

Rapport d'essais de sol



Dossier :

Adresse du terrain : **Rue du Presbytère – 5353, Goesnes**

Date des essais : **04/07/2024**

Date de rédaction du rapport : **05/07/2024**

Table des matières

1. Méthodologie d'essai.....	2
2. Informations générales sur les essais	3
3. Localisation des essais	4
4. Analyse du graphique des contraintes admissibles.....	5
4.1. Avis concernant le type de fondation	5
4.2. Généralités de mise en œuvre - Remarques.....	6
5. Annexes	7
Annexe 1 : Graphiques.....	7
Annexe 2 : Théories, formules et hypothèses de calcul.....	9

1. Méthodologie d'essai

Les essais de sol sont réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique DPSH (Dynamic Penetrometer Super Heavy). Cet appareil est composé d'une charge (mouton) de 63,5 kg qui effectue des chocs successifs avec une hauteur de chute de 75 cm. Ces chocs sont appliqués sur une tête de frappe positionnée au sommet d'une tige munie d'une pointe afin de l'enfoncer dans le sol à tester. La section de la pointe utilisée est de 20 cm².

On déduit ensuite la résistance et la capacité portante du sol en comptabilisant le nombre de coup nécessaire pour enfoncer la tige tout en surveillant cet enfoncement. Tous les éléments du pénétromètre (mouton, pointe, tige, ...) sont standardisés. Les essais sont réalisés selon la norme EN ISO 22476-2.



2. Informations générales sur les essais

Les essais ont été réalisés par temps sec. Le tableau ci-dessous reprend les informations de chaque point de test :

	Profondeur d'arrêt de l'essai [m]	Niv. par rapport au point 0 [m]	Profondeur de la nappe [m]	Profondeur d'éboulement [m]
Point 1	4,4	-1,37	-	-
Point 2	5,2	-1,51	-	-
Point 3	4,8	-1,77	-	-

Profondeur d'arrêt des essais

Les essais sont arrêtés lorsqu'une profondeur de 7 à 7,5 m est atteinte. Les essais peuvent également être arrêtés prématurément si une couche de sol suffisamment compacte est rencontrée. Cela peut être le cas en présence d'un sol caillouteux ou éventuellement rocheux.

Niveau par rapport au point 0

Le niveau par rapport au point 0 indique la différence de niveau entre la surface du terrain naturel au droit de l'essai et un point de référence fixe choisit par notre opérateur. Il s'agit généralement d'un ouvrage qui ne sera pas déplacé pendant la durée de la construction (taque, avaloir, seuil d'un bâtiment voisin, ...). Ce point de référence est indiqué sur le plan à la page suivante.

