

Vous aider à construire l'avenir

INGENIERIE EUROPE

GROUPE



GINGER CEPTP

OCTOBRE 2012

Dossier : EST2.C0987

Technoparc 2

29 route de la Wantzenau

67800 HOENHEIM

Tél. 03 88 81 20 50 – Fax. 03 88 81 21 50

cebtp.strasbourg@gingergroupe.com

VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

PROJET WACKEN EUROPE - QA1

STRASBOURG (67)

Etude géotechnique d'avant-projet (G12)

Dossier : EST2.C0987

Contrat : EST2.B.0225

Indice	Date	Chargé d'affaire	Visa	Vérfié par	Visa	Contenu	Observations
1	06/11/12	Nathalie GENET	<i>NGenet</i>	D STOLTZ		31 pages 5 annexes	

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

SOMMAIRE

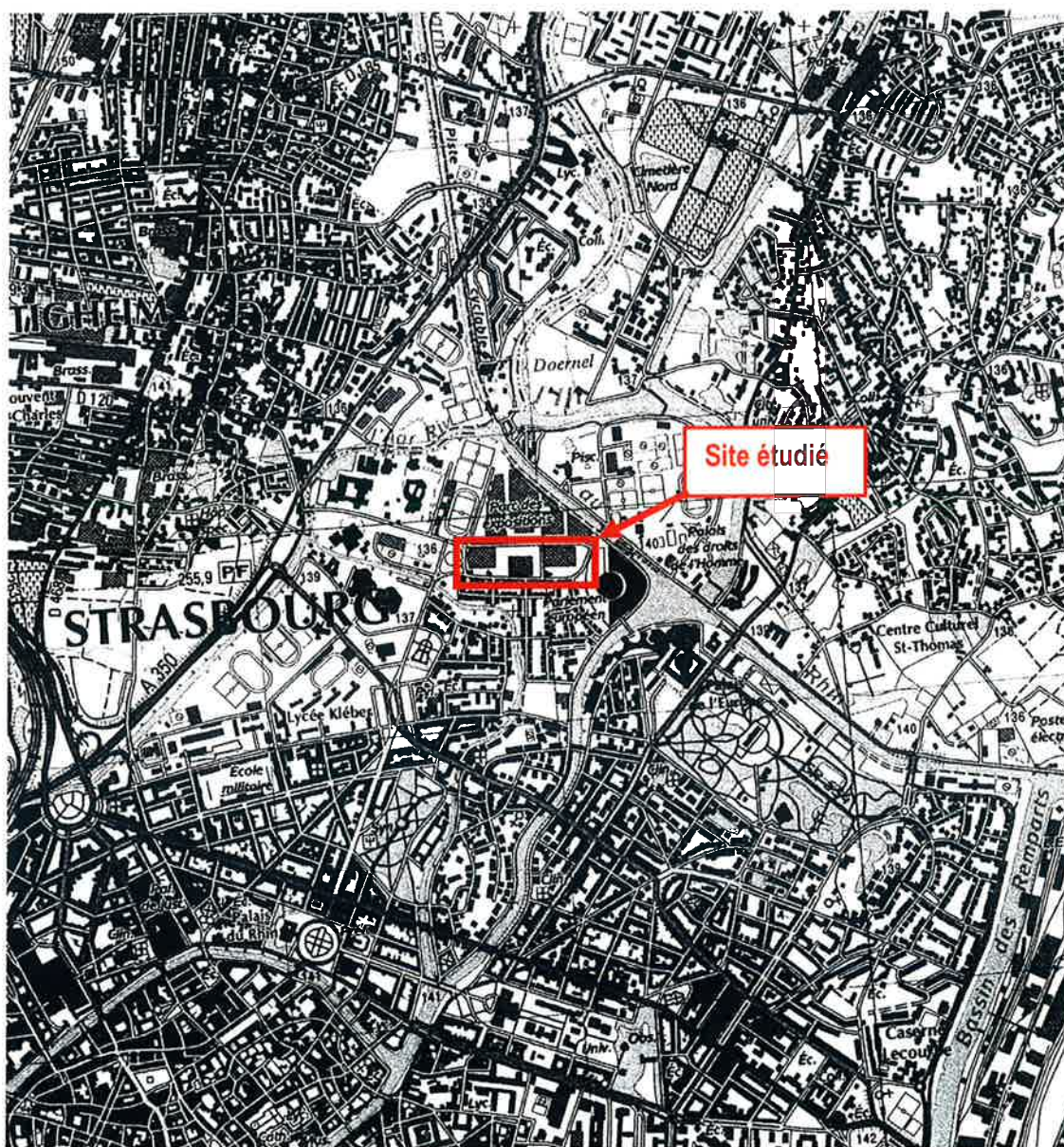
1	PLAN DE SITUATION.....	4
2	CONTEXTE DE L'ETUDE.....	5
2.1	Données générales.....	5
2.1.1	Généralités.....	5
2.1.2	Documents communiqués.....	5
2.2	Description du site.....	5
2.2.1	Topographie, occupation du site et avoisinants.....	5
2.2.2	Contextes géologique, hydrogéologique et sismique.....	6
2.3	Caractéristiques de l'avant-projet.....	6
2.3.1	Description de l'ouvrage.....	6
2.3.2	Sollicitations appliquées aux fondations et aux niveaux bas.....	6
2.3.3	Terrassements prévus.....	7
2.4	Mission GINGER CEBTP.....	7
3	INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES.....	8
3.1	Implantation et nivellement.....	8
3.2	Sondages, essais et mesures in situ.....	8
3.2.1	Investigations in situ.....	8
3.2.2	Essais de perméabilité in situ.....	10
3.2.3	Piézométrie.....	10
4	SYNTHESE DES INVESTIGATIONS.....	10
4.1	Analyse et synthèse géotechnique.....	10
4.2	Synthèse hydrogéologique.....	12
4.2.1	Piézométrie.....	12
4.2.2	Perméabilité.....	12
4.2.3	Avis sur le niveau des plus hautes eaux (NPHE).....	12
4.3	Risque sismique.....	14
4.3.1	Données parasismiques réglementaires.....	14
4.3.2	Liquéfaction.....	14

5	PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION (AVANT-PROJET)	15
5.1	Analyse du contexte et principes d'adaptation.....	15
5.2	Adaptations générales de l'avant-projet.....	16
5.2.1	Réalisation des terrassements.....	17
5.2.2	Paramètres pour dimensionnement des soutènements éventuels.....	18
5.2.3	Amélioration de sol.....	19
5.3	Niveau-bas - dallage.....	19
5.3.1	Conception et exécution.....	20
5.3.2	Contrôles.....	21
5.3.3	Tassements prévisibles.....	22
5.4	Fondation de la structure.....	22
5.4.1	Fondations superficielles par semelles à semi-profondes par puits.....	23
5.4.2	Fondations superficielles par radier général.....	25
5.4.3	Renforcement de sol par colonnes ballastées.....	25
5.4.4	Fondations profondes par pieux.....	28
5.5	Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau.....	28
5.6	Protection des ouvrages vis-à-vis du risque sismique.....	28
5.7	Voiries.....	29
6	OBSERVATIONS MAJEURES	30

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES
ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES
ANNEXE 3 – SONDAGES SEMI-DESTRUCTIFS A LA TARIERE HELICOIDALE
ANNEXE 4 – ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE
ANNEXE 5 – PROCES VERBAUX DES ESSAIS DE PERMEABILITE

1 PLAN DE SITUATION

Extrait de carte IGN



Source : CartoExplorer 3

2 CONTEXTE DE L'ETUDE

2.1 Données générales

2.1.1 Généralités

Nom de l'opération : PROJET WACKEN EUROPE - QUARTIER D'AFFAIRES 1 (QA1)

Localisation / adresse : au sud du boulevard de Dresde et au nord de l'allée du Printemps

Commune : STRASBOURG (67)

Code postal : 67000

Demandeur de la mission - Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

2.1.2 Documents communiqués

Les documents qui nous ont été communiqués et ont été utilisés dans le cadre de ce rapport sont les suivants :

- photographie aérienne du site,
- plan topographique de l'état existant,
- divers documents concernant l'aménagement du QA1 fournis par la Ville et CUS.

2.2 Description du site

2.2.1 Topographie, occupation du site et avoisinants

Le terrain concerné par le projet s'inscrit dans un environnement urbain, sur le site du parc des expositions, au nord-est du centre-ville de STRASBOURG (voir plan de situation § 1).

D'une superficie d'environ 4 hectares, il est bordé par le boulevard de Dresde au nord, par l'allée du Printemps au sud, par la place Adrien Zeller à l'ouest et par la rue Lucien Febvre à l'est.

Il est occupé par 3 halls du parc des expositions, le pavillon d'accueil, une halte-garderie, des parkings, zones de circulation et aires d'exposition en enrobé ou en graviers. Les constructions existantes seront démolies dans le cadre du projet.

Il offre une surface topographique relativement plane variant entre les cotes 136,5 et 137,5 m IGN69 (cote moyenne de 137 m IGN69 environ).

2.2.2 Contextes géologique, hydrogéologique et sismique

D'après notre expérience locale et la carte géologique de STRASBOURG à l'échelle 1/50000, le site serait constitué, sous des remblais d'aménagement, par des alluvions holocènes non différenciées caillouteuses, sableuses et limoneuses du Rhin, de l'Ill et de la Bruche.

D'un point de vue hydrogéologique, les alluvions sablo-graveleuses sont le siège d'une nappe dont le niveau moyen oscille entre 2 et 5 m de profondeur au droit du site (cote moyenne d'environ 134,8 m IGN69 d'après la carte piézométrique de l'APRONA).

Depuis le 1^{er} mai 2011, le nouveau zonage sismique de la France (décret n°2010-1255 du 22/10/2010) est applicable. Le site étudié est classé en zone de sismicité 3 (modérée). L'application des règles parasismiques est obligatoire et il faut se reporter à l'Eurocode 8 (Norme NF EN 1998 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme).

2.3 Caractéristiques de l'avant-projet

2.3.1 Description de l'ouvrage

Il est prévu l'aménagement d'un quartier mixte comportant des bureaux, commerces, hôtels et logements sur un terrain d'environ 5 hectares. Ni l'implantation, ni les caractéristiques des futurs bâtiments ne sont connues au moment de la présente étude. Une voirie interne desservira les différents lots.

2.3.2 Sollicitations appliquées aux fondations et aux niveaux bas

Les sollicitations appliquées aux fondations et les surcharges sur dallages ne sont pas connues au stade actuel de l'étude. Il conviendra donc de s'assurer que les systèmes de fondations préconisés et les dispositions retenues sont compatibles avec les charges réellement apportées et les caractéristiques des ouvrages.

2.3.3 Terrassements prévus

Dans le cadre de l'aménagement général du site, il n'est a priori pas prévu de terrassements autres que le simple reprofilage du terrain (+/- 0,3 m).

Dans le cas de la réalisation de constructions comportant des sous-sols enterrés, des terrassements en déblais de l'ordre de 3 m de profondeur pourront être nécessaires.

2.4 Mission GINGER CEBTP

La mission de GINGER CEBTP est conforme au contrat n° EST2.B.0225.

Il s'agit d'une étude géotechnique d'avant-projet (G12) selon la norme AFNOR NF P 94-500 de décembre 2006 sur les missions d'ingénierie géotechnique.

La mission comprend, conformément au contrat, les prestations suivantes :

- la détermination de la coupe lithologique et des caractéristiques mécaniques des terrains,
- la définition du niveau de l'eau le jour des sondages et en fin de chantier,
- un avis sur le niveau des plus hautes eaux,
- la définition des sujétions de conception éventuelles vis-à-vis de la présence d'eau (nappe ou ruissellement),
- la détermination de la perméabilité des sols,
- la détermination des types de fondations envisageables avec, pour chacun, un exemple de prédimensionnement indiquant :
 - les paramètres et coefficients de sécurité pris en compte, les contraintes admissibles aux ELS et aux ELU,
 - les tassements pour fondations superficielles,
- un avis sur la possibilité et les conditions de réalisation d'un dallage sur terre-plein,
- un avis sur les conditions de terrassement,
- un avis sur les conditions de réalisation des plates-formes supports des voiries,
- la classification sismique du site.

3 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

Les moyens de reconnaissance et d'essais ont été définis par GINGER CEBTP en accord avec le client.

Ces investigations ont toutes été réalisées.

3.1 Implantation et nivellement

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

Les altitudes des têtes de sondages ont été déterminées d'après le plan topographique qui nous a été transmis (cf. Paragraphe 2.1.3). Elles correspondent au niveau du terrain naturel au moment des investigations.

3.2 Sondages, essais et mesures in situ

3.2.1 Investigations in situ

Les investigations suivantes ont été réalisées :

Type de sondage	Quantité	Noms	Prof. / TN	Altitude IGN69
Sondage semi-destructif à la tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	4	SP1	8 m	136,76 m
		SP2	8 m	137,00 m
		SP3	9 m	137,13 m
		SP4	8 m	137,18 m
Exécution d'essais pressiométriques. Norme NF P94-110-1	25			
Sondage semi-destructif à la tarière hélicoïdale continue Ø 63 mm	2	T1	4 m	137,20 m
		T2	4 m	136,80 m

Type de sondage	Quantité	Noms	Prof. / TN	Altitude IGN69
Essai au pénétromètre dynamique type DPSH-B Norme NF EN ISO 22476-2	8	PN1	8 m	136,78 m
		PN2	8 m	136,91 m
		PN3	8 m	136,85 m
		PN4	8 m	137,12 m
		PN5	8 m	137,28 m
		PN6	8 m	137,00 m
		PN7	8 m	136,99 m
		PN8	8 m	136,78 m

La profondeur des sondages est conforme par rapport à celle définie au contrat.

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

- **Sondages semi-destructifs à la tarière continue :**
 - o coupe des sols,
- **Essais au pénétromètre dynamique type DPSH-B :**
 - o diagramme donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur et calculée selon la formule des Hollandais,
- **Essais pressiométriques :**
 - o Module pressiométrique : E_M (MPa),
 - o Pression limite nette : p_i^* (MPa),
 - o Pression de fluage nette p_f^* (MPa),
 - o Rapport E_M/p_i .

Ces paramètres sont portés directement sur les coupes de forage.

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

3.2.2 Essais de perméabilité in situ

Les essais suivants ont été réalisés.

Type d'essai de perméabilité in situ	Dénomination	Sondage de référence	Prof. / TN
Essai Nasberg à charge variable	EP1	T1	2 - 3 m
	EP2	T2	2 - 3 m

3.2.3 Piézométrie

L'équipement suivant a été mis en place :

Equipement piézométrique	Sondage de référence	Prof. / TN
Piézomètre de type fermé avec capot métallique	SP4 / PZ	7,4 m

Le relevé du niveau d'eau effectué ainsi que le détail de l'équipement mis en place sont indiqués sur la coupe de forage correspondante.

