

CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

DES FONDATIONS A PARTIR DES ESSAIS IN SITU

Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations superficielles et profondes. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis à vis des sollicitations d'une fondation. En effet, des recherches récentes montrent qu'il existe une analogie étroite entre le comportement du sol lors de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique (essai pressiométrique) et le comportement du sol autour de la pointe du pieu. De même, le pressiomètre est largement utilisé pour le calcul des pressions de rupture des fondations superficielles ainsi que pour la détermination des tassements. Il existe aussi une analogie mécanique entre le pénétromètre statique et le pieu. Il s'agit du même type de sollicitation, mais les conditions de l'essai et les conditions de travail peuvent être différentes.

1. - ESSAIS PRESSIOMETRIQUE

Il s'agit d'un essai contrainte-déformation mené jusqu'à la rupture pour une configuration d'application des charges bien précise. Cet essai, mis au point par MENARD, consiste à mesurer l'augmentation de volume d'un cylindre dilatable, soumis à une augmentation de pression intérieure, et placé à la profondeur à laquelle on désire tester le sol. Il est donc nécessaire d'exécuter préalablement un forage dans lequel on introduit la sonde. Suivant la nature des terrains rencontrés, ce forage peut être réalisé à l'aide d'une tarière, d'un carottier, ou de tout autre forme de moyen mécanisé (tube lanterné : tube fendu longitudinalement donc déformable, mèche hélicoïdale, ...). Notons cependant qu'on ne réalise jamais un seul essai pressiométrique à une profondeur unique, mais on effectue une série d'essais espacés d'un mètre par exemple, constituant un sondage pressiométrique et variant le plus souvent de 5 à 30 m de profondeur. Par raison de précaution, on fait progresser le forage au fur et à mesure des essais jusqu'à la profondeur maximale à atteindre.

1.1. - Description sommaire de l'appareillage

L'appareil comprend 2 parties :

- la sonde (introduite dans le forage au bout d'un train de tiges),
- le dispositif de mesure (restant à la surface du sol).

1.1.1. - Sonde

La sonde est constituée d'une armature cylindrique recouverte d'une enveloppe en caoutchouc. Les diamètres sont variables (32 à 115 mm) mais le plus utilisé est de 58 mm. Dans ce cas la hauteur utile est de 175 mm. Cette armature se décompose en 3 cellules : une cellule médiane dite cellule de mesure et deux cellules extérieures dites cellules de garde. Les cellules de garde

sont soumises à une pression de gaz (CO_2 alors que la cellule de mesure est soumise à une pression d'eau (liquide incompressible).

1.1.2. - Dispositif de mesure

Le dispositif de mesure se compose d'un contrôleur pression-volume constitué d'un volumètre et d'un manomètre de mesure. La source de pression est une bouteille de CO_2 délivrant jusqu'à 60 bars.

1.2. - Conduite de l'essai

La pression régnant à l'intérieure de la sonde est absorbée en partie par la déformation de l'enveloppe. Il y a donc lieu de procéder avant tout essai à un étalonnage de la sonde en traçant la courbe donnant l'augmentation de volume ΔV en fonction de la pression P . Il en résulte une correction de pression variable avec le volume d'eau injectée. De plus, la pression de la sonde est égale à la pression lue au manomètre augmentée de la hauteur d'eau jusqu'au niveau de la mesure. D'autre part, comme on ne s'intéresse qu'à la pression effectivement appliquée aux grains, on devra soustraire la pression interstitielle dans le cas où on rencontrerait une nappe. En définitive la pression réellement appliquée au sol est égale à la pression lue au manomètre moins la pression nécessaire pour déformer la sonde, plus la hauteur de la colonne d'eau, moins la pression interstitielle.

Supposons maintenant que toutes les corrections sont faites. L'essai est alors réalisé en augmentant la pression par palier. A chaque palier, on note les valeurs de l'augmentation de volume ΔV au bout de 15s, 30s et 60s après la fin de la mise à la pression. On trace la courbe :

$$\Delta V_{60} = f(P)$$

Cette courbe comporte 3 parties :

- de 0 à P_0 : une partie correspondant à l'application de la sonde sur la paroi du forage et à la reconstitution de l'état de contraintes initial qui s'est trouvé perturbé par le forage lui-même. P_0 serait donc la pression horizontale des terres au repos mais l'expérience montre que ce n'est pas tout à fait le cas. Nous dirons que P_0 est la **pression** qui s'exerce à la fin de la phase de **reconstitution**.
- de P_0 à P_f : une partie rectiligne correspondant à un comportement pseudo-élastique du sol. P_f est la **pression de fluage**;
- de P_f à P_l : une partie fortement croissante présentant une asymptote verticale d'abscisse P_l représentant la **pression limite**. Théoriquement l'essai n'est valable que si la pression limitée est atteinte en dix paliers égaux, ce qui en suppose la prédétermination. Dans la pratique on admet un nombre de paliers de 7 à 14, et on considère que l'essai est terminé quand le volume d'eau injecté atteint 700 à 750 cm^3 .