Profondeur de la nappe

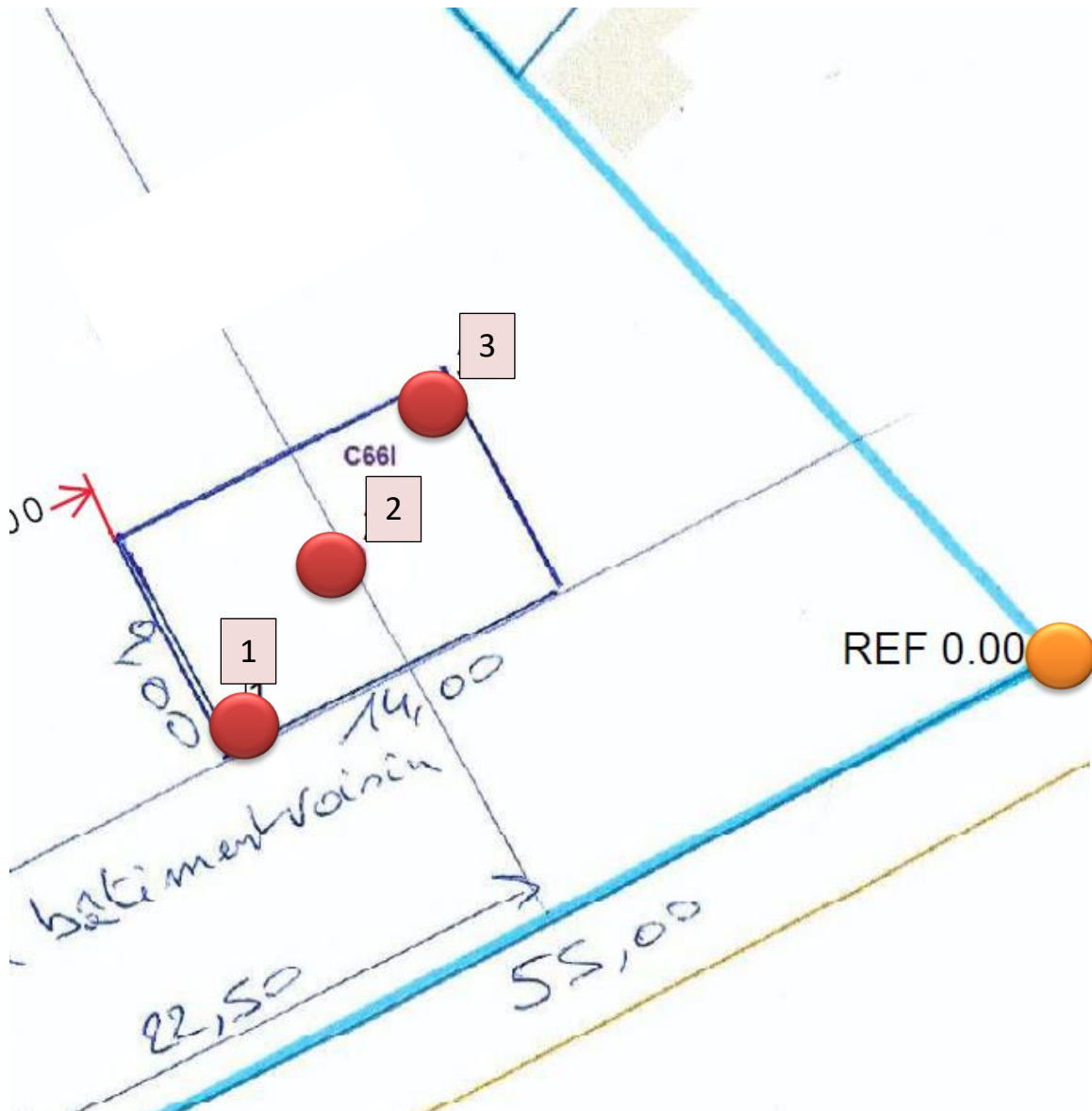
La profondeur de la masse d'eau souterraine est indiquée par rapport à la surface du terrain naturel au droit de l'essai. Ce relevé est réalisé en fin de mission et reste purement informatif car la profondeur de la masse d'eau souterraine peut fluctuer en fonction de plusieurs paramètres (nature du terrain, saisons, ruissellement concentré, ...). En l'absence de donnée, aucune trace d'eau n'a été relevée dans le sondage.

De manière générale, le niveau maximal est atteint dans le courant du mois d'avril et le niveau minimal dans le courant du mois d'octobre. L'évolution et le niveau exact peuvent être surveillé à l'aide d'un piézomètre.

Profondeur d'éboulement

Les relevés étant réalisés dans un trou de sondage étroit et non protégé, il est possible que les parois du sondage se détériorent lors du retrait du train de tige. Dans ce cas de figure, la profondeur maximale du sondage n'est plus accessible car le sondage est dit « éboulé ». Il est impossible de détecter une présence d'eau à une profondeur supérieure à la profondeur d'éboulement puisque le sondage est obstrué.

3. Localisation des essais



4. Analyse du graphique des contraintes admissibles

4.1. Avis concernant le type de fondation

Il ressort de l'analyse de ce graphique que la capacité portante du sol est relativement homogène.

La résistance superficielle des 3 points d'essai est très bonne et va fortement augmenter à 3m de profondeur pour atteindre le refus entre 4,4m et 5,2m de profondeur.

Sur base des essais et des différentes cartes, le sol est essentiellement constitué de siltites.

Si la résistance du sol est suffisante sous le niveau auquel les essais ont été arrêtés, un bâtiment de gabarit classique pourrait être implanté sur **des semelles filantes en béton armé** à une **profondeur de 0,8 m** sous le niveau de l'orifice des essais. La contrainte admissible doit être inférieure à **1,2 kg/cm²**. Cette contrainte admissible peut être retrouvée sur le graphique en Annexe 1.