4 SYNTHÈSE DES INVESTIGATIONS

4.1 Analyse et synthèse géotechnique

Cette synthèse pourra être confirmée dans la mission de projet G2.

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

L'analyse et la synthèse des résultats des investigations réalisées ont permis de dresser la coupe géotechnique schématique suivante.

Formation n°1 : Remblais (enrobé, grave sableuse plus ou moins limoneuse brune, beige, ocre, rose, grise, noire avec localement des débris de brique ; limon plus ou moins sableux et/ou graveleux brun, beige, gris avec localement des débris de bois et de brique ; sable graveleux brun beige) ;

Reconnus ou supposés dans tous les sondages,

Profondeur : de 0 m à 0,8 / 3,6 m,

Caractéristiques géotechniques : hétérogènes, faibles à élevées,

- Pression limite (p_l) : 0,41 à 1,12 MPa
- Module pressiométrique (E_M) : 2,9 à 11,5 MPa
- Résistance dynamique de pointe (q_d) : 0 à 29,5 MPa

Formation n°2 : Limon plus ou moins argileux, sableux et/ou graveleux brun, beige, gris ;

Reconnu en SP3, T1 et T2 et supposé en PN2, PN3, PN4, PN6, PN7 et PN8 ;

Profondeur : de 0,8 / 3 m à 1,2 / 5,8 m,

Caractéristiques géotechniques : faibles à moyennes,

- Pression limite (p_l) : 0,29 à 0,65 MPa
- Module pressiométrique (E_M) : 2,5 à 4,2 MPa
- Résistance dynamique de pointe (q_d) : 0 à 10,4 MPa

Formation n°3 : Sable et graviers limoneux brun, beige, gris ;

Reconnus ou supposés dans tous les sondages,

Profondeur : de 1,2 / 5,8 m à plus de 4 / 9 m (fin des sondages),

Caractéristiques géotechniques : moyennes à élevées,

- Pression limite (p_l) : 1,03 à 4,18 MPa
- Module pressiométrique (E_M) : 5 à 38,5 MPa
- Résistance dynamique de pointe (q_d) : 1,2 à 22,7 MPa

Remarques :

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

4.2 Synthèse hydrogéologique

4.2.1 Piézométrie

Des niveaux d'eau ont été relevés à une profondeur de 3,2 m dans le sondage SP4 équipé en piézomètre et de 2,55 m dans le sondage PN7 au moment des investigations. Ces profondeurs correspondent à une cote altimétrique comprise entre 133,98 et 134,44 m IGN69.

Les niveaux d'eau relevés correspondent au niveau de la nappe phréatique au moment des investigations (en octobre 2012).

Il est à noter que le régime hydrogéologique peut varier en fonction de la saison et de la pluviométrie. Ces niveaux d'eau doivent donc être considérés à un instant donné.

Par ailleurs, il peut exister des circulations d'eau ponctuelles qui n'ont pas été détectées par les sondages au sein des remblais de la formation n°1 et des limons de la formation n°2 lors d'épisodes pluvieux significatifs et/ou en période hivernale.

4.2.2 Perméabilité

Afin d'estimer la perméabilité des terrains en place, des essais de perméabilité de type Nasberg à niveau variable ont été réalisés. Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Formation	Nature du sol	Profondeur de l'essai	Coefficient de perméabilité K	
			m/s	mm/h
2	Limon graveleux peu sableux	2 à 3 m	$1,5 \cdot 10^{-7}$	0,6
3	Sable et graviers limoneux	2 à 3 m	$3,1 \cdot 10^{-7}$	1,1

Remarque importante : nous rappelons qu'il s'agit d'essais ponctuels mesurant la perméabilité sur une surface très limitée par rapport au terrain étudié. Des variations latérales ne sont donc pas exclues.

4.2.3 Avis sur le niveau des plus hautes eaux (NPHE)

La commune de Strasbourg se situe au nord de la plaine d'Alsace, qui renferme une nappe phréatique d'origine alluviale : la nappe rhénane, alimentée notamment par les rivières vosgiennes, l'Ill et le Rhin.

Les fluctuations de niveau de cette nappe sont directement liées aux conditions climatiques et aux écoulements dans les cours d'eau.

Les cours d'eau les plus proches du site étudié sont l'Aar (environ 100 m au sud-ouest), l'Ill (environ 250 m au sud-est) et le Rhin (environ 2,8 km à l'est).

La profondeur du toit de la nappe par rapport au sol en moyennes eaux est comprise entre 2 et 5 m environ au droit du site (cote IGN69 moyenne 134,8 m).

Notre secteur d'étude est classé en zone de sensibilité forte par rapport aux remontées de nappes.

D'après le PPRI de l'Ill (arrêté préfectoral du 04/06/1996), la carte des zones inondables de la commune de Strasbourg indique que le site est inondable par submersion à la cote 137,75 m NGF ortho = 138,1 m IGN69 en cas de crue (cote incluant une marge de sécurité de 30 cm).

Le PPRI de la CUS révisant le PPRI de Strasbourg a été prescrit le 17/01/2011. Il concerne l'aléa de remontée de nappe et de submersion, dont la cartographie précise n'est pas encore diffusée. Elle sera jointe à l'arrêté d'approbation du PPRI dont la date d'application est inconnue à ce jour.

L'association APRONA observe régulièrement des piézomètres de référence dans la plaine d'Alsace. Le plus proche est le piézomètre 02347X0004/245T, qui se trouve 44 rue Kempf dans le quartier de la Robertsau, à environ 1,9 km au nord-est de notre projet (altitude de référence 136 m IGN69). La chronique piézométrique disponible entre le 05/10/1976 et le 24/04/2012 (1767 mesures) donne le niveau de la nappe à une profondeur relative minimale de 1,35 m (cote IGN69 maximale 134,66 m) le 31/05/1983, maximale de 2,38 m (cote IGN69 minimale 133,63 m) le 13/08/1990, et moyenne de 2,08 m (cote IGN69 133,93 m).

Un autre piézomètre suivi par l'APRONA est répertorié sous le numéro 02347X0164/245U. Il est situé dans la rue de Rouen, dans le port aux pétroles, à environ 2,6 km à l'est / nord-est du site du Wacken (altitude de référence 137 m IGN69). La chronique piézométrique disponible entre le 05/10/1976 et le 24/04/2012 (1776 mesures) donne le niveau de la nappe à une profondeur relative minimale de 2,34 m (cote IGN69 maximale 135,12 m) le 23/05/1978, maximale de 3,55 m (cote IGN69 minimale 133,91 m) le 06/01/1997, et moyenne de 3,2 m (cote IGN69 134,26 m).

La variation des niveaux est de l'ordre de 0,73 à 0,86 m entre la moyenne et le maximum des piézomètres APRONA. En ajoutant environ 0,8 m à la cote moyenne de la nappe de 134,8 m IGN69 au droit de notre site, on obtient un niveau NPHE d'environ 135,6 m IGN69.

La carte des plus hautes eaux centennales de la nappe au droit de la Communauté Urbaine de Strasbourg réalisée par l'ONAP, sans prise en compte des rivières, donne un niveau PHE d'environ 135,6 m IGN69 au droit du site.

D'après l'ensemble des données récupérées, le niveau des plus hautes eaux prévisibles de la nappe aux environs du site est estimé à 135,6 m IGN69 pour une crue centennale.

Seul un suivi piézométrique sur une durée de plusieurs mois associé à une enquête de terrain locale permettrait de préciser cette estimation.

4.3 Risque sismique

4.3.1 Données parasismiques réglementaires

Selon le décret n°2010-1255 et la norme NF EN 1998 (EUROCODE 8), les principales données parasismiques déduites des éléments du projet et des reconnaissances effectuées dans le cadre de cette étude et présentées dans les paragraphes précédents, figurent dans le tableau ci-dessous :

Zone de sismicité	3 (modérée)
Type de sol	C
Paramètre de sol S	1,5

4.3.2 Liquéfaction

Les limons argilo-sableux graveleux (formation n°2) et les sables et graviers limoneux (formation n°3) situés sous nappe sont des sols grossiers pour lesquels le risque de liquéfaction est négligeable.

5 PRINCIPES GENERAUX DE CONSTRUCTION (AVANT-PROJET)

5.1 Analyse du contexte et principes d'adaptation

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 :

>> Contexte géologique et géotechnique :

Présence au droit du site du Wacken :

- de remblais hétérogènes (enrobé sur 2 cm localement, grave sableuse plus ou moins limoneuse, limon plus ou moins sableux et/ou graveleux et sable graveleux avec parfois des débris de brique ou de bois) aux caractéristiques mécaniques faibles à élevées sur 0,8 à 3,6 m d'épaisseur (formation n°1),
- surmontant parfois des limons plus ou moins argileux, sableux et/ou graveleux de compacité faible à moyenne sur 0,4 à 5 m d'épaisseur (formation n°2 - localement absente),
- qui reposent sur des sables et graviers limoneux aux caractéristiques géotechniques moyennes à élevées, reconnus à partir de 1,2 à 5,8 m de profondeur et jusqu'à 8 / 9 m de profondeur au maximum en sondages (formation n°3).

Il faut souligner que la profondeur du toit des sables et graviers compacts est très variable.

La nappe phréatique a été rencontrée entre 2,55 et 3,2 m de profondeur au moment des investigations (cote 133,98 à 134,44 m IGN69).

>> Environnement du projet :

Projet : aménagement d'un quartier mixte comportant des bureaux, commerces, hôtels et logements sur un terrain d'environ 5 hectares actuellement occupé en partie par des halls d'exposition. Ni l'implantation, ni les caractéristiques des futurs bâtiments ne sont connues au moment de la présente étude. Une voirie interne desservira les différents lots.

Compte tenu des points précédents :

- des dallages sur terre plein pourront être envisagés uniquement sous réserve de la purge totale des remblais de la formation n°1 et de leur substitution par des matériaux sélectionnés, contrôlés et compactés (dans le cas où les épaisseurs à substituer ne sont pas trop importantes),
- des dallages portés devront être envisagés dans le cas où la purge et substitution des remblais de la formation n°1 ne serait pas possible,
- un mode de fondations superficielles à semi-profondes peut être envisagé dans les sables et graviers limoneux de la formation n°3,
- un mode de fondations superficielles par semelles superficielles peut être envisagé en association avec un renforcement de sol par colonnes ballastées descendues dans les sables et graviers limoneux suffisamment compacts de la formation n°3,
- un mode de fondations superficielles par radier général peu être envisagé dans les sables et graviers limoneux de la formation n°3 pour des bâtiments avec sous-sol enterré, mais en prenant des précautions particulières vis-à-vis des remontées de la nappe,
- un mode de fondations profondes par pieux pourra être envisagé dans les sables et graviers limoneux de la formation n°3 pour des charges lourdes, à l'appui de reconnaissances complémentaires plus profondes.

Ces principes sont détaillés dans les paragraphes suivants.

Nous rappelons que toute modification du projet ou des sols peut entraîner une modification partielle ou complète des adaptations préconisées.

La mission géotechnique en phase projet (G2) sera alors cruciale et devra, en particulier, étudier la nouvelle configuration.

5.2 Adaptations générales de l'avant-projet

Nota : les indications données dans les chapitres suivants, qui sont fournies en estimant des conditions normales d'exécution pendant les travaux, seront forcément adaptées aux conditions réelles rencontrées (intempéries, niveau de nappe, matériels utilisés, provenance et qualité des matériaux, phasages, plannings et précautions particulières).

Nous rappelons que les conditions d'exécution sont absolument prépondérantes pour obtenir le résultat attendu et qu'elles ne peuvent être définies précisément à l'heure actuelle. A défaut, seules des orientations seront retenues.

5.2.1 Réalisation des terrassements

Dans le cadre de l'aménagement général du site, il est a priori prévu un simple décapage de surface.

Dans le cas de la réalisation de constructions comportant des sous-sols enterrés, des terrassements en déblais de l'ordre de 3 m de profondeur pourront être nécessaires et risquent de recouper la nappe.

5.2.1.1 Traficabilité en phase chantier

Les remblais gravo-sableux peu limoneux ne poseront pas de problème de traficabilité.

Par contre, les sols à matrice limoneuse des formations n°1 et n°2 sont par expérience sensibles à l'eau. Par conséquent, les travaux devront être réalisés dans des conditions météorologiques favorables, sinon le chantier pourrait rapidement devenir peu praticable et nécessiterait la mise en place de surépaisseurs en matériaux insensibles à l'eau.

En fonction des conditions rencontrées au moment des travaux, l'état hydrique de ces matériaux peut varier sensiblement et leurs conditions d'utilisation peuvent évoluer fortement.

Au droit du bâtiment et des voiries, l'état des plates-formes au niveau pourra être de qualité médiocre, voire totalement décomprimé en cas d'intempéries ce qui pourra poser des problèmes de traficabilité.

Les travaux préparatoires pourront être ceux qui seront à réaliser pour mettre en place correctement la couche de forme (cf. paragraphes : niveau bas – dallage et voiries).

5.2.1.2 Terrassabilité des matériaux

La réalisation des déblais concernant les sols des formations n°1, n°2 et n°3 ne présentera pas de difficulté particulière d'extraction. Les terrassements pourront donc se faire à l'aide d'engins classiques de moyenne puissance, de type pelle mécanique par exemple.

La démolition des fondations des bâtiments existants pourra cependant nécessiter l'emploi d'engins adaptés ou d'outils adaptés tels qu'éclateur, BRH, dérocteur, etc...

5.2.1.3 Drainage en phase chantier

En fonction de la saison à laquelle seront réalisés les travaux, les terrassements en déblai des sous-sols pourraient recouper la nappe phréatique en fond de fouille, ce qui nécessiterait un rabattement de la nappe préalable.

Les dispositions spécifiques prévisibles seront adaptées au cas par cas pour assurer la mise au sec des plates-formes de travail à tout moment.

Toute zone décomprimée fera l'objet d'un traitement spécifique si elle doit recevoir un élément d'un ouvrage à porter (purge, compactage).

5.2.1.4 Talutages

Hors mitoyenneté, les talus **provisoires** des fouilles pourront être dressés avec une pente de 2 de base pour 1 de hauteur, à adapter lors des terrassements si cela s'avère nécessaire.

A noter que des hétérogénéités locales peuvent être rencontrées au fur et à mesure de l'ouverture des fouilles et provoquer des éboulements locaux. L'ensemble des talus devra être protégé des intempéries par des feuilles de polyane par exemple soigneusement fixées, des cunettes étanches en tête de talus.

Pour des hauteurs de talus supérieures à 3,5 m ou pour des talus plus raides, une étude de stabilité devra être réalisée et, si nécessaire, un confortement sera à prévoir. Son dimensionnement fera l'objet d'une étude particulière spécifique.

