

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A. Mira de Bejaia Site web: univ-bejaia.dz

Faculté de Technologie,

Département de Génie Civil

Formation : Master 1 Génie Civil option Structures

Polycopié de cours ^a

Module: Fondations et soutènements

Présenté par : M. Omar Sadaoui, enseignant à l'université

A. Mira Bejaia, Algérie

(^a) : Année 2020/2021

Préambule

Le présent polycopié est destiné aux étudiants de Master 1 génie Civil options structures et aux ingénieurs désirant approfondir leurs connaissances dans le domaine du calcul pratique des fondations. Il traite les méthodes de conception et de dimensionnement des fondations superficielles et profondes dans l'esprit de l'Eurocode 7 et la réglementation technique Algérienne en l'occurrence les DTR- BC-2.33-1 et DTR- BC-2.33.2. Des exercices et problèmes pratiques résolus sont exposés en fin de chaque chapitre.

Table des matières

1 INTRODUCTION ET DOMAINE D'APPLICATION.....	0
1.1 Rigidité des semelles.....	1
2 TYPES DE FONDATIONS SUPERFICIELLES	2
3 Problèmes posés par un projet de fondations superficielles.....	2
3.1 Méthodologie générale	2
4 Problèmes d'étude d'un projet de fondations	3
5 COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	6
5.1 Capacité portante.....	6
5.2 Comportement à la rupture	7
5.3 Comportement sous les charges de service (ELS).....	7
6 ETUDE THEORIQUE DE LA CHARGE LIMITE D'UNE SEMELLE	7
6.1 Paramètres de cisaillement c et φ	8
6.2 Sol frottant, non cohérent et sans surcharge (terme de surface N_γ).....	8
6.3 Sol frottant, non pesant, non cohérent avec surcharge (terme de profondeur N_q)	9
6.4 Sol frottant et cohérent (terme de cohésion N_c).....	10
6.5 Semelle filante encastree dans un sol frottant et cohérent	11
6.6 Cas d'une charge inclinée	13
7 Détermination de contrainte admissible.....	13
7.1 Contraintes admissibles (portances) déduites de l'expérience	14
8 Modèles de comportement des semelles superficielles (Fasc 62-titre V).....	15
8.1 Comportement vis à vis des charges verticales	15
8.2 Comportement vis-à-vis des charges horizontales.....	16
8.3 Justifications (fascicule 62-titre V).....	16
8.3.1 Etats limites ultimes de mobilisation de la capacité portante (ELU).....	16
8.3.2 Etats limites de service (ELS)	17
8.3.3 Etats limites de renversement (ELU).....	17
8.3.4 Etats limites de service de décompression du sol (ELS)	17

8.4 Etat limite ultime de glissement de semelle (ELU)	17
8.5 Etat limite ultime de stabilité d'ensemble (ELU).....	17
8.6 Etats limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation.....	17
9 DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SOUS DIFFERENTS TYPES DE CHARGEMENT	18
10- Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul	18
11 Tassement (méthode des tranches oedométrique).....	18
11.1 Définition et composantes du tassement.....	18
11.2. Evaluation des tassements	19
11.2.1 Tassement d'une fondation superficielle à partir des essais de laboratoire.....	19
11.2.2 Répartition des contraintes en profondeur.....	21
11.2.3 Paramètres de compressibilité.....	22
11.3. COMPLEMENTS SUR LES TASSEMENTS	25
11.3.1 Estimation des tassements	25
11.3.2 Tassements admissibles des ouvrages	25
11.4 Retour sur la contrainte admissible - pathologies de fondations	26
12 Essais de pénétration dynamique (PDL)	41
12.1 Principe de l'essai.....	41
12.2 Capacité portante à partir du PDL.....	42
13 ESSAI DE pénétrATION statique (CPT)	50
13.1 Principe de l'essai.....	50
13.1.1 Caractéristiques du pénétromètre (CPT)	50
13.1.2 Capacité portante à partir du pénétromètre statique (CPT)	51
14 Essai pressiométrique Ménard	53
14.1 Caractéristiques pressiométriques	53
14.2 Courbe pressiométrique nette	55
14.3 Classification des sols à partir des résultats d'essais pressiométriques.....	55
14.4 Capacité portante à partir du pressiomètre.....	57
14.5 Calcul de tassement –Méthode pressiométrique.....	61

Notations

- c_c : Coefficient de compressibilité d'un sol (mesuré à l'oedomètre),
- c_s : Coefficient de gonflement d'un sol (mesuré à l'oedomètre),
- c : Cohésion d'un géomatériau,
- c_u : Cohésion non drainée (apparente) d'un sol,
- C_e : Coefficient d'efficacité d'un groupe de pieu
- $e, (e_0)$: Indice des vides d'un sol, (initial),
- E : Module d'Young (déformation élastique) d'un matériau élastique,
- EI : Rigidité flexionnelle d'un élément poutre,
- E_{oed} : Module oedométrique d'un sol,
- E' : Module d'Young effectif d'un géomatériau (sol),
- E_M : Module de déformation pseudo-élastique mesuré au pressiomètre L. Menard,
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression d'un béton à 28 jours d'âge,
- f_c : Nuance (limite élastique) de l'acier de construction,
- F_s : Coefficient de sécurité,
- G : Module de déformation transversale (cisaillement),
- I : Moment d'inertie d'une section droite,
- K_a : Coefficient de poussée (active) d'un sol,
- K_p : Coefficient de butée (passive) d'un sol,
- M_z : Moment de flexion dans une poutre,
- N_u : Effort normal pondéré (ELU),
- N_s : Effort normal en service (ELS),
- p_1 : Pression limite mesurée au pressiomètre L. Menard,
- p_0 : Pression totale horizontale des terres au repos dans un massif de sol homogène et isotrope,
- p_l^* : Pression limite nette mesurée au pressiomètre L. Menard ($p_l^* = p_1 - p_0$),
- $\overline{\Delta h}$: Tassement admissible par l'ouvrage, défini par les DTU et/ou le CPS,
- α' : Coefficient rhéologique du sol, donné par L. Menard pour le passage au module Oedométrique,
- ΔH : Tassement d'un solide (massif),
- ΔV : Variation (incrément) de volume,
- $\Delta \sigma$: Incrément de contrainte,
- $\Delta \varepsilon$: Incrément de déformation,
- ε : Déformation,
- $\varepsilon^{(e)}$: Déformation élastique,
- ε_v : Déformation volumique,
- γ_h : Poids volumique humide d'un sol,
- ν : Coefficient de Poisson,

φ : Angle de frottement d'un géomatériau,
 ψ : Angle de dilatance d'un géomatériau,
 σ : Contrainte normale,
 σ_i (i= 1 à 3): Contraintes principales suivant les axes (OX, OY et OZ) dans un solide (massif),
 σ_e : Limite élastique (écoulement plastique),
 σ'_{v0} : Contrainte effective verticale régnant dans le sol,
 $\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol sous fondation
 τ : Contrainte de cisaillement (tangentielle),
 ψ : Angle de dilatance d'un sol
 q_u : contrainte ultime (rupture) d'un sol,
 q_u : Terme de pointe d'un pieu
 q_s : Terme de frottement latéral d'un pieu
 Q_u : Charge ultime d'un pieu
 Q_c : Charge de fluage d'un pieu
 Q_p : Charge résistante en pointe d'un pieu
 Q_s : Charge mobilisé par frottement latéral sur un pieu

Chapitre 1 : Dimensionnement des fondations superficielles à partir des essais de laboratoire

1 INTRODUCTION ET DOMAINE D'APPLICATION

Une fondation superficielle constitue la partie inférieure d'un ouvrage qui transmet les efforts provenant de la superstructure à une couche de sol peu profonde. Le sol devra présenter une **résistance suffisante** et des **tassements acceptables** pour l'ouvrage et l'interaction avec les ouvrages avoisinants n'est **pas préjudiciable**.

Lorsque le sol résistant se trouve à une faible profondeur, on réalise ce qu'on appelle **fondation superficielle**. Dans l'autre cas, on réalise des **fondations profondes** ou **semi profondes**.

Au sens du **DTU 13.12** le domaine d'application des fondations superficielles est défini par une profondeur relative $D/B < 6$ et une profondeur absolue de 3 m. Au-delà on a des fondations profondes.

Au sens du **fascicule 62 titre V** on considère qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement équivalente D_e est inférieure à 1.5 fois sa largeur: $D_e / B < 1,5$

Une fondation est décrite dans un système incluant la profondeur d'assise et les caractéristiques géométriques de la fondation.

Pour une fondation, on appelle (Figure 1.1) :

- B : la largeur de la semelle (plus petit coté)
- L : la longueur de la semelle (plus grand coté)
- D : la hauteur d'encastrement qui désigne l'épaisseur minimale des terres au dessus du niveau de la fondation.
- h : l'ancrage de la semelle qui désigne la profondeur de la pénétration de la semelle dans la couche porteuse

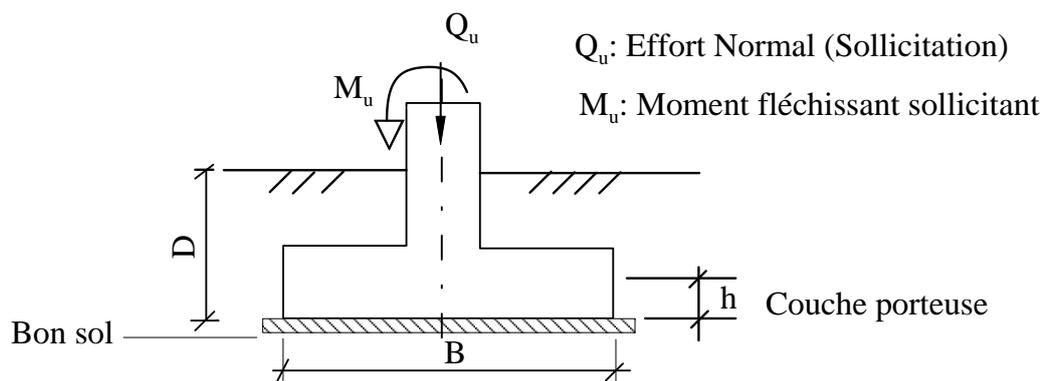


Figure 1.1- Schéma d'une semelle isolée

Une fondation est considérée superficielle lorsque le rapport D/B est faible. Le DTU 13-12 définit le type de fondation suivant la Figure 1.1.

- $D/B \leq 6$: **fondation superficielle** (isolée, filante ou radier général),

- $6 < D/B < 10$: fondations semi-profondes (puits).
- $D/B \geq 10$: fondations profondes (pieux, barrettes, ...).

1.1 Rigidité des semelles

On distingue les semelles rigides et les semelles flexibles. Empiriquement, une semelle est considérée comme rigide lorsque sa hauteur h satisfait à relation :

$$h_m = \frac{B - b}{4} + 0,05 \text{ (m)}, \text{ On ne descend jamais pour } h \text{ en dessous de } 0,15 \text{ m.}$$

Cette notion de rigidité intervient au niveau de l'interaction sol-semelle. Elle intervient essentiellement dans le calcul béton armé de la semelle.

Dans le cas des semelles filantes et radier, la notion de rigidité dépend de l'inertie (hauteur), la géométrie des trames (répartition des éléments porteurs) et du coefficient d'élasticité du sol (k_z)

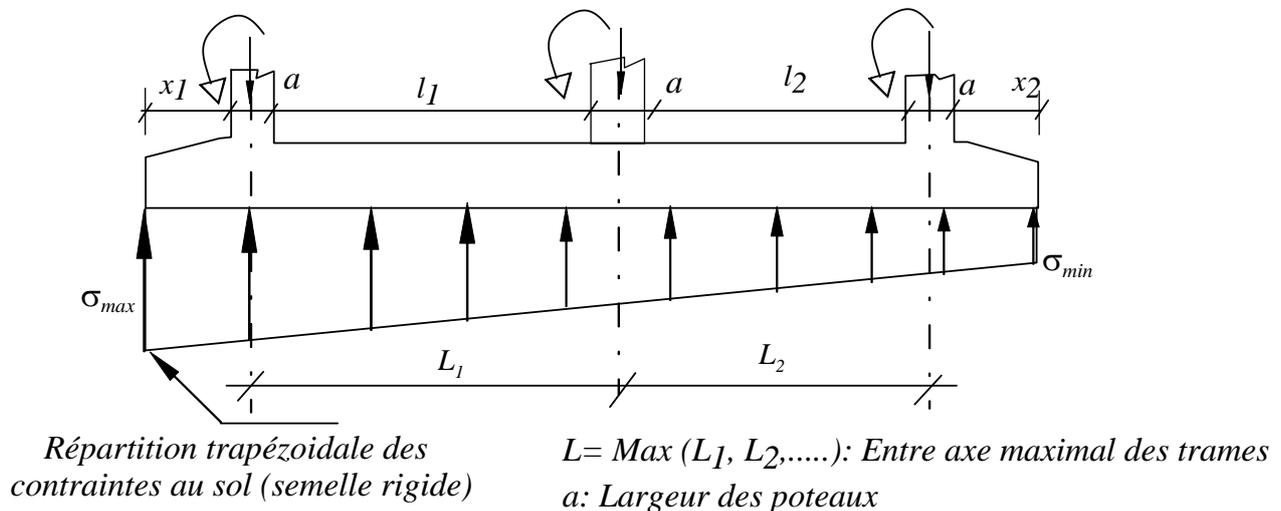


Figure 1.2- Répartition des contraintes au sol (cas de semelle rigide)

La loi de répartition des contraintes sur le sol est fonction des raideurs de la semelle et du sol. La théorie de la **poutre sur sol élastique** permet de donner la frontière entre une semelle souple et rigide par le biais du calcul de la **longueur élastique** l_e donné par :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4E_c I_{xx}}{K_z B}}$$

I_{xx} : Inertie de la semelle, E_c **module d'élasticité** (Young) du béton, B est la **largeur** de la semelle et K_z est le coefficient de raideur du sol (en pratique K_z varie entre **0,5 et 12** kg/cm^3). Les valeurs moyennes d'après la bibliographie (Grekow et al., 1964; Fuentes, 1983) sont les suivantes :

- $K_z = 0,5 \text{ kg/cm}^3$: cas d'un très mauvais sol ($\bar{\sigma}_s = 0,5$ à 1 bars),
- $K_z = 4 \text{ kg/cm}^3$: cas d'un sol moyen ($\bar{\sigma}_s = 1,5$ à 2 bars),

- $K_z = 12 \text{ kg/cm}^3$: cas d'un très bon sol ($\bar{\sigma}_s > 2 \text{ bars}$: sol rocheux par exemple),

Lorsque la longueur des trames ou l'écartement des charges qui sollicitent la semelle filante est tel que : $L \leq \frac{\pi l_e}{2} + a$, alors la **semelle est rigide** et le calcul se fait en considérant une répartition trapézoïdale (linéaire) des contraintes au sol (**Figure 1**), dans le cas contraire, la **semelle est souple** et le calcul se fait conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique ($\sigma = K_z \cdot y$, ou y est le tassement de la semelle). Dans le cas des bâtiments, les semelles filantes sont conçues rigides.