On trace ensuite les variations de la **déformation différée** ($\Delta V_{60} - \Delta V_{30}$) en fonction de la pression P . Elle se décompose de deux segments, le point anguleux correspondant à la pression de fluage.

1.3. - Résultats

En définitive, l'essai pressiométrique conduit à la détermination de deux grandeurs qui sont caractéristiques :

- la pression limite P_l (définie comme l'asymptote de la courbe pressiométrique ou déterminée par la méthode du "volume relatif"),
- le module pressiométrique standard $E = K \cdot \Delta P / \Delta V$.
- K : coefficient de compression de la sonde : $K = 2(1 + \nu)(V_i + V_m)$
 - ✓ V_i : volume de la cellule centrale au repos,
 - ✓ V_m : volume de sol déplacé par la cellule de mesure. Il correspond au milieu de la partie linéaire de la courbe pressiométrique.
 - ✓ $\Delta P / \Delta V$: inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique

Les valeurs du module pressiométrique E et de la pression limite P_l sont reportées sur un tableau en fonction de la profondeur. Par ailleurs, sur ce tableau figure la coupe du sondage et l'outil utilisé pour faire le forage.

1.3.1. - Détermination de la pression limite par la méthode du "volume relatif"

Dans certains cas, il est impossible d'obtenir la pression limite par la détermination de l'asymptote à la courbe car les volumes qu'il faudrait injecter seraient trop importants pour la sonde. On emploie alors une méthode graphique dite méthode du "volume relatif". Soit V_i le volume initial de la cellule centrale pour la pression nulle. Soit V_0 le volume injectée pour atteindre le début de la partie linéaire de la courbe pressiométrique, correspond à la pression P_0 et soit V le volume injecté à un moment donné et correspondant à la pression P . (Toutes les pressions sont les pressions corrigées indiquées précédemment au paragraphe 1.2.). On trace en coordonnées bibliogarithmiques les variations de $(V - V_0) / (V_i + V_0)$ en fonction de P . Pratiquement on obtient une droite.

La pression limite est définie comme étant la pression correspondant à l'augmentation relative de volume $(V - V_0) / (V_i + V_0) = 1$. Ce qui revient à dire que la pression limite est la pression par MENARD et leur rôle sera défini ultérieurement.

SOLS	P_l	E	CATEGORIE
Vases et tourbes	0,1 - 1,5	2 - 15	I
Sables vaseux	1 - 5	5 - 20	I
Argiles molles	0,5 - 3	5 - 30	I
Limons	0,5 - 7	5 - 50	I
Argiles plastiques	3 - 12	20 - 80	I
Argiles raides et marnes	6 - 40	50 - 600	II
Limons compacts	12 - 30	20 - 100	II
Sable compressible	4 - 8	40 - 400	II
Roche tendre ou altérée	10 - 30	40 - 200	II
Sable et gravier	10 - 40	75 - 400	III
Roche	40 - 90	50 - 600	III
Sable et gravier très compacts	30 - 60	80 - 400	III

1.4. - Avantages et inconvénients du pressiomètre

1.4.1. - Avantages

L'appareillage est relativement simple, robuste et léger. Les essais sont réalisables dans tous les types de sols à condition de bien choisir la technique de mise en place de la sonde. Cet essai permet d'aborder les problèmes de stabilité à court terme et d'évaluer valablement les tassements lorsque ceux-ci sont faibles (quelques centimètres). De plus on obtient quasi instantanément un ordre de grandeur de la pression admissible.

1.4.2. - Inconvénients

Pour la mise en place de la sonde, il est nécessaire de faire un forage de bonne qualité. L'essai est non ponctuel et intègre les caractéristiques du sol sur toute la hauteur de la sonde (environ 60 cm). C'est un essai rapide ne permettant pas d'aborder les problèmes de consolidation ou de stabilité à long terme.