5.2.2 Paramètres pour dimensionnement des soutènements éventuels

En l'absence d'essais spécifiques, on pourra retenir les caractéristiques géo-mécaniques suivantes à titre indicatif uniquement :

Formation	Type de sol	γ (kN/m ³)	φ' (°)	C' (kPa)
n°1	Remblais	19	25	0
n°2	Limon parfois argileux, sableux et/ou graveleux	18	25	0
n°3	Sable et graviers limoneux	20	30	0

5.2.3 Amélioration de sol

Les techniques d'amélioration des sols permettent essentiellement la réduction de la déformabilité globale des sols et, conjointement, de diminuer l'amplitude des tassements prévisibles sous l'influence des charges induites par le projet.

Une technique d'amélioration envisageable en fonction du projet et de la nature des sols rencontrés peut consister en des colonnes ballastées sous fondations et/ou dallages.

On peut admettre, en première approche, la réalisation de colonnes descendues dans les sables et graviers limoneux suffisamment compacts de la formation n°3, reconnus entre 1,2 et 5,8 m de profondeur par rapport au terrain actuel au droit de nos sondages.

La solution définitive doit faire l'objet d'une note de calcul de l'entreprise en fonction des moyens d'exécutions mis en œuvre dont dépendent les caractéristiques des colonnes.

Il conviendra de réaliser un matelas de répartition dont l'épaisseur sera définie dans la phase projet. A titre indicatif, cette épaisseur ne devra pas être inférieure à 60 cm. Notons que la plate-forme de travail peut servir par la suite sous réserve qu'elle ne soit pas polluée et uniquement après recomptage du matelas de répartition.

En phase projet, on s'assurera de l'absence de tourbe ou de matériaux organiques et/ou évolutifs dans les zones traitées.

Remarque : les colonnes ne permettent pas de supprimer les tassements mais permettent seulement de les réduire d'un facteur 2 à 3 et de les homogénéiser.

5.3 Niveau-bas - dallage

La réalisation d'un dallage sur terre-plein est envisageable compte tenu de la qualité du sol support après terrassement, sous réserve de la purge et substitution des remblais résiduels éventuels de la formation n°1 par des matériaux sélectionnés, compactés et contrôlés. Une couche de forme sera nécessaire avant sa mise en œuvre.

En l'absence de purge des remblais, les dallages devront être traités en plancher porté.

5.3.1 Conception et exécution

La mise en œuvre de la structure sous dallage (couche de forme et couche de réglage) sera réalisée moyennant les précautions successives suivantes :

- terrassement jusqu'au fond de forme,
- purge des remblais résiduels de la formation n°1,
- purge éventuelle des poches médiocres et des sols détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie,
- compactage du fond de forme avec des engins adaptés,
- mise en place d'un géotextile anti-contaminant (recommandée mais pas obligatoire),
- mise en œuvre de la structure sous dallage avec compactage de la couche de forme q3.

La structure sous dallage pourra alors être envisagée de la manière suivante :

- une couche de forme de 60 cm d'épaisseur minimale pour un fond de forme constitué par les limons de la formation n°2 et de 40 cm d'épaisseur minimale pour un fond de forme constitué par les sables et graviers limoneux de la formation n°3, en concassé calcaire 0/60 ou 0/80 insensible à l'eau, grave non traitée (GNT) 0/80, ou équivalent ;
- une couche de réglage de 10 cm d'épaisseur minimale en concassé calcaire 0/31.5 insensible à l'eau, grave non traitée (GNT) 0/31.5 ou équivalent.

L'épaisseur des matériaux à mettre en œuvre sera fonction de la nature et des conditions hydriques du sol support et de la nature de la couche de forme. Elle sera précisée par la réalisation de planches d'essai. Dans tous les cas, des essais de contrôle de type essais à la plaque seront réalisés.

On veillera à respecter les recommandations du guide GTR édité en 1992 par le SETRA et éventuellement celui des sols traités.

Les apports devront être granulaires, insensibles à l'eau et de granulométrie continue. Il peut s'agir de matériaux de type D_2 / D_3 ou R_{21} .

Selon l'état hydrique des matériaux au moment des travaux, un traitement du fond de forme à la chaux en pleine masse sera à prévoir sous réserve de l'étude d'aptitude au traitement du sol (conformément à la norme NF P94-100).

Il faudra également s'assurer qu'il ne subsiste pas de points durs éventuels, sources de tassements différentiels.

Remarques :

- La portance du fond de forme pourra varier en fonction de l'état hydrique des sols au moment du décapage ;
- Si l'état hydrique est élevé, la portance sera faible et il pourra être nécessaire d'augmenter l'épaisseur de la couche de réglage ou de mettre en place une couche de forme appropriée pour atteindre le module de Westergaard requis ;
- L'aléa hydrique devra donc faire l'objet d'une vérification lors du décapage afin d'optimiser l'épaisseur de la couche de forme ;
- Dans tous les cas, une étude spécifique basée sur la réalisation d'essais à la plaque permettant de mesurer la portance en fond de fouille devra être réalisée pour optimiser le dimensionnement de la couche de forme ;
- D'une manière générale, les sols supports de plate-forme peuvent, en fonction de leur finesse, devenir thixotropes selon leur état hydrique au moment du chantier ; l'utilisation de la vibration dans le compactage du fond de forme et de la couche de forme est donc à éviter si la teneur en eau du sol support est élevée.

Les dallages seront conçus conformément au DTU 13.3.

5.3.2 Contrôles

Les dallages en béton sont régis depuis mars 2005 par la norme AFNOR NF P11-213 - DTU 13.3 - Dallages, intitulée « Conception, calcul et exécution ».

Dans le cas présent, la partie 2 de la norme : « cahier des clauses techniques des dallages à usage autre qu'industriel ou assimilés », est applicable dans le cadre du projet.

D'après le DTU 13.3 de mars 2005 applicable au projet, le module de Westergaard (K_w) à obtenir est de 50 MPa/m minimum sur la couche de forme avec un rapport $EV2/EV1 < 2$.

On s'assurera, d'autre part, que le compactage est correctement réalisé.

GINGER CEBTP se tient à la disposition du maître d'œuvre ou de l'entreprise pour la réalisation des essais de contrôle à tout stade de l'exécution.

5.3.3 Tassements prévisibles

Les hypothèses à retenir sur les modules E_s sont les suivantes, conformément au DTU 13.3.

Formation	Épaisseur	Module pressiométrique E_M moyen	Coefficient rhéologique α	Module de déformation $E_s = E_M / \alpha$
n°1 : remblais	0,8 à 3,6 m	-	-	à décaper ou > 10 MPa dans le cas d'une amélioration des sols
n°2 : limon parfois argileux, sableux et/ou graveleux	0,4 à 5 m	3	1/2	6 MPa
n°3 : sable et graviers limoneux	> 6 m	15 MPa	1/3	45 MPa

Il revient aux concepteurs de préciser la limite acceptable des tassements. S'ils sont considérés comme trop importants, un principe de plancher porté (ou une amélioration de sol) reste adaptable et pourra être coulé en place.

Pour information, le tassement des dallages est estimé inférieur au centimètre pour des surcharges inférieures ou égales à 500 kg/m² (évaluation à partir du bicouche de Ménard).

Sous réserve de l'appréciation du Maître d'œuvre et du BET, ces déformations paraissent admissibles pour la destination prévue des dallages.

5.4 Fondation de la structure

Compte tenu des éléments précédents, les systèmes de fondations suivants sont envisageables :

- superficielles par semelles à semi-profondes par puits ancrés dans les sables et graviers limoneux de la formation n°3,
- superficielles par semelles filantes et/ou isolées associées à un renforcement de sol de type colonnes ballastées descendues dans les sables et graviers limoneux suffisamment compacts de la formation n°3,
- superficielles par radier général ancré dans les sables et graviers limoneux de la formation n°3,
- profondes par pieux ancrés dans les sables et graviers limoneux de la formation n°3, sous réserve de réaliser des sondages complémentaires plus profonds.

5.4.1 Fondations superficielles par semelles à semi-profondes par puits

Les semelles ou puits devront être ancrés de 0,3 m minimum dans les sables et graviers limoneux de la formation n°3 dont le toit a été atteint à partir de 1,2 à 5,8 m de profondeur par rapport au terrain actuel.

Dans tous les cas, l'encastrement devra assurer les conditions de mise hors gel des fondations, soit une profondeur minimale de 0,9 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries (cf. carte FDP 18-326 de novembre 2004).

Compte tenu de la nature des sols et du projet et d'après les recommandations du DTU 13.12, la contrainte de service **maximale** à retenir en première approche est de 0,4 MPa à l'ELS et donc de 0,6 MPa à l'ELU.

A titre d'exemple et dans le cas de semelles filantes, pour la valeur de contrainte de service donnée ci-dessus (0,4 MPa) et pour des géométries de fondations courantes (semelles continues de 0,5 à 1,5 m de large pouvant reprendre 20 à 60 t/ml à l'ELS), les tassements théoriques absolus prévisibles seront de l'ordre de 0,5 à 1 cm, ce qui correspond à des tassements différentiels maximums de l'ordre de 0,5 cm.

A titre d'exemple et dans le cas de semelles isolées ou de puits, pour la valeur de contrainte de service donnée ci-dessus (0,4 MPa) et pour des géométries de fondations courantes (appuis ponctuels de 0,7 x 0,7 m à 2 x 2 m pouvant reprendre 20 à 160 t à l'ELS), les tassements théoriques absolus prévisibles seront de l'ordre de 0,3 à 1 cm, ce qui correspond à des tassements différentiels maximums de l'ordre de 0,7 cm.

Remarque : ces valeurs sont valables dans le cas de charges verticales. Dans le cas où les charges seraient inclinées, il conviendrait d'appliquer un coefficient minorateur $i\delta$ qui tient compte de l'inclinaison de la charge, de la nature du sol et de l'encastrement requis (cf. les recommandations du DTU 13.12).

Les tassements théoriques calculés s'entendent pour une mise en œuvre des fondations selon les règles de l'Art en accord avec les prescriptions du DTU 13.2 – Cahier des Clauses Techniques de mars 1988 et sous réserve du non remaniement des sols d'assise.

Des descentes de charge hétérogènes peuvent conduire à des tassements différentiels dont l'amplitude devra être estimée dans le cadre d'une étude complémentaire de type G2.

En fonction des valeurs, et dans le cas d'appuis linéaires, une rigidification de la structure pourrait être nécessaire. On pourra notamment prévoir un renforcement des armatures des fondations et des chaînages tant horizontaux que verticaux.

> Dispositions constructives :

Les choix constructifs ne peuvent être faits que par le BET structure mais les points suivants sont toutefois à signaler :

- il est recommandé de ne pas descendre la largeur des fondations en dessous de 0,45 m pour des semelles continues et de 0,7 m pour des appuis ponctuels pour des raisons de bonne exécution (cela permet d'assurer un enrobage correct des armatures standards) ;
- dans le cas où les puits seraient descendus sous le niveau de l'eau, leur exécution risque d'être difficile, il en est de même en cas de formations sensibles à l'affouillement ;
- dans ces conditions, une solution de confortement provisoire des fouilles sera nécessaire telle qu'un blindage (par buses en béton – havage - ou viroles métalliques) à moins d'utiliser la méthode des pieux forés à la tarière creuse ou forés tubés en gros diamètre ;
- il appartient au BET structure de vérifier que les tassements déterminés précédemment sont acceptables par l'ouvrage et les avoisinants ;
- en cas de deux bâtiments ou de deux parties d'un même bâtiment, fondés de façon différente ou présentant un nombre de niveaux différent, il conviendra de s'assurer que la structure peut s'adapter sans danger aux tassements différentiels qui pourraient se produire ;
- dans le cas contraire, les projeteurs devront prévoir un joint de construction intéressant toute la hauteur de l'ouvrage, y compris les fondations elles-mêmes.

Par ailleurs, des fondations établies à des niveaux différents et à proximité de talus doivent respecter la règle des 3 de base pour 1 de hauteur entre arêtes de fondations et/ou pied de talus (DTU 13.1 avec adaptation en zone sismique).

La présence d'eau pourra entraîner des sujétions de blindage des parois et de pompage pour épuisement des fouilles et/ou rabattement de la nappe lors des travaux de fondation.

Les reconnaissances ayant mis en évidence de fortes variations du niveau du toit d'ancrage, il faut s'attendre à des adaptations locales (sur-profondeurs), reprises par purge et coulage de béton maigre.

Sur une plate-forme pré-terrassée ou reconstituée, les fondations doivent impérativement être coulées à pleine fouille et non coffrées à moins qu'il s'agisse de graviers insensibles aux intempéries et à la décompression.

Afin d'éviter une décompression du sol de fondation, un béton de propreté sera immédiatement coulé après terrassement afin de le protéger.

Les puits devront être coulés immédiatement et à l'avancement des terrassements. En présence d'eau, il faudra procéder avec un tube plongeur.

En cas de remontées de sables, il faudra opérer sous charge d'eau.

5.4.2 Fondations superficielles par radier général

Pour des bâtiments comportant des sous-sols enterrés, le radier pourra être encastré de 0,3 m minimum dans les sables et graviers limoneux de la formation n°3.

L'encastrement du sous-sol assurera les conditions de mise hors gel des fondations, soit une profondeur minimale de 0,9 m par rapport à la plus proche surface exposée aux intempéries (cf. carte FDP 18-326 de novembre 2004).

Compte tenu de la nature des sols et du projet et d'après les recommandations du DTU 13.12, la contrainte de service **maximale** sera surabondante (0,4 MPa à l'ELS soit 0,6 MPa à l'ELU).

Sous réserve d'une contrainte de 0,05 MPa à l'ELS, le radier induira des tassements inférieurs ou égaux au centimètre.

> Dispositions constructives :

Les choix constructifs ne peuvent être faits que par le BET structure mais les points suivants sont toutefois à signaler :

- il appartient au BET structure de vérifier que les tassements déterminés précédemment sont acceptables par l'ouvrage et les avoisinants ;
- les points durs éventuels (anciennes maçonneries, etc...) seront, selon le cas (visite de chantier par un géotechnicien nécessaire), éliminés, pontés ou décaissés de façon à permettre une intercalation de matelas sableux mono-granulaire d'au moins 40 cm d'épaisseur entre la sous face du radier et le point dur.

5.4.3 Renforcement de sol par colonnes ballastées

5.4.3.1 Principe général

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste, dans un sol naturel ou remblayé de caractéristiques mécaniques faibles ou médiocres, à mettre en œuvre un réseau ou « maillage » de colonnes constituées de matériaux graveleux sans cohésion, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations ou dallages.

Le traitement permet, sous une contrainte donnée, de réduire les tassements absolus et de rendre les tassements différentiels acceptables, par homogénéisation des caractéristiques mécaniques des couches traitées. Cependant, le corps de la colonne reste déformable.

La conception du maillage des colonnes ballastées est établie en tenant compte à la fois :

- des caractéristiques du sol et de l'étreinte qu'il apporte,
- des charges à reprendre,
- des tassements maximaux admis sur les ouvrages.

Lors de l'exécution, les matériaux d'apport sont mis en place et compactés dans le sol à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support. Ils sont refoulés dans le sol et compactés par le vibreur, par passes successives à la remontée du tube.