2 TYPES DE FONDATIONS SUPERFICIELLES

On distingue les types suivants (**figure 1.3**) :

- Les **semelles filantes**, généralement de largeur $B (\geq 40 \text{ cm})$ et de grande longueur $L (\mathbf{L/B} > \mathbf{10})$.
- Les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et $L (\mathbf{B} < \mathbf{L})$; cette catégorie inclut les semelles carrées ($\mathbf{B/L=1}$) et les semelles **circulaires** (de diamètre B).
- Les **radiers**, de dimensions B et L importantes. Ce type est généralement réservé aux sols de faible portance (moins de 1 bar). On distingue également dans les radiers plusieurs types (radier nervuré, radier en voute, radier plaque, ... etc.).

3 PROBLEMES POSES PAR UN PROJET DE FONDATIONS SUPERFICIELLES

3.1 Méthodologie générale

Un projet de fondation nécessite en premier lieu un calcul de mécanique des sols. Suivant la méthodologie générale, il y aura donc lieu d'envisager :

- Un calcul à rupture concernant le massif de sol sous la fondation, le sol ne doit pas rentrer en plasticité (poinçonnement) sous l'action des charges qui lui sont appliquées par les semelles.

Un tel calcul fait appel à la théorie de la plasticité, et introduit un coefficient de sécurité F_s pris égal en général à 3.

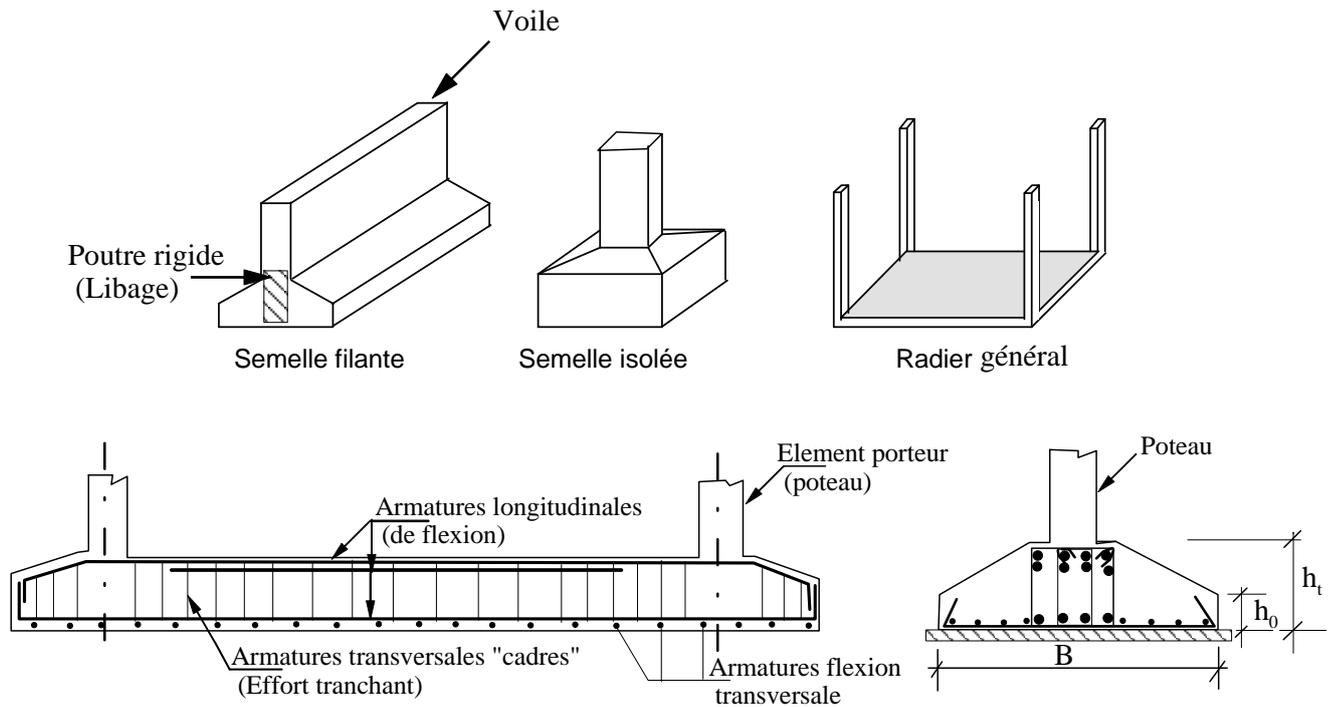


Figure 1.3. Types de fondations superficielles.

Le rôle de ce coefficient de sécurité est de se placer à un niveau de contraintes tel que les déformations (tassements) qui en résultent restent petites. Le coefficient de sécurité tient compte également des incertitudes liées aux mesures des caractéristiques physiques et mécaniques du sol sous la fondation.

Les méthodes de calcul correspondantes font l'objet du présent chapitre. On notera qu'il y a lieu comme toujours, de se préoccuper du comportement à **court terme** et à **long terme**.

- Un calcul des déplacements aux limites (**tassements**) sous les semelles à l'ELS,
- Le projet de fondations nécessite le calcul des semelles (ou radiers) en tant que structure en béton armé. Pour mener à bien un tel calcul, il y a lieu de connaître la répartition des contraintes sous la fondation (interaction sol-structure). Ce problème est très complexe, Il fait intervenir la rigidité des semelles, les paramètres mécaniques du sol (E , K_s) et les combinaisons de charges. Dans le cas simples (semelles courantes de bâtiments), on pourra se borner à estimer leur rigidité par les formules empiriques. Dans le cas de grands radiers, les méthodes de calcul sortent du cadre de ce cours, on applique en général des modèles numériques en utilisant des codes de calculs par EF.

4 PROBLEMES D'ETUDE D'UN PROJET DE FONDATIONS

a. Problèmes de reconnaissance du sol : nombre, implantation, profondeur des sondages, types d'essais,

b. Effet du gel : La protection des fondations contre les modifications des caractéristiques mécaniques du sol dues à l'alternance gel-dégel des couches superficielles du sol, il y a lieu de les réaliser à une profondeur convenable qui varie en fonction de l'altitude et du climat. On ne descendra jamais en dessous de $D = 0,5$ m quelle que soit l'altitude. En montagne, compte tenu de l'altitude et de la nature des sols, il est préconisé d'ancrer au **delà de $1m/TN$** (DTR- BC.2.331).

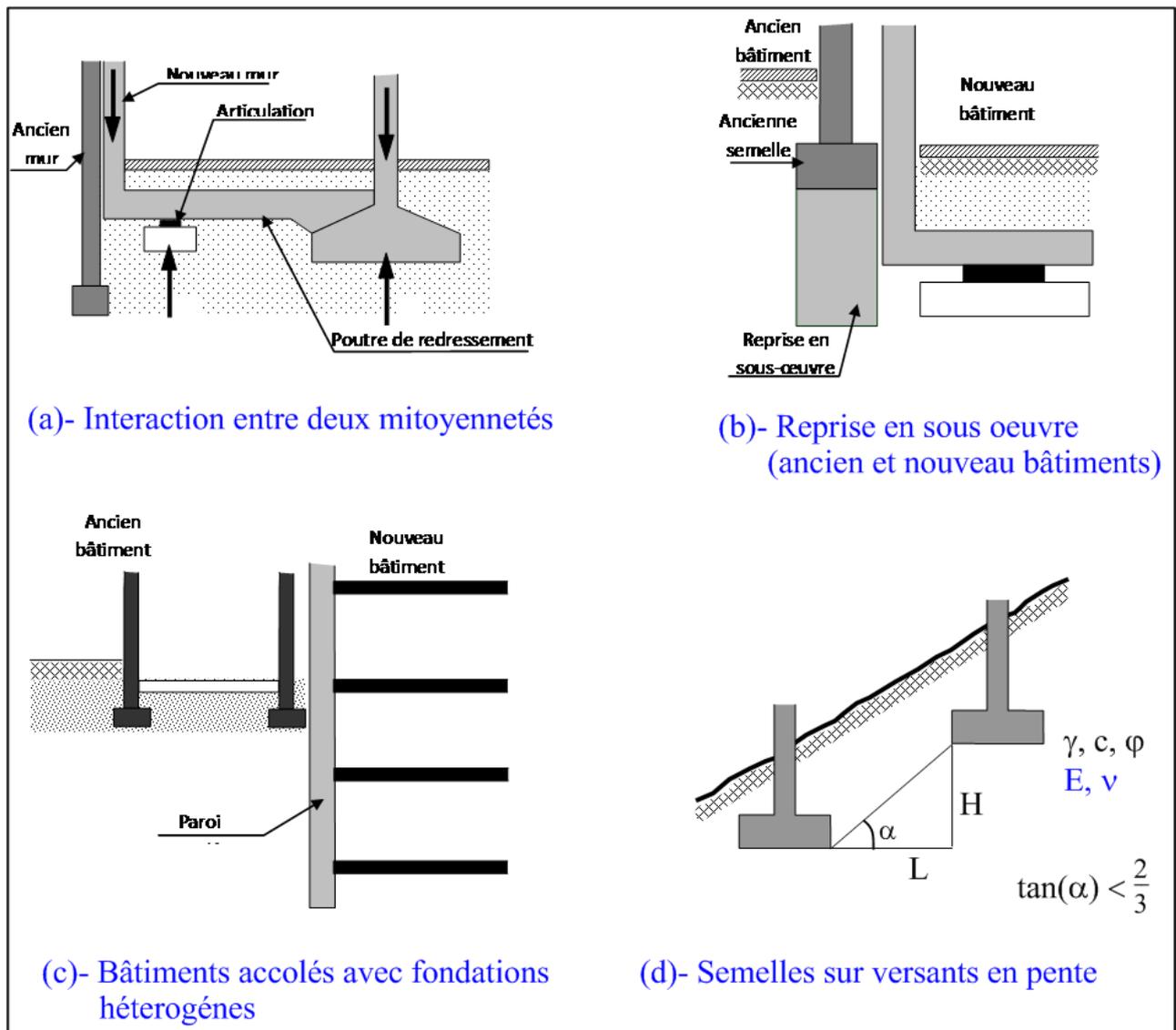


Figure 1.4. Quelques dispositions constructives sur les fondations superficielles.

c. Bâtiments accolés : Dans le cas des semelles excentrées, on se méfiera de la concentration des contraintes aux bords à cause de l'excentrement de la charge. Ceci peut conduire à des tassements inacceptables. On pourra alors prévoir de décaler les semelles vers l'intérieur du bâtiment projeté en reprenant les charges provenant du nouveau mur par les consoles (figure 1.4).

Si l'on envisage de réaliser des fondations à un niveau plus bas que celui des fondations du bâtiment ancien, il y aura lieu de se préoccuper d'empêcher les tassements de ce dernier que pourrait provoquer la décompression du terrain lors des travaux. Dans ce but, on pourra utiliser la technique de la **paroi moulée** ou exécuter une **reprise en sous œuvre** des anciennes fondations pour les fonder au même niveau que les nouvelles fondations.

d. Fondations sur terrain en pente : Il y aura lieu de vérifier en premier lieu que les charges ne peuvent entraîner un glissement de terrain d'ensemble. Cette vérification pourra se faire par l'une des méthodes Bishop et Fellinius. Cette vérification étant faite, on devra de plus s'assurer que les niveaux de fondations successives vérifient la règle des $2/3$ ($\tan(\alpha) \leq 2/3$) conformément au RPA /2003.

e. Sols gonflants : Les fondations sur sols gonflants sont exposées à de graves désordres. Le problème peut parfois se présenter dans le cas des sols fortement surconsolidés. Les limites d'Atterberg permettent de diagnostiquer la présence d'un sol gonflant mais c'est surtout l'essai oedométrique avec mesure du coefficient de gonflement sur la branche de décharge, qui attirera l'attention de l'ingénieur si l'indice de gonflement C_g est supérieur à 0,04. Il y a lieu de fonder si possible au dessous des couches susceptibles de gonfler et de prendre des dispositions constructives particulières.

f. Affouillements du sol : Dans le cas de fondations d'ouvrages d'art tels que les ponts, il y a lieu d'étudier sérieusement les problèmes d'affouillement souvent provoqués par la présence des piles de l'ouvrage lui même qui créent des remous à l'origine des affouillements.

g. Remblais non contrôlés et déchets : Les décharges de déchets urbains ou industriels ainsi que les remblais non contrôlés posent de délicats problèmes lorsqu'on est amené à les utiliser comme terrain de construction. Ces dépôts se singularisent par une variabilité élevée des matériaux qui les constituent. La présence d'objets de différentes dimensions perturbe la reconnaissance par sondage. L'existence de matières putrescibles en cours de décomposition peut dégager des gaz nocifs et donner lieu à des nuisances graves. Les méthodes de traitement à utiliser diffèrent suivant le cas considéré. On peut, en particulier envisager : le pré chargement, le pilonnage, la substitution totale ou partielle. **Le règlement parasismique Algérien (RPA 2003) interdit toute construction sur remblais.**

h. Eaux agressives : une attaque du béton ou de mortier d'ouvrages enterrés (fondations, ...) par des eaux agressives provoque un ramollissement ou une désagrégation de ces ouvrages. Cette attaque se traduit par la formation d'un sel expansif de Candlot provoquant la désagrégation du béton. Il est donc nécessaire que les travaux de fondation ou d'ouvrages enterrés ne soient pas en prise avec des eaux agressives. La résistance de ces dernières peut être obtenue :

- ✓ Par une bonne imperméabilité grâce à un fort dosage en ciment supérieur à 350 kg/m^3 , et un serrage puissant pour réaliser un béton compact,
- ✓ En prenant des ciments à faible teneur en chaux ou des laitiers au clinker. Ces derniers sont parmi ceux qui résistent le mieux aux eaux séléniteuses.
- ✓ En prévoyant une protection par un enduit ou un **cuvelage** imperméable et inattaquable.

En conclusion, chaque fois qu'on se trouve en présence d'une eau souterraine, il est important d'effectuer une **analyse chimique** pour connaître son agressivité et définir les mesures qui sont à prendre.

i. Divers : De manière générale, il y a lieu de tenir compte dans le projet, de toutes singularités pouvant exister dans le sol : cavités (anciennes carrières en pays calcaires ; galeries en terrains miniers), points durs (affleurement rocheux local), failles, ...etc. De même, on tiendra compte de toutes les éventualités pouvant être la cause de tassements de consolidation : abaissement de nappe phréatique, hétérogénéités des couches de sol, effet nocif de certains arbres absorbant beaucoup d'eau (saules) qu'on éloignera des fondations.

5 COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

5.1 Capacité portante

Lorsqu'on effectue le chargement progressif d'une fondation jusqu'à la rupture, on constate que pour atteindre le poinçonnement du sol, des déplacements très importants apparaissent (figure. 1.5).

Il résulte de la forme *non linéaire* de la courbe de chargement que, la réaction du sol sous une structure ou pression limite peut être le plus souvent caractérisée par une valeur limite ou ultime Q_L . On appelle *pression ultime* ou *contrainte de rupture* Q_L , la valeur limite de la pression supposée uniforme exercée par une fondation, pour laquelle on atteint la résistance du sol. Les déplacements qui s'accompagnent sont très importants.

Pour cette raison, on admet généralement que la pression admissible ne peut pas dépasser la pression de rupture divisée par un **coefficient de sécurité F_s plus élevé**, qui, pour les méthodes à l'état limite, est de l'ordre de **3 à 4**, mais qui peut descendre jusqu'à **1,7 à 2,5** dans le cas des radiers. En réalité, le choix du coefficient de sécurité dépend d'un certain nombre d'incertitudes et d'approximations qui ont été mises en évidence dans le calcul de la charge ultime, mais aussi de la précision de l'analyse structurale, de la qualité de la construction et de son entretien ainsi que des conséquences d'une rupture.

