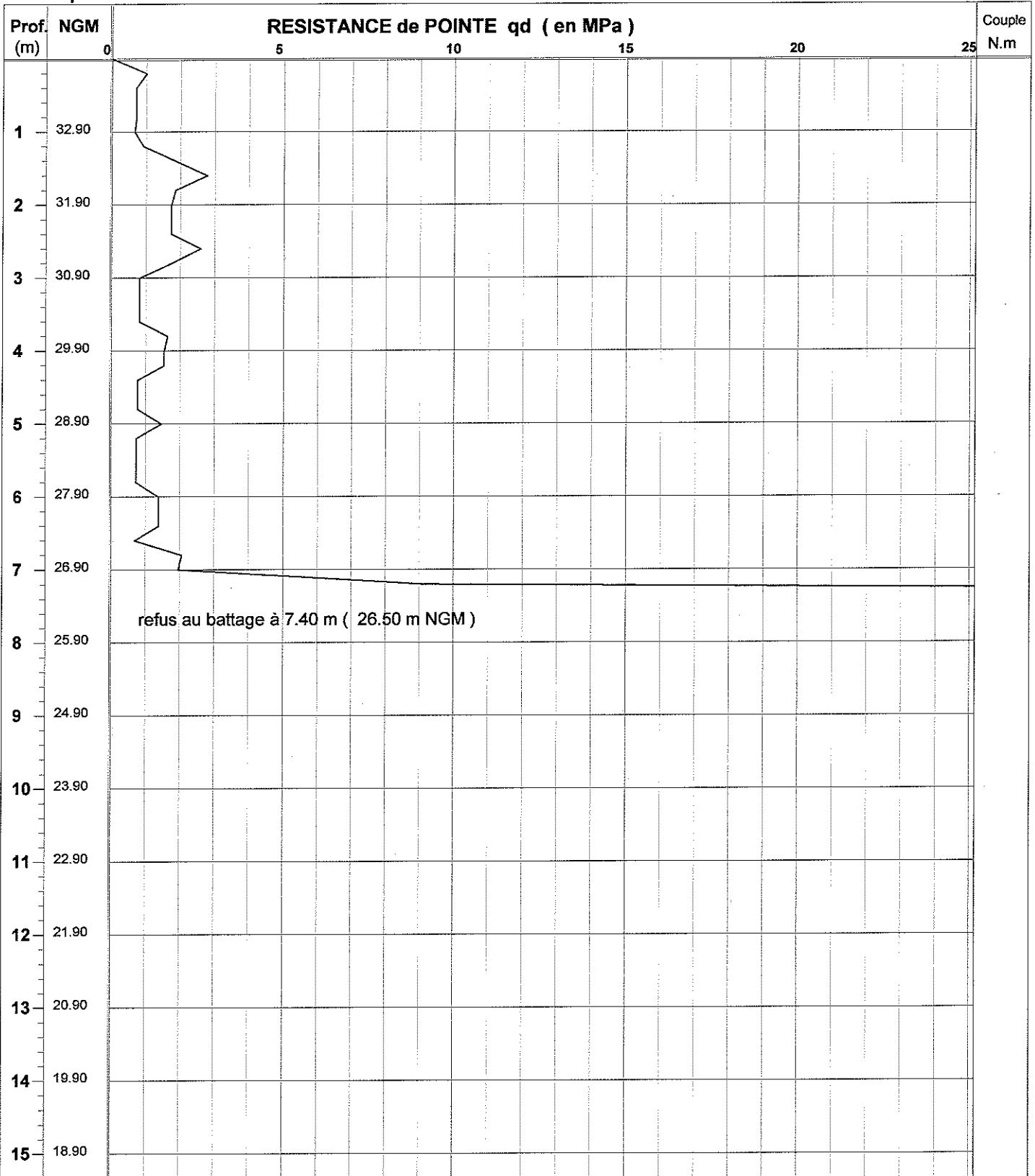


Chantier : Pointe de Jaham - SCHOELCHER
 Client : DIREN
 Dossier : 07DOS179

Date : 15/10/07
 Localisation essai:
 X: Y: Z: 33.9 (NGM)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyr32 - Version 3.5

MATERIEL UTILISE : SEDIDRILL 140

mouton de 63.5 kg, H.chute 0.76 m - équipement mobile 7.8 kg - tiges de 1 m. et de 5.8 kg - section pointe de 20 cm²

OBSERVATIONS : /

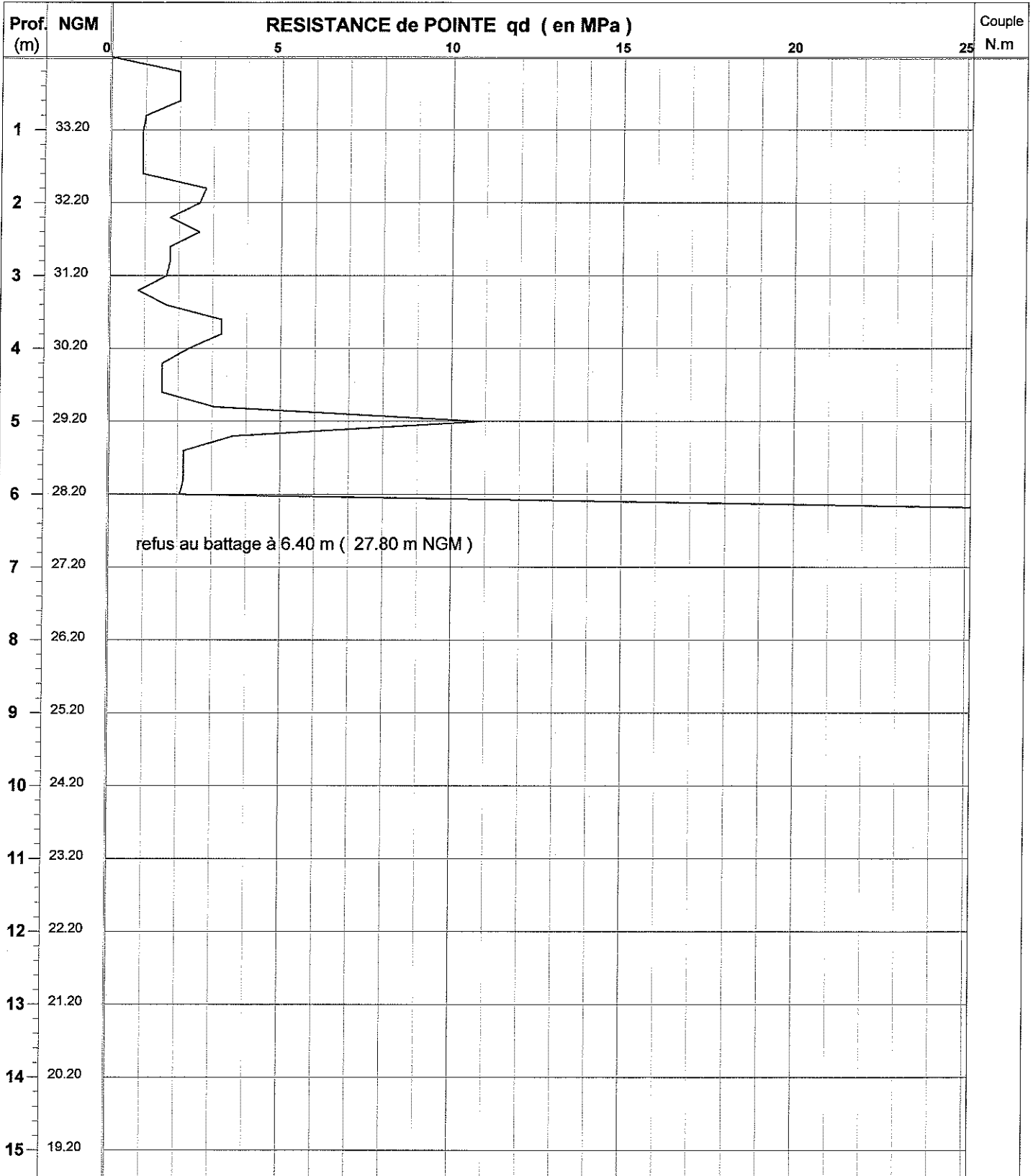
Chantier : Pointe de Jaham - SCHOELCHER
 Client : DIREN
 Dossier : 07DOS179

Date : 15/10/07
 Localisation essai:
 X: Y: Z: 34.2 (NGM)



Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyn32 - Version 3.5

MATERIEL UTILISE : SEDIDRILL 140

 mouton de 63.5 kg, H.chute 0.76 m - équipage mobile 7.8 kg - tiges de 1 m. et de 5.8 kg - section pointe de 20 cm²
OBSERVATIONS : /

ANNEXE 10 – RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

RAPPORT D'ESSAIS SUR ECHANTILLON DE SOL

suites normes NF françaises

page 1/1
édité le 28/09/2012



Chantier : BATIMENT DEAL - POINTE DE JAHAM

Client : DEAL
Destinataire : DEAL
Adresse :

Dossier : G001.C.119D
N° d'enregistrement : C.119D S1 0.50m

Nature du matériau :
Repère ou sondage : S1
Profondeur : 0.50/0.70m
Mode prélèvement :
Date prélèvement : 21/08/2012
Prélevé par : GINGER GEODE
Date des essais : 04/09/2012