Le dispositif de renforcement est complété par la mise en place d'un matelas de surface répartiteur des charges sur dallages, qui peut faire office de couche de forme.

5.4.3.2 Hypothèses à retenir pour le dimensionnement des colonnes ballastées

Les paramètres à retenir pour la justification du renforcement de sol par colonnes ballastées sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Formation	Profondeur / TN	Nature	PI*	Ep	α
n°1	de 0 m à 0,8 / 3,6 m	Remblais	0,4	6,5	1/3
n°2	de 0,8 / 3 m à 1,2 / 5,8 m	Limons plus ou moins argileux, sableux et/ou graveleux	0,29 MPa	3 MPa	1/2
n°3	de 1,2 / 5,8 m à > 8 / 9 m	Sables et graviers limoneux	2,5 MPa	18 MPa	1/3

5.4.3.3 Exemple de prédimensionnement

Dans le contexte géotechnique du site, une solution de renforcement de sol par colonnes ballastées est envisageable, l'étreinte latérale des sols étant suffisante pour la mise en œuvre d'une telle technique.

La justification des colonnes soumises à charges verticales fait référence à la norme NF-P11-212-2 (DTU13.2) « fondations profondes » de novembre 1994 et utilise la méthode pressiométrique.

Les colonnes ballastées seront descendues jusqu'aux sables et graviers limoneux compacts de la formation n°3, identifiés à partir de 1,2 / 5,8 m de profondeur par rapport au terrain au moment des reconnaissances. Lors du vibrofonçage, un enregistrement de paramètres sera réalisé pour vérifier l'ancrage des colonnes dans cet horizon porteur.

Le calcul des contraintes maximales admissibles dans les colonnes consiste à déterminer la contrainte verticale de rupture (q_r) d'une colonne isolée à partir des caractéristiques des colonnes et du sol après traitement. Le cas de rupture par expansion latérale constitue le critère dimensionnant.

La contrainte admissible à l'ELS (q_{aELS}) est ensuite calculée par application d'un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte verticale de rupture. La contrainte admissible retenue est la plus petite des valeurs entre la contrainte plafonnée à 0,8 MPa par la norme NF-P11-212 et la contrainte admissible calculée.

A titre d'exemple, pour une pression limite de 0,29 MPa dans les sables et graviers limoneux de la formation n°3, et pour des colonnes constituées de matériaux granulaires roulés ayant un angle de frottement de 38°, la contrainte axiale ultime de compression pour une colonne est de 1,22 MPa et la contrainte admissible aux ELS de cette colonne sera 0,61 MPa (soit une charge admissible de 119 kN pour une colonne de 50cm de diamètre et de 306 kN pour une colonne de 80 cm de diamètre).

Le dimensionnement et la justification détaillée des colonnes (maillage, profondeur, diamètre prévisionnel, angle de frottement interne, rupture par cisaillement généralisé ou poinçonnement, tassements, épaisseur et constitution du matelas de répartition...) devra faire l'objet d'une mission d'étude G2, en fonction du projet détaillé (nature et caractéristiques des fondations, sollicitations de service ou exceptionnelles, nature de la structure à fonder) et des tassements admissibles pour la structure.

On pourra toutefois noter les paramètres usuels suivants :

- diamètre des colonnes (\emptyset) : $50 < \emptyset < 80$ cm,
- maillage sous dallage (a) : $1,5 < a < 3$ m,
- entraxe sous semelles filantes (e) : $e < 2,5$ m.

Afin de garantir la qualité des renforcements, il sera indispensable de prévoir, en phase travaux :

- l'enregistrement systématique des paramètres de fonçage pour adapter la profondeur des colonnes,
- la vérification de la portance des colonnes par essai de chargement statique d'une ou plusieurs colonnes d'essai,
- le contrôle de la continuité du corps des colonnes par sondages au pénétromètre statique,
- le contrôle des caractéristiques des colonnes par essais pressiométriques,
- quelques dégarnissages en têtes de colonnes afin de vérifier leur diamètre.

Au final, on s'assurera de la compatibilité du tassement prévisible avec la structure de l'ouvrage fondé sur les colonnes ballastées.

5.4.4 Fondations profondes par pieux

Des reconnaissances complémentaires par sondages pressiométriques de 15 à 20 m de profondeur devront être réalisées pour valider cette solution et définir les paramètres de prédimensionnement.

5.5 Protection des ouvrages vis-à-vis de l'eau

Il a été dit précédemment que le site est inondable par submersion en cas de crue à la cote 138,1 m IGN69 (incluant une marge de sécurité de 0,3 m d'après le règlement du PPRI de Strasbourg) et que le niveau des plus hautes eaux de la nappe est estimé à la cote 135,6 m IGN69.

Le risque d'inondation du niveau bas des bâtiments par submersion des eaux superficielles et par remontée intermittente de la nappe apparaît fort.

Pour se prémunir contre les crues avec submersion, la solution envisageable consiste en un cuvelage étanche sur toute la hauteur des sous-sols enterrés et en la surélévation des niveaux RDC à la cote 138,10 m IGN69 pour mise hors d'eau.

Pour se prémunir contre les remontées intermittentes de la nappe phréatique, les niveaux bas des constructions devront être calés au-dessus du niveau des plus hautes eaux estimé à 135,6 m IGN69. Sinon, une protection par cuvelage étanche devra être prévue jusqu'à cette cote + 0,5 m.

Dans l'hypothèse où le Maître d'Ouvrage accepte la possibilité d'une inondation du sous-sol, des dispositions spécifiques devront être étudiées.

5.6 Protection des ouvrages vis-à-vis du risque sismique

Dispositions générales à respecter :

- système de fondation homogène sous un même corps de bâtiment, à moins de délimiter des parties par joints parasismiques ;
- éviter les fondations isolées ou assurer la continuité des aciers entre les différents éléments de structure : longrines entre les fondations ;

- ne pas fonder les constructions à cheval sur deux ou plusieurs types de sol de caractéristiques géotechniques très différentes ;
- encastrent fortement les fondations dans les sols meubles ;
- veiller à ce que l'assise des fondations soit horizontale ;
- avoir un seul niveau de fondation et un niveau identique de fondation pour un même corps d'ouvrage ; en cas de niveaux enterrés, les prévoir sur toute l'emprise de la construction ou, à défaut, sur une partie séparée par un joint parasismique ;
- ne pas fonder les ouvrages sur des sols liquéfiables ;
- éviter impérativement toute accumulation d'eau de ruissellement autour des constructions (drainage périphérique efficace avec des regards de visite) ;
- prévoir tous éléments raidisseurs dans la structure, tels que chaînages, voiles, même courts en longueur, poteaux de même hauteur plutôt longs que courts, notion de couple poteaux forts / poutres faibles à respecter.

5.7 Voiries

Les voiries seront établies sur une couche de forme en matériau d'apport de type propre et bien gradué. En première approche, elle aura une épaisseur minimale de 50 cm. Elle sera mise en place après purge des éventuelles poches de matériaux médiocres et des sols détériorés par les engins de terrassement ou les eaux de pluie et après compactage du fond de forme, impérativement par temps sec.

Une réception du fond de forme par essais à la plaque avant la mise en œuvre de la couche de forme est recommandée afin de mettre en évidence les zones de faible portance nécessitant une purge des matériaux en place (module EV2 requis de l'ordre de 35 MPa pour une couche de forme en matériaux traités, et de 15 à 20 MPa pour une couche de forme en matériaux granulaires d'après le GTR).

Ces mesures permettent également d'optimiser l'épaisseur de la couche de forme en fonction de la portance de l'arase terrassement au moment des travaux.

La couche de forme devra être réceptionnée par des essais de contrôle type essais à la plaque. A titre d'exemple, pour une plate-forme de type PF2, on devra obtenir un module EV2 > 50 MPa et un rapport EV2/EV1 < 2.

Dans tous les cas, la mise en œuvre des matériaux sera conforme aux conditions d'utilisation des matériaux en remblai ou en couche de forme, définies par le Guide Technique, Fascicule II, du SETRA (Septembre 1992).

Remarques :

- Compte tenu de la sensibilité à l'eau des sols de l'arase (terrains à matrice limoneuse), les travaux devront être interrompus en période pluvieuse (risque de matelassage) ;
- De plus, des mesures de teneurs en eau devront être réalisées sur les matériaux du fond de forme afin de déterminer leur état hydrique au moment du chantier et ainsi d'optimiser les travaux de terrassement (épaisseur de la couche de forme) ;
- D'une manière générale, les sols supports de plate-forme peuvent, en fonction de leur finesse, devenir thixotropes selon leur état hydrique au moment du chantier ; l'utilisation de la vibration dans le compactage du fond de forme et de la couche de forme est donc à éviter si la teneur en eau du sol support est élevée ;
- En raison de l'évolution toujours possible des remblais situés en deçà de la couche superficielle compactée (1 m environ pour un compacteur de type V5), des déformations pourront apparaître au niveau de la chaussée et pourront nécessiter des réfections locales. Seule une purge totale de la couche de remblais (de 1,4 à 2,5 m d'épaisseur) permettrait de s'affranchir de ces déformations à long terme.

6 OBSERVATIONS MAJEURES

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

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

Nous rappelons que cette étude a été menée dans le cadre de l'avant-projet (G12) et que, conformément à la norme NF P94-500 de décembre 2006, une étude de projet (G2) doit être envisagée (collaboration avec l'équipe de conception) pour :

- permettre l'optimisation du projet avec, notamment, prise en compte des interactions sol / structure ;
- vérifier la bonne transcription de toutes les préconisations dans les pièces techniques du marché.

La société GINGER CEBTP se tient à disposition de l'aménageur ou des futurs acquéreurs des lots pour toute assistance technique ou missions complémentaires (études d'avant projets géotechniques de type G12, études de projets géotechniques de type G2 et suivis géotechniques d'exécution de type G4, comportant notamment les inspections de fonds de fouilles et le contrôle de la portance des plates-formes supports de dallages et voiries par des essais à la plaque).

GINGER CEBTP peut prendre en charge la maîtrise d'œuvre dans le domaine de la géotechnique, au stade du projet.

ANNEXE 1 – NOTES GENERALES SUR LES MISSIONS GEOTECHNIQUES

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

CONDITIONS GENERALES DES MISSIONS GEOTECHNIQUES

(Version du 26/04/2007)

1. Cadre de la mission

Par référence à la norme NF P 94-500 sur les missions d'ingénierie géotechnique (en particulier extrait de 2 pages du chapitre 4 joint à toute offre et à tout rapport), il appartient au maître d'ouvrage et à son maître d'œuvre de veiller à ce que toutes les missions d'ingénierie géotechnique nécessaires à la conception puis à l'exécution de l'ouvrage soient engagées avec les moyens opportuns et confiées à des hommes de l'Art. L'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique suit la succession des phases d'élaboration du projet, chacune de ces missions ne couvrant qu'un domaine spécifique de la conception ou de l'exécution. En particulier :

- les missions d'étude géotechnique préliminaire de site (G11), d'étude géotechnique d'avant projet (G12), d'étude géotechnique de projet (G2), d'étude et suivi géotechniques d'exécution (G3), de supervision géotechnique d'exécution (G4) sont réalisées dans l'ordre successif ;
- exceptionnellement, une mission confiée à notre société peut ne contenir qu'une partie des prestations décrites dans la mission type correspondante après accord explicite, le client confiant obligatoirement le complément de la mission à un autre prestataire spécialisé en ingénierie géotechnique ;
- l'exécution d'investigations géotechniques engage notre société uniquement sur la conformité des travaux exécutés à ceux contractuellement commandés et sur l'exactitude des résultats qu'elle fournit ;
- toute mission d'ingénierie géotechnique n'engage notre société sur son devoir de conseil que dans le cadre strict, d'une part, des objectifs explicitement définis dans notre proposition technique sur la base de laquelle la commande et ses avenants éventuels ont été établis, d'autre part, du projet du client décrit par les documents graphiques ou plans cités dans le rapport ;
- toute mission d'étude géotechnique préliminaire de site, d'étude géotechnique d'avant projet ou de diagnostic géotechnique exclut tout engagement de notre société sur les quantités, coûts et délais d'exécution des futurs ouvrages géotechniques. De convention expresse, la responsabilité de notre société ne peut être engagée que dans l'hypothèse où la mission suivante d'étude géotechnique de projet lui est confiée ;
- une mission d'étude géotechnique de projet G2 engage notre société en tant qu'assistant technique à la maîtrise d'œuvre dans les limites du contrat fixant l'étendue de la mission et la (ou les) partie(s) d'ouvrage(s) concerné(s).

La responsabilité de notre société ne saurait être engagée en dehors du cadre de la mission d'ingénierie géotechnique objet du rapport. En particulier, toute modification apportée au projet ou à son environnement nécessite la réactualisation du rapport géotechnique dans le cadre d'une nouvelle mission.

2. Recommandations

Il est précisé que l'étude géotechnique repose sur une investigation du sol dont la maille ne permet pas de lever la totalité des aléas toujours possibles en milieu naturel. En effet, des hétérogénéités, naturelles ou du fait de l'homme, des discontinuités et des aléas d'exécution peuvent apparaître compte tenu du rapport entre le volume échantillonné ou testé et le volume sollicité par l'ouvrage, et ce d'autant plus que ces singularités éventuelles peuvent être limitées en extension. Les éléments géotechniques nouveaux mis en évidence lors de l'exécution, pouvant avoir une influence sur les conclusions du rapport, doivent immédiatement être signalés à l'ingénierie géotechnique chargée de l'étude et suivi géotechniques d'exécution (mission G3) afin qu'elle en analyse les conséquences sur les conditions d'exécution voire la conception de l'ouvrage géotechnique. Si un caractère évolutif particulier a été mis en lumière (notamment glissement, érosion, dissolution, remblais évolutifs, tourbe), l'application des recommandations du rapport nécessite une validation à chaque étape suivante de la conception ou de l'exécution. En effet, un tel caractère évolutif peut remettre en cause ces recommandations notamment s'il s'écoule un laps de temps important avant leur mise en œuvre.

3. Rapport de la mission

Le rapport géotechnique constitue le compte-rendu de la mission d'ingénierie géotechnique définie par la commande au titre de laquelle il a été établi et dont les références sont rappelées en tête. A défaut de clauses spécifiques contractuelles, la remise du rapport géotechnique fixe la fin de la mission. Un rapport géotechnique et toutes ses annexes identifiées constituent un ensemble indissociable. Les deux exemplaires de référence en sont les deux originaux conservés : un par le client et le second par notre société. Dans ce cadre, toute autre interprétation qui pourrait être faite d'une communication ou reproduction partielle ne saurait engager la responsabilité de notre société. En particulier l'utilisation même partielle de ces résultats et conclusions par un autre maître d'ouvrage ou par un autre constructeur ou pour un autre ouvrage que celui objet de la mission confiée ne pourra en aucun cas engager la responsabilité de notre société et pourra entraîner des poursuites judiciaires.