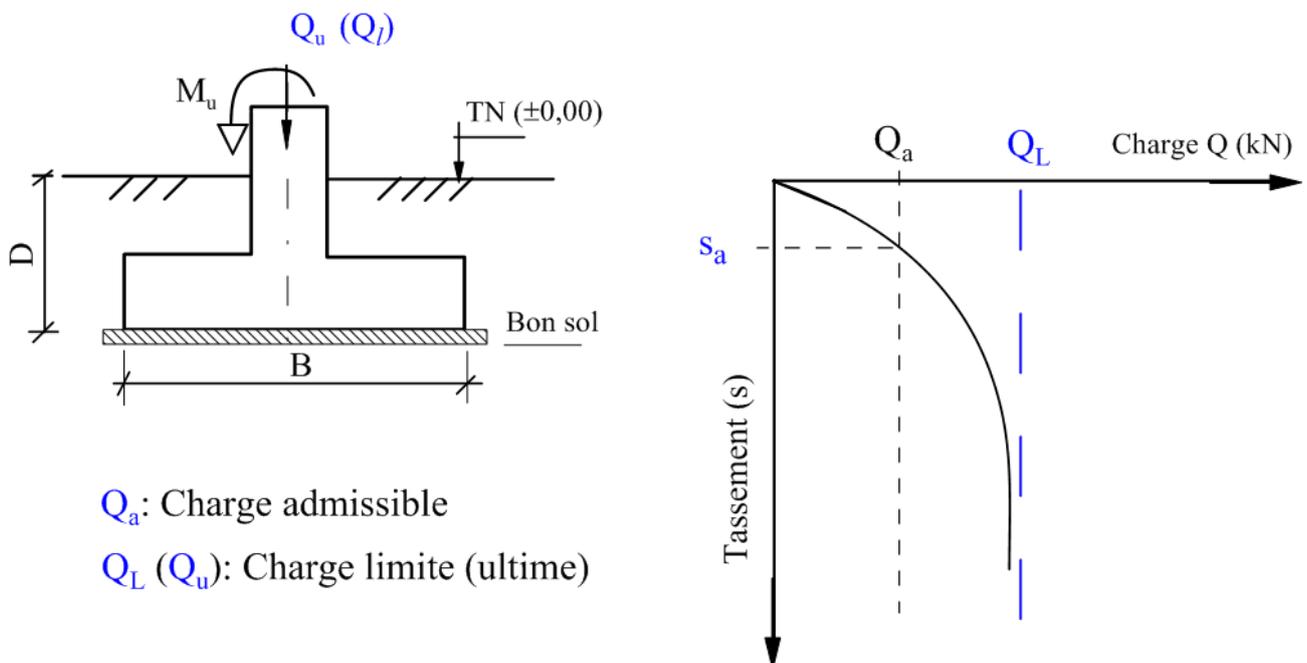


Figure 1.5. Comportement d'une semelle isolée sous charge axiale.

La contrainte admissible q_a (σ_{adm} ou $\bar{\sigma}_s$) est la valeur maximale qui puisse être appliquée par une fondation sur un sol, sans qu'il y ait des *tassements excessifs ni de risque de rupture du sol*.

La détermination de la contrainte admissible $\bar{\sigma}_s$ peut soit être déduite de l'expérience, soit être déterminée par le calcul à partir des résultats d'essais de sol.

5.2 Comportement à la rupture

Si on soumet une semelle filante à un chargement croissant jusqu'à la rupture d'un sol homogène, isotrope et semi infini on obtient une rupture du sol en surface qu'on qualifie de **rupture globale**. Schématiquement, il se forme sous la base de la semelle un **poinçon rigide** qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le **sol des parties P** est complètement **plastifié**, tandis que les zones externes **E** ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture (figure.1.6).

Si on soumettait la même fondation, mais placée à plus grande profondeur (fondation profonde) au même essai on obtiendrait une rupture interne du sol : rupture locale sans signes extérieurs à la surface du sol.

Cette distinction mécanique entre rupture globale et rupture locale permet bien de distinguer les fondations superficielles des fondations profondes. Elle est plus explicite que la définition des règlements (DTU ou du fascicule 62) qui divergent d'ailleurs notablement.

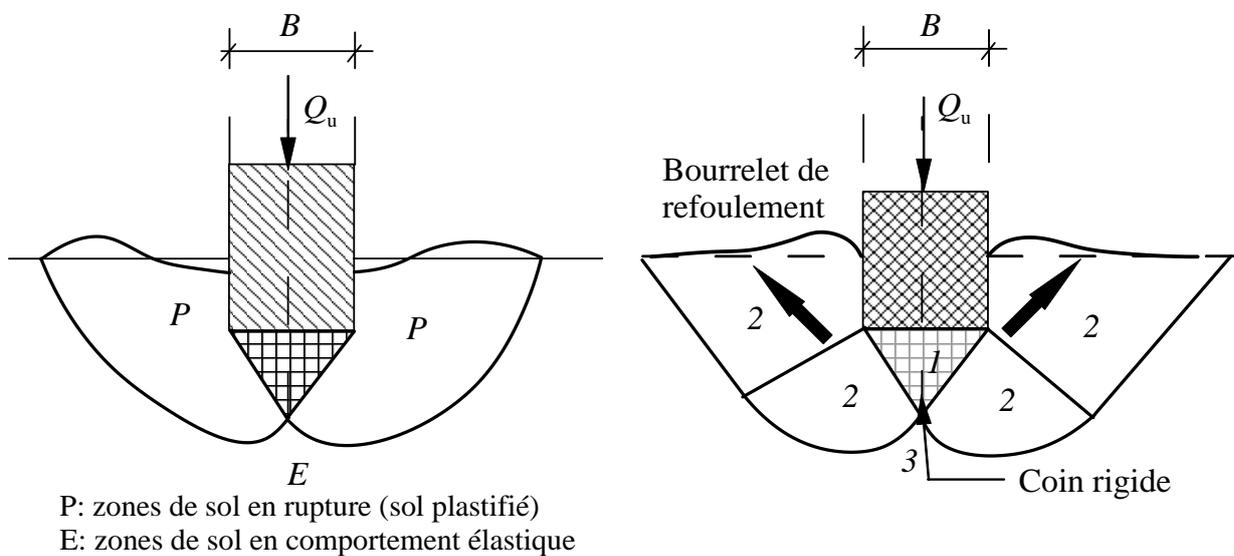


Figure 1.6. Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle.

5.3 Comportement sous les charges de service (ELS)

Sous les charges de service les fondations superficielles vont tasser. Le tassement dépend de la **compressibilité du sol** mais aussi des **dimensions** de la semelle.

On doit vérifier que **les tassements absolus ne sont pas incompatibles** avec le **fonctionnement de l'ouvrage** mais également que la nouvelle construction n'entraîne **d'interaction sur les structures existantes**. En plus des tassements absolus, on doit vérifier que la structure de l'ouvrage à construire peut supporter les **tassements différentiels** entre points d'appui.

6 ETUDE THEORIQUE DE LA CHARGE LIMITE D'UNE SEMELLE

Cette approche est d'un usage fréquent dans les pays anglo-saxons et n'est presque plus utilisée en France. On considère une semelle filante ancrée dans un sol homogène de paramètres de cisaillement c et ϕ et soumise à une charge verticale, répartie et uniforme.

6.1 Paramètres de cisaillement c et φ

Les paramètres c et φ caractérisent la résistance au cisaillement du sol. On les détermine au laboratoire sur des échantillons intacts à l'aide des essais de cisaillement rectiligne et du triaxial. L'équation de la droite limite de Mohr- Coulomb est (figure 1.7) : $\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}\varphi$

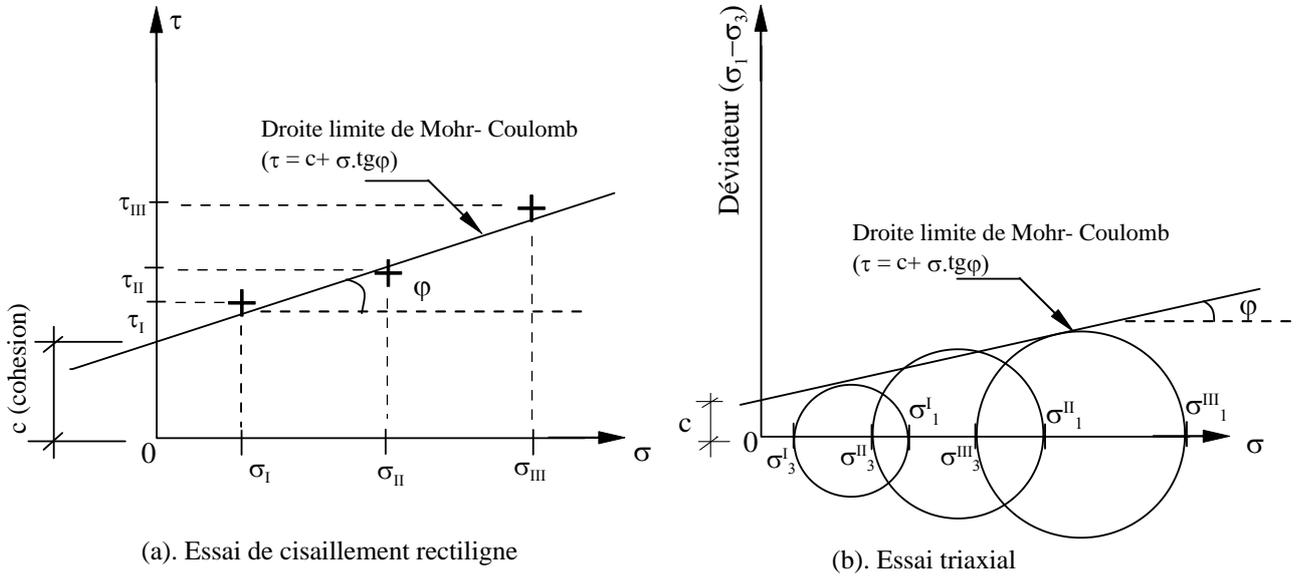


Figure 1.7. Détermination des paramètres mécanique c et φ au laboratoire

6.2 Sol frottant, non cohérent et sans surcharge (terme de surface N_γ)

Le poinçon rigide met le sol de part et d'autre en butée. Le coefficient de butée K_p donné dans les tables de Caquot Kérisel- Absi dépend de β , λ et δ (figure 1.8) :

$$\beta = 0; \lambda = -\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ et } \delta = \varphi$$

En écrivant l'équilibre des forces sur la verticale : $Q_u + W = 2R_p \times \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$\text{On obtient : } Q_u = \gamma \frac{B^2}{4} \left[K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

On considère, pour *simplifier*, que la répartition de la contrainte sous la semelle est uniforme: $q_u = \frac{Q_u}{B \times 1}$,

$$\text{donc on peut donc écrire: } q_u = \gamma \frac{B}{4} \left[K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

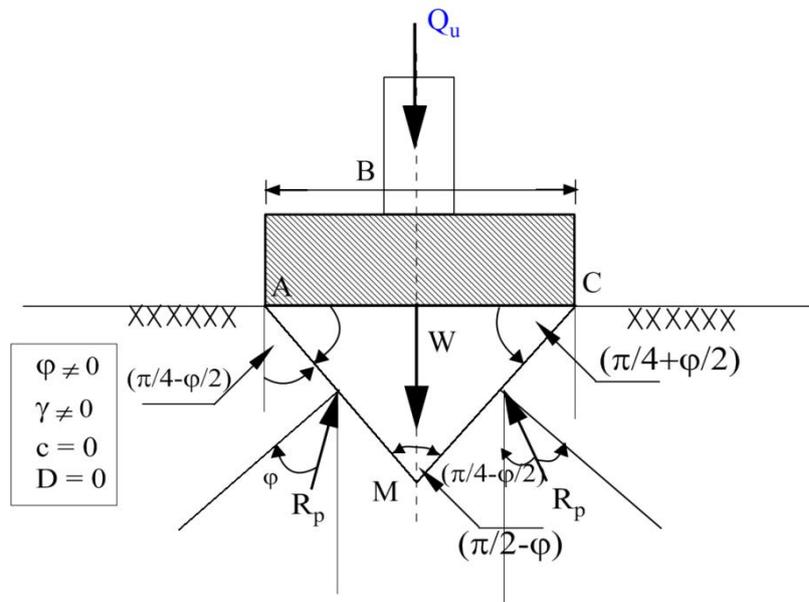


Figure 1.8. Distribution des contraintes dans le domaine plastique

En posant $q_u = q_\gamma$ (contrainte ultime de surface) : $q_u = \frac{1}{2} \gamma B \cdot N_\gamma$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

Avec :

γ : poids volumique du sol **sous la semelle**

$N_\gamma = f(\varphi)$: φ est l'angle de frottement du sol **sous la semelle**.

6.3 Sol frottant, non pesant, non cohérent avec surcharge (terme de profondeur N_q)

Dans ce cas, on calcule la capacité portante de la semelle q_u encastrée d'une profondeur D . La surcharge uniformément répartie p de part et d'autre de la semelle AB est égale à $p = \gamma_1 D$ (figure.1.9).

Comme dans le cas d'actions du sol sur un écran, on a deux équilibres de Rankine séparés par un équilibre général en spirale logarithmique (Fig.1.9). Le calcul donne l'expression suivante de q_u .

$$q_u = p \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \times e^{\pi \tan(\varphi)}$$

Avec: $p = \gamma_1 D \Rightarrow q_u = p \gamma^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \times e^{\pi \tan(\varphi)}$

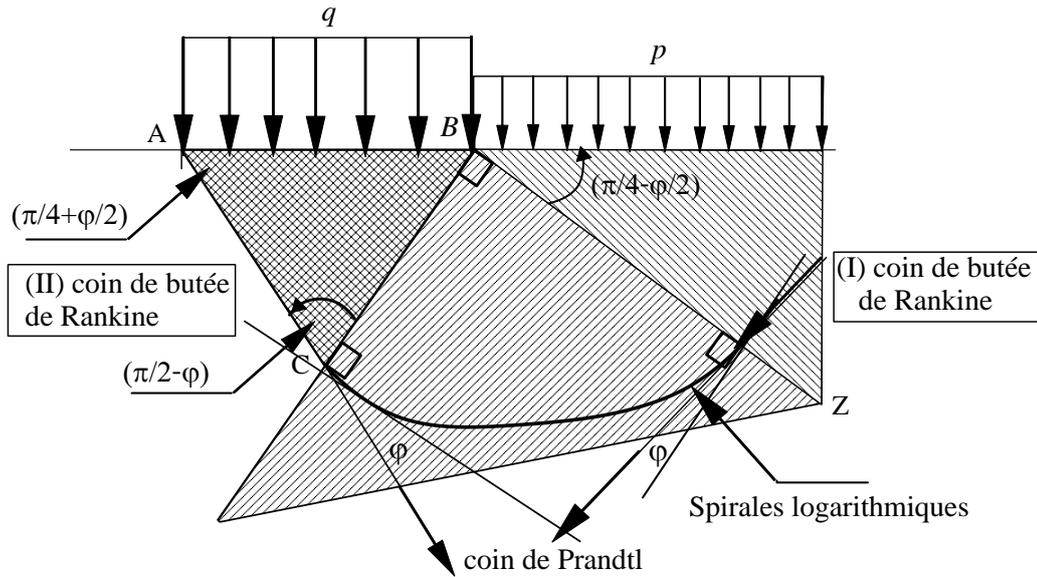


Figure 1.9. Terme de profondeur N_q

Avec γ_1 : poids volumique du sol **au-dessus** de la semelle.