D.max	Teneur en eau (*) W	Valeur au bleu VBS	Limite de liquidité WL	Limite de plasticité WP	Indice de plasticité IP	Passant à 5 mm	Passant à 2 mm	Passant à 80µ	Poinçon- nement I.P.I.		Classification du sol
mm	%	g/100g	%	%	-	%	%	%	-		
	NFP 94-050	NFP 94-068							NFP 94-078		NFP 11-300
80	11.8	0.89				46	42	19	11.4		C1B5h

(*) Par dérogation à la norme, la mesure de la teneur en eau est effectuée en laissant le matériau au moins 12 heures à l'étuve

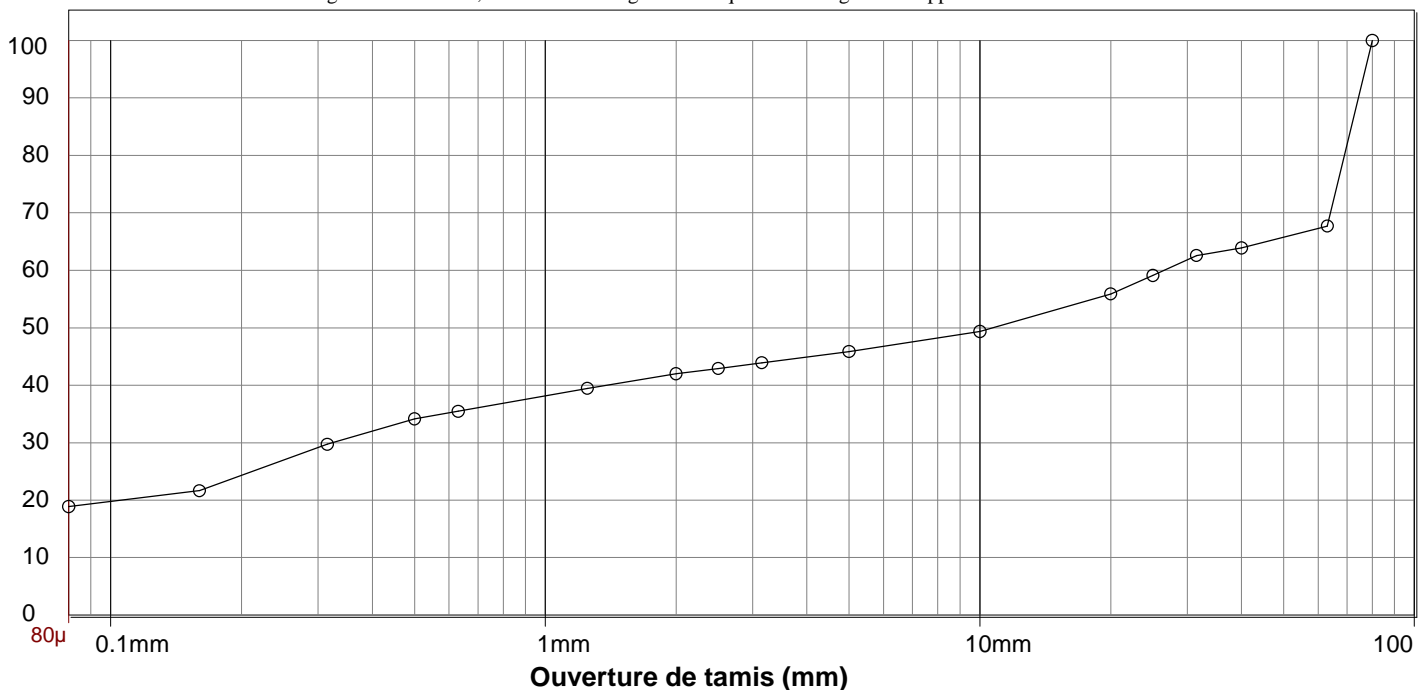
ANALYSE GRANULOMETRIQUE DU MATERIAU

Tamissage à sec après lavage

granulométrie: NFP 94 056

% passants

Par dérogation à la norme, la fin des tamisages sur chaque tamis ou grille est appréciée visuellement



Tamis en mm	0.08	0.16	0.315	0.5	0.63	1.25	2	2.5	3.15	5	10	20	25	31.5	40	63	80
Passants (%)	19%	22%	30%	34%	35%	39%	42%	43%	44%	46%	49%	56%	59%	63%	64%	68%	100%

GRASOL32-S Version 5.35 -- [DQ. E151-02 - V.0 du 24/08/2008]

Le présent rapport d'essai comporte une page unique. Il ne concerne que les objets soumis aux essais.
Sauf autorisation préalable, il n'est utilisable à des fins commerciales ou publicitaires qu'en reproduction intégrale.



RAPPORT D'ESSAIS SUR ECHANTILLON DE SOL

suites normes NF françaises

page 1/1
édité le 28/09/2012



Chantier : BATIMENT DEAL - POINTE DE JAHAM

Client : DEAL
Destinataire : DEAL
Adresse :

Dossier : G001.C.119D
N° d'enregistrement : C.119D S2 0.15m

Nature du matériau :
Repère ou sondage : S2
Profondeur : 0.15/0.40m
Mode prélèvement :
Date prélèvement : 21/08/2012
Prélevé par : GINGER GEODE
Date des essais : 04/09/2012

D.max	Teneur en eau (*) W	Valeur au bleu VBS	Limite de liquidité WL	Limite de plasticité WP	Indice de plasticité IP	Passant à 5 mm	Passant à 2 mm	Passant à 80µ	Poinçon- nement I.P.I.		Classification du sol
mm	%	g/100g	%	%	-	%	%	%	-		
	NFP 94-050	NFP 94-068							NFP 94-078		NFP 11-300
80	24.1	6.4				71	69	42	1.87		C1A3h

(*) Par dérogation à la norme, la mesure de la teneur en eau est effectuée en laissant le matériau au moins 12 heures à l'étuve

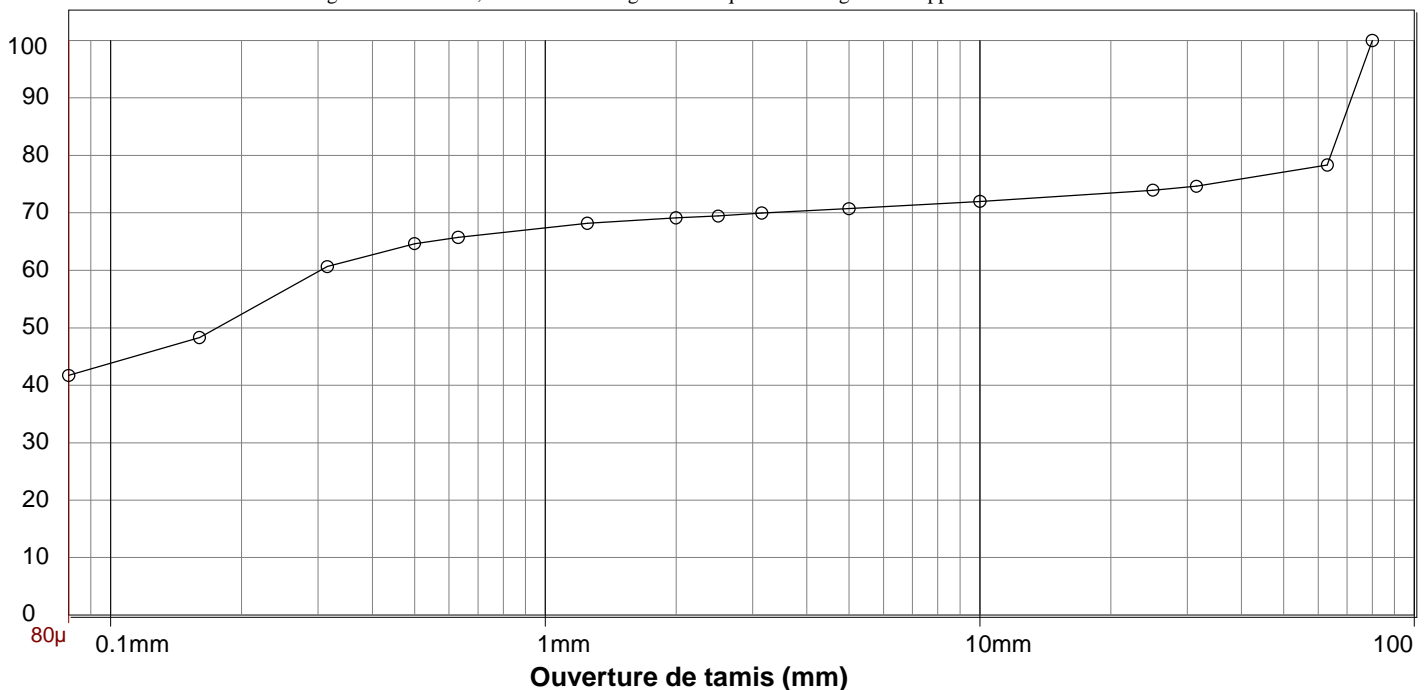
ANALYSE GRANULOMETRIQUE DU MATERIAU

Tamissage à sec après lavage

granulométrie: NFP 94 056

% passants

Par dérogation à la norme, la fin des tamisages sur chaque tamis ou grille est appréciée visuellement



Tamis en mm	0.08	0.16	0.315	0.5	0.63	1.25	2	2.5	3.15	5	10	25	31.5	63	80
Passants (%)	42%	48%	61%	65%	66%	68%	69%	69%	70%	71%	72%	74%	75%	78%	100%

GRASOL32-S Version 5.35 -- [DQ. E151-02 - V.0 du 24/08/2008]

Le présent rapport d'essai comporte une page unique. Il ne concerne que les objets soumis aux essais.
Sauf autorisation préalable, il n'est utilisable à des fins commerciales ou publicitaires qu'en reproduction intégrale.