1.4.3. - Domaine d'utilisation

Le pressiomètre est particulièrement bien adapté à l'étude des fondations superficielles et des fondations profondes. Il peut en outre donner une valeur approchée de la cohésion non drainée C_u :

$$c_u = \frac{P_1 - P_0}{5,5}$$

2. - CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS A PARTIR DES METHODES PRESSIOMETRIQUES

L'essai pressiométrique permet de déterminer complètement une fondation tant du point de vue de sa capacité portante que de celui de ses tassements sous les charges de service. La détermination des tassements fera l'objet d'un chapitre particulier.

2.1. - Capacité portante d'une fondation superficielle

La pression verticale de rupture d'une fondation superficielle exécutée dans un massif homogène est une fonction linéaire de la pression limite :

$$q_r = q_0 + k.(P_l - P_0)$$

- q_0 : pression verticale des terres au repos **après construction** (donc compte tenu d'un remblai éventuel) au niveau de la fondation.
- P_0 : pression horizontale des terres au repos **au moment de l'essai** (donc calculée à partir du terrain naturel).
- ✓ k : facteur de portance.
- ✓ P_l : pression limite

Si le sol est hétérogène, cette formule devient : $q_r = q_0 + k.(P_{le} - P_0)$

avec P_{le} : pression limite équivalente

2.1.1. - Calcul des différents facteurs

* q_0 : la pression verticale des terres au repos est calculée par simple sommation

$$q_o = \int_0^H \gamma(z).dz \quad H : \text{hauteur d'encastrement}$$

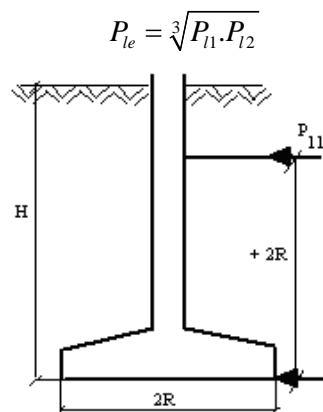
Mais dans la pratique, on prendra pour n couches de nature différentes :

$$q_o = \sum_i^n \gamma_i \cdot z_i \quad \text{avec} \quad \sum_i^n z_i = H$$

- P_o : la pression horizontale étant difficilement évaluable à partir de l'essai pressiométrique, on prend généralement $P_o = q_o/2$
- P_{le} : la pression limite équivalente est la moyenne géométrique des pressions limites mesurées au voisinage de la base de la fondation :

$$P_{le} = \sqrt[3]{P_{11} \cdot P_{12} \cdot P_{13}}$$

- Si la fondation est faiblement encastree ($H < 2R$), P_{11} n'est pas prise en compte et on a :



- Si la largeur de la fondation ($2R$) est inférieure à 1m : P_{11} représente la pression limite à $+2R$ de la base, P_{12} représente la pression limite au niveau de la base, et P_{13} représente la pression limite à $-2R$ de la base.
- Si la largeur de la fondation est supérieure à 1 m, P_{11} , P_{12} , P_{13} sont elles-mêmes les moyennes géométriques des pressions limites mesurées entre $+3R$ et $+R$ pour la première, $-R$ et $+R$ pour la deuxième et $-R$ et $-3R$ pour la troisième.
- De plus si P_{11} ou P_{12} ou P_{13} diffèrent de plus de 40% de la valeur de la pression limite équivalente P_{le} , il faudra être prudent quant à l'exploitation des résultats.
- k : le facteur de portance dépend de trois paramètres qui sont : la nature du sol, la profondeur d'encastrement équivalente, et la géométrie de la fondation.
- La nature du sol permet de définir sa catégorie (I, II, III, ou IIIbis).
- La profondeur d'encastrement équivalente est donnée par :

$$h_e = \frac{1}{P_{le}} \int_0^H P_l(z).dz$$

Dans cette formule H représente la hauteur réelle d'encastrement et $P_l(z)$ est la pression limite mesurée à chaque niveau entre 0 et H .

Nota : Lorsqu'il s'agit de remblais, on devra estimer la pression limite.

- La géométrie de la fondation est définie par le rapport longueur/largeur ($L/2R$).

En définitive, la valeur de k est donnée par un abaque dû à MENARD).