En posant $q_u = q_q$ (contrainte ultime de profondeur)

$$q_q = \gamma_1 D \times N_q$$

N_q : terme de profondeur

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \times e^{\pi \times \text{tg} \varphi}$$

Avec φ : angle de frottement du sol **au-dessous** de la semelle.

6.4 Sol frottant et cohérent (terme de cohésion N_c)

On applique le théorème des états correspondants de Caquot. On est ramené au problème précédent en remplaçant $\gamma_1 D$ par $H = c \cdot \text{tg} \varphi$ (figure 1.10)

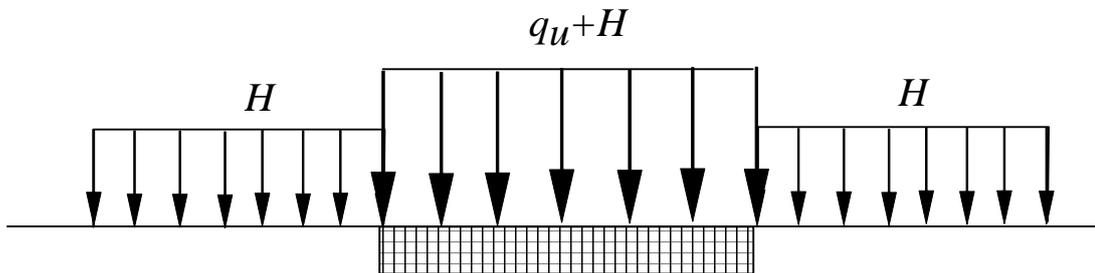


Figure 1.10. Terme de cohésion N_c

$$q_u + H = H \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan(\varphi)}$$

$$q_u = H \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan(\phi)} - 1 \right]$$

En posant $q_u = q_c$ (contrainte ultime de cohésion)

$$q_c = C \times N_c$$

Avec :

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg } \phi}$$

Pour un sol fin saturé cisailé à court terme $\phi_u = 0$ et $c_u \neq 0$; on fait tendre $\phi \rightarrow 0$ et on obtient :

$N_c = \pi + 2$ (cas **semelle lisse**) (Terzaghi pour une **semelle rugueuse** a montré : $N_c = 5,71$).

Cette formule donne la capacité portante d'une semelle sans encastrement fondée sur un sol fin saturé sous un chargement rapide (phase de chantier, court terme).

On peut étendre cette approche à la construction des remblais sur sol fin saturé en assimilant le remblai à une fondation superficielle.

6.5 Semelle filante encastrée dans un sol frottant et cohérent

Bien qu'en général ce ne soit pas licite et qu'on puisse avoir des équilibres surabondants, on superpose les trois états limites. La charge limite sera égale pour une semelle filante à (Figure.1.11):

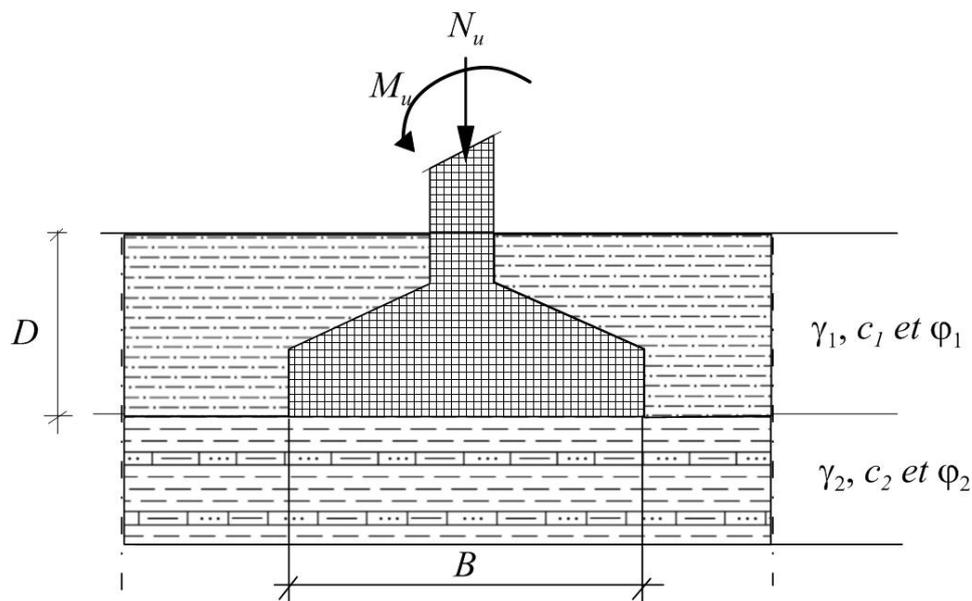


Figure 1.11. Vue d'une semelle filante ancrée dans un sol hétérogène (bicouche)

$$q_u = \left(\frac{1}{2} \gamma_2 B \times N_\gamma \right) + (\gamma_1 D \times N_q) + (c \times N_c)$$

Les facteurs de portance N_γ , N_q , N_c dépendent de l'angle de frottement et peuvent varier suivant les auteurs.

On utilisera B' au lieu de B , pour une semelle soumise à une flexion composée ($\mathbf{B}' = \mathbf{B} - 2\mathbf{e}$) avec l'excentricité $e = (M_u / N_u)$.

3. DETERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE (DTR-BC 2.331)

Dans le cas de semelle isolée, pour passer de l'étude théorique en déformation plane 2D au comportement 3D de la semelle isolée on applique des coefficients empiriques (Figure. 1.12).

$$q_u = \left(\frac{1}{2} s_\gamma \gamma_2 B' \times N_\gamma \right) + (s_q \gamma_1 D \times N_q) + (s_c c \times N_c)$$

$S_c = S_g = S_q = 1$ pour une semelle filante.

Pour une semelle de forme quelconque

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}, \quad S_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B}{L}, \quad S_q = 1$$

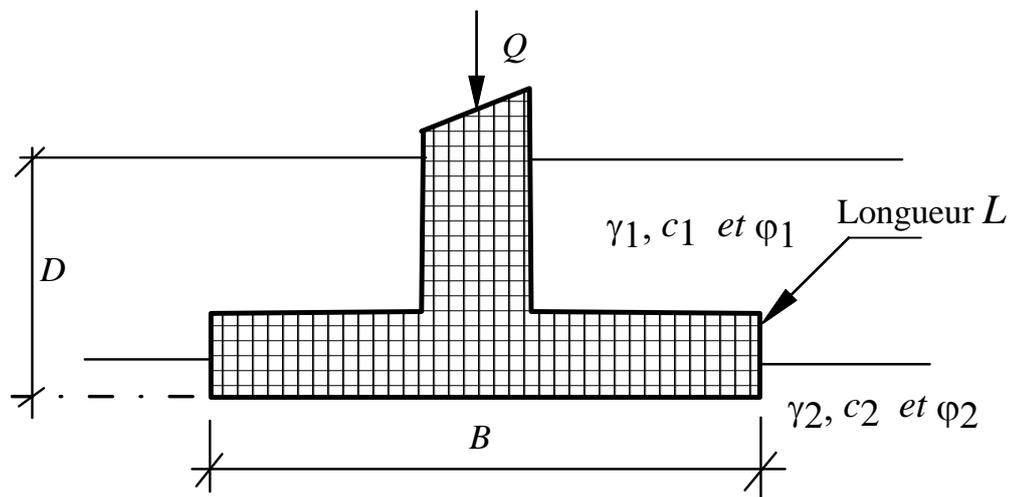


Figure 1.12. Vue d'une semelle rectangulaire (B, L) dans un sol hétérogène.

Tableau 1 -Facteurs de portance donnés par le DTR- BC 2.331 (**Règlement Algérien**)

ϕ	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0,00	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

Prandtl (EC 7) donne les facteurs de portance N_γ , N_c et N_q en fonction de ϕ par les expressions suivantes:

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \times e^{\pi \tan(\varphi)}; \quad N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi \quad \text{et} \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$$

Les facteurs de portance à prendre en compte dans le calcul de capacité portante sont toujours ceux du DTR-BC 2.331 indiqués dans le [tableau 1](#).

6.6 Cas d'une charge inclinée

L'expression de la contrainte ultime pour le cas des charges verticales reste d'application, moyennant l'introduction de coefficients correcteurs (i_γ, i_q et i_c) (< 1) donnés par :

$$q_u = \left(\frac{1}{2} s_\gamma \gamma_2 B' \times N_\gamma \cdot i_\gamma \right) + \left(s_q \gamma_1 D \times N_q \cdot i_q \right) + \left(s_c C \times N_c \cdot i_c \right)$$

$$\text{D'après le DTR-BC 2.331 : } i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi} \right)^2 \quad \text{et} \quad i_c = i_q = \left(1 - \frac{2 \cdot \delta}{\pi} \right)^2$$

δ : Angle d'inclinaison de la charge formé par rapport à la verticale.

On **n'oubliera pas** de préciser quel φ et quel c

- Pour les **sables et graviers** ($\varphi' \neq 0$) avec $c' = 0$ quelle que soit la vitesse de chargement.
- Pour les **argiles et limons** c et φ dépendent de la vitesse de chargement.
- ✓ Sous **chargement instantané** (phase de courte durée de chantier)

Court terme → *contraintes totales* : $\square \gamma, \square \varphi_{uu}, c_{uu}$

(Attention φ_{uu} et c_{uu} dépendent de la teneur en eau w). **Cas de sol est saturé** ($\varphi_{uu} = 0$).

- ✓ Sous **chargement très lent** ou à la **fin de la consolidation** pour les sols fins saturés :

Long terme → *contraintes effectives* : γ', φ', c' pour les sols pulvérulents

- ✓ **En présence de sols mous et lâches saturés** (argiles molles, sable et argile vaseux,...), Terzaghi et Peck recommandent d'utiliser les **paramètres réduits** ($2\varphi/3$ et $2c/3$) **dans le calcul de la contrainte ultime q_u pour tenir d'une rupture localisée et non généralisée.**

7 DETERMINATION DE CONTRAINTE ADMISSIBLE

La contrainte admissible q_a ($\overline{\sigma}_{adm}$ ou $\overline{\sigma}_s$) est déduite de la contrainte ultime par la formule suivante :

$$(q_a = \overline{\sigma}_s = \sigma_{adm}) = q'_0 + \frac{q_u - q'_0}{F_s}; \quad F_s \geq 3 \quad \text{et} \quad q'_0 = \gamma D$$

F_s prend les valeurs suivantes sous les différents états limites ($F_s = 2$ à l'ELU et (≥ 3) à l'ELS)

7.1 Contraintes admissibles (portances) déduites de l'expérience

En l'absence d'essais expérimentaux et à titre indicatif, on pourra se référer aux [tableaux 2 et 3](#) ci-dessous qui donnent l'ordre de grandeur des contraintes admissibles q_a en fonction de la nature de sol en l'absence de tout problème particulier. Il est à réitéré qu'on ne peut pas s'en passer d'une étude de sol pour dimensionner un projet de fondation.

Tableau 2- Valeurs de contraintes admissibles de sol selon le DTR-BC 2.331

Nature du sol	q_a	
	en (MPa)	en (bars)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,5 à 3,0	5 à 30
Terrains non cohérents à bonnes compacité	0,25 à 0,50	2,5 à 5,0
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,05 à 0,25	0,50 à 2,50
Argiles	0,02 à 0,20	0,2 à 2,0

Tableau 3 -Autres valeurs de contraintes admissibles de sol (d'après la littérature)

Nature du sol		q_a		observations
		en MPa	en bars	
Sols pulvérulents en couches résistantes	Sable fin et moyen	0,1 à 0,2	1 à 2	En profondeur, ces valeurs peuvent augmenter sensiblement. A défaut d'essais, ces taux peuvent être doublés à 5m, quadruplés à 10m et multipliés par 8 à 15m de profondeur. Pour des valeurs intermédiaires de la profondeur interpoler.
	Sable grossier (1 à 3mm)	0,2 à 0,3	2 à 3	
	Sable et gravier (jusqu'à 70 mm)	0,3 à 0,4	3 à 4	
Sols cohérents (glaise, argile, marne) protégé contre toute infiltration d'eau	mou	0,04	0,40	
	consistant	0,08	0,8	
	mi -dur	0,15 à 0,3	1,5 à 3	
	dur	0,3 à 0,5	3 à 5	
Roche peu fissurée, non désagrégée et de stratification favorable	en couches régulières	1 à 1,5	10 à 15	
	en masse ou en colonnes	3	30	

8 MODELES DE COMPORTEMENT DES SEMELLES SUPERFICIELLES (FASC 62-TITRE V)

8.1 Comportement vis à vis des charges verticales

Concernant le fascicule 62- Titre V, on considère sous les charges verticales centrées ou excentrées (excentrement e_G par rapport aux axes centraux d'inertie), le **sol en élasticité linéaire** représenté à l'interface par des ressorts (modèle de Winkler) de raideurs $k, p = k \times y$. D'autre part

Le sol n'est pas capable de reprendre des efforts de traction (sol décomprimé).

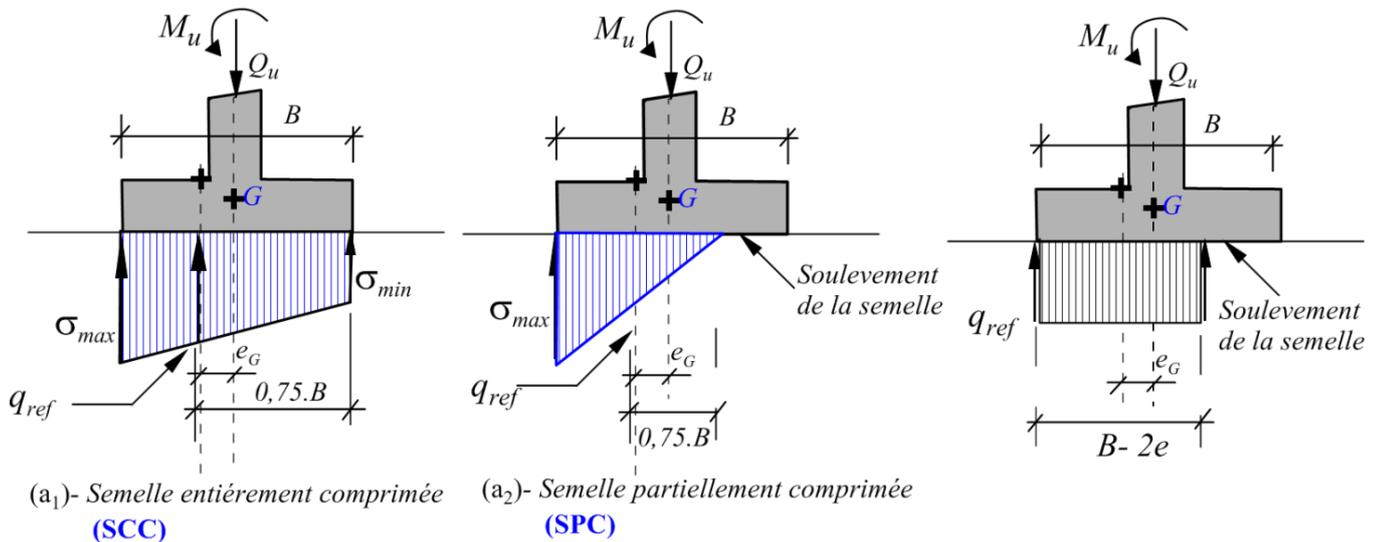
Pour les semelles rectangulaires on peut appliquer la méthode de **Meyerhof** qui consiste à calculer les contraintes uniformes sur un rectangle de surface réduite $B' = B - 2e$. La valeur de la contrainte normale et les dimensions du rectangle sont calculées pour équilibrer les efforts appliqués (figure. 1.13).