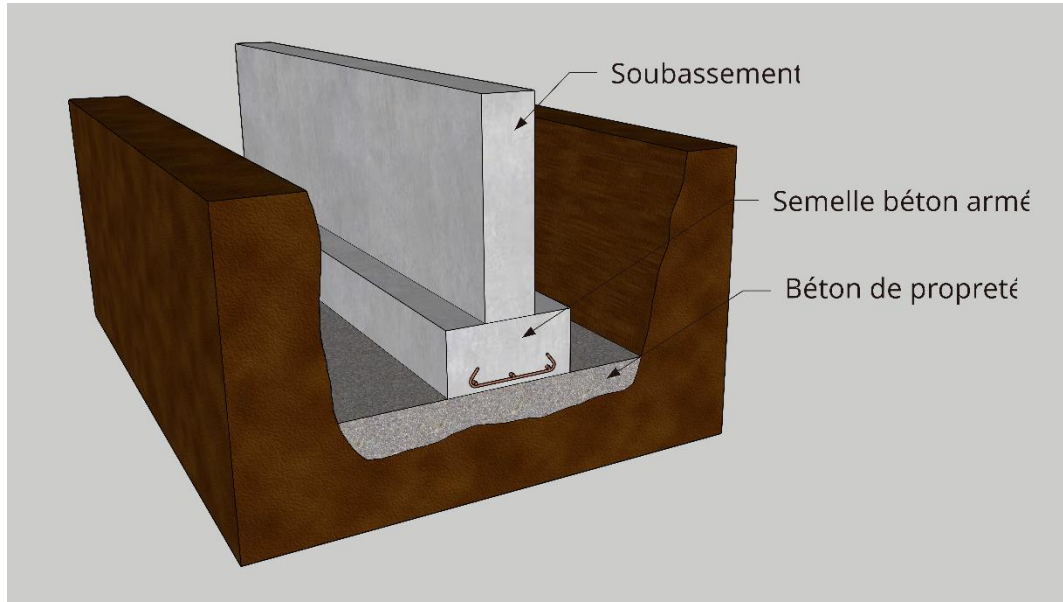
Le tableau suivant reprend les calculs de tassement (en cm) pour des semelles filantes d'une largeur de **0,8 m** implantées à une profondeur de **0,8 m** et différents cas de charges :

	0,8 kg/cm ²	1,0 kg/cm ²	1,2 kg/cm ²	1,5 kg/cm ²
Pt 1	0,93	1,14	1,35	1,60
Pt 2	1,16	1,43	1,70	2,04
Pt 3	1,31	1,59	1,84	2,17

Les valeurs assorties d'une * résultent d'un calcul de tassement incomplet. **L'arrêt prématuré du sondage ne permet pas d'obtenir suffisamment de valeurs pour effectuer un calcul de tassement complet.** D'autres valeurs de tassement, pour des configurations différentes, peuvent être retrouvées dans le fichier Excel joint à ce rapport. Les calculs de tassements présentés dans ce rapport sont donc basés sur des données approchées à partir d'un essai de sol dynamique et ont une valeur purement informative.

Veillez noter que ce rapport fournit un avis concernant les fondations et non un dimensionnement complet. Ce dernier doit se faire à l'aide des descentes de charges propres à chaque bâtiment. Une étude de stabilité complète permettra de dimensionner les éléments porteurs adéquats. Si vous le désirez, nous pouvons également réaliser cette étude de stabilité complète.

4.2. Généralités de mise en œuvre - Remarques



Il est important que la fondation se situe à une profondeur hors gel qui assure que le sol sous la fondation ne subira pas d'attaques causées par des cycles de gel-dégel. En Belgique, on considère une profondeur hors gel de 80 cm.

Si le système de fondation est implanté sur un terrain en pente, le dénivelé peut influencer de façon importante sur les calculs de tassement. Le poids des terres excavés aura une influence très variable entre les zones situées à des profondeurs différentes.