2.1.2. - Contrainte admissible

Les différents facteurs ayant été déterminés, la pression de rupture est donc égal à :

$$q_r = q_o + I (P_{le} - P_o)$$

Compte-tenu d'un coefficient de sécurité de 3 qu'il n'y a aucune raison d'appliquer à q_o , la contrainte admissible s'exprime par :

$$q_a = q_o + \frac{K}{3} \cdot (P_{le} - P_o)$$

2.2. - Capacité portante d'une fondation profonde

La formule donnée par la méthode pressiométrique peut s'appliquer à une fondation profonde dans certaines conditions. On utilise la méthode de superposition qui consiste à considérer séparément le terme de pointe et celui du frottement latéral.

2.2.1. - Calcul de la résistance de pointe

Le terme de pointe se calcule comme une fondation superficielle. En effet, la résistance limite unitaire en pointe sera donnée par : $q_r = q_o + I (P_{le} - P_o)$

- q_o et P_o sont les pressions verticales et horizontales telles qu'elles ont été définies précédemment.
- P_{le} est la pression limite équivalente donnée par :

$$P_{le} = \sqrt[n]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3} \cdot \dots \cdot P_{ln}}$$

P_{ln} sont les valeurs des pressions limites mesurées au voisinage de la fondation dans la limite $+3R$ et $-3R$.

Nota : On ne prendra pas en compte les valeurs des P_{li} situées dans cet intervalle, au-dessus de la base du pieu et qui diffèrent de plus de 50% de la valeur moyenne sous la base.

* k est un facteur de portance dépendant de la nature du sol (catégories I, II, III, ou IIIbis),

de l'encastrement relatif h_e/R avec : $h_e = \frac{1}{P_{le}} \int_0^H P_l(z) \cdot dz$.

Il faudra en outre vérifier que $h_e/R > h_c/R$, h_c étant la profondeur d'encastrement critique telle qu'on l'a définie dans le chapitre consacré aux fondations profondes. k dépend aussi de la nature du pieu. MENARD a donné des abaques permettant le calcul de ce coefficient.

2.2.2. - Résistance nominale en pointe

Compte-tenu d'un coefficient de sécurité de 3, la valeur de la résistance unitaire nominale est :

$$q_N = q_o + \frac{K}{3} \cdot (P_{le} - P_o)$$

On en déduit que la résistance nominale en pointe pour un pieu de section circulaire est de :

$$Q_N = \pi R^2 [q_o + \frac{K}{3} \cdot (P_{le} - P_o)]$$

2.2.3. - Calcul du frottement latéral

La résistance au cisaillement réellement mobilisable entre la paroi latérale du pieu et le sol est fonction de la pression limite enregistrée aux différentes profondeurs dans l'essai pressiométrique. Deux cas sont à considérer :

- Les terrains dont une ou plusieurs couches provoquent un frottement négatif. Ce sont les couches pour lesquelles le tassement propre est plus grand que celui du pieu.
- Les terrains ne provoquant pas de frottement négatif.

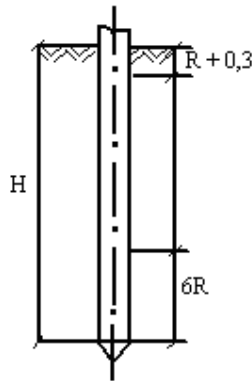
a) Terrains sans frottement négatif

La fiche H du pieu est alors divisée en trois zones comme l'indique la figure.

* Entre 0 et R + 0,3 m, on ne prendra pas de frottement latéral.

* Entre R + 0,3 m et H - 6R : le frottement latéral unitaire est égal à :

$$f_1 = \int_{R+0,3}^{H-6R} s(P_1).dz$$



Le terme de frottement $s(P_1)$ est une fonction de P_1 ; il est donné par des abaques dues à MENARD

* Entre H - 6R et H : le frottement latéral unitaire est égal à :

$$f_2 = \int_{H-6R}^H s'(P_1).dz \quad s'(P_1) \text{ est donnée en abaque}$$

Le frottement latéral sur toute la hauteur de fiche est alors :

$$Q_{lat} = P. \left[\int_{R+0,3}^{H-6R} s(P_1).dz + \int_{H-6R}^H s'(P_1).dz \right]$$

(P : périmètre).

b) Terrains avec frottement négatif

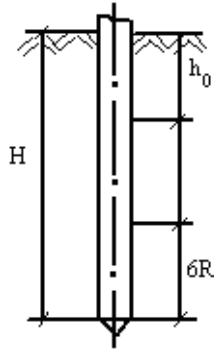
Si certaines couches de sol sont susceptibles de tasser davantage que le pieu, il s'ensuit un frottement négatif le long du fût du pieu à la traversée de ces couches et de toutes celles qui les surmontent. La fiche du pieu est divisée en trois zones :

$$f_3 = \int_0^{h_0} s''(P_1).dz \quad s''(P) \text{ est négatif}$$

- $s''(P_1)$ est une fonction de P_1 donné par les abaques.
- de h_0 à H - 6R : un terme de frottement du type f_1 .
- de H - 6R à H : un terme de frottement du type f_2 .