La valeur de la contrainte de référence q'_{ref} est définie par :

$$(\text{Diagramme trapézoïdal}) : q'_{ref} = \frac{3q'_{max} + q'_{min}}{4} \Rightarrow \begin{cases} q_{max} = \sigma_{max} = \frac{Q}{S} + \frac{M_u}{I} \frac{B}{2} \\ q_{min} = \sigma_{min} = \frac{Q}{S} - \frac{M_u}{I} \frac{B}{2} \end{cases}$$

$$\text{Meyerhof} : q'_{ref} = \frac{Q}{(B - 2e_G)} \text{ avec: } e_G \text{ excentricité, } I: \text{ Inertie de la semelle}$$

Avec e_G : excentricité de la résultante verticale par rapport au centre d'inertie de la semelle, on notera par la suite $e_G = e$.



(a)- Répartition trapézoïdale (modèle de Navier) (fascicule 62 titre V)

(b)- Modèle de Meyerhof

Figure 1.13. Diagrammes des contraintes sous la semelle (Détermination de la contrainte référence)

8.2 Comportement vis-à-vis des charges horizontales

En général, les charges horizontales sont reprises uniquement par les forces de frottement à l'interface entre le sol et la fondation, sans tenir compte des réactions de butée sur les faces latérales de la fondation.

8.3 Justifications (fascicule 62-titre V)

8.3.1 Etats limites ultimes de mobilisation de la capacité portante (ELU)

Pour chaque combinaison d'actions on vérifie que :

$$q'_{\text{ref}} \leq \frac{(q_u - q'_0)}{\gamma_q} \times i_\delta + q'_0$$

Avec : $\gamma_q = 2$

i_δ : coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge.

8.3.2. Fondation sur sol horizontal soumise à une charge centrée inclinée

Sols cohérents/ argiles, limons :

$$i_\delta = \phi_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

Sols frottant/ sables, graviers :

$$i_\delta = \phi_2(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}}\right) + \left[\max\left(1 - \frac{\delta}{45}; 0\right)\right]^2 e^{-\frac{D_e}{B}}$$

Avec B : largeur de la fondation et D_e la hauteur d'encastrement mécanique, δ en degré.

Les fonctions $\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$ sont représentées sur l'abaque (figure 1.14)

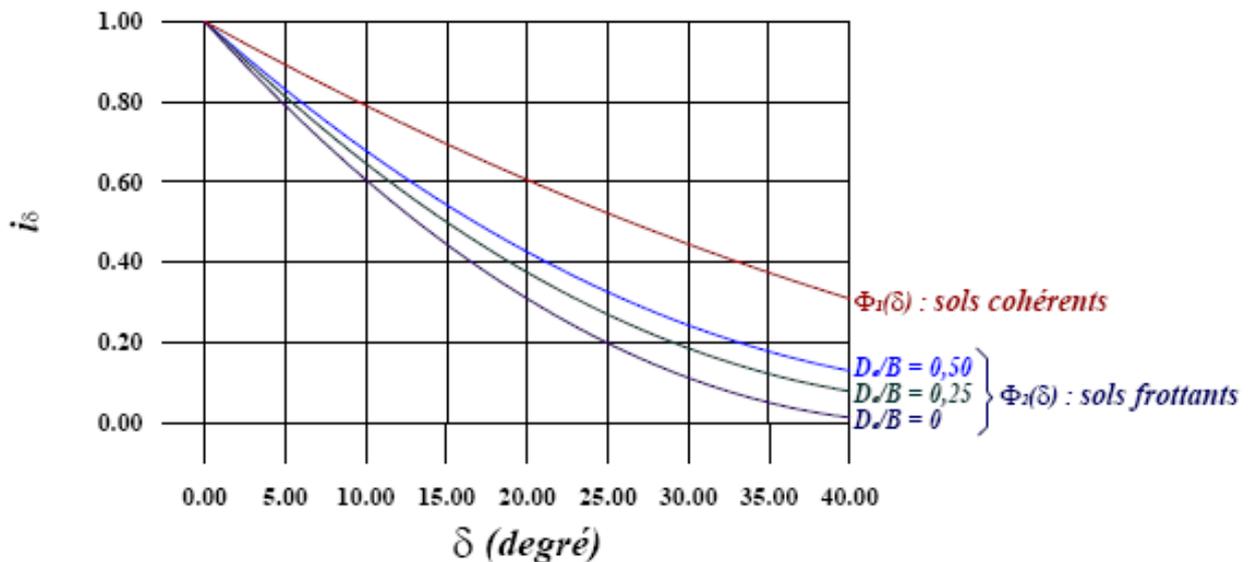


Figure 1.14. Abaque du coefficient minorateur i_δ (d'après fascicule 62 titre V)

8.3.2 Etats limites de service (ELS)

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux combinaisons rares des états limites de service. Pour chaque combinaison d'actions on vérifie que :

$$q'_{ref} \leq \frac{(q'_u - q'_0)}{\gamma_q} \times i_\delta + q'_0$$

Avec : $\gamma_q = 3$.

8.3.3 Etats limites de renversement (ELU)

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux *états limites ultimes*. La surface de **sol comprimé** sous la fondation doit être au moins égale à **10%** de la surface totale de celle-ci.

8.3.4 Etats limites de service de décompression du sol (ELS)

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux **états limites de service**. Le sol sous la fondation doit rester entièrement comprimé sous combinaisons fréquentes. La surface de **sol comprimé** sous la fondation doit être au moins égale à **75%** de sa surface totale sous combinaisons rares.

8.4 Etat limite ultime de glissement de semelle (ELU)

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux **états limites ultimes (ELU)**.

Pour chaque combinaison d'actions, on vérifie que les efforts horizontaux appliqués à la fondation ne provoquent pas un glissement sur la base. Il s'agit de vérifier la condition suivante :

$$\text{Fascicule 62 titre V : } H_u \leq \frac{N_u \tan \varphi'}{1,2} + \frac{c B'}{1,5}$$

$$\text{DTR-BC- 2.331 : } H_u \leq 0,5 N_u$$

Avec :

H et N_u : composantes de calcul horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation à l'ELU,

B' : surface comprimée de la fondation.

8.5 Etat limite ultime de stabilité d'ensemble (ELU)

Cet état concerne le cas des fondations en tête de talus de déblai ou rapporté. Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux **états limites de stabilité d'ensemble**. On fera un **calcul de stabilité (stabilité des pentes)** en considérant les paramètres de calcul ϕ_d et c_d .

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \varphi}{1,2} \quad \text{et} \quad c_d = \frac{c}{1,5}$$

8.6 Etats limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation

On applique les règles de calcul du béton armé (DTR- CBA 93) et règles BAEL 99.

Si on se réfère au fascicule 62- Titre v, on doit tenir compte des caractéristiques des matériaux définies par son article A.3.

Pour les combinaisons d'actions, on doit considérer celles prescrites par le DTR CBA 93

9 DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SOUS DIFFERENTS TYPES DE CHARGEMENT

Le dimensionnement des fondations superficielles comporte une vérification de la **résistance** et une vérification du **tassement**. La vérification de la **résistance** de la fondation vis à vis du sol se fait en montrant que la **contrainte de référence**, obtenue en **pondérant les actions** transmises par la structure au sol de fondation, est égale ou **inférieure** à la **contrainte de rupture** affectée d'un **coefficient de sécurité partiel** dans une approche aux **états limites**.

Le calcul de la résistance ultime du sol (rupture) sous la fondation q_u est effectué à partir des essais de laboratoire, ϕ et c , (DTR- BC 2.331) ou d'après des mesures effectuées directement sur le site par des essais in situ tels que : pressiomètre Ménard, pénétrètres statique et dynamique,etc.

10 - COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les **sollicitations** (efforts internes) dans les fondations superficielles sont calculées à partir des **actions** (efforts externes) en tenant compte de modèles de comportement plus ou moins complexes et représentatifs de la réalité.

Le règlement Algérien CBA- 93 stipule de dimensionner les fondations à l'ELU à partir de la combinaison suivante : $1.35G + 1.5Q$

Le coffrage des semelles se calcul en général à l'ELS (G+Q) et le ferrailage à l'ELU et l'ELA avec justifications des contraintes et des tassements du sol à l'ELS

Le Règlement parasismique Algérien RPA/2003 préconise de justifier les contraintes au sol et la résistance interne des semelles sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Dans le radier des fondations de grandes dimensions (radiers), le RPA/2003 prescrit de limiter l'excentricité accidentelle (e) à un maximum de $B/4$, avec B la dimension du radier dans le sens de la sollicitation.

11 TASSEMENT (METHODE DES TRANCHES OEDOMETRIQUE)

11.1 Définition et composantes du tassement

Le tassement est le déplacement vertical descendant d'un ouvrage. Il s'agit d'un phénomène d'interaction sol-structure qui se manifeste soit à cause de l'action de la fondation sur le sol, soit à cause de l'action du sol sur la fondation sous l'effet de l'influence d'un ouvrage à proximité.

11.2. Evaluation des tassements

Après s'être assuré que le critère de rupture est respecté, il faut vérifier que le tassement de la fondation est acceptable par la structure. Une estimation correcte des tassements est primordiale car c'est souvent ce critère qui limite les possibilités de fondation sur semelles superficielles (un tassement important conduit à redimensionner la capacité portante).

Les présentes règles s'appliquent au calcul des tassements d'une fondation superficielle à partir des essais de laboratoire. La méthode des tranches est la plus utilisée en pratique, elle est basée sur l'exploitation de l'essai oedométrique.

11.2.1 Tassement d'une fondation superficielle à partir des essais de laboratoire

Le tassement final d'une fondation superficielle comprend deux termes, le tassement immédiat s_i et le tassement de consolidation s_c .

a- Tassement immédiat: Il est donné à partir de la loi élastique linéaire par l'expression suivante :

$$s_i = C_f \frac{1 - \nu^2}{E} qB$$

Avec :

- q : charge admissible;
- B : largeur de la semelle;
- C_f : est un coefficient dépendant de la forme et de la rigidité de la fondation;
- E et ν : représentent respectivement le module d'Young et le coefficient de poisson du sol.

Le tableau 5 ci- après donne quelques valeurs de C_f tirés des tables de Giraud.

Tableau 5- Valeurs de C_f (d'après les tables de Giraud).

L /B	1	2	3	5	10
Fondation rigide	0,88	1,21	1,43	1,72	2,18
Fondation souple au bord	0,56	0,76	0,89	1,05	1,27
Fondation Souple au centre	1,12	1,53	1,78	2,10	2,58

En fonction de la nature du sol (sol fin ou sol perméable), q peut être soit une contrainte totale soit une contrainte effective. Le terme F_w pris en compte dans les combinaisons d'actions doit être homogène avec ce choix.

a- Tassement de consolidation s_c

Le tassement de consolidation est calculé à partir de la formule basée sur l'oedomètre (Fig.15). Le sol est découpé en tranches suffisamment fines (en pratique une épaisseur de l'ordre de $B/2$ peut être adoptée).

$$s_c = \Delta h = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} = H \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{vz}}{\sigma'_p}, \quad \sigma'_{vz} \geq \sigma'_p$$

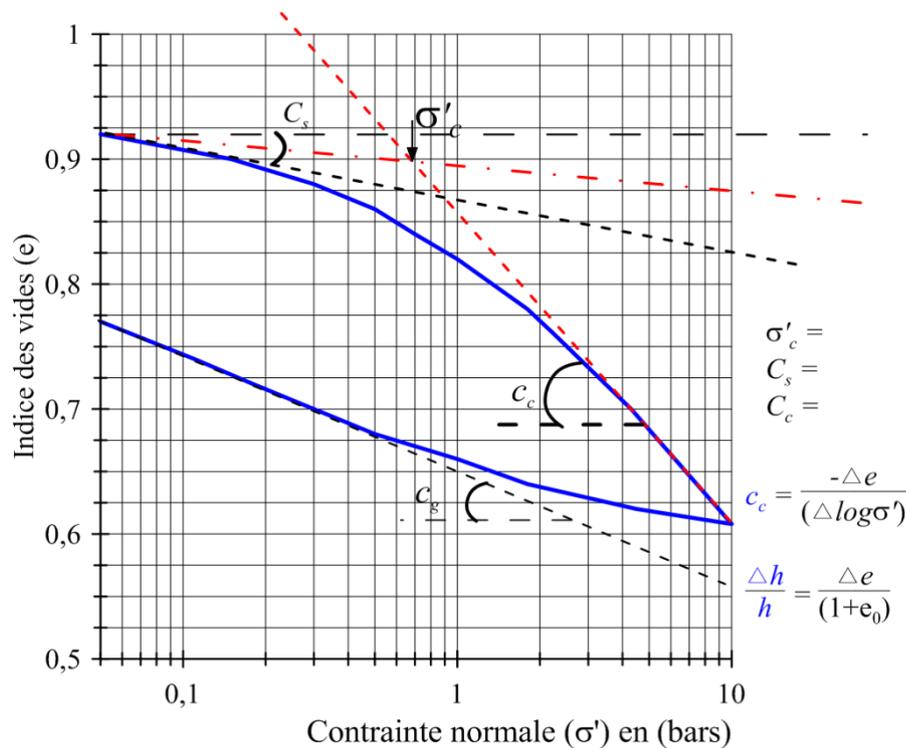


Figure 1.15- Courbe de compressibilité oedométrique d'un sol non gonflant

Avec :

- c_c : l'indice de compression
- e_0 : l'indice de vide initiale
- σ'_p : est la pression de consolidation (σ'_c)
- σ'_{vz} : désigne la valeur de $\sigma'_v(z)$ au milieu de la tranche considérée.
- H : Epaisseur de la couche

On peut procéder par un calcul sur des tranches de sol élémentaires (de l'ordre de 1 à 2m), le tassement de la tranche i considéré est donné par (DTR-BC 2.331) : $s_i = h_i \frac{\Delta e_{zi}}{1 + e_{oi}}$

Δe_{zi} : Diminution de l'indice des vides due à la contrainte σ'_{zi}

✓ Cas d'un sol normalement consolidé ($\sigma'_{oi} = \sigma'_{pi}$)

$$\Delta e_{1i} = 0 \quad \text{et} \quad \Delta e_{2i} = c_c \log \frac{\sigma'_{zi}}{\sigma'_{oi}}$$

✓ Cas d'un sol surconsolidé : ($\sigma'_{oi} < \sigma'_{pi}$)

$$Si \sigma'_{oi} = \sigma'_{pi}$$

$$- Si: \sigma'_{zi} < \sigma'_{pi} \Rightarrow \Delta e_{1i} = c_s \log \frac{\sigma'_{zi}}{\sigma'_{oi}} \quad \text{et} \quad \Delta e_{2i} = 0$$

$$- Si: \sigma'_{zi} > \sigma'_{pi} \Rightarrow \Delta e_{1i} = c_s \log \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{oi}} \quad \text{et} \quad \rightarrow \Delta e_{2i} = c_c \log \frac{\sigma'_{zi}}{\sigma'_{pi}}$$

$$\text{Soit: } s_i = \frac{H_i}{1 + e_{oi}} \left[c_s \log \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{oi}} + c_c \log \frac{\sigma'_{zi}}{\sigma'_{pi}} \right]$$

Si le sol est constitué de plusieurs couches de sols différents le calcul de $\sigma'_v(z)$ est effectué en décomposant cette contrainte en deux termes.