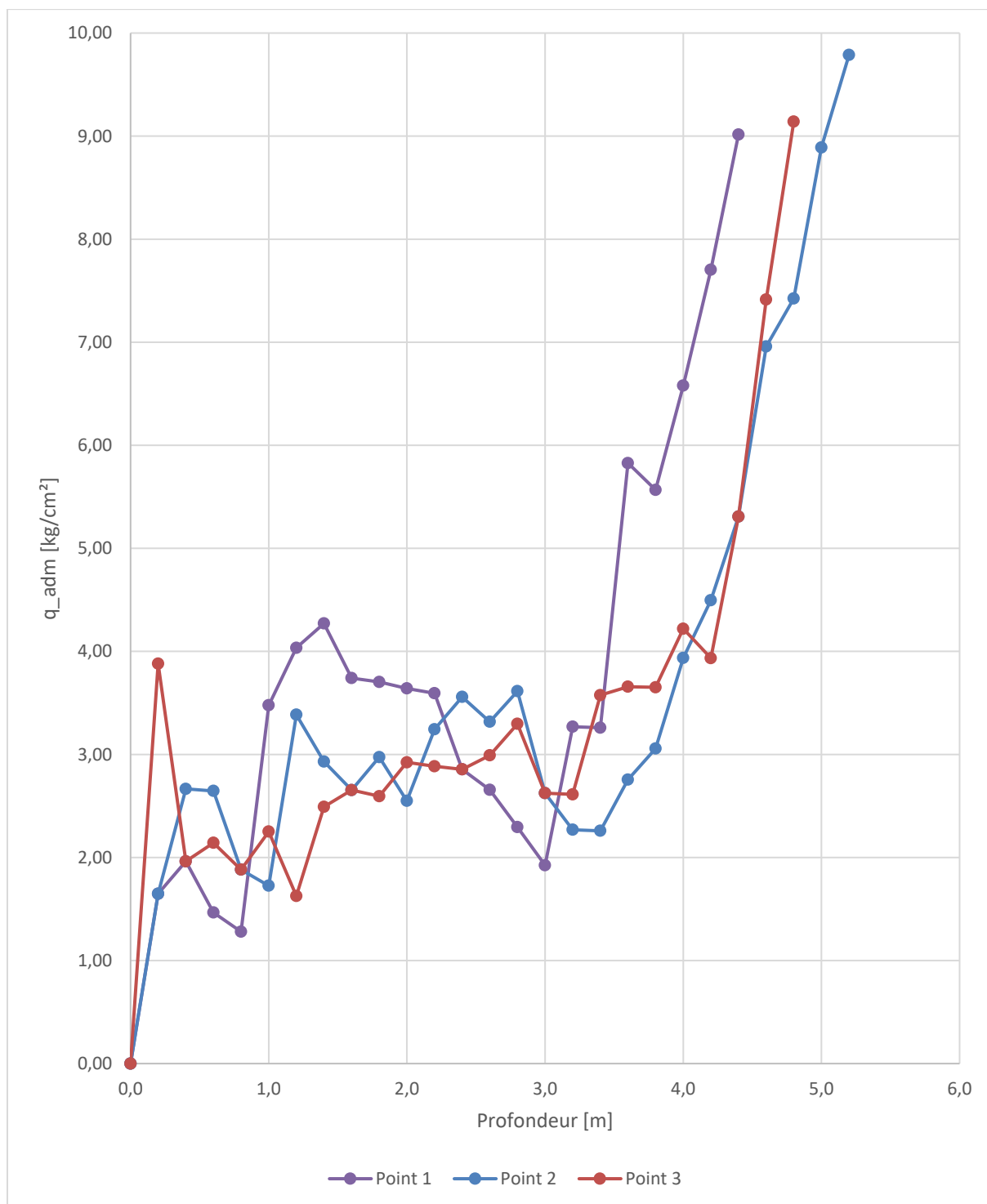
Lors du terrassement, un contrôle doit également être effectué pour s'assurer de l'homogénéité des caractéristiques mécaniques et de la compacité. Cela permettra de diminuer le risque de réponse hétérogène du sol aux sollicitations des fondations.