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.

ETUDE GEOTECHNIQUE 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'avoisnants ;
- 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.

ETUDE GEOTECHNIQUE 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 avoisnants).

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 avoisnants), 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'EXÉCUTION (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 avoisnants 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.

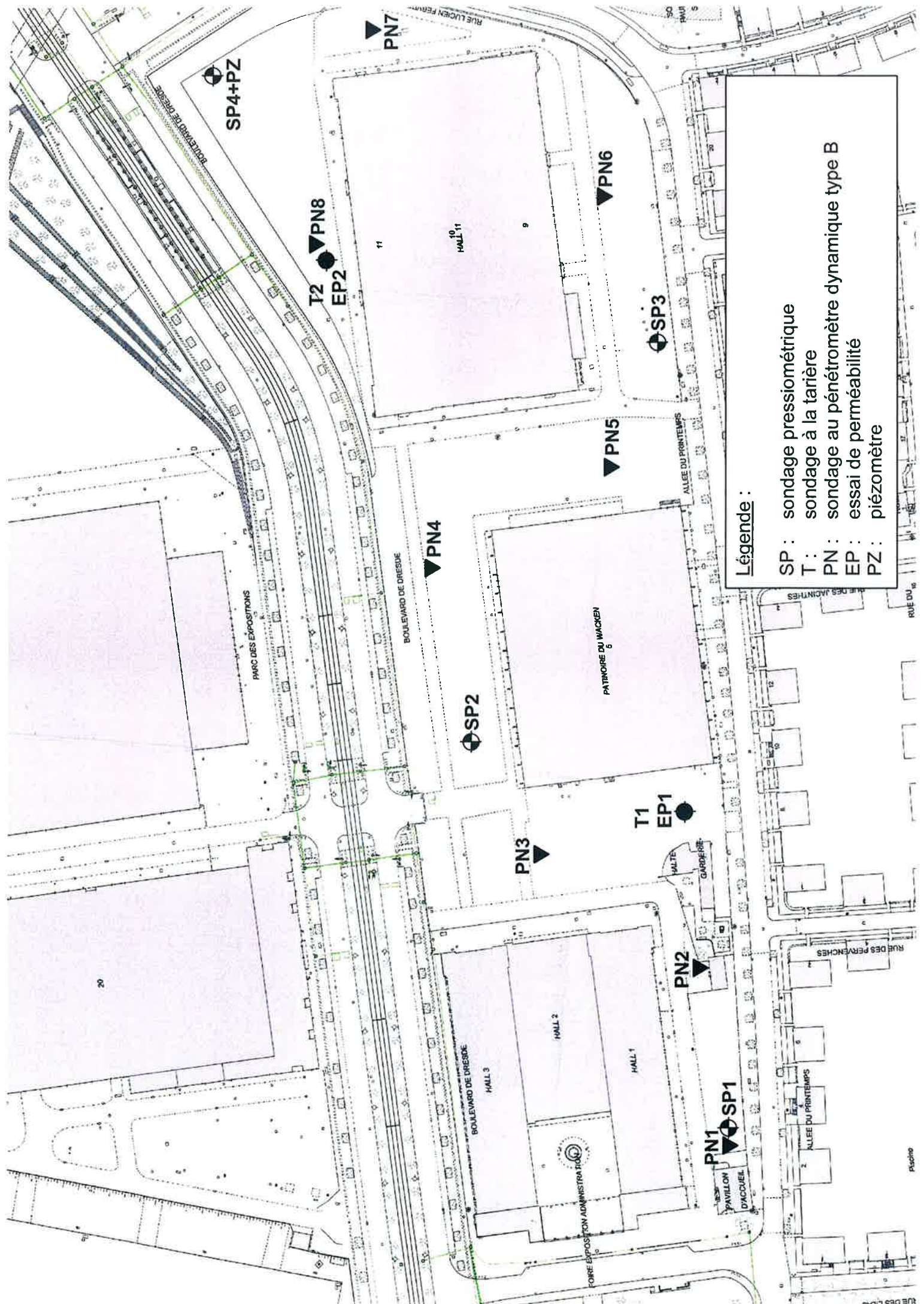
- Définir si nécessaire, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats ;
- Etudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, rabattement, causes géotechniques 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.

Tableau 1 — Schéma d'enchaînement des missions types d'Ingénierie géotechnique

Étape	Phase d'avancement du projet	Missions d'Ingénierie géotechnique	Objectifs en termes de gestion des risques liés aux aléas géologiques	Prestations d'Investigations géotechniques *
1	Étude préliminaire Étude d'esquisse	Étude géotechnique préliminaire de site (G11)	Première identification des risques	Fonction des données existantes
	Avant projet	Étude géotechnique d'avant-projet (G12)	Identification des aléas majeurs et principes généraux pour en limiter les conséquences	Fonction des données existantes et de l'avant-projet
2	Projet Assistance aux Contrats de Travaux (ACT)	Étude géotechnique de projet (G2)	Identification des aléas importants et dispositions pour en réduire les conséquences	Fonction des choix constructifs
3	Exécution	Étude et suivi géotechniques d'exécution (G3)	Identification des aléas résiduels et dispositions pour en limiter les conséquences	Fonction des méthodes de construction mises en œuvre
		Supervision géotechnique d'exécution (G4)		Fonction des conditions rencontrées à l'exécution
Cas particulier	Étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques	Diagnostic géotechnique (G5)	Analyse des risques liés à ces éléments géotechniques	Fonction de la spécificité des éléments étudiés
* NOTE À définir par l'ingénierie géotechnique chargée de la mission correspondante.				

ANNEXE 2 – PLAN D'IMPLANTATION DES SONDAGES



Légende :

- SP : sondage pressiométrique
- T : sondage à la tarière
- PN : sondage au pénétromètre dynamique type B
- EP : essai de perméabilité
- PZ : piézomètre

ANNEXE 3 – SONDAGES SEMI-DESTRUCTIFS A LA TARIERE HELICOIDALE

- Coupes détaillées des sols,
- Courbes pressiométriques éventuelles (p_1 et E_M).

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP1

Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

Coordonnées du sondage:

X: Y: Z: 136.76 (IGN69)

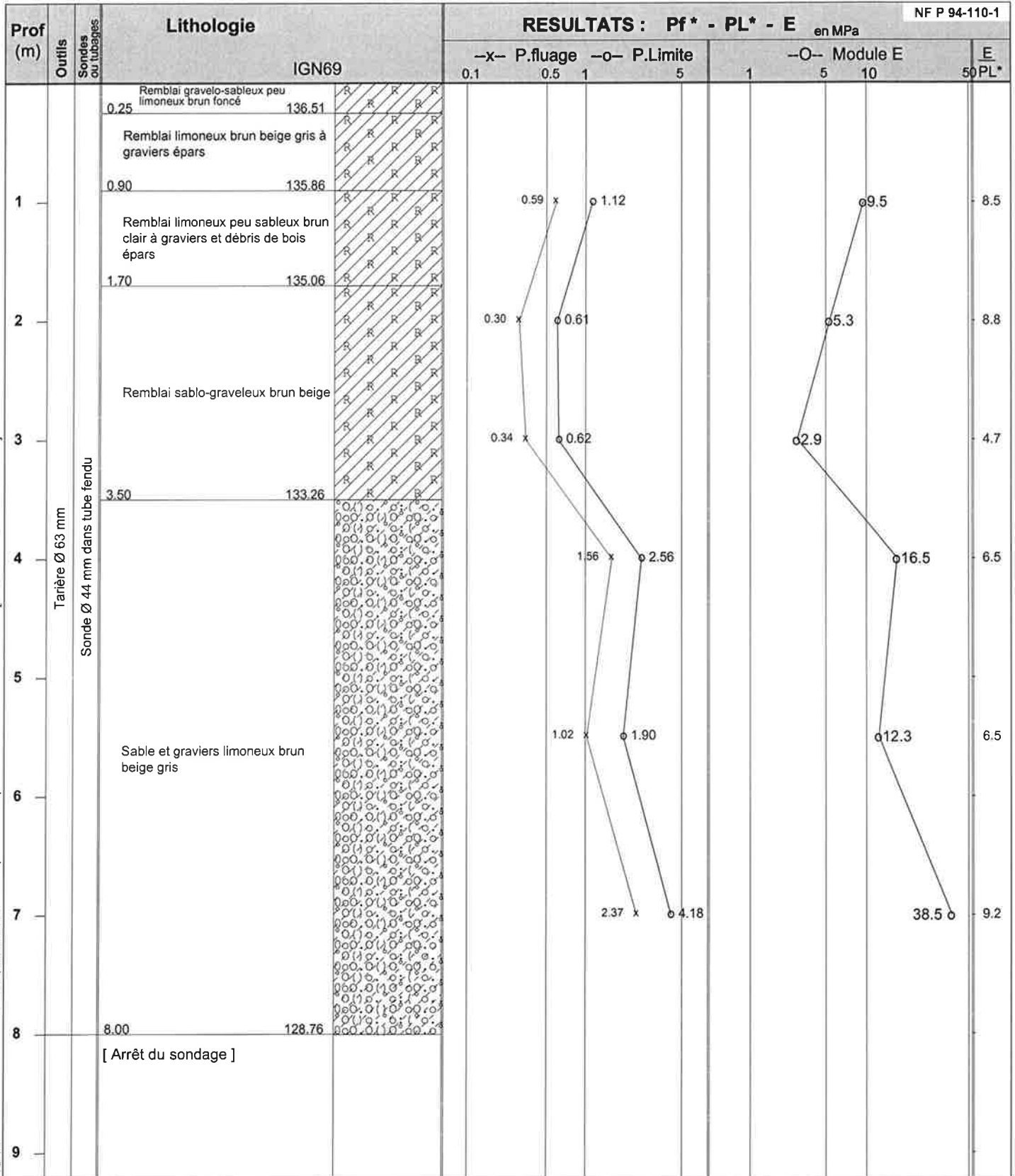
annexe:



Ech.Prof: /

Sondeuse: Soco 50/65

date de fin de sondage: 17/10/2012



Observations : Trou éboulé à 2.6 m - Niveau d'eau non mesurable

Edité le 02/11/2012

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

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP2

Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

Coordonnées du sondage:

X : Y : Z : 137 (IGN69)

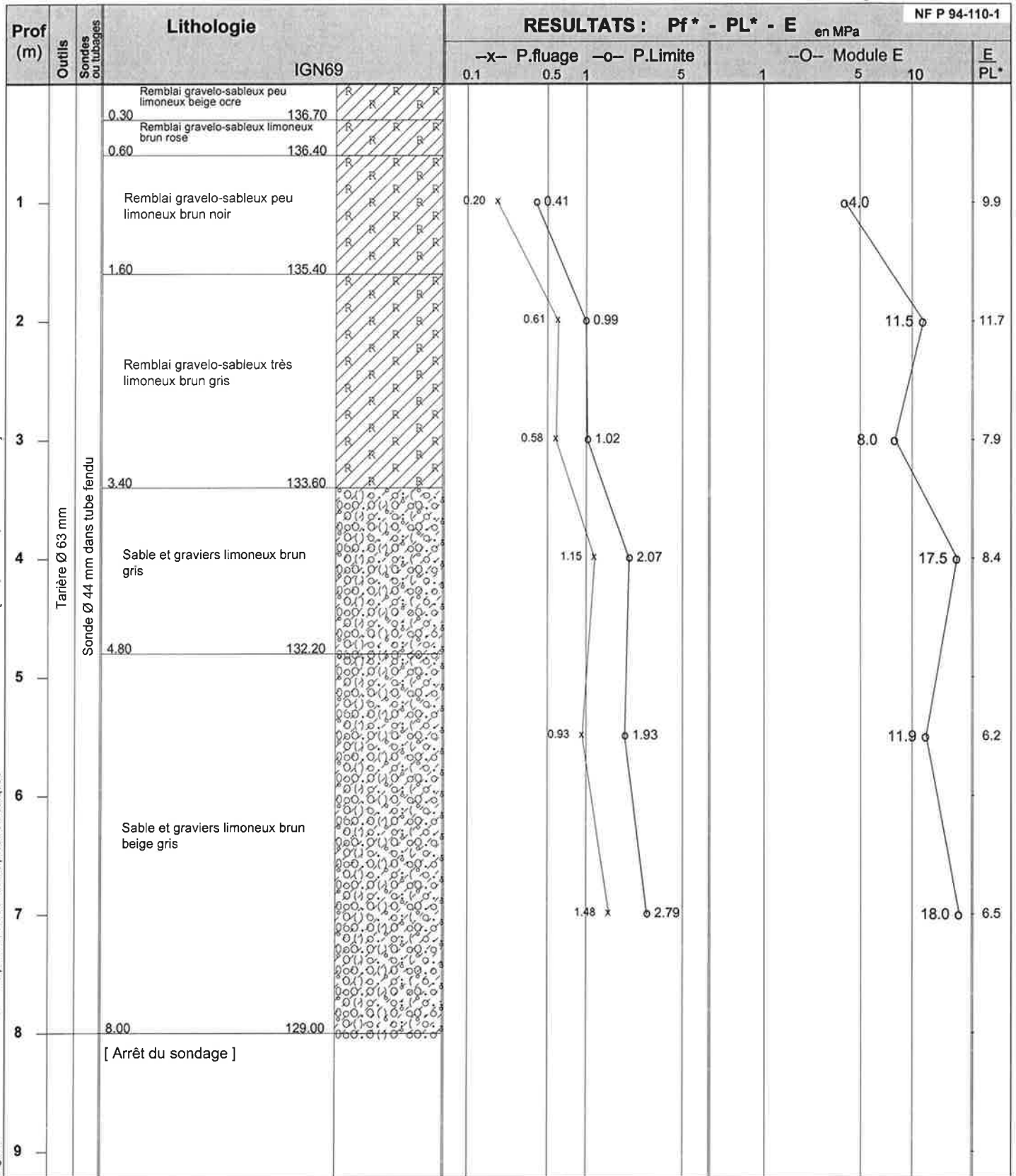
annexe:

Ech.Prof: /

Sondeuse: Soco 50/65

date de fin de sondage: 17/10/2012

Logiciel DEPRESS - Version 3.65 - Dépouillement d'essais pressiométriques selon norme NF P 94-110-1 -- [DQ.E:158 - V.0 du 03/06/2008]



Observations : Trou éboulé à 2.9 m (sec à cette profondeur)

Edité le 02/11/2012

Nappe: /

(à la date d'exécution du forage)