Le frottement latéral total est égal à :

$$Q_{lat} = P. \left[\int_0^{h_0} s''(P_1).dz + \int_{h_0}^{H-6R} s(P_1).dz + \int_{H-6R}^H s'(P_1).dz \right]$$



2.2.4. - Frottement latéral nominal

Le frottement latéral total nominal sera calculé en affectant le deuxième et le troisième terme d'un coefficient de sécurité de 2. En effet, il n'y a aucune raison d'affecter le premier terme d'un coefficient de sécurité puisqu'il va lui-même dans le sens de la sécurité par sa valeur négative. Par excès de prudence, on devrait même multiplier ce terme par 2.

2.2.5. - Capacité portante totale

Par superposition des deux charges nominales (de pointe et de frottement latéral) on détermine la capacité portante d'une fondation par :

* Pour un pieu ne subissant pas de frottement négatif de section πR^2 :

$$Q_N = \pi R^2 \cdot [q_0 + \frac{k}{3}(P_{le} - P_0)] + \pi R \left[\int_{R+0,3}^{H-6R} s(P_1) \cdot dz + \int_{H-6R}^H s'(P_1) \cdot dz \right]$$

* Pour un pieu soumis à frottement négatif sur une hauteur h_0 :

$$Q_N = \pi R^2 \cdot [q_0 + \frac{k}{3}(P_{le} - P_0)] + 2\pi R \left[\int_0^{h_0} s''(P_1) \cdot dz + \frac{1}{2} \int_{h_0}^{H-6R} s(P_1) \cdot dz + \int_{H-6R}^H s'(P_1) \cdot dz \right]$$

3 - ESSAI PENETROMETRIQUE

L'emploi des pénétromètres pour l'étude des fondations reste assez répandu, bien que les résultats obtenus soient souvent controversés. Nous distinguerons les pénétromètres statiques et les pénétromètres dynamiques.

3.1. - Pénétrromètres statiques

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante, sous l'effet d'une poussée continue, une pointe fixée à l'extrémité d'un train de tiges et à mesurer l'effort nécessaire pour obtenir cet enfoncement. L'effort est fourni par un vérin hydraulique. Les pénétromètres statiques sont munis de dispositifs permettant de mesurer séparément :

- la résistance unitaire à la rupture du sol situé autour de la pointe (R_p)
- le frottement latéral à la rupture (F_l).

Dans la pratique, on mesure :

- l'effort total d'enfoncement F_T ,
- l'effort de pointe F_p .

Si S est la section droite de la pointe, la résistance unitaire à la rupture du sol autour de la pointe est donnée par : $R_p = F_p/S$.

Le terme de frottement latéral est obtenu par : $F_l = F_t - F_p$

Les diagrammes pénétrométriques donnent R_p et F_p en fonction de la profondeur. Les appareils diffèrent par les procédés qui permettent les mesures séparées de l'effort de pointe et du frottement latéral. On distingue :

- les pénétromètres à cône fixe, (pénétromètres ANDINA à transmission mécanique, pénétromètres "sol-essais" à transmission hydraulique),
- les pénétromètres à cône mobile, (pénétromètres MEURISSE, pénétromètre hollandais GOUDA de 10 kN).

3.1.1. - Interprétation et exploitation de l'essai

L'exploitation de l'essai peut se faire de manière quantitative ou qualitative. En prenant comme référence le résultat d'essais mécaniques préalables, l'exploitation qualitative permet de déterminer :

- o la nature et la position des couches,
- o l'hétérogénéité d'un site,
- o le niveau du toit du rocher.

Cette exploitation se fait par un examen comparatif des variations de l'effort total et de l'effort de pointe. L'essai de pénétration statique est largement utilisé pour le dimensionnement des ouvrages et les méthodes permettant l'exploitation quantitative des résultats sont nombreuses.

3.1.2. - Fondations superficielles

La valeur de R_p qui sera introduite dans les formules sera l'enveloppe des minima au niveau de fondation envisagé.