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma'_v(z)$$

- $\sigma'_{v0}(z)$ représente la contrainte existant dans le sol lorsque l'on suppose celui-ci uniformément chargé au niveau de la fondation par une pression égale à q_0 .

- $\Delta \sigma'_v(z)$ représente la contrainte enregistrée dans le sol supposé non pesant par une pression uniforme égale à $q-q_0$

$\Delta \sigma'_v(z)$ est calculé par la méthode de Boussinesq, en utilisant les abaques ou les formules analytiques.

Le tassement de consolidation s_c est égal à :

$$s_c = \mu \sum_1^N s_i$$

μ : Coefficient dépend du rapport H/B

$s_i = s_{cod}$: Tassement de consolidation déduit directement de l'oedomètre (figure 1.15).

μ : étant un coefficient destiné à tenir compte du fait que les tassements calculés par la formule de Terzaghi sont généralement surestimés.

11.2.2 Répartition des contraintes en profondeur

Le tableau 2 (Fig.1.16) permet le calcul des contraintes $\Delta \sigma'_v$ transmises en tout point du sol sous une semelle rectangulaire souple de dimensions (B, L). L'incrément de contrainte peut être déterminé aux angles, intérieur et l'extérieur du rectangle. Interpoler entre les valeurs.

Tableau 6- Calcul de tassement par la méthode oedométrique

N° tranche	Z (milieu) (m)	Epaisseur h_i (m)	σ'_{v0} (kPa)	facteur I	$\Delta \sigma'_v$ (kPa)	$\sigma'_v(z)$ (kPa)	σ'_c	ΔH (cm)
1								
2								
n								

La distribution des contraintes sous la fondation après découpage du sol en tranches élémentaire est donnée dans la [figure 1.17](#). Les résultats de calcul peuvent être dressés sous forme de tableau organisé de la manière suivante (tableau 6) :

11.2.3 Paramètres de compressibilité

La compressibilité d'un sol est appréciée à partir du rapport de l'indice de compression (c_c) à la grandeur $1+e_0$ (avec e_0 est l'indice des vides initial).

Tableau **6a**- Appréciation de la compressibilité des sols

Sol	Type de sols	Rapport $c_c/(1+e_0)$	
		Min	Max
Incompressible	Sables et graviers	< 0.015	
Peu compressible	Limon, marne tendre	0.015	0.050
Moyennement compressible	Argile	0.050	0.200
Très compressible	Tourbe, vases,...!	> 0.200	
a) Sols remaniés Skempton (1944) $c_c = 0.007(w_L - 10)$		b) Sols intacts Terzaghi et Peck (1967) $c_c = 0.009(w_L - 10)$	

Tableau. **6b** Tassements absolus admissibles d'après les normes Russes SNIP-62

Types de structures	Tassements admissibles
Structures sans ossatures remplissage par panneaux	8 cm
Structure sans ossature, remplissage en maçonnerie avec semelles isolées	8 à 10 cm
Structure en portiques	10cm
Fours, cheminée, réservoirs,...fondés sur radiers en BA	30cm

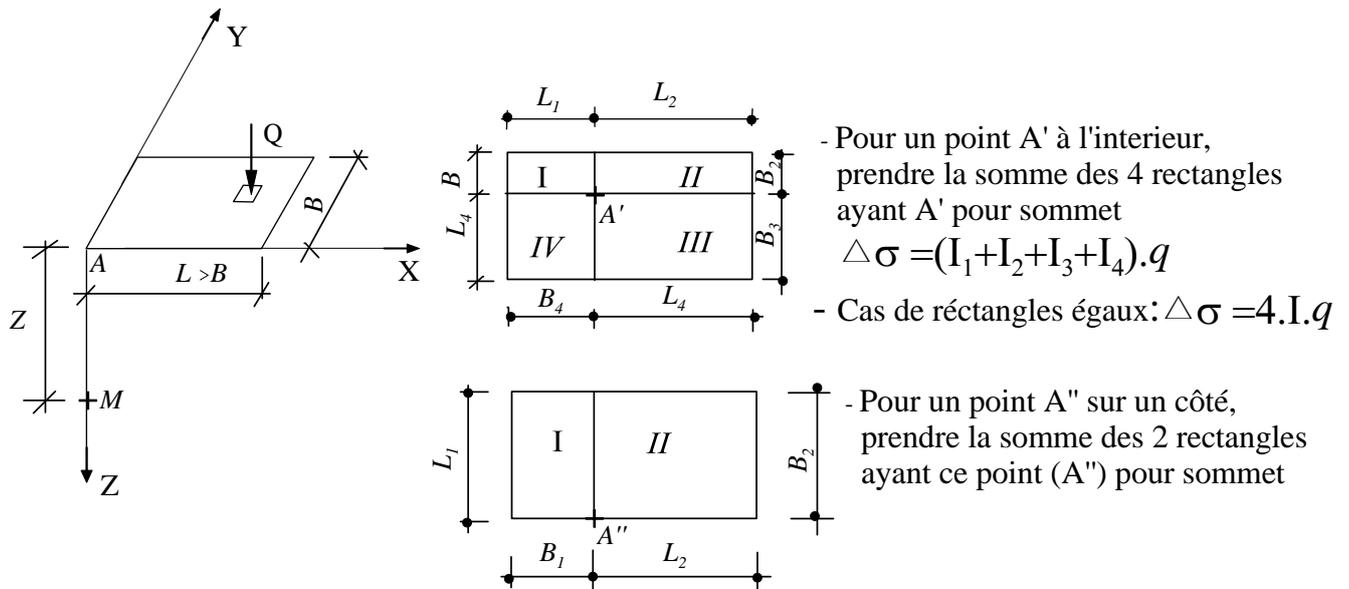


Tableau 2. Facteurs d'influence à l'aplomb de la verticale d'un sommet d'un rectangle souple uniformément chargé [G. Philipponnat, 2002]

L/B \ Z/B	1	1.25	1.5	2	3	5	10	∞
0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.25	0.247	0.248	0.248	0.248	0.248	0.249	0.249	0.249
0.50	0.233	0.236	0.238	0.239	0.240	0.240	0.240	0.240
0.75	0.206	0.214	0.218	0.222	0.224	0.224	0.224	0.224
1,0	0.175	0.187	0.194	0.200	0.203	0.204	0.205	0.205
1.5	0.121	0.135	0.145	0.156	0.154	0.167	0.167	0.167
2.0	0.084	0.097	0.107	0.120	0.132	0.136	0.137	0.137
2.5	0.059	0.071	0.080	0.093	0.104	0.113	0.114	0.115
3.0	0.045	0.054	0.061	0.073	0.086	0.096	0.099	0.099
4.0	0.027	0.033	0.038	0.048	0.060	0.071	0.076	0.076
6.0	0.013	0.016	0.019	0.024	0.032	0.043	0.051	0.052
8.0	0.007	0.009	0.011	0.014	0.020	0.028	0.037	0.039
10.0	0.005	0.006	0.007	0.009	0.013	0.020	0.028	0.032
12.0	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.010	0.016	0.021
15.0	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.007	0.012	0.018
18.0	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.007	0.012	0.018
20.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004	0.006	0.010	0.016

Figure 1.16. Facteurs d'influence sous fondation souple (Philipponnat, 2002)

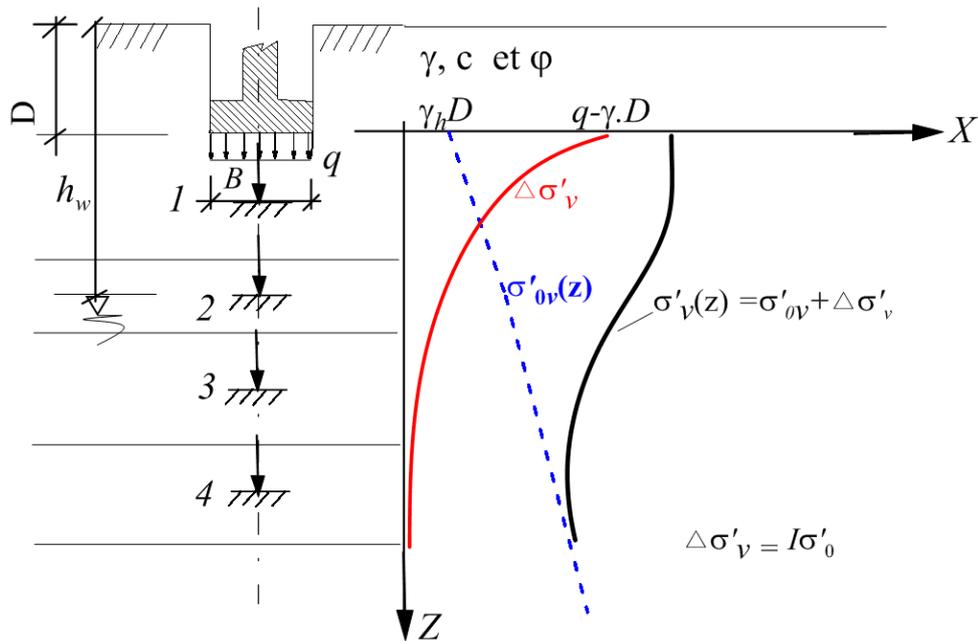


Figure 1.17. Schéma de découpage du sol en tranches élémentaires

Le facteur d'influence des contraintes dans l'axe central d'une semelle circulaire de rayon r est donné par la formule suivante (Z est la distance de la sous face de la semelle jusqu'au milieu de la couche h_i concernée):

$$\Delta\sigma'_v = Iq \rightarrow I = 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \quad : r \text{ est le rayon de la semelle}$$

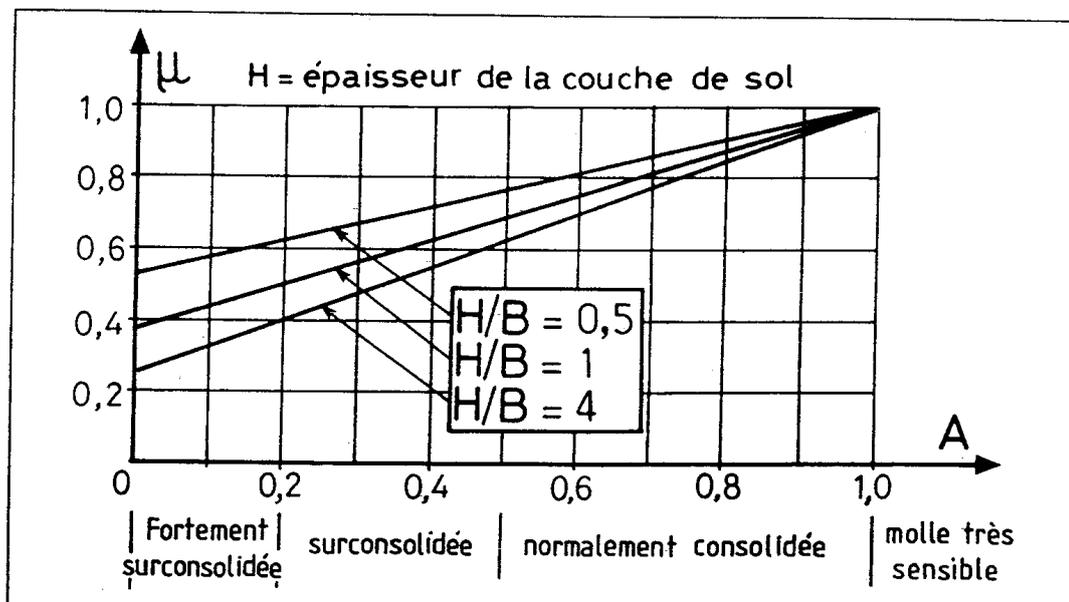


Figure 1.18. Valeurs du coefficient μ dans les argiles.

Les facteurs d'influence de contraintes en profondeur sont donnés pour les différents types de chargement en annexes 1, 3 et 4.

Bjerrum et Skempton ont proposé des valeurs de μ dans le cas des argiles représentées par le graphe ci-après (Fig.1.18), (l'axe des abscisses représente le paramètre A de pression interstitielle mesuré au triaxial).

11.3. COMPLEMENTS SUR LES TASSEMENTS

11.3.1 Estimation des tassements

Le problème des tassements des fondations superficielles peut être étudié à partir des résultats de l'essai oedométrique (ou éventuellement de l'essai triaxial) et des d'essais in situ.

Cependant, les essais in situ ont un comportement court-terme alors que le tassement est pour l'essentiel, le résultat d'un processus de consolidation (long terme).

Il nous semble donc préférable d'utiliser les essais oedométriques pour calculer les tassements, particulièrement dans le cas des fondations de grandes dimensions.

Malgré cette réserve, on notera toutefois que la **méthode pressiométrique** permet d'estimer de façon **satisfaisante le tassement des semelles** pour lesquelles les déformations de cisaillement sont prépondérantes : c'est le cas **des semelles superficielles de faible largeur** par rapport à l'épaisseur de la couche compressible (cas où précisément la méthode oedométrique ne donne pas des résultats très bons).

On notera que les tassements évalués à l'aide de l'essai pressiométrique sont en général plus faibles que ceux obtenus par la méthode oedométrique.

La prévision des tassements à l'aide des résultats d'essais pénétrométriques est en revanche très controversée. Elle peut être éventuellement utilisée si un calage des résultats est fait sur le chantier à l'aide d'un essai oedométrique.

11.3.2 Tassements admissibles des ouvrages

a. Tassements uniformes : Une construction qui subit un tassement uniforme n'est pas en général affectée par des accidents majeurs. Seules les liaisons avec l'extérieur seront perturbées (rupture de canalisations, différences de niveau entre le rez-de-chaussée et la rue, etc. ...). Dans le cas de tassements uniformes importants, ces effets sont cependant spectaculaires (exemple typique: ville de Mexico où les tassements atteignent plusieurs mètres) et des dispositions constructives particulières sont à prendre (mise en place de vérins sous les fondations).

Tassements différentiels: En revanche, le différentiel de tassement sous un ouvrage entraîne des risques de désordres considérables. Il s'agit alors de désordres affectant la structure elle-même provoqués par les efforts parasites dus aux dénivellations d'appuis. Ceci est illustré par la **figure 1.19**. On voit que les **ouvrages isostatiques** sont beaucoup **moins sensibles que les ouvrages hyperstatiques aux effets des tassements différentiels**.

Le **tableau 7** fournit un ordre de grandeur des tassements admissibles en fonction de l'ouvrage étudié, à respecter lors de l'établissement d'un projet.

Il est précisé toutefois que ces valeurs sont relatives à des structures courantes dans des situations non exceptionnelles. Il y aura lieu dans chaque cas particulier de faire préciser les tassements admissibles par l'utilisateur.

11.4 Retour sur la contrainte admissible - pathologies de fondations

En conclusion, les contraintes admissibles sous les semelles d'un ouvrage ne résultent pas uniquement d'un calcul de capacité portante, mais également d'une étude sérieuse des tassements. Il y aura lieu de dimensionner les différentes semelles de manière à minimiser les tassements différentiels. Une proportion importante des accidents de fondation relève en effet de problèmes de tassements.