Ir. Adeline Favresse

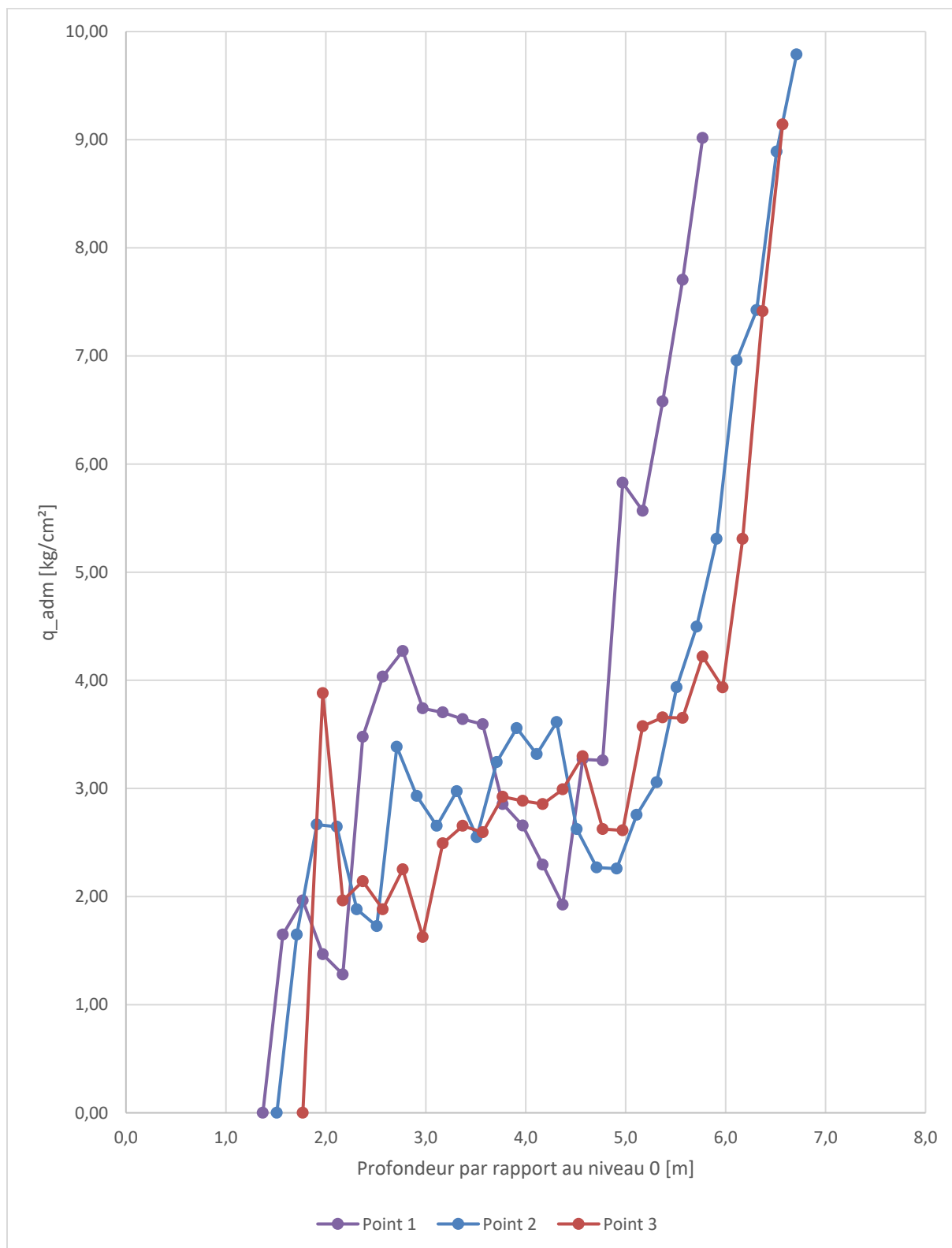
5. Annexes

Annexe 1 : Graphiques

Graphique Profondeur – Contrainte admissible



Graphique Profondeur relative – Contrainte admissible



Annexe 2 : Théories, formules et hypothèses de calcul

C'est la force appliquée par le sol sur la pointe lors de l'enfoncement qui va permettre de déterminer la résistance du sol. Premièrement, à l'aide de la formule suivante, on détermine la résistance dynamique de pointe :

$$R_d = \frac{M^2 H}{A e (M + P)}$$

Avec :

- R_d : la résistance dynamique de pointe [kg/cm^2]
- M : la masse du mouton [kg]
- H : la hauteur de chute [cm]
- e : l'enfoncement par coup [cm]
- P : la masse du train de tige. Elle est de 8,5 kg au départ (tige de 1 m, pointe et tête de frappe) et est augmentée de 6,35 kg à chaque palier de 1 m (tige supplémentaire).

La seconde étape consiste à appliquer un facteur correctif à la résistance dynamique de pointe pour obtenir une corrélation entre cette valeur et la valeur de résistance à la pointe généralement déduite d'un essai statique. Les calculs de tassements présentés dans ce rapport sont donc basés sur des données approchées et ont une valeur purement informative.