- o Pour les sols purement cohérents ($\phi = 0$), on peut calculer la cohésion par $c = R_p/10$ (cône fixe) ou $c = R_p/20$ (cône mobile).
- o Pour les sols cohérents et pulvérulents, certaines méthodes permettent de calculer c et à partir de R_p (théorie de DE BEER).
- o Il existe des méthodes donnant directement la contrainte admissible d'une fondation superficielle en fonction de R_p pour les sols pulvérulents. Ainsi d'après MEYERHOFF, on a :

$$q_a = \frac{R_p - B}{40} \cdot \left(1 + \frac{D}{B}\right)$$

L'HERMINIER propose la formule : $q_a = R_p/10$

3.1.3. - Fondations profondes

Les méthodes pénétrométriques sont plus particulièrement adaptées à l'étude des fondations profondes. Deux méthodes sont disponibles pour le choix de la valeur de R_p :

- méthode de VAN DER VEEN : elle consiste à prendre pour R_p la résistance limite moyenne sur une hauteur $a \cdot B$ au-dessus de $b \cdot B$ au-dessous du niveau de la base du pieu.

B : largeur du pieu

$a = 3,5$ et $b = 1$

$$R_p = \frac{1}{(a+b) \cdot B} \int_{-b \cdot B}^{a \cdot B} R_p(z) \cdot dz$$

- méthode de lissage de MANDAGARAN : cette méthode a pour but de supprimer les irrégularités locales de la courbe pénétrométrique en faisant passer la courbe lissée plus près des creux (R_p faibles) que des bosses (R_p élevées). Les calculs sont faits sur ordinateur.

3.2. - Pénétrromètres dynamiques

3.2.1. - Principe

Le pénétromètre dynamique permet d'enfoncer dans le sol un train de tubes lisses muni à son extrémité d'une pointe ou d'un carottier simple. L'enfoncement se fait à l'aide d'une masse frappante tombant d'une hauteur constante à cadence régulière. On mesure l'enfoncement en fonction du nombre de coups (ou du temps de fonçage si la fréquence de battage est élevée : vibro-marteau).

3.2.2. - Appareillage courant

On distingue deux classes d'appareils :

- les pénétromètres dynamiques à tube carottier battu : standard penetrometer test (SPT) ou mouton automoteur DELMAG H₂ ,
- les pénétromètres dynamiques à cône : pénétromètre SERMES, BEVAC...

Il existe aussi des appareils légers, portatifs, utilisés pour des contrôles rapides (fond de fouille) mais ils ne peuvent servir pour l'établissement d'un projet de fondations.

3.2.3. - Interprétation des résultats

On utilise couramment des formules de battages permettant de calculer la capacité portante d'un pieu. En effet, à chaque choc on suppose que l'énergie fournie par la chute du mouton se décompose en :

- énergie provoquant l'enfoncement,
- énergie restituée au mouton (rebondissement),
- énergie dépensée en pertes diverses (raccourcissement élastique du pieu, chaleur, vibrations...).

De nombreuses formules ont été proposées mais elles ne sont pas toutes satisfaisantes. On s'en tiendra aux formules suivantes :

a) Formule des Hollandais :

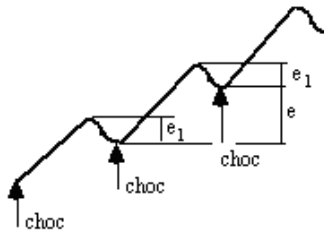
$$Q = \frac{1}{6} \cdot \frac{M^2 \cdot h}{e(M + P)}$$

- Q_D : charge admissible (kN)
- M : poids de la masse frappante (kN)
- P : poids de la masse frappée (casque + pieu)
- h : hauteur de chute (m)

e : refus (m), c'est-à-dire enfoncement permanent du pieu pour 1 coup de mouton. On prendra la valeur moyenne obtenue sur une volée de 10 coups.

b) Formule de CANDRALL

Cette formule est une correction de la précédente tenant compte du raccourcissement élastique du pieu au moment du choc. Pour mesurer ce dernier on fixe sur la surface du pieu un papier millimétré et on déplace horizontalement un crayon pendant plusieurs coups de mouton. On obtient le diagramme suivant :



La formule des Hollandais devient :
$$Q_d = \frac{1}{4} \cdot \frac{M^2 \cdot h}{(e + \frac{e_1}{2})(M + P)}$$

D'une manière générale, les formules de battages seront utilisées à titre de vérification. Les résultats qu'elles donnent sont souvent pessimistes par rapport aux essais statiques de pieu ou aux études géotechniques.