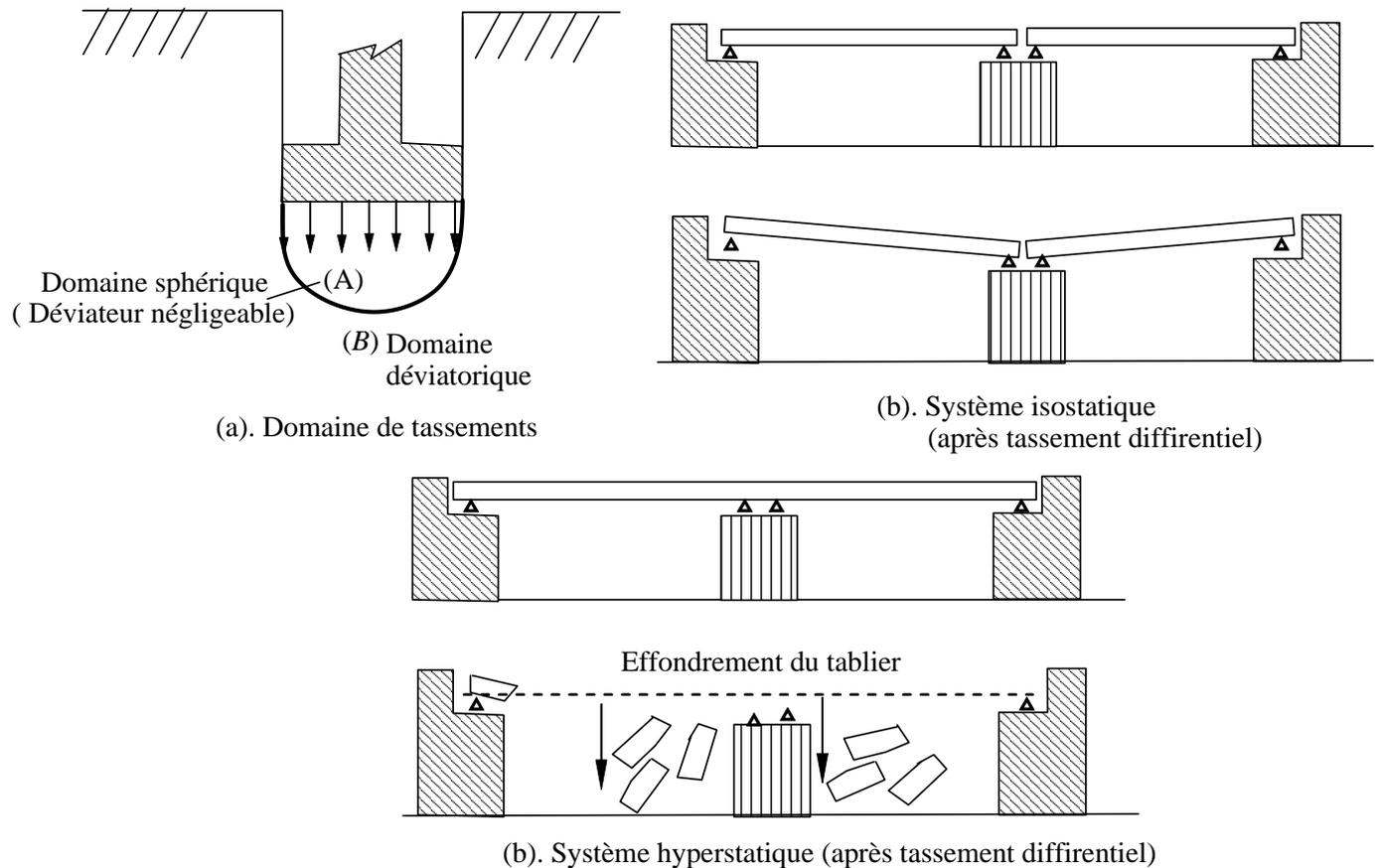


Figure 1.19. Influence du tassement sur l'ouvrage et les conditions d'appuis

Nous citerons la statistique de Logeais (1971) (**Socotec**) concernant les accidents de fondations superficielles les plus fréquents (statistique sur 20 ans) :

- 25 % des accidents sont dus à des fondations sur remblais récents ou insuffisamment compacts.
- 20 % des accidents proviennent de venues d'eau intempestives.
- **20 %** sont dus à des **fondations "hétérogènes"** (fondations au même niveau avec des contraintes de service différentes, fondations à des profondeurs différentes, etc.)
- 10 % sont dus à un encastrement insuffisant (garde au gel, affouillements).
- 10 % sont dus aux tassements provoqués par un immeuble voisin.

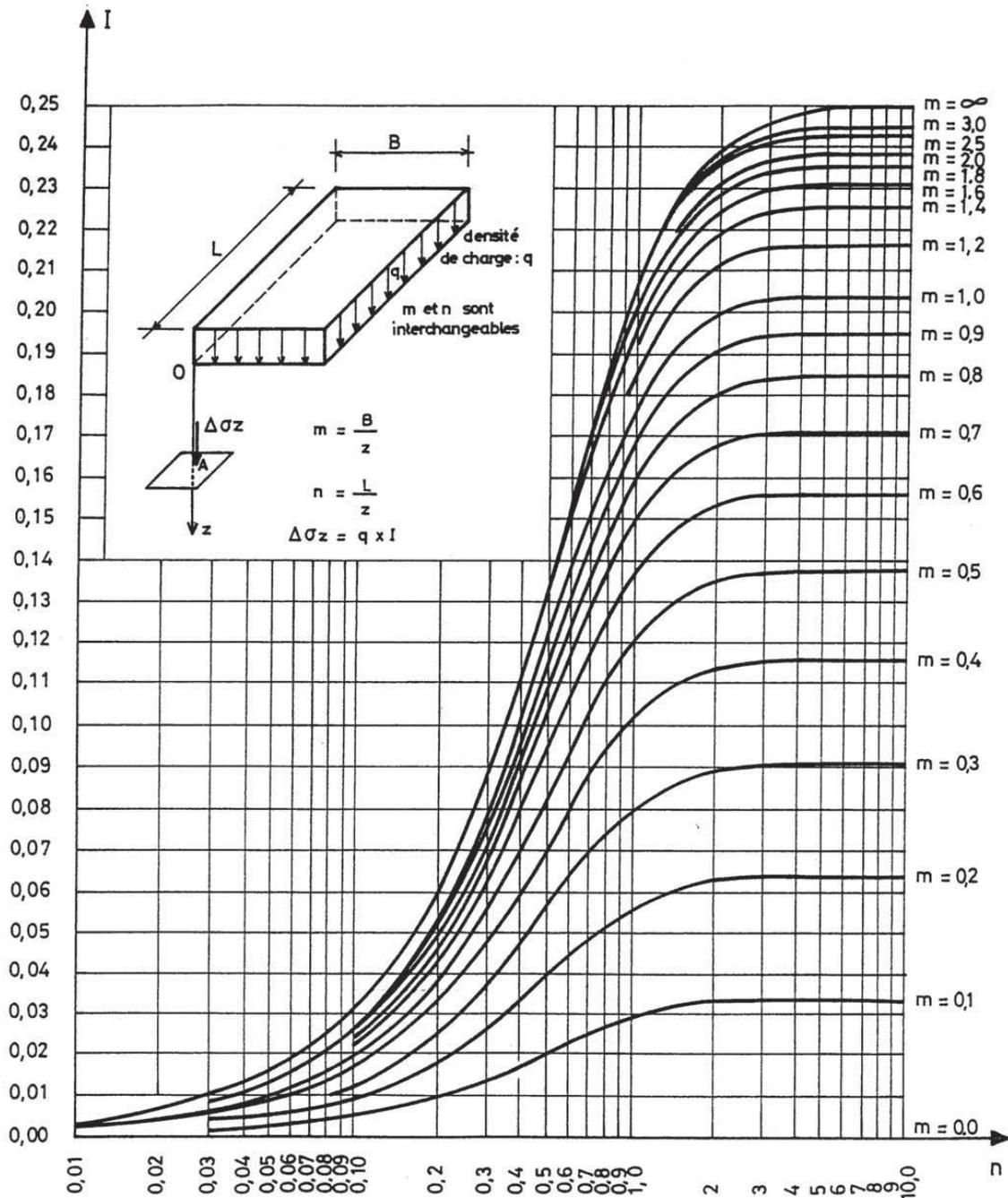
- 10 % sont causés par des fondations sur sols très compressibles (tourbe, argiles molles, etc. ...).
- 5 % proviennent de constructions sur sols instables (terrains en pente, terrains miniers, anciennes carrières).

Tableau 7- Recommandations du 4^{ème} congrès international de Mécanique des Sols (Londres, 1956)

Type de mouvement	Le tassement doit être limité pour assurer :	Tassement maximal
Tassement total	Le drainage	15 à 30 cm
	La facilité d'accès	30 à 60 cm
	Une certaine uniformité du tassement	
Renversement	- Murs en maçonnerie	2 à 5 cm
	- Poutraisons	5 à 10 cm
	- Silos, cheminées, radiers	8 à 30 cm
	La stabilité des cheminées et des tours	0,004 B
	La circulation des engins	0,01 L
	La stabilité des empilages de marchandises	0,01 L
	Le fonctionnement des machines	0,003 L
Tassement	- Métiers à tisser	0,0002 L
	- Turbo - générateurs	0,003 L
	Le fonctionnement des grues sur rail	0,01 à 0,02 L
	L'écoulement de l'eau dans les étages	0,0005 à 0,001 L
	La sécurité à l'égard des fissurations	0,0025 à 0,004 L
	Grands murs de briques	0,003 L
	Poutres en béton armé	0,002 L
	Voiles en béton armé	0,005 L
Poutres continue en acier		
	Poutres sur appuis simples en acier	
N.B : L représente la distance entre deux poteaux voisins ou entre deux points soumis au tassement différentiel		