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE SP3

Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

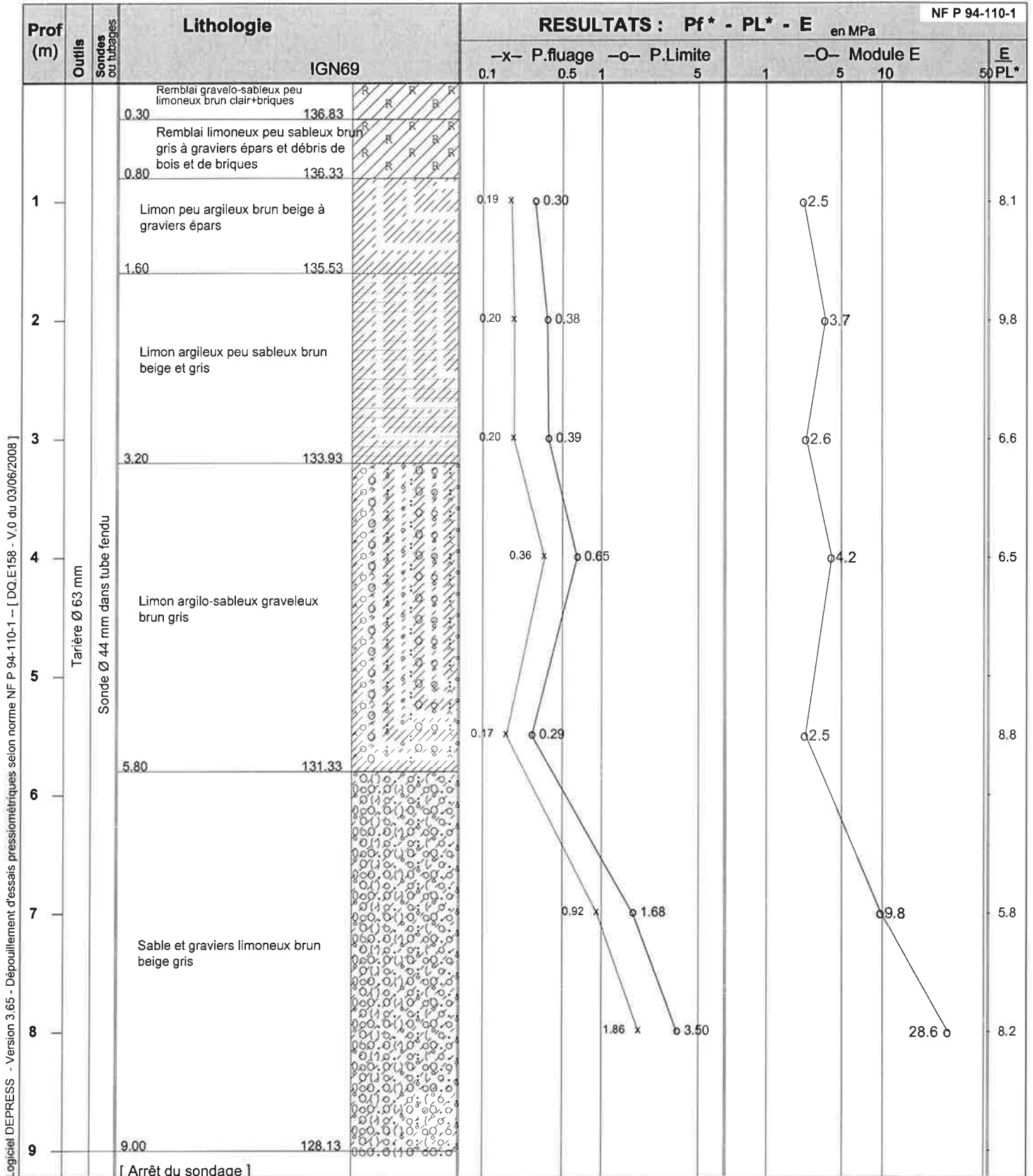
Coordonnées du sondage:

X : Y : Z : 137.13 (IGN69)

Ech.Prof: /

Sondeuse: Soco 50/65

date de fin de sondage: 18/10/2012



Observations : Trou éboulé à 2.8 m (humide)

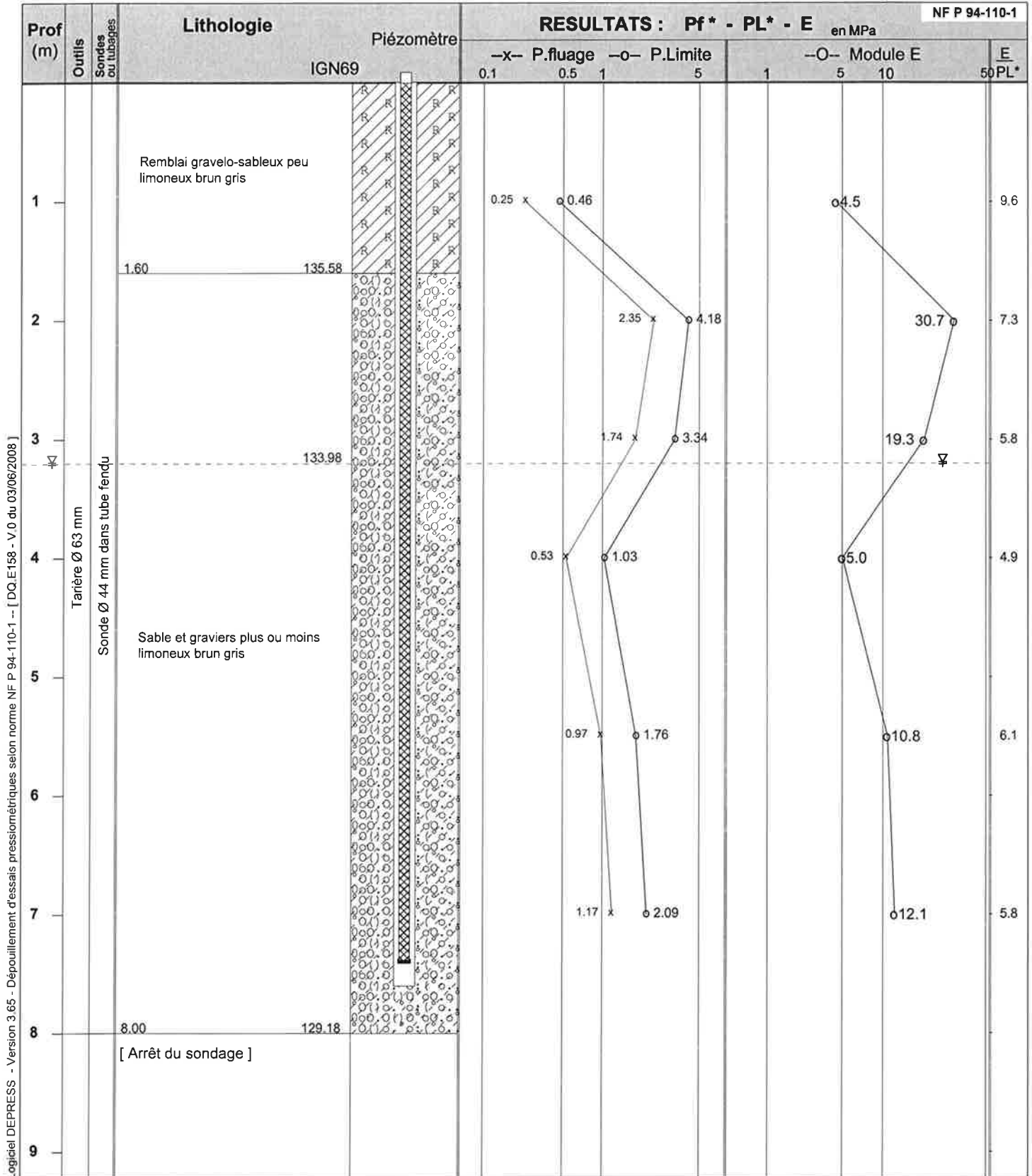
Edité le 02/11/2012

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

Ech.Prof: /

Sondeuse: Soco 50/65

date de fin de sondage: 15/10/2012



Observations : /

Edité le 02/11/2012

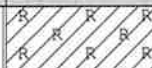

Nappe: niveau d'eau à 3.20 m.

niveau relevé le 18/10/2012

Piézomètre installé. Longueur 7.4m, tube PVC Ø 45mm
crépiné de 0 à 7.4m. avec chaussette géotextile

Ech.Prof: /

date travaux: 18/10/2012

Prof. (m)	Outils	Tubage	COUPE	Prof	IGN69	Description des sols	Echant.	Résultats d'essais ou observations
1		Tubage PW Ø 90 mm		0.40	136.80	Enrobé sur 2 cm et remblai gravo-sableux limoneux brun		
				1.60	135.60	Remblai limoneux peu sableux brun beige et brun foncé à graviers épars		
2	Tarière Ø 63 mm	Tubage PW Ø 90 mm		1.60	135.60	Limon graveleux peu sableux brun beige		Perméabilité de 2 à 3 m K = 1,54.10 ⁻⁷ m/s
3				133.70				
4				4.00	133.20	Sable et graviers limoneux brun beige gris		
5						[Arrêt du sondage]		
6								
7								
8								
9								

Logiciel SONDAGE32 - Version 3.37 du 08-10-2012 -- [DO.E137 - V.1 du 17/05/2011]


Sondeuse: SOCO 50-65

Observations : Trou éboulé - Niveau d'eau non mesurable

Nappe : /
à la date du sondage

Ech.Prof: /

date travaux: 15/10/2012

Prof. (m)	Outils	Tubage	COUPE	Prof	IGN69	Description des sols	Echant.	Résultats d'essais ou observations
1		Tubage PW Ø 90 mm		0.80	136.00	Remblai limono-sableux graveleux brun		
				1.40	135.40	Limon sableux brun beige		
2	Tarière Ø 63 mm					Sable et graviers limoneux brun beige gris		Perméabilité de 2 à 3 m K = 3,08.10-7 m/s
3								
4				4.00	132.80	[Arrêt du sondage]		
5								
6								
7								
8								
9								

Logiciel SONDAGE32 - Version 3.37 du 08-10-2012 -- [DO.E137 - V.1 du 17/05/2011]

Sondeuse: SOCO 50-65

Observations : Trou éboulé - Niveau d'eau non mesurable

Nappe : /
à la date du sondage

ANNEXE 4 – ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE

- Pénétrogrammes.

Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

Date essai : 17/10/2012

Localisation essai

- X :

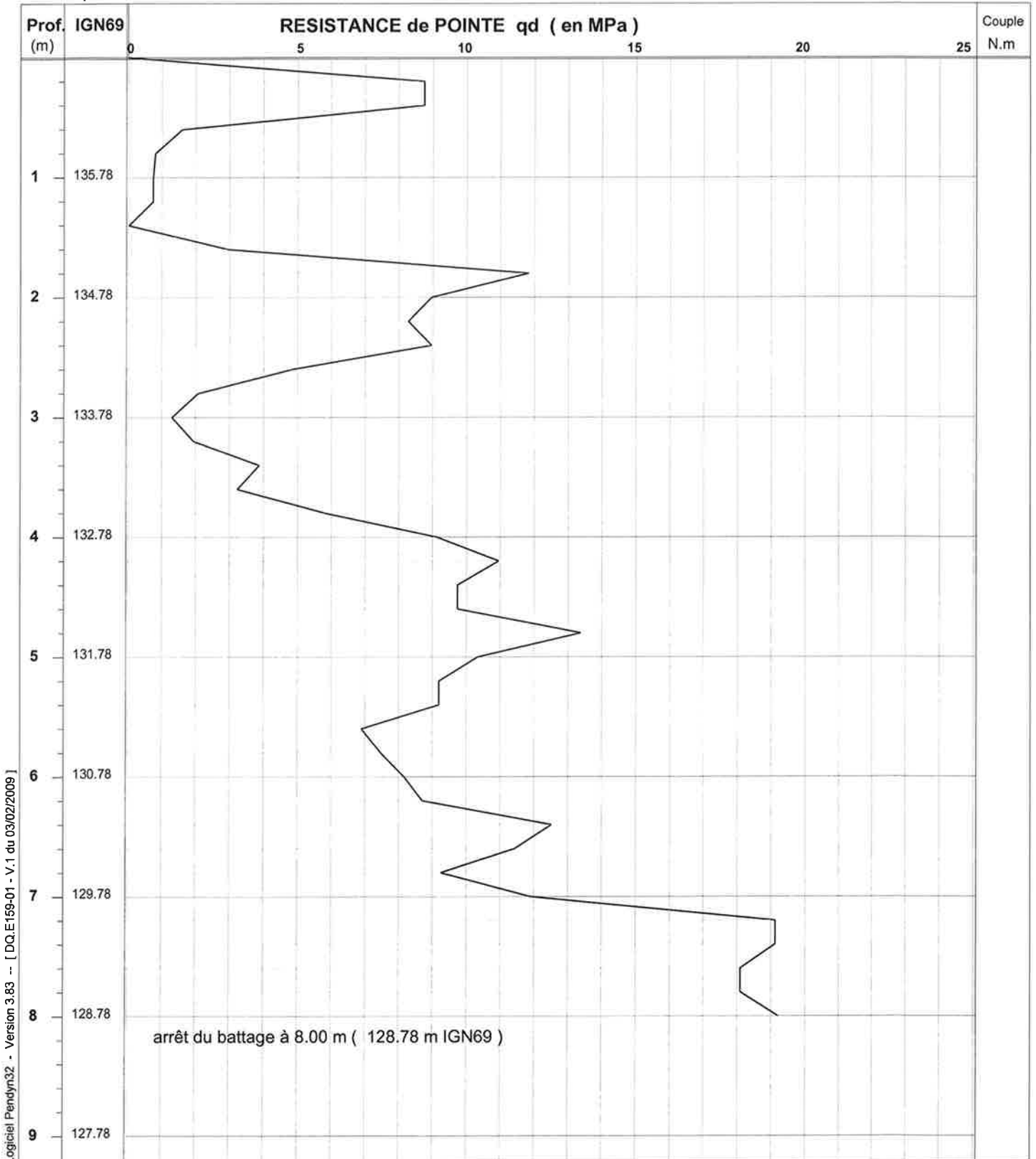
- Y :

- Z : 136.78 (IGN69)



Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2


MATERIEL UTILISE : SOCO 15 P

Etalonné le 12/01/2012 --- Coef.[Er] utilisé: 0.84

 mouton de 63.9 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 10.5 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 20 cm²
OBSERVATIONS : Trou éboulé à 0.4 m - Niveau d'eau non mesurable