CHANTIER : DEAL
 DOSSIER : G001.C.119D
 SONDAGE : S5
 PROFONDEUR : 1.1-1.2m
 NATURE : Argile d'altération sableuse

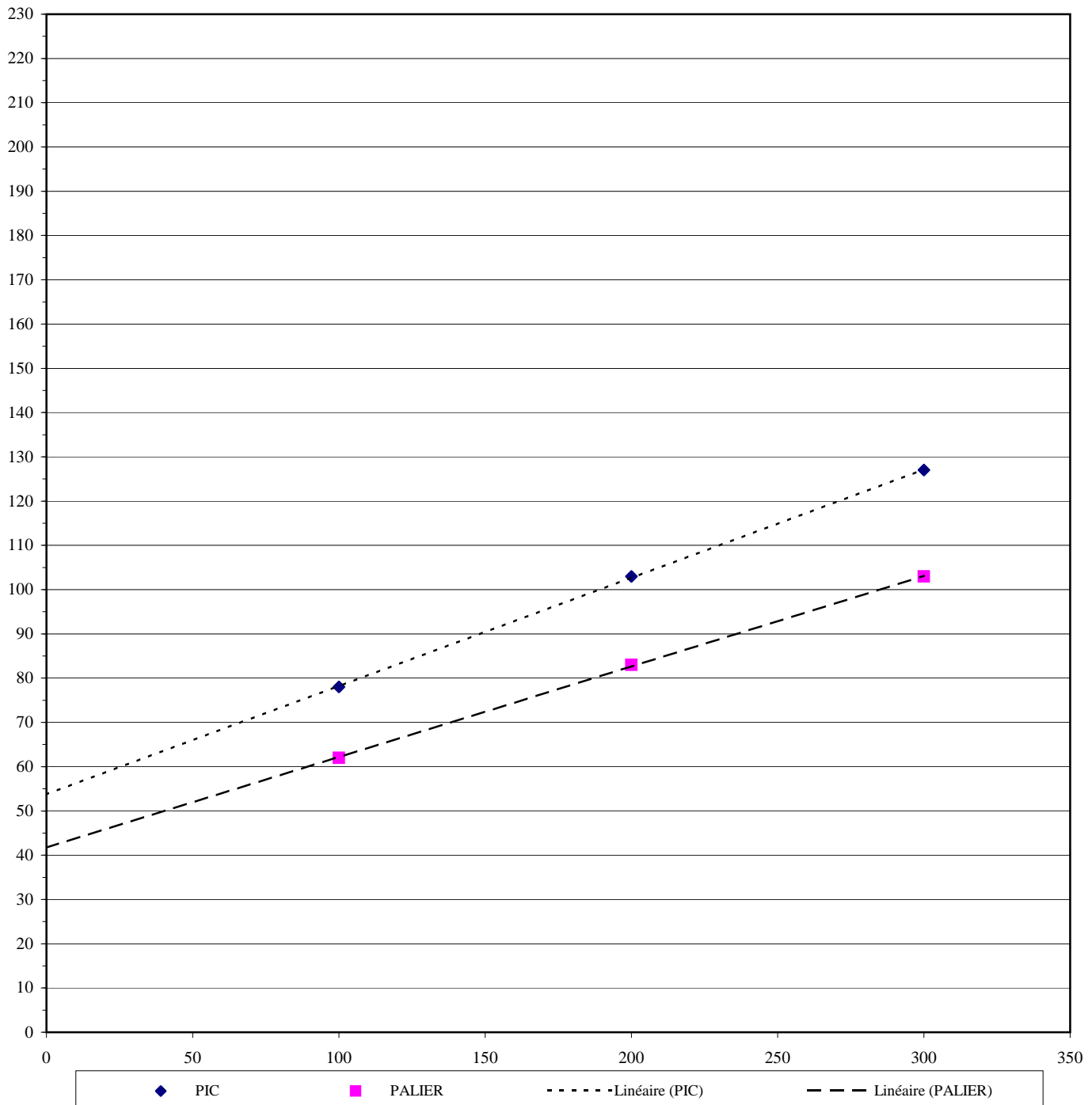


TYPE D'ESSAI :

CD

CONTRAINTE	PIC	PALIER
100	78	62
200	103	83
300	127	103

PIC		PALIER	
pente	0.245	pente	0.205
PHI (rad)	0.240267	PHI (rad)	0.202199
PHI (°)	14	PHI (°)	12
C	54	C	42



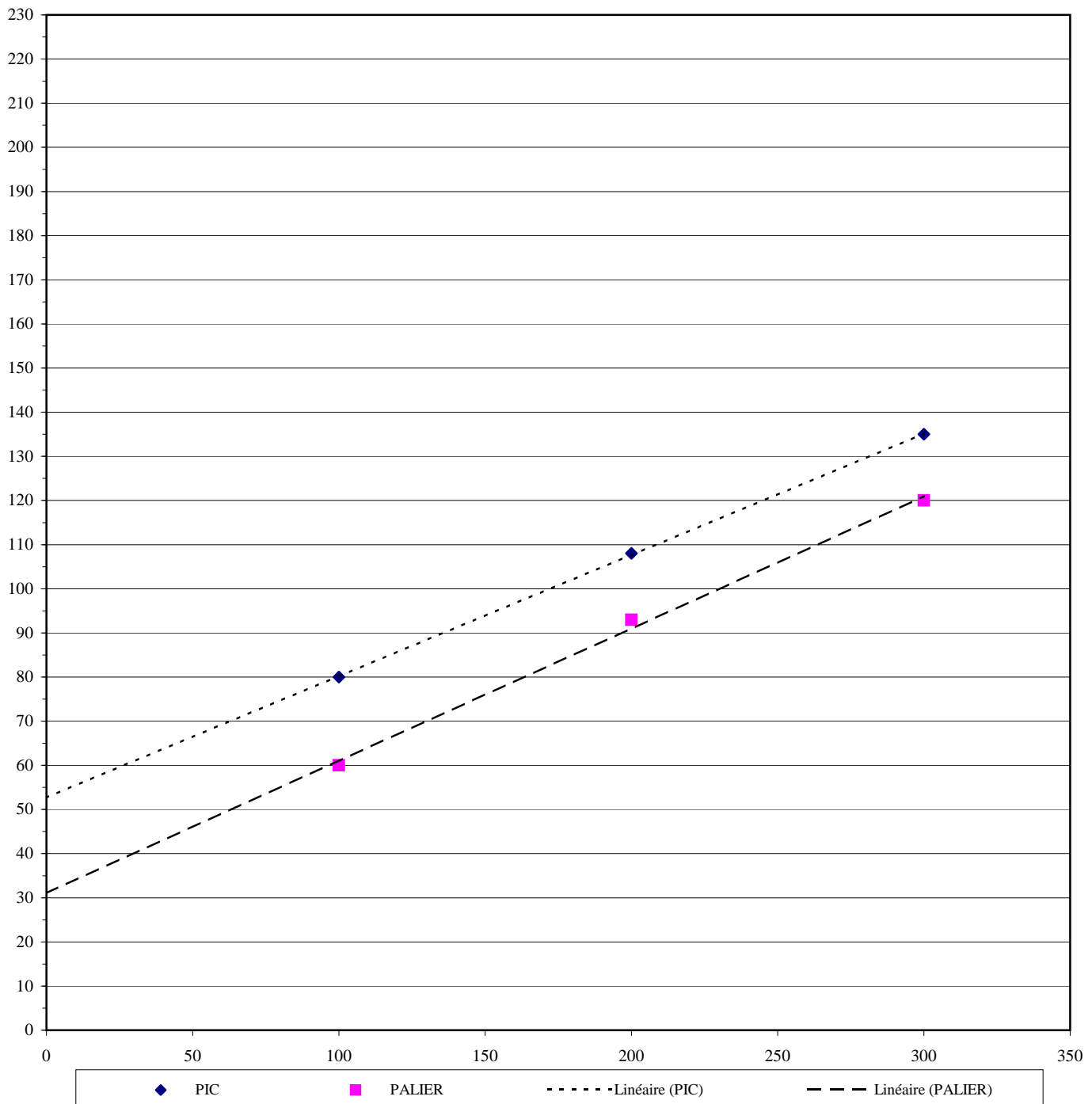
CHANTIER : DEAL
 DOSSIER : G001.C.119D
 SONDAGE : S5
 PROFONDEUR : 1.4-1.6m
 NATURE : Lahar altéré argilo-sableux



TYPE D'ESSAI : CD

CONTRAINTE	PIC	PALIER
100	80	60
200	108	93
300	135	120

PIC		PALIER	
pente	0.275	pente	0.3
PHI (rad)	0.268366	PHI (rad)	0.291457
PHI (°)	15	PHI (°)	17
C	53	C	31