Calcul de l'angle de frottement apparent φ'

Le rapport entre la résistance à la pointe et la contrainte initiale induite par le sol est fonction de l'angle de frottement et de l'angle de frottement apparent :

$$\frac{R_p}{P_b} = f(\varphi, \varphi')$$

Avec :

- R_p : la résistance à la pointe en kg/cm^2
- P_b : la contrainte initiale induite par le sol en kg/cm^2 avec la masse volumique du sol sec prise égale à $1600 \text{ kg}/\text{m}^3$ et la masse volumique du sol saturé en eau prise égale à $2000 \text{ kg}/\text{m}^3$
- φ : l'angle de frottement pris égal à 30° dans le cas des sols belges
- φ' : l'angle de frottement apparent

Dans le cas où $\varphi' > \varphi$, on se trouve dans une impossibilité physique. Il est donc nécessaire de réitérer le calcul en considérant $\varphi' = \varphi$

Calcul de la capacité portante d'équilibre et des pressions de fondation admissibles

La capacité portante d'équilibre est calculée selon la formule suivante :

$$q_d = V_b * P_b + V_c * c + V_g * \gamma * b$$

Avec :

- q_d : la capacité portante d'équilibre en kg/cm^2
- $V_b * P_b$: le terme de surcharge (ou de profondeur)
- $V_c * c$: le terme de cohésion
- $V_g * \gamma * b$: le terme de surface (ou de pesanteur) dans lequel on prend généralement une largeur de 1 m. Cette valeur peut être modifiée sur demande.

La force portante d'une semelle ponctuelle et isolée est supérieure de 30 % à celle d'une semelle filante :

$$q'_d = 1,3 * q_d$$

Avec :

- q'_d : la capacité portante d'équilibre pour un radier général en kg/cm^2

On obtient ensuite la pression de fondation admissible en appliquant un coefficient de sécurité de l'ordre de 2 à 2,5. Les calculs sont effectués avec un coefficient de 2 qui peut être modifié sur demande.

$$q_{ad} = \frac{q_d}{2} \text{ et } q'_{ad} = \frac{q'_d}{2}$$

Avec :

- q_{ad} : la pression de fondation admissible dans le cas de semelles filantes
- q'_{ad} : la pression de fondation admissible dans le cas d'un radier général

Calcul de la constante de compressibilité C

La constante de compressibilité est calculée selon la formule suivante :

$$C = a * \frac{R_p}{P_b}$$

Avec :

- **a** : un coefficient qui dépend de la nature du sol selon :
 - 1,5 pour les couches de sable peu compacts et les couches faibles
 - 2,0 pour les couches de sables compacts et les couches consolidées de cohésion normale
 - 2,5 pour les couches rigides et surconsolidées
 - 0,5 pour la tourbe et les couches de sol organique

Les calculs sont effectués sur base de **a = 1,5** pour conserver une marge de sécurité pour la plupart des sols. Des essais en laboratoire permettent de déterminer plus exactement la valeur de ce paramètre.

Calcul des tassements

Les tassements sont calculés selon la formule de Terzaghi :

$$s = \int_0^h \frac{1}{C} * \ln\left(\frac{P_b + \Delta P}{P_b}\right)$$

Les mesures étant effectuées par pas de 20 cm, on obtient :

$$s = \sum_0^n \frac{H}{C} * \ln\left(\frac{P_b + \Delta P}{P_b}\right)$$

Avec :

- **ΔP** : l'accroissement de la contrainte à la base de la fondation. Elle est calculée à l'aide des coefficients d'influence. Ces derniers sont déterminés avec la formule de Newmark qui intègre l'équation de Boussinesq dans le cas d'une charge rectangulaire.

Le calcul des tassements s'arrête lorsque l'inégalité suivante est respectée :

$$i * \Delta P < \frac{P_b}{10}$$

Dans le cas où les sondages ne sont pas suffisamment profonds, il est possible que cette inégalité ne soit jamais respectée. Il est nécessaire de fixer une valeur de résistance à la pointe théorique pour poursuivre le calcul des tassements.

Pour déterminer les tassements admissibles il est nécessaire de différencier les tassements absolus et les tassements différentiels. Généralement, les tassements absolus doivent être inférieurs à 2,5 cm pour des semelles filantes ou des semelles isolées. Ils doivent être inférieurs à 5 cm pour un radier général. Pour les tassements différentiels, on considère qu'ils sont nuisibles si :

$$\frac{ds}{L} > \frac{1}{500}$$

Avec :

- ds : le tassement différentiel entre deux points voisins
- L : la distance entre deux points voisins

Remarques :

- Les tassements calculés sont basés sur le niveau d'eau relevé directement après les sondages. Une variation de ce niveau influera le calcul des tassements.
- Les valeurs données concernent des fondations isolées. Il faut être vigilant à l'éventuelle superposition des bulbes d'influence des fondations si les fondations sont proches l'une de l'autre.
- La mise en œuvre de remblai autour du bâtiment peut augmenter les tassements calculés initialement