Edité le 05/11/2012



Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

Date essai : 17/10/2012

Localisation essai

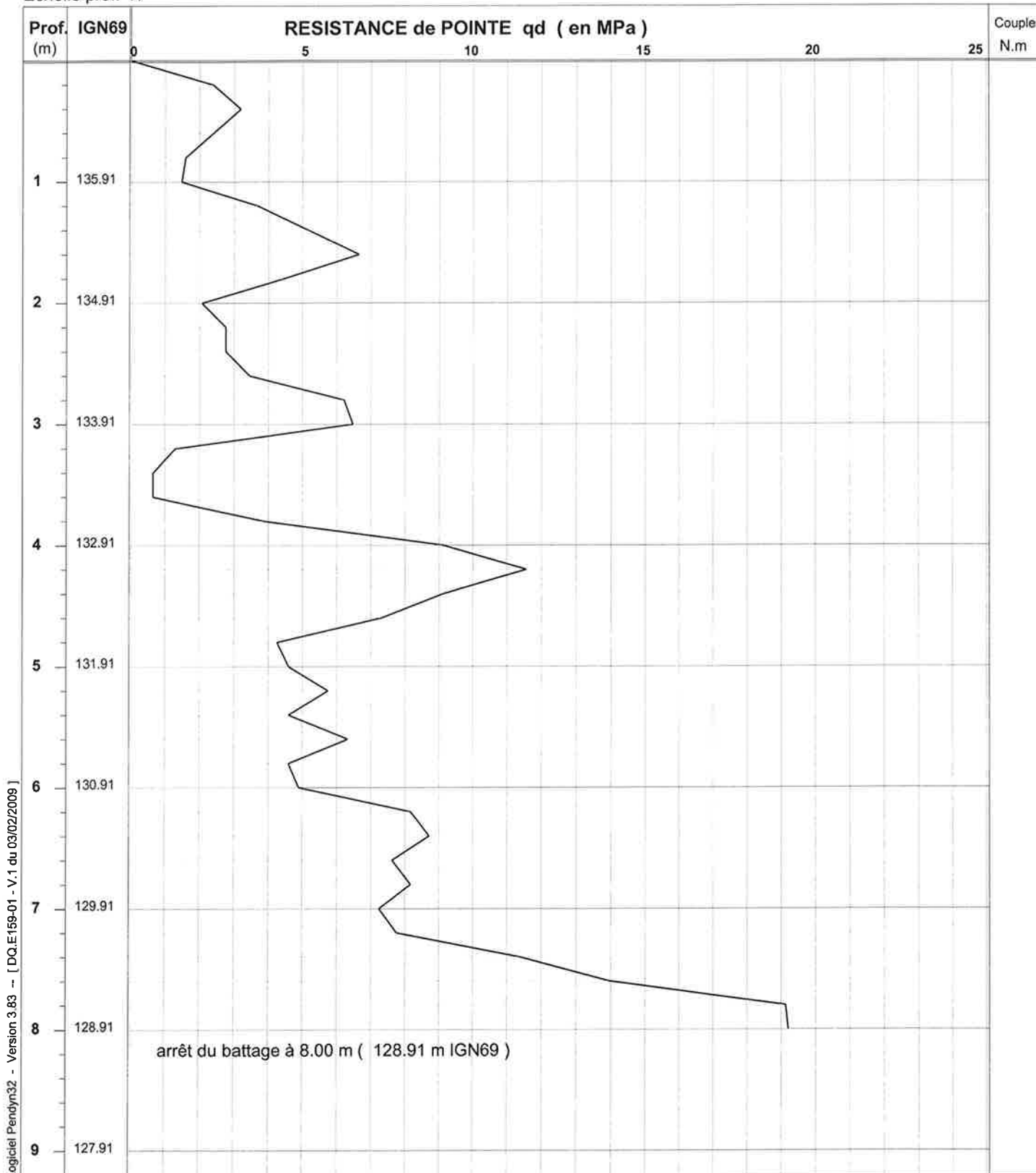
- X :

- Y :

- Z : 136.91 (IGN69)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : SOCO 15 P

Etalonné le 12/01/2012 --- Coef.[Er] utilisé: 0.84

mouton de 63.9 kg, H.chute 0.75 m - équipage mobile 10.5 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 20 cm²

OBSERVATIONS : Trou éboulé à 1.8 m - Niveau d'eau non mesurable

Edité le 05/11/2012



Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

Date essai : 17/10/2012

Localisation essai

- X :

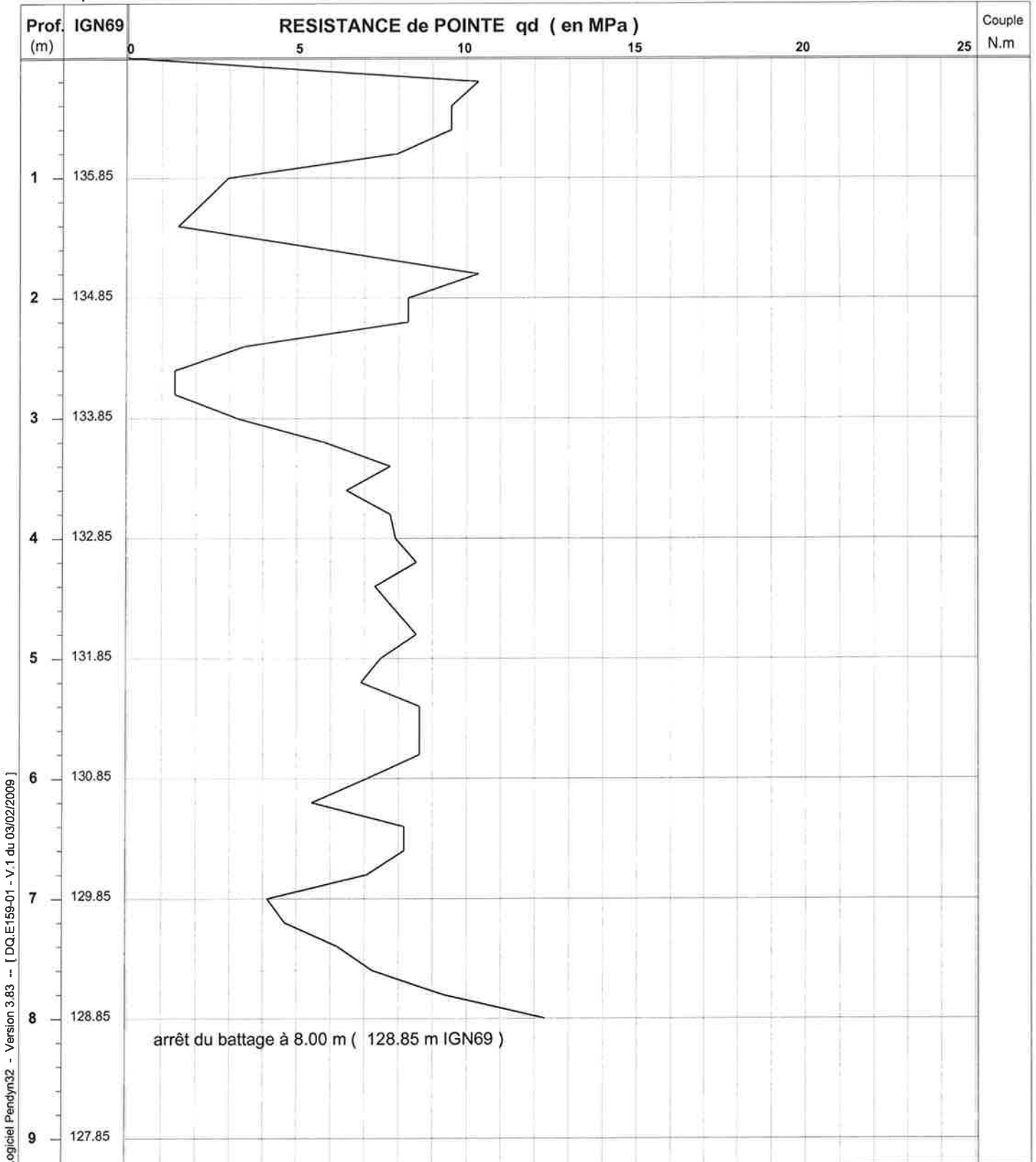
- Y :

- Z :

136.85 (IGN69)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : SOCO 15 P

Etalonné le 12/01/2012 --- Coef.[Er] utilisé: 0.84

mouton de 63.9 kg, H.chute 0.75 m - équipage mobile 10.5 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 20 cm²

OBSERVATIONS : Trou éboulé à 2.2 m - Niveau d'eau non mesurable

Edité le 05/11/2012



Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

Date essai : 17/10/2012

Localisation essai

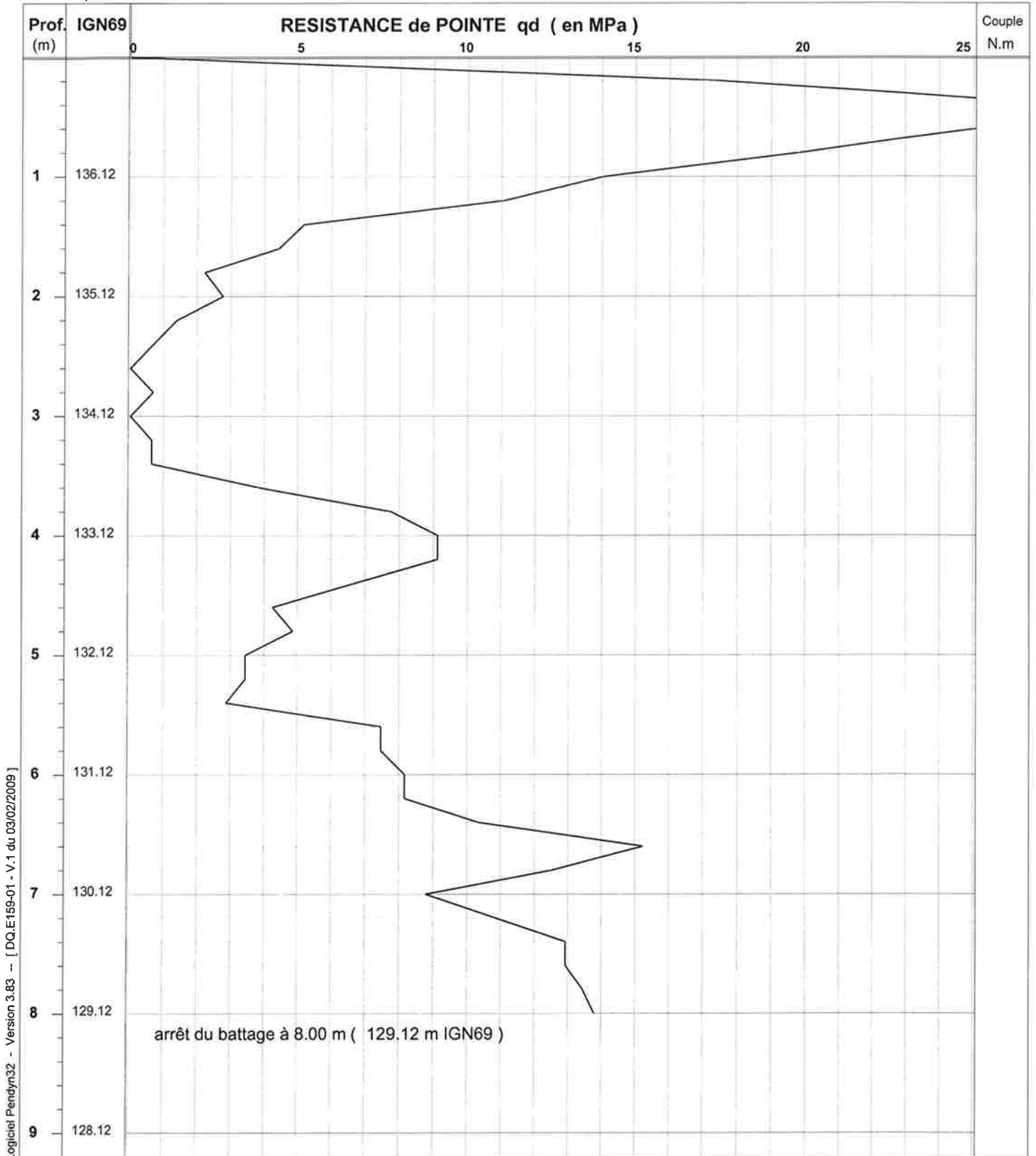
- X :

- Y :

- Z : 137.12 (IGN69)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyn32 - Version 3.83 -- [DQ.E159-01 - V.1 du 03/02/2009]

MATERIEL UTILISE : SOCO 15 P

Etalonné le 12/01/2012 --- Coef.[Er] utilisé: 0.84

mouton de 63.9 kg, H.chute 0.75 m - équipage mobile 10.5 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 20 cm²

OBSERVATIONS : Trou éboulé à 0.9 m - Niveau d'eau non mesurable

Edité le 05/11/2012



Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

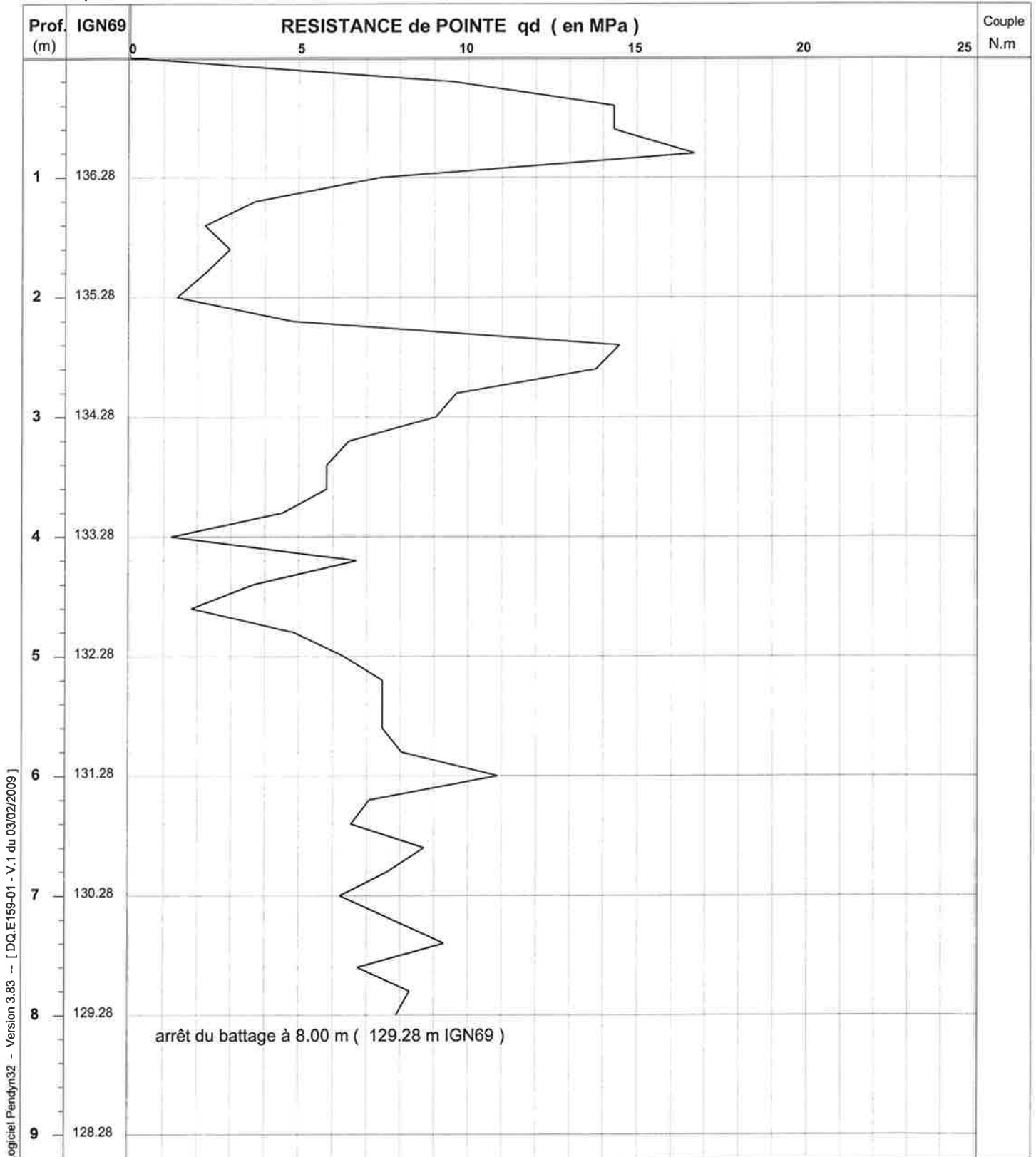
Date essai : 17/10/2012

Localisation essai

- X :
- Y :
- Z : 137.28 (IGN69)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyn32 - Version 3.83 -- [DQ.E159-01 - V.1 du 03/02/2009]