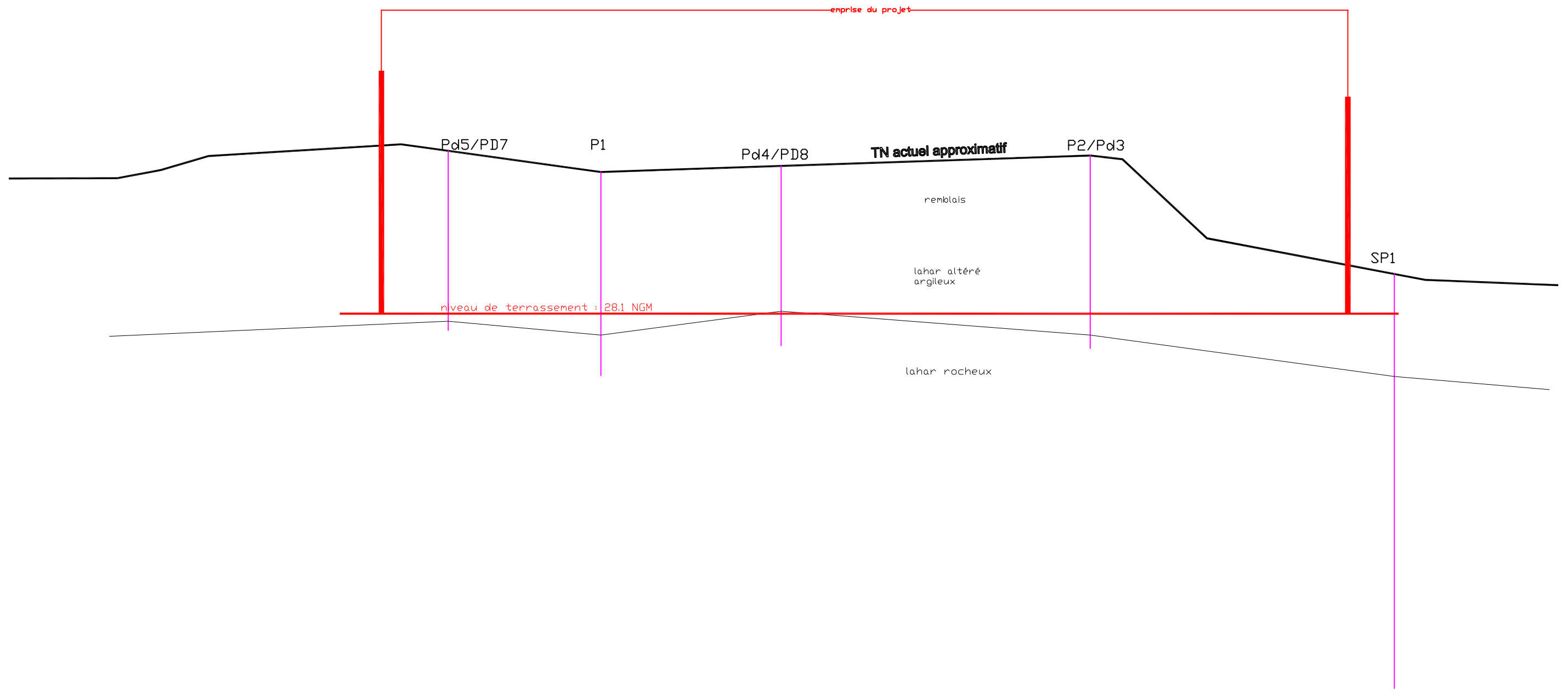


ANNEXE 11 – PROFILS GÉOTECHNIQUES A ET B

Sud-ouest

Profil A

Nord-est



DEAL

Pointe de Jaham -
Construction d'un bâtiment
Ref : G001.C.119D

Annexe 11.1 :
Profil géotechnique A

Echelle des altitudes : 1/150

1.5 m

Cotes en m

Echelle des longueurs : 1/150

0.0 1.5 m



Immeuble Les Flamboyants
ZI la Lézarde
97232 LE LAMENTIN
Tél.: 05.96.51.99.51
Fax : 05.96.51.99.57

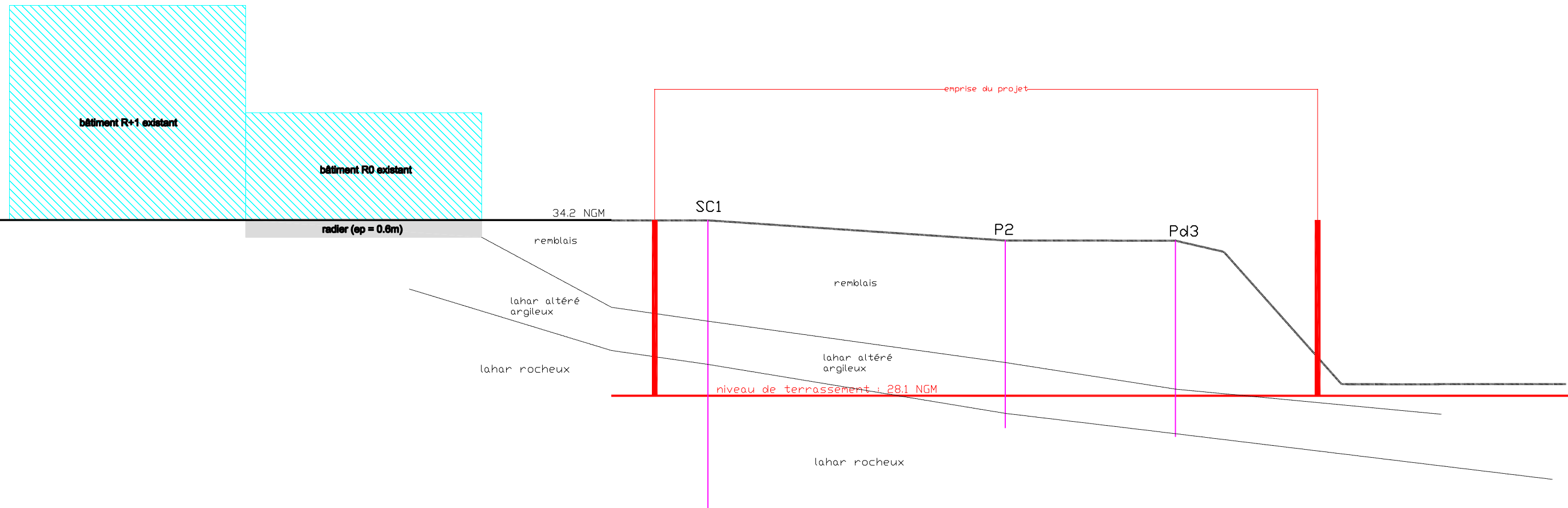
ETUDE

G2 PRO

CG	AJ	Emission originale	24/09/12	0
DESS.	VERIF.	MODIFICATIONS	DATE	IND.

Nord-ouest

Sud-est



DEAL

Pointe de Jaham -
Construction d'un bâtiment
Ref : G001.C.119D

Annexe 11.2 :
Profil geotechnique B

Echelle des altitudes : 1/150

1.5 m

Cotes en m

Echelle des longueurs : 1/150

0.0 1.5 m



Immeuble Les Flamboyants
ZI la Lézarde
97232 LE LAMENTIN
Tél.: 05.96.61.99.51
Fax : 05.96.61.99.57

ETUDE

G2 PRO

CG	AJ	Emission originale	24/09/12	0
DESS.	VERIF.	MODIFICATIONS	DATE	IND.

ANNEXE 12 – NOTES DE CALCUL K-REA

DONNEES
GENERALITES :

Système d'unités :	kN,kPa,m	Prise en compte du flambement :	non
Poids volumique de l'eau :	10.000 kN/m ³	Définition du projet :	cote
Nombre d'itérations par phase de calcul :	10	Affichage du rapport butée mobilisable/mobilisée :	oui
Pas de calcul :	0.500		

CARACTERISTIQUES DES COUCHES DE SOL :

Couche	Z _{toit} [m]	Z _{nappe} [m]	PV _h [kN/m ³]	PV _d [kN/m ³]	Phi [°]	c [kPa]	dc [kPa]	k ₀	k _a	k _p	k _d	k _r	c _a	c _p	k _h [kN/m ³]	dk _h [kN/m ³]	d _a /Phi	d _p /Phi
REMBLAIS	34.200	100.000	18.000	8.000	25.00	0.000	0.000	0.577	0.349	3.548	0.577	0.577	1.390	5.160	21944	0	0.66	-0.66
LAHAR ALTÉRÉ ARGILEUX	31.200	100.000	18.000	8.000	15.00	20.000	0.000	0.741	0.529	2.019	0.741	0.741	1.740	3.710	78662	0	0.66	-0.66
LAHAR ROCHEUX	29.700	100.000	18.000	8.000	40.00	30.000	0.000	0.357	0.195	15.675	0.357	0.357	0.970	10.160	2028400	0	0.66	-0.66

CARACTERISTIQUES DE LA PAROI :

Section	Z _{tête} [m]	EI [kNm ²]	L [m]	R _c [kN/m ³]
1	34.200	11060	1.000	0

 Z_{piéd} = 26.600 m

OPTIONS :

Option poussée réduite de 34.200 m à 26.600 m. Valeur du coefficient sur la poussée : 0.375. Valeur du coefficient multiplicateur sur la butée : 1.000.