MATERIEL UTILISE : SOCO 15 P Etalonné le 12/01/2012 --- Coef.[Er] utilisé: 0.84
mouton de 63.9 kg, H.chute 0.75 m - équipage mobile 10.5 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 20 cm²

OBSERVATIONS : Trou éboulé à 1.90 m - Niveau d'eau non mesurable

Edité le 05/11/2012



Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

Date essai : 17/10/2012

Localisation essai

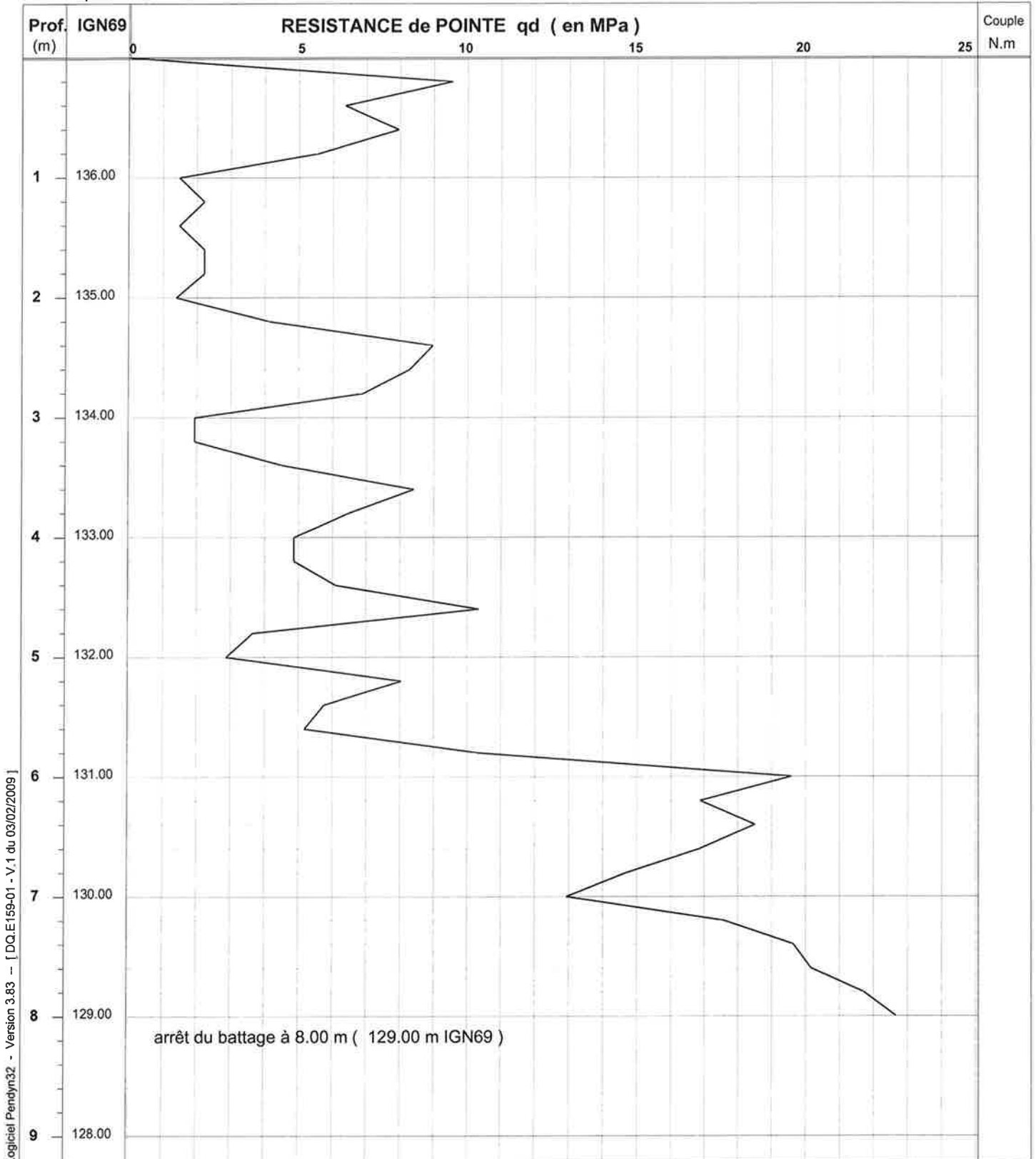
- X :

- Y :

- Z : 137 (IGN69)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



Logiciel Pendyn32 - Version 3.83 -- [DO.E159-01 - V.1 du 03/02/2009]

MATERIEL UTILISE : SOCO 15 P

Etalonné le 12/01/2012 --- Coef.[Er] utilisé: 0.84

mouton de 63.9 kg, H.chute 0.75 m - équipage mobile 10.5 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 20 cm²

OBSERVATIONS : Trou éboulé à 0.4 m - Niveau d'eau non mesurable

Edité le 05/11/2012



Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

Date essai : 17/10/2012

Localisation essai

- X :

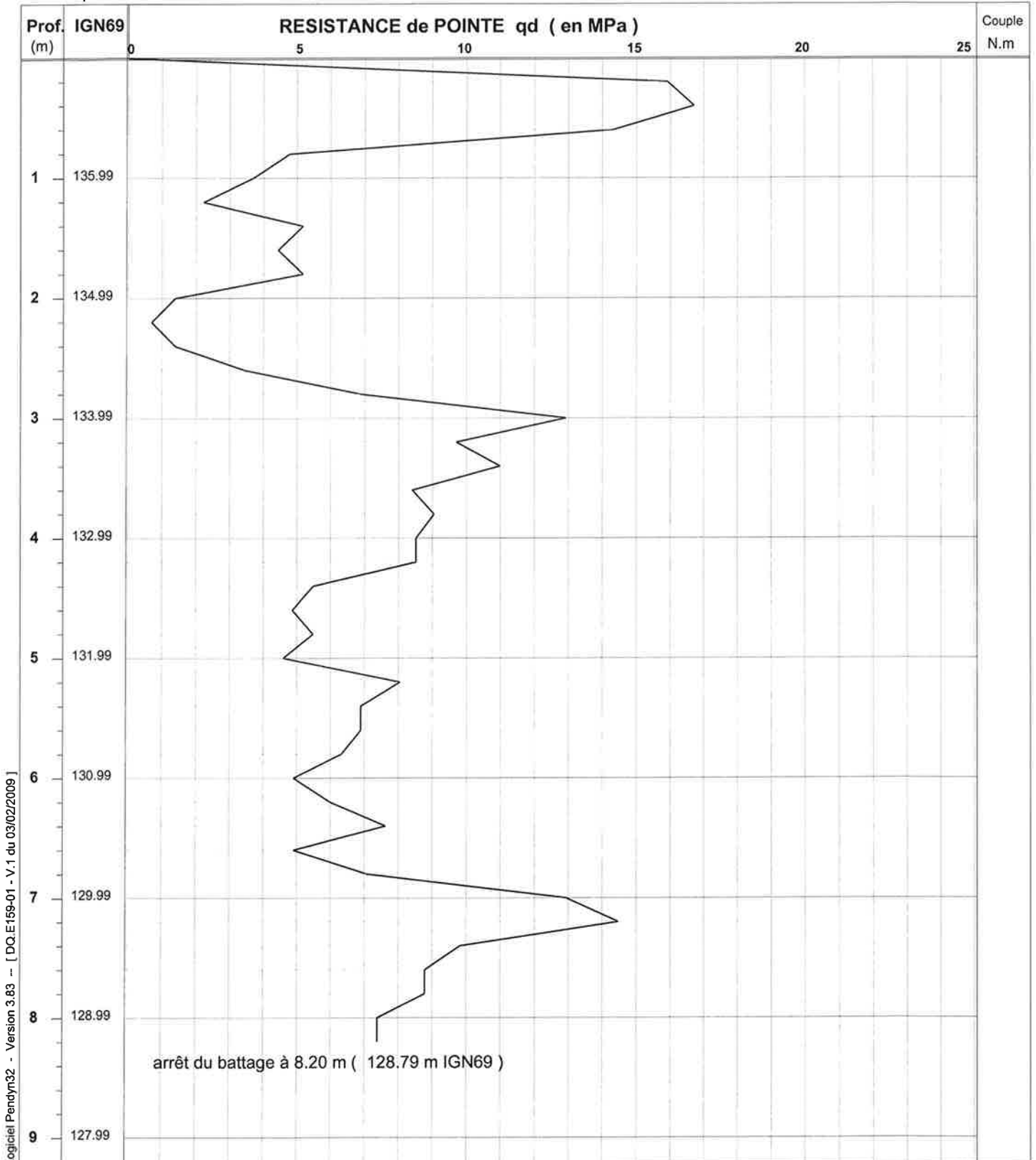
- Y :

- Z : 136.99 (IGN69)

Echelle prof. : /

Niveau d'eau à 2.55 m. à la date de l'essai

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : SOCO 15 P

Etalonné le 12/01/2012 --- Coef.[Er] utilisé: 0.84

mouton de 63.9 kg, H.chute 0.75 m - équipage mobile 10.5 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 20 cm²

OBSERVATIONS : Trou éboulé à 2.7 m

Edité le 05/11/2012



Chantier : STRASBOURG (67) - Wacken - Quartier d'Affaires 1

Client : VILLE ET COMMUNAUTE URBAINE DE STRASBOURG

Dossier : EST2.C0987

Date essai : 17/10/2012

Localisation essai

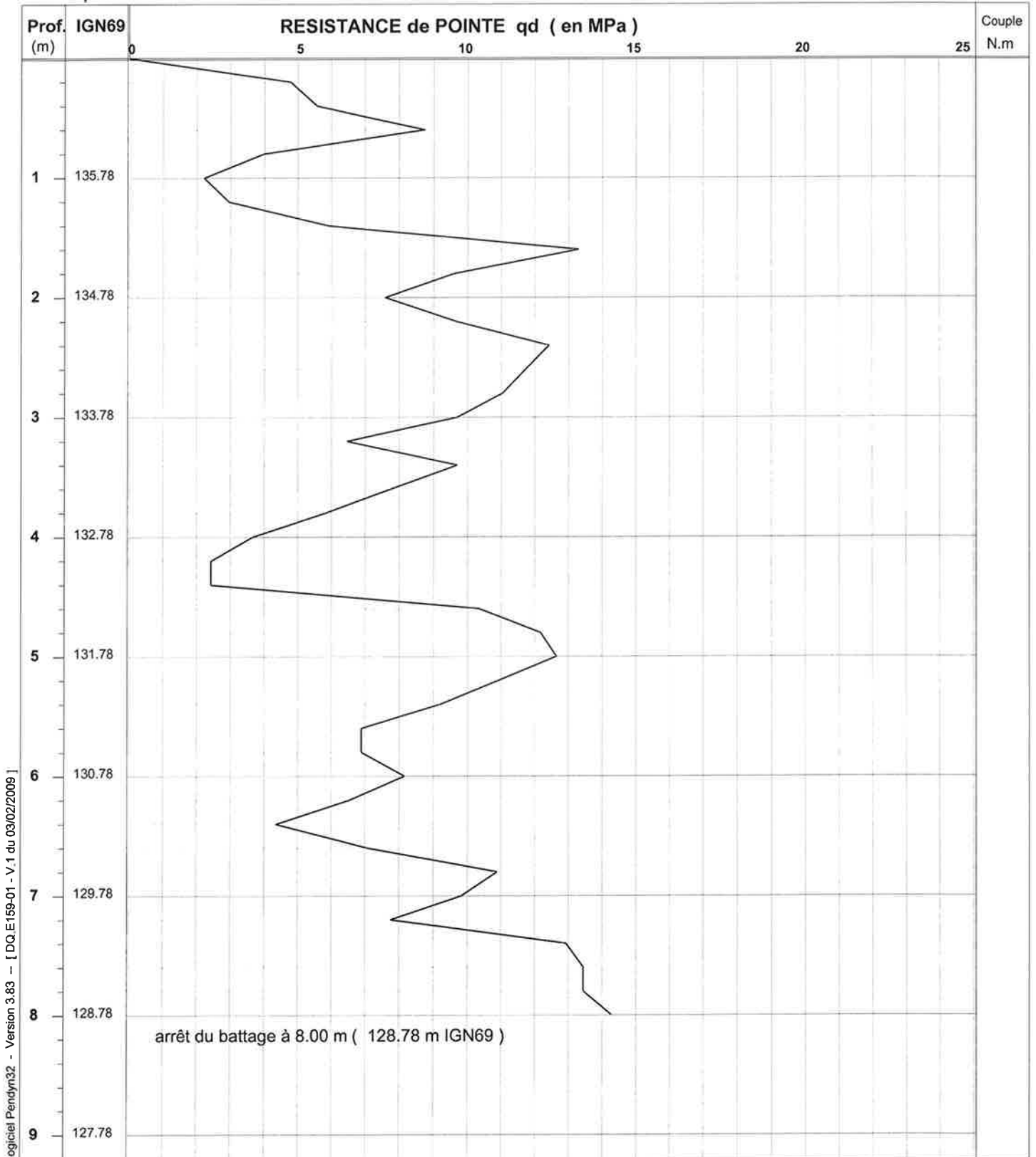
- X :

- Y :

- Z : 136.78 (IGN69)

Echelle prof. : /

Norme NF EN ISO 22476-2



MATERIEL UTILISE : SOCO 15 P

Etalonné le 12/01/2012 --- Coef.[Er] utilisé: 0.84

mouton de 63.9 kg, H.chute 0.75 m - équipement mobile 10.5 kg - tiges de 1 m. et de 6.2 kg - section pointe de 20 cm²

OBSERVATIONS : Trou éboulé à 2.7 m - Niveau d'eau non mesurable

Edité le 05/11/2012

ANNEXE 5 – PROCES VERBAUX DES ESSAIS DE PERMEABILITE

- Essais Nasberg.