v.2.3.1 13.05.2008

AFFAIRE G001.C.119D

DEAL

DONNEES

TIRANT	Z [m]	K [kN/m]	P [kN]	alpha [°]
1	33.000	16890.00	0.00	20.00
SURCHARGE BOUSSINESQ	Z [m]	X [m]	L [m]	S [kPa]
1	34.200	4.500	9.000	13.50
2	34.200	13.500	9.000	27.00



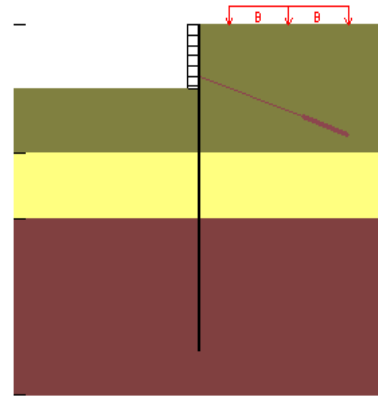
Calcul réalisé par : **GINGER GEODE**

SYNTHESE PHASAGE

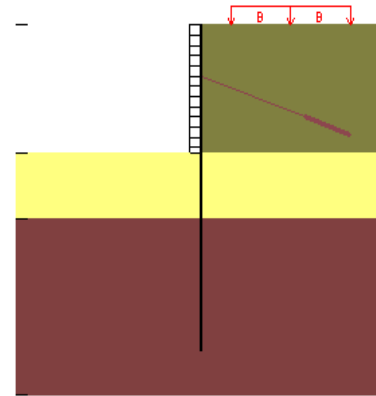
PHASE INITIALE



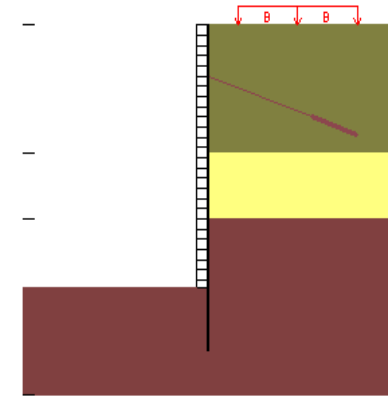
PHASE 1



PHASE 2



PHASE 3



- poussée réduite : z1 [m] = 34.200
z2 [m] = 26.600
R = 0.375
C = 1.000

- surcharge de Boussinesq : z [m] = 34.200
x [m] = 4.500
L [m] = 9.000
S [kPa] = 13.50

- fouille (côté fouille) : z [m] = 32.700
z1 [m] = 100.000

- blindage au dessus de : z [m] = 32.700

- mise en place du tirant : n°1
z [m] = 33.000
K [kN/m] = 16890
P [kN] = 0
alpha [°] = 20.00

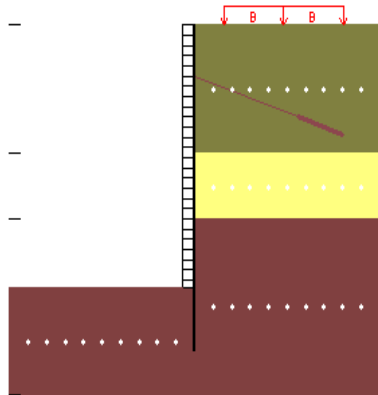
- surcharge de Boussinesq : z [m] = 34.200
x [m] = 13.500
L [m] = 9.000
S [kPa] = 27.00

- fouille (côté fouille) : z [m] = 31.200
z1 [m] = 100.000
- blindage au dessus de : z [m] = 31.200

- fouille (côté fouille) : z [m] = 28.100
z1 [m] = 100.000
- blindage au dessus de : z [m] = 28.100

SYNTHESE PHASAGE

PHASE 4



- modification de la couche : sur côté terre
 z [m] = 34.200
 phi [°] = 25.00
 c [kPa] = 0.000
 kh [kN/m3] = 109720
 dkh [kN/m3] = 0
 ka = 1.050
 ca = 1.390
 kp = 1.340
 cp = 5.160
 k0 = 0.577
 kd = 0.577
 kr = 0.577

- modification de la couche : sur côté terre
 z [m] = 31.200
 phi [°] = 15.00
 c [kPa] = 20.000
 kh [kN/m3] = 393310
 dkh [kN/m3] = 0

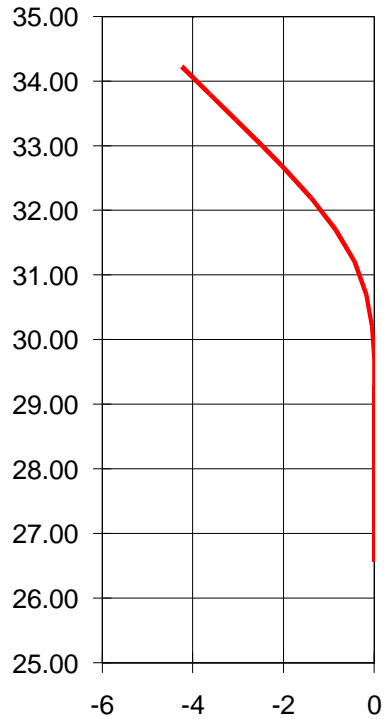
- modification de la couche : sur côté fouille
 z [m] = 28.100
 phi [°] = 40.00
 c [kPa] = 30.000
 kh [kN/m3] = 10142000
 dkh [kN/m3] = 0
 ka = 0.580
 ca = 0.970
 kp = 2.060
 cp = 10.160
 k0 = 0.357
 kd = 0.357
 kr = 0.357

ka = 1.130
 ca = 1.740
 kp = 2.019
 cp = 3.710
 k0 = 0.741
 kd = 0.741
 kr = 0.741

- modification de la couche : sur côté terre
 z [m] = 29.700
 phi [°] = 40.00
 c [kPa] = 30.000
 kh [kN/m3] = 10142000
 dkh [kN/m3] = 0
 ka = 0.580
 ca = 0.970
 kp = 2.060
 cp = 10.160
 k0 = 0.357
 kd = 0.357
 kr = 0.357

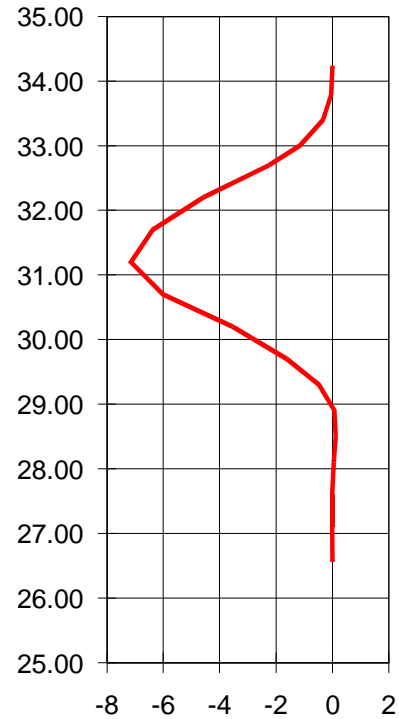
RESULTATS (Phase 1)

Déplacements [mm]



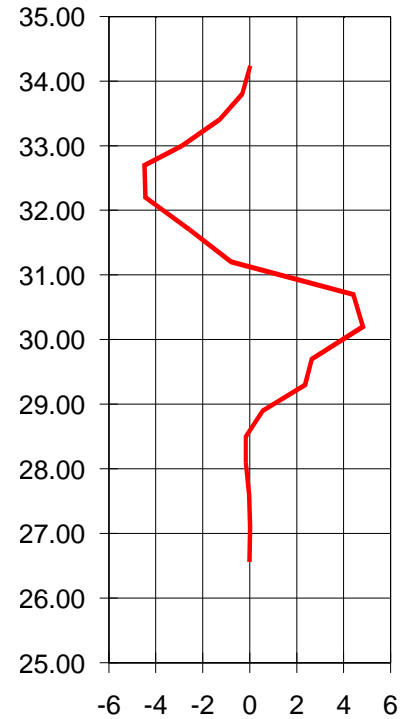
Dmax = 0.000
Dmin = -4.210

Moment [kNm]



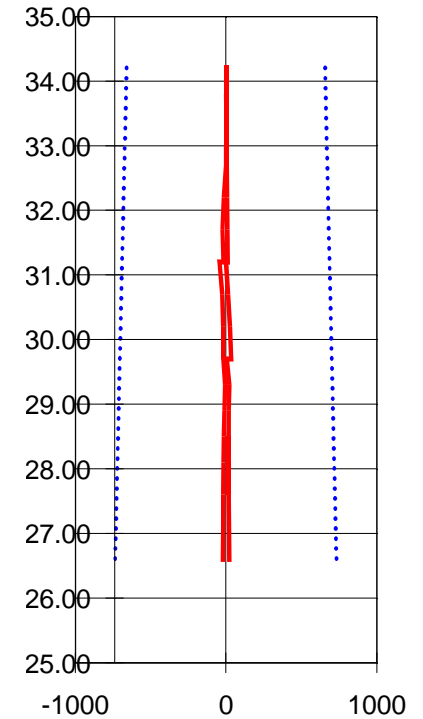
Mmax = 0.11
Mmin = -7.15

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 4.82
Tmin = -4.48

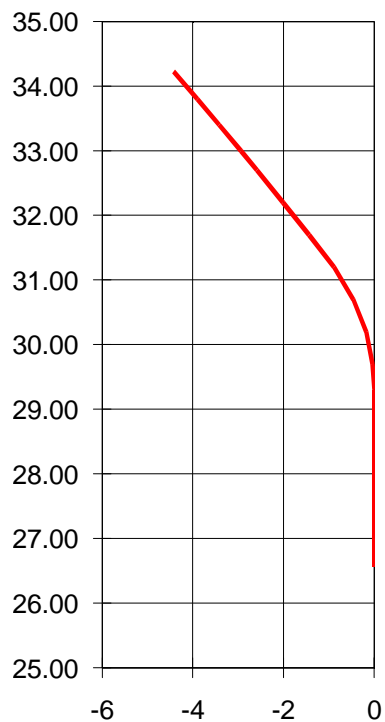
Pression terres/eau [kPa]



Pmax = 33.50
Pmin = -43.10

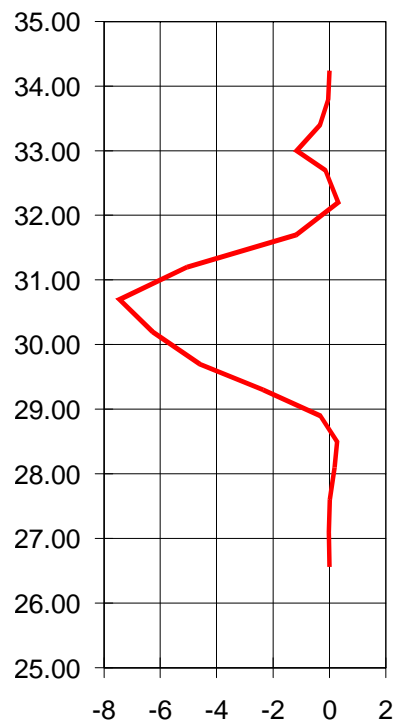
RESULTATS (Phase 2)

Déplacements [mm]



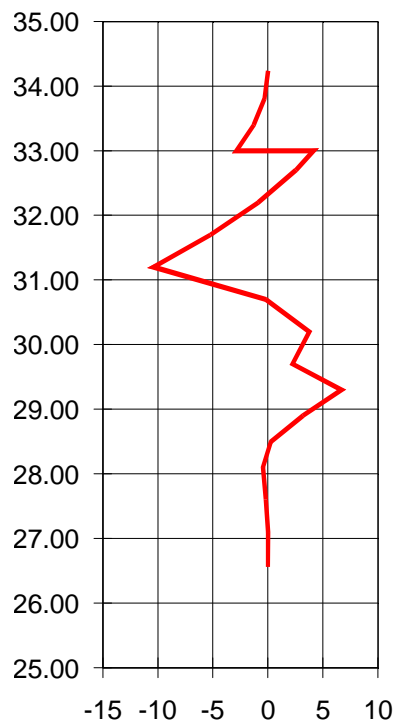
Dmax = 0.000
Dmin = -4.390

Moment [kNm]



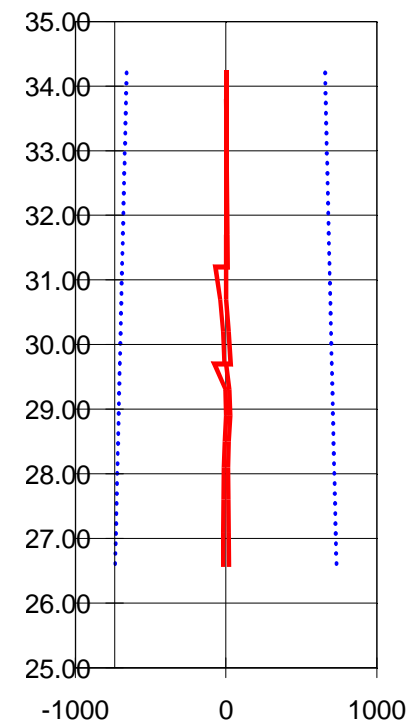
Mmax = 0.31
Mmin = -7.45

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 6.67
Tmin = -10.40

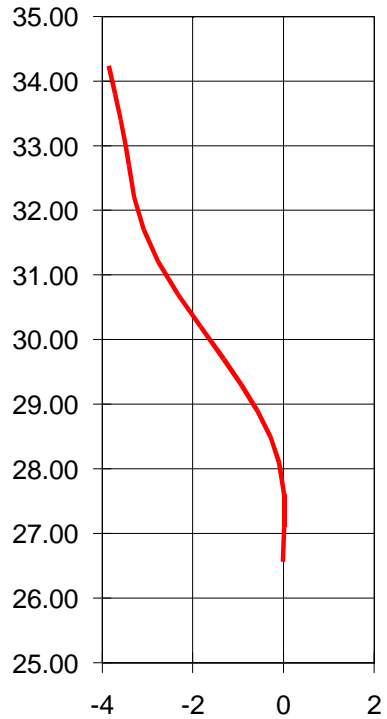
Pression terres/eau [kPa]



Pmax = 31.00
Pmin = -77.60

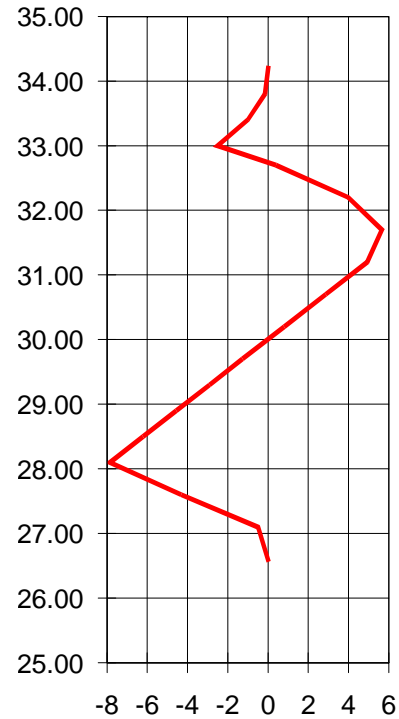
RESULTATS (Phase 3)

Déplacements [mm]



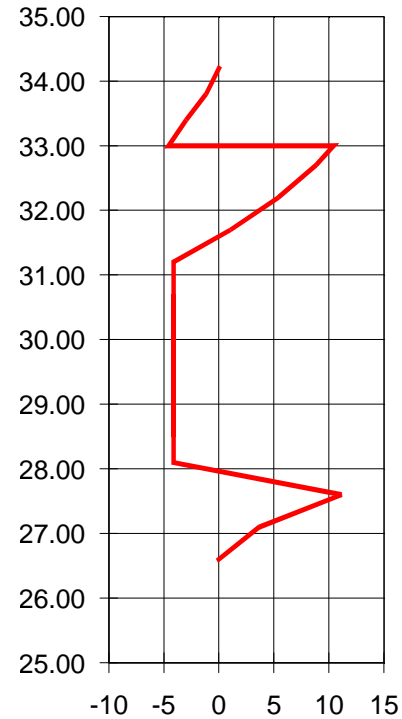
Dmax = 0.010
Dmin = -3.840

Moment [kNm]



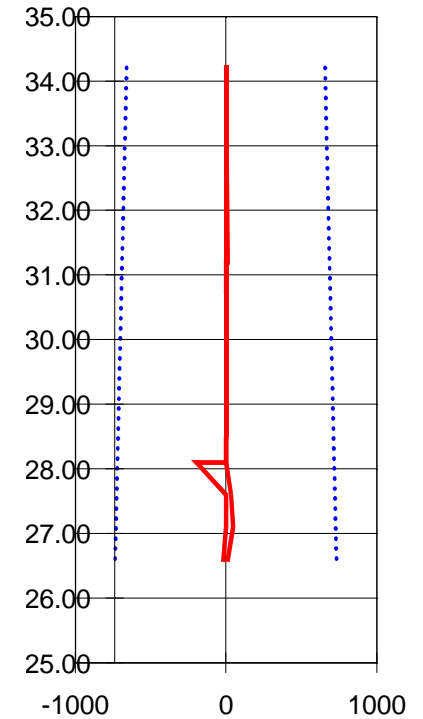
Mmax = 5.65
Mmin = -7.85

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 11.14
Tmin = -4.56

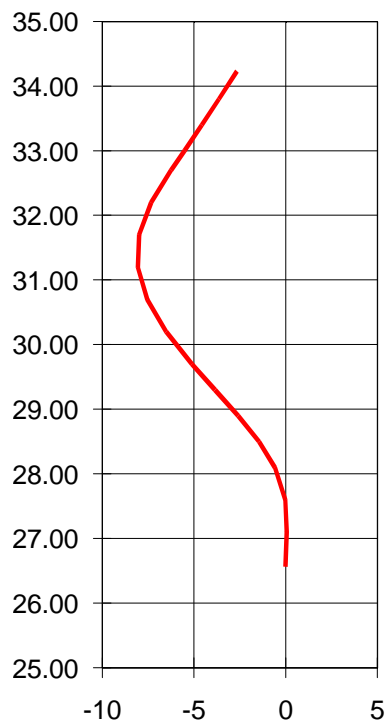
Pression terres/eau [kPa]



Pmax = 46.40
Pmin = -196.00

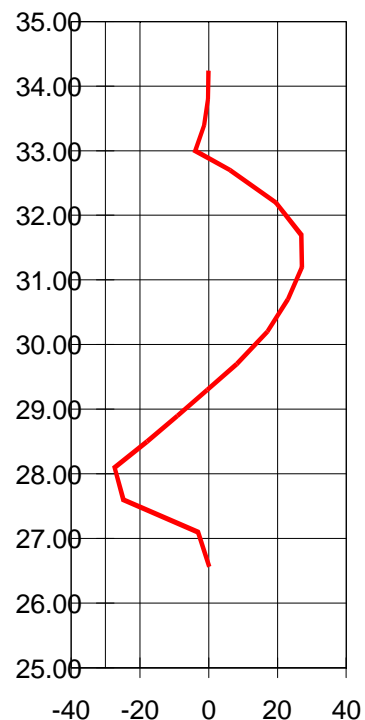
RESULTATS (Phase 4)

Déplacements [mm]



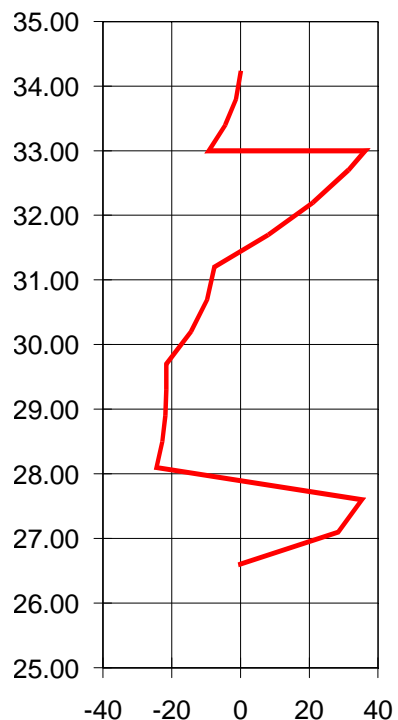
Dmax = 0.050
Dmin = -8.060

Moment [kNm]



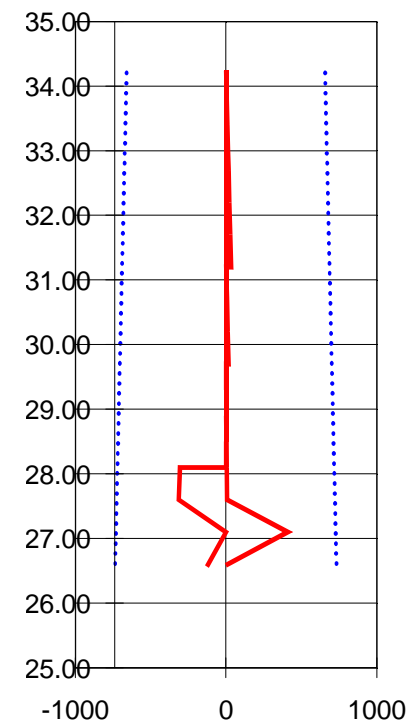
Mmax = 27.10
Mmin = -27.30

Effort Tranchant [kN]



Tmax = 36.21
Tmin = -24.34

Pression terres/eau [kPa]



Pmax = 409.00
Pmin = -313.00

RESULTATS (Synthèse)

N° phase	Déplac. en tête [mm]	Déplac. max [mm]	Moment max [kNm]	Tranchant max [kN]	Rapport butées	Tirant 1 [kN]
1	-4.21	-4.21	-7.15	4.82	26.633	0.00
2	-4.39	-4.39	-7.45	-10.40	22.839	7.47
3	-3.84	-3.84	-7.85	11.14	11.157	15.94
4	-2.72	-8.06	-27.30	36.21	1.814	48.33
Extrema	-4.39	-8.06	-27.30	36.21	1.814	48.33

Les efforts résultants du calcul KRea dans les tirants et butons sont à multiplier par (eh/L) pour les obtenir par élément d'ancrage.

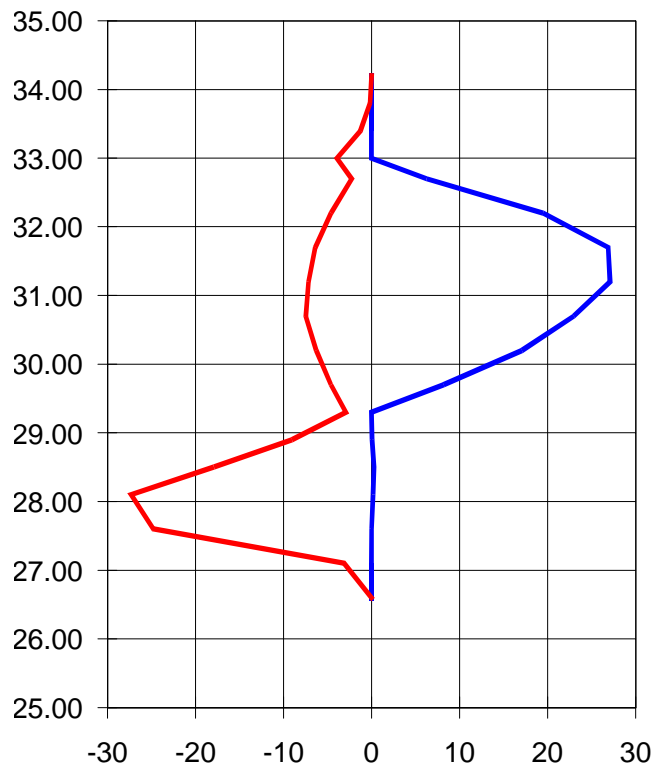
RESULTATS (Enveloppe phase 1 à 4)

Déplacements [mm]



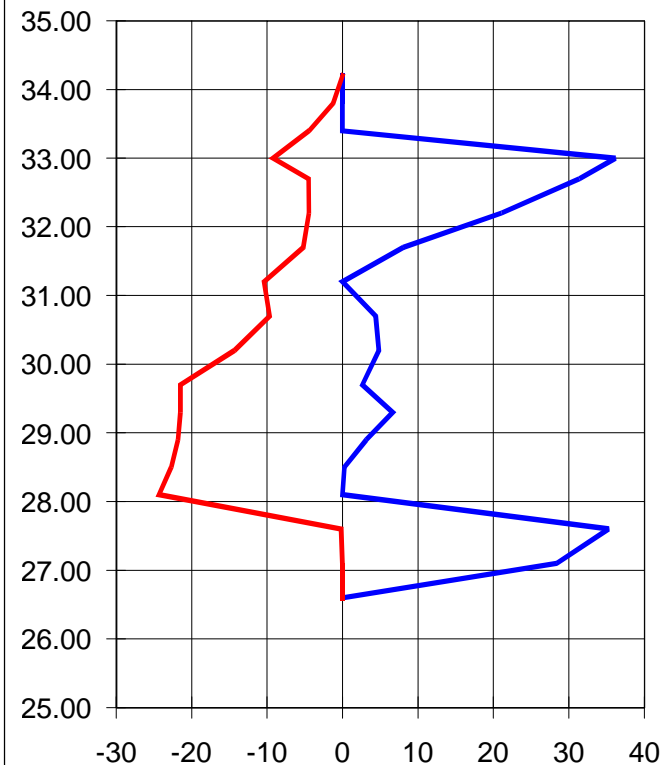
Max = 0.05
Min = -8.06

Moment [kN.m]



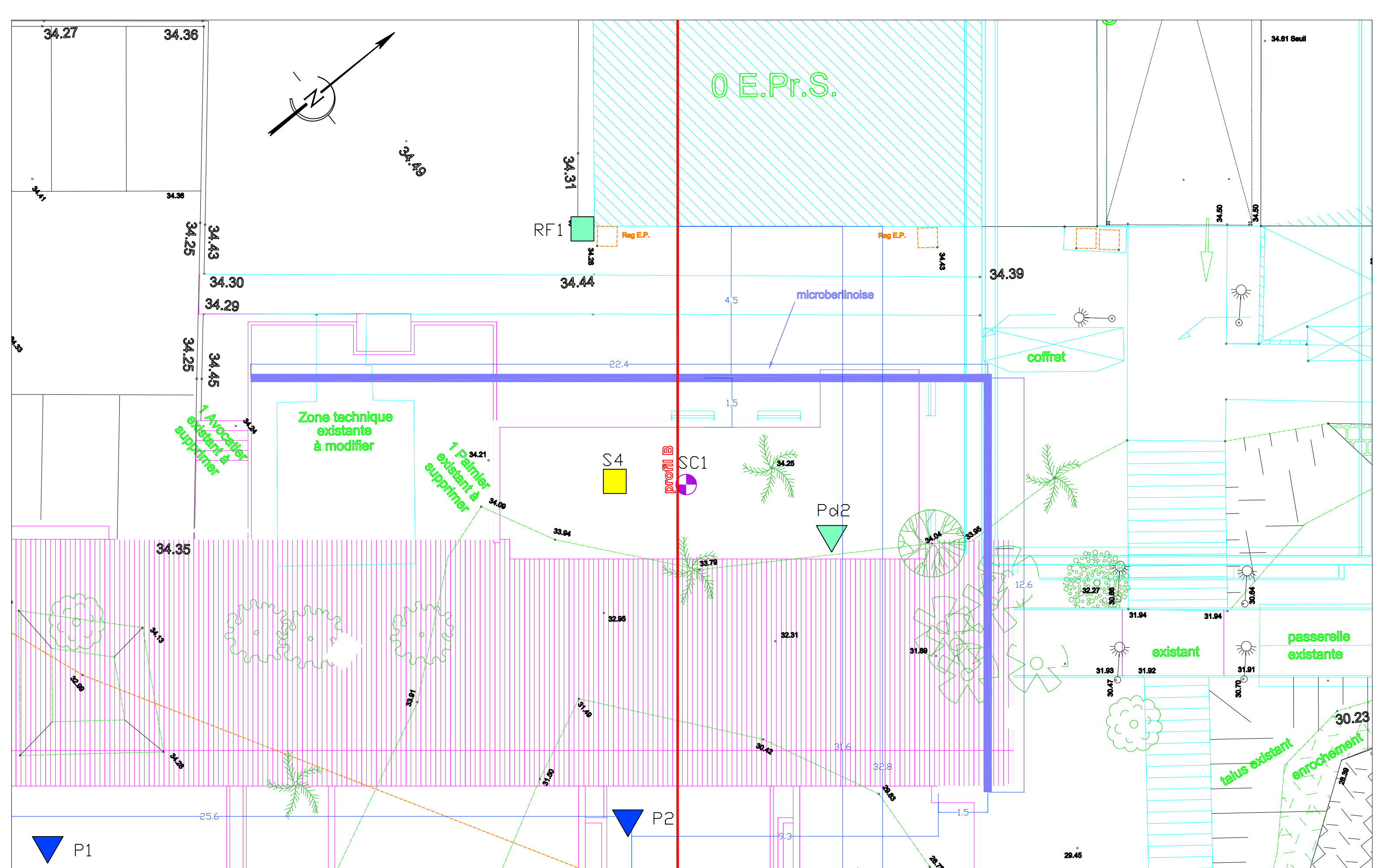
Max = 27.10
Min = -27.30

Effort Tranchant [kN]



Max = 36.20
Min = -24.30


ANNEXE 13 – VUE EN PLAN, EN ÉLÉVATION ET PROFIL TYPE DE LA MICROBERLINOISE



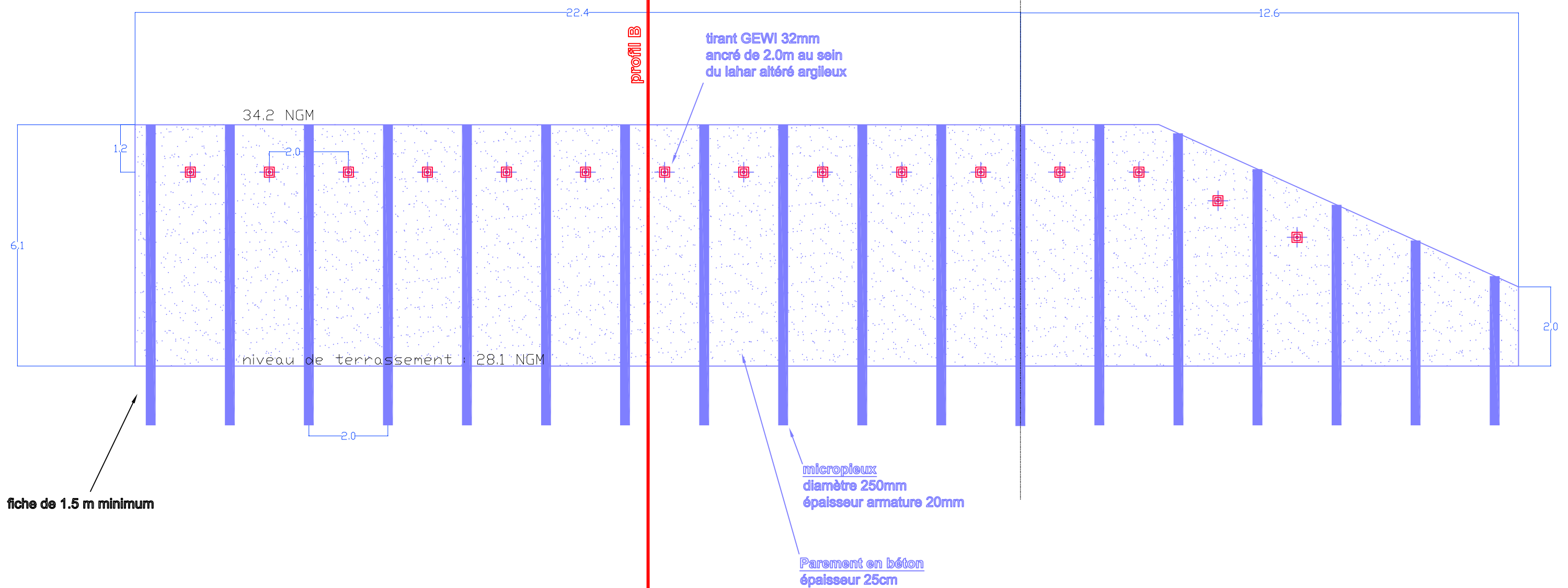
Pointe de Jaham -
Construction d'un bâtiment
Ref : G001.C.119D

Annexe 13.1 :
Vue en plan - microberlinoise

Cotes en m
Echelle des longueurs : 1/100 0.0 1.0 m

		Immeuble Les Flamboyants ZI la Lézarde 97232 LE LAMENTIN Tél.: 05.96.61.99.51 Fax : 05.96.61.99.57	
		ETUDE G2 PRO	
CG	AJ	Emission originale	24/09/12 0
DESS.	VERIF.	MODIFICATIONS	DATE IND.

DEAL



DEAL

Pointe de Jaham -
Construction d'un bâtiment
Ref : G001.C.119D

Annexe 13.2 :
Vue en élévation -
microberlinoise

Echelle des altitudes : 1/100

1.0 m

Cotes en m

Echelle des longueurs : 1/100

0.0

1.0 m



Immeuble Les Flamboyants
ZI la Lézarde
97232 LE LAMENTIN
Tél.: 05.96.51.99.51
Fax : 05.96.51.99.57

ETUDE

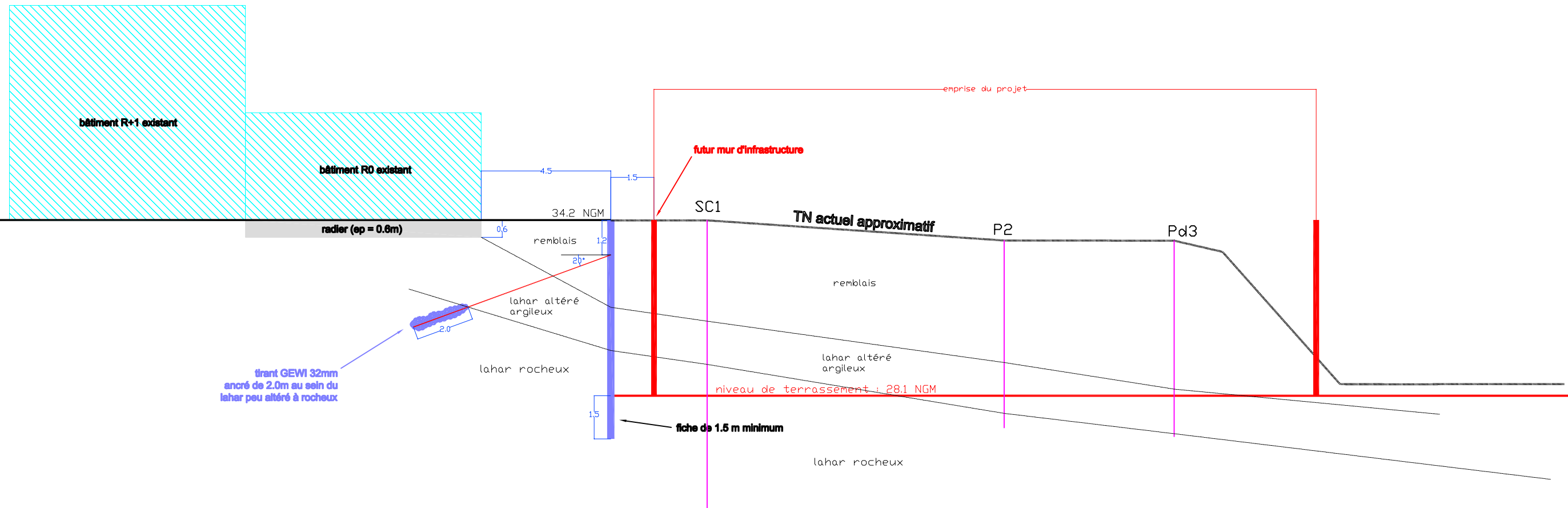
G2 PRO

CG	AJ	Emission originale	24/09/12	0
DESS.	VERIF.	MODIFICATIONS	DATE	IND.

Nord-ouest

Sud-est

Profil B



DEAL

Pointe de Jaham -
Construction d'un bâtiment
Ref : G001.C.119D

Annexe 13.3 :
Profil geotechnique B -
microberlinoise

Echelle des altitudes : 1/150

1.5 m

Cotes en m

Echelle des longueurs : 1/150

0.0 1.5 m



Immeuble Les Flamboyants
ZI la Lézarde
97232 LE LAMENTIN
Tél.: 05.96.51.99.51
Fax : 05.96.51.99.57

ETUDE

G2 PRO

CG	AJ	Emission originale	24/09/12	0
DESS.	VERIF.	MODIFICATIONS	DATE	IND.