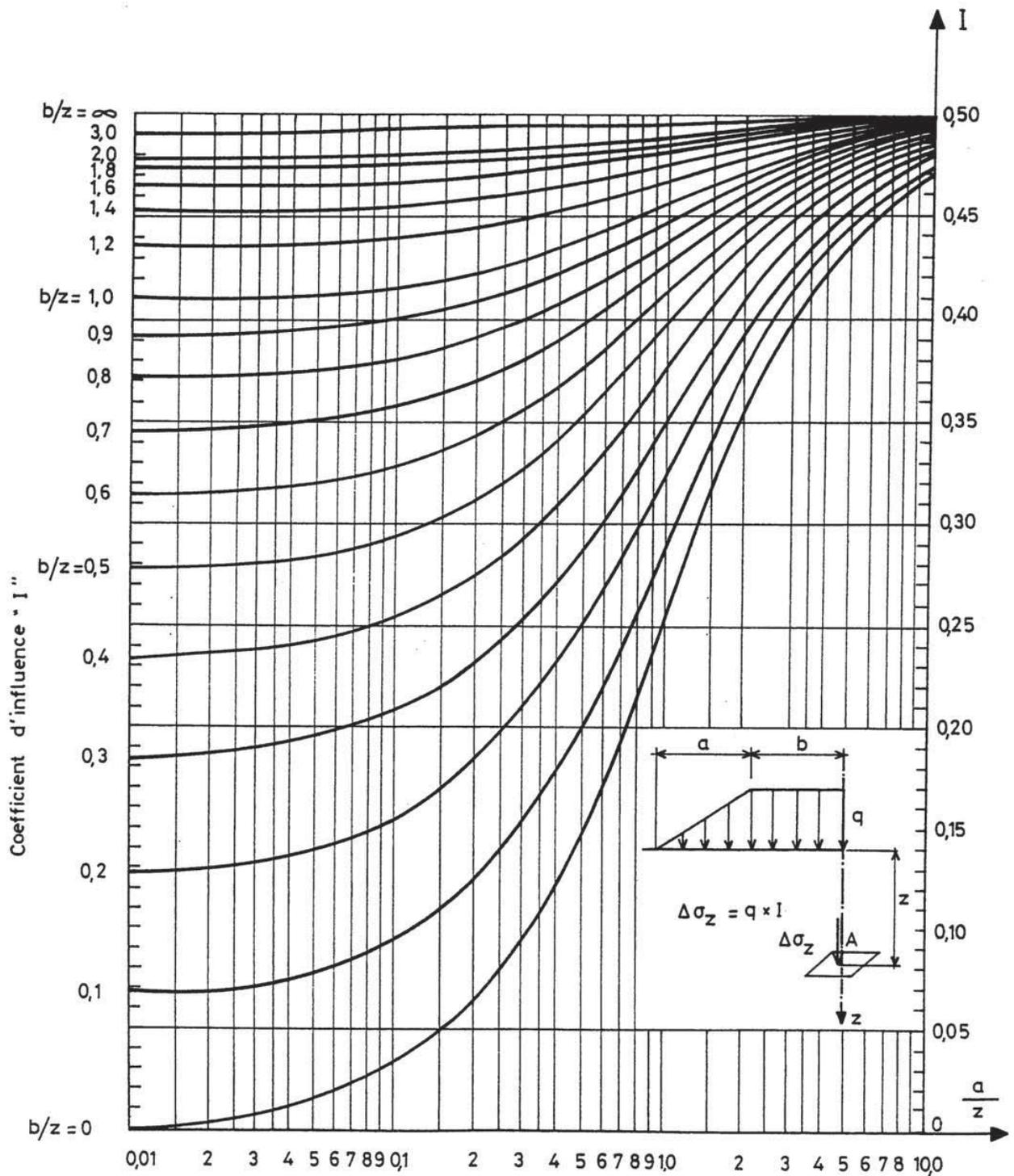
ANNEXE 1

ABAQUE DE STEINBRENNER



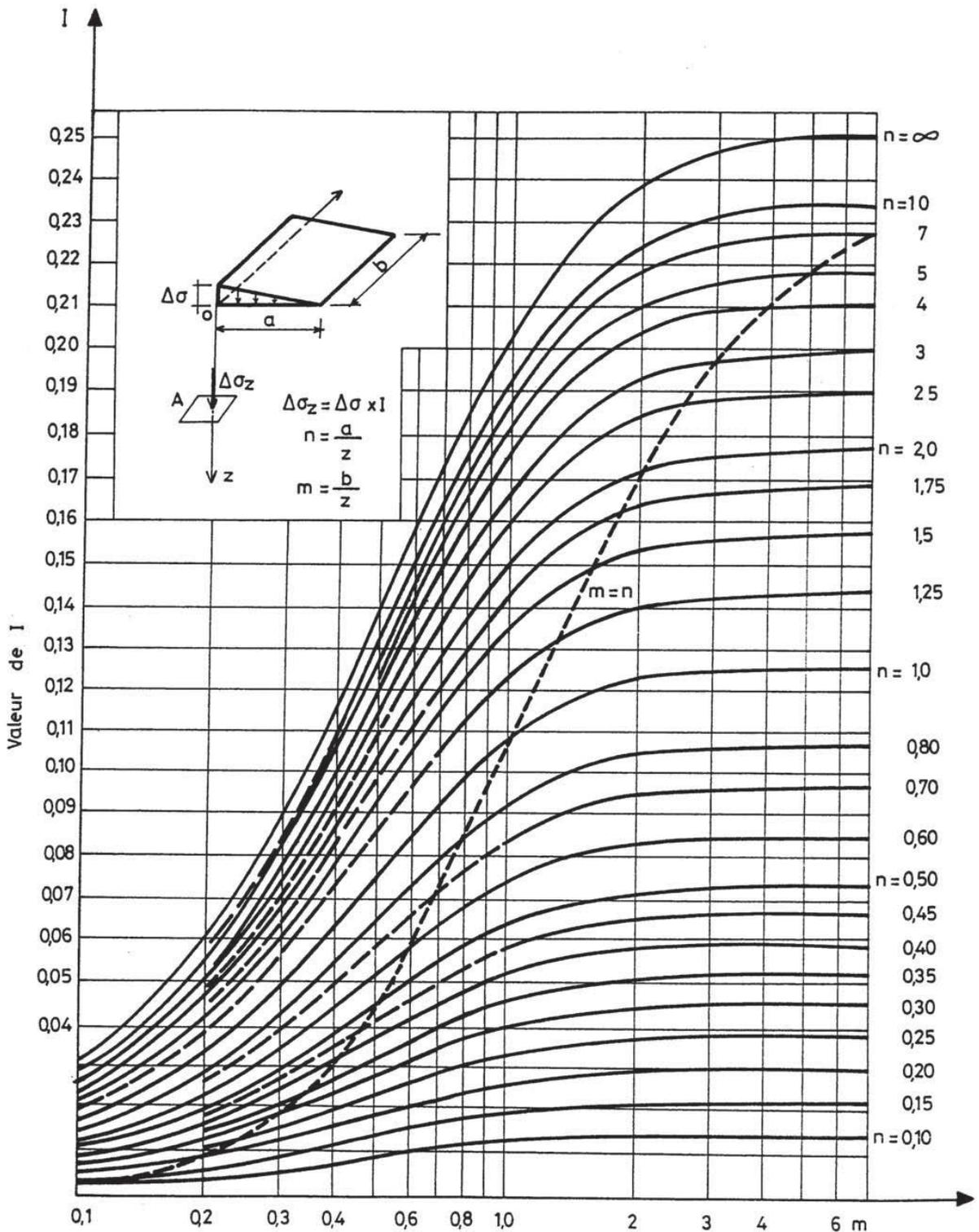
ANNEXE 3

ABAQUE D'ÖSTERBERG



ANNEXE 4

ABAQUE DE FADUM



Exercice d'application n° 1 :

Une semelle rectangulaire ($B, L=2B$) est ancrée dans un massif argileux saturé ($\gamma_{sat}=20\text{kN/m}^3$; $c_u=0,5\text{ bars}$; $\phi_u=0^\circ$). Elle est soumise à un effort normal N_{ser} et un moment M_{ser} à l'ELS (Figure. 1).

- 1) Dimensionner la semelle selon le modèle de Meyerhof et déduire la portance du sol ($\bar{\sigma}_{adm}$) à l'ELS.
- 2) Calculer l'état de contraintes à partir du diagramme trapézoïdal des contraintes (Navier), déduire q_{ref} et commenter les résultats ?
- 3) Calculer la hauteur h_t de la semelle.

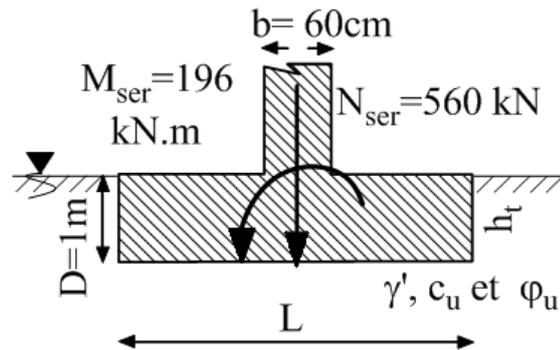


Fig.1- Semelle d'un pont

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma' s_\gamma N_\gamma B + q_0 s_q N_q + c_u s_c N_c \rightarrow \begin{cases} c_u = 50 \text{ kPa} \\ \phi_u = 0^\circ \end{cases}$$

Contrainte effective d'ancrage : $q_0 = q'_0 = \gamma' D = 10 \text{ kPa}$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{196}{560} = 0,35 \text{ m} \rightarrow \boxed{e = 0,35 \text{ m}}$$

$$N_q = 1 ; N_\gamma = 0 ; N_c = 5,71$$

$$s_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B}{L} = 0,9 ; s_q = 1 ; s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} = 1,1$$

$$\Rightarrow q_u = \frac{1}{2} \gamma' s_\gamma N_\gamma B + q_0 s_q N_q + c_u s_c N_c = 0 + 10 + (1,1 \times 5,71 \times 50) = 324,05 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = q'_0 + \frac{q_u - q'_0}{F_s} = 10 + \frac{324,05 - 10}{3} = 114,68 \text{ kPa} \rightarrow \boxed{\bar{\sigma}_{adm} = 114,68 \text{ kPa}}$$

Modèle de MEYERHOF :

Cas d'une semelle rectangulaire:

$$q_{ref} = \frac{N_s}{(B - 2e_y)(L - 2e_x)} = \frac{N_s}{B(L - 2e)} = \frac{N_s}{2B \times (B - e)} \leq \bar{\sigma}_{adm} = 114,68 \text{ kPa}$$

Après développement, on aboutit à la résolution de l'équation suivante :

$$229,37B^2 - 80,27B - 560 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{b^2 - 4ac} = 721,27 \Rightarrow B_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 1,74m$$

$$B_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -1,4m \text{ (rejetée)}$$

On retient les valeurs arrondies suivantes : $B = 1,75m$; $L = 2B = 3,5m$

Contrainte appliquée (q_{ref}) d'après Meyerhof :

$$q_{ref} = \frac{N_s}{2B \times (B - e)} = \frac{560}{2 \times 1,75(1,75 - 0,35)} = 114,28 \text{ kPa} \leq \bar{\sigma}_{adm} = 114,68 \text{ kPa}$$

Portance du sol : $\bar{\sigma}_{adm} = 114,68 \text{ kPa} = 1,15 \text{ bars}$

2- Etat de contrainte d'après le diagramme trapézoïdal des contraintes :

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} = \frac{N_s}{S} \pm \frac{M_s}{I_{yy}} X_{\max} = \frac{N_s}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_s}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{560}{1,75 \times 3,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,35}{3,5} \right) = 146,28 \text{ kPa} \\ \sigma_3 = \frac{N_s}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{560}{1,75 \times 3,5} \left(1 - \frac{6 \times 0,35}{3,5} \right) = 36,57 \text{ kPa} > 0 \end{array} \right.$$

$$q_{ref} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_3}{4} = 118,85 \text{ kPa} > \bar{\sigma}_{adm}$$

Commentaire : On remarque un **faible** écart entre les deux (02) méthodes qui est de l'ordre de 4% (3.85%).

3- hauteur de la semelle :

Homothétie dimensionnelle:

$$\frac{b}{a} = \frac{L}{B} = \frac{2B}{B} = 2 \Rightarrow a = \frac{b}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3m \rightarrow a = 0,3m ; b = 0,6m$$

$$h_t \geq \text{Max} \left(\frac{B-a}{4} + 0,05m ; \frac{L-b}{4} + 0,05m \right) = \text{Max} (0,778 ; 0,41m) = 0,78m$$

On prend : $h_t = 0.8 \text{ m}$

Exercice d'application n°2 :

Soit une semelle filante rigide sous 4 poteaux (Dim 50/50 cm) d'une longueur $L= 15.5\text{m}$. Elle est fondée sur un sol homogène et élastique de portance 0.8 bars (ELU), de raideur $K_z= 22 \text{ MPa/m}$. Les sollicitations de calcul à l'ELU sont représentées sur la figure1. Les fissurations du béton sont peu nuisibles.

1. Déterminer le coffrage de la fondation,
2. Calculer les efforts internes M- N et T ainsi que leurs diagrammes,
3. Vérifier la rigidité flexionnelle de la semelle
4. Calculer les sections d'armature de tous les éléments et établir les plans de ferrailage.

(Prendre : largeur libage $b_0=60 \text{ cm}$, enrobage des aciers : 3cm, $f_{c28}= 25 \text{ MPa}$, Acier de nuance Fe E400 MPa).

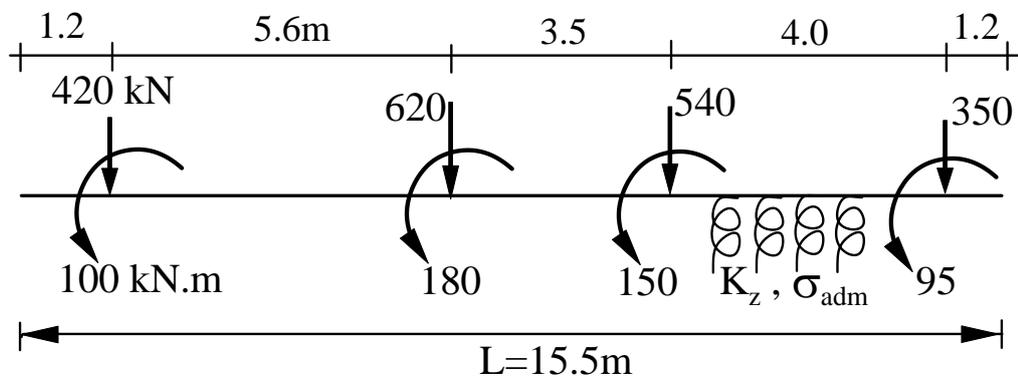


Fig. 1. Semelle filante rigide sur sol élastique

Corrigé Exercice N°2 :

On considère le repère OXY

1. Coffrage de la semelle (B, h_t, h_0)

$N_1=420 \text{ kN}$	$N_2=620 \text{ kN}$	$N_3=540 \text{ kN}$	$N_4=350 \text{ kN}$	
$d_1=1.2\text{m}$	$d_2=6.8\text{m}$	$d_3=10.3\text{m}$	$d_4=14.3\text{m}$	$X_G=7.75\text{m}$

$$\text{Effort normal total : } N_{ut} = \sum_1^4 N_i = 1930 \text{ kN}$$

$$\text{Moment fléchissant de calcul : } M_u = \sum_1^4 M_i = 525 \text{ kN.m}$$

Abscisse d'application de N_{ut} : $N_{ut} \times X_0 = \sum_{i=1}^4 N_i \times d_i \Rightarrow X_0 = \frac{\sum_{i=1}^4 N_i \times d_i}{N_{ut}} = 7.92 \text{ m.}$

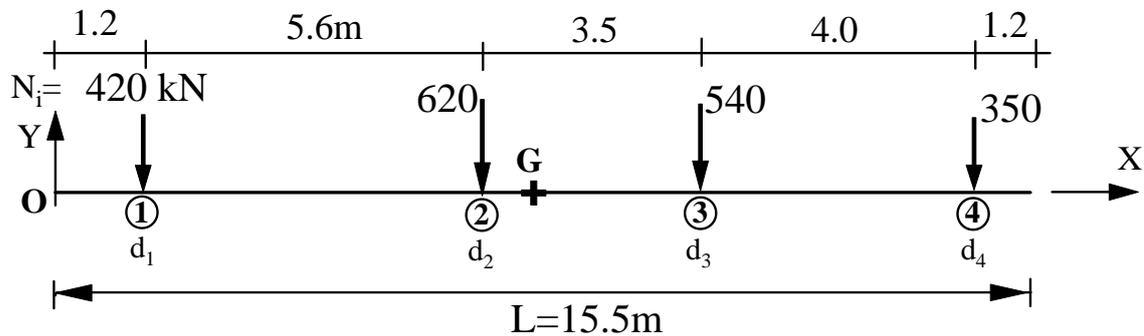


Fig.2. Calcul de l'abscisse d'application de la résultante de l'effort normal.

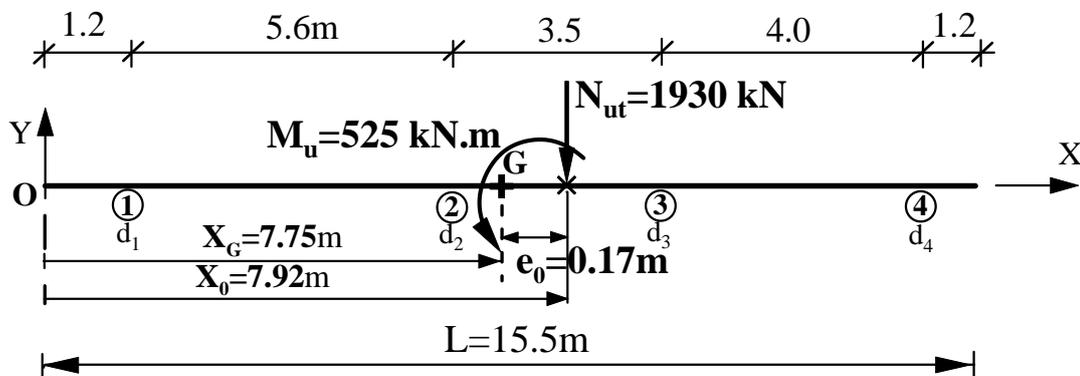


Fig.3. Excentricité de l'effort normal total

Excentricité de l'effort normal résultant par rapport au CDG de la semelle :

$$e_0 = X_0 - X_G = 7.92 - 7.75 = 0.17 \text{ m} \rightarrow e_0 < \frac{L}{6} = 2.58 \text{ m} \Rightarrow \text{SCC}$$

Moment fléchissant résultant sollicitant le centre de gravité de la semelle :

$$M_{uG} = M_u - N_{ut} \times e_0 = 169.90 \text{ kN.m}$$

Excentricité :

$$e = \frac{M_{uG}}{N_{ut}} = \frac{169.9}{1930} = 0.102 \text{ m}$$

Contrainte sollicitant le sol

$$q_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{N_{ut}}{BL} + \frac{3N_{ut}e}{B^2L} \leq \sigma_{\text{su}} = 80 \text{ kPa}$$

$$\frac{1930 \times B + 590.58}{15.5 \times B^2} \leq 80 \text{ kPa} \quad \text{en (kPa)}$$

Après développement, on obtient : $12.4B^2 - 19.3B - 5.91 \geq 0$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (19.3)^2 - 4 \times 12.4 \times (-5.91) = 665.626 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 25.80 \text{ m}$$

$$B_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a} \rightarrow \begin{cases} B_1 = 1.82\text{m} \\ B_2 = -0.26\text{m} < 0 \text{ (racine écarté)} \end{cases}$$

B=1.85

Vérification : $q_{ref} = 78.44 \text{ kPa} < \bar{\sigma}_{su} = 80 \text{ kPa}$ Ok

1. a. Poutre libage :

$$(b_0 = 60 \text{ cm}) \text{ et } \frac{l_{max}}{9} \leq h_0 \leq \frac{l_{max}}{6} \rightarrow h_0 \geq \frac{l_{max}}{7} = \frac{5.60}{7} = 0.80\text{m} \Rightarrow h_0 = 80\text{cm}$$

Libage de (60/80 cm)

Hauteur totale (h_t) SF:

Poteaux (50/50cm), $b = 0.50\text{m}$

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 = 0.39 \text{ cm} \rightarrow h_t = 40\text{cm}$$

Hauteur du glacis de la SF :

$$\begin{cases} h_1 \geq 15\text{cm} \\ h_1 \geq 6\phi_L + 6 \text{ (cm)} = 12\text{cm} \end{cases} \Rightarrow h_1 = 20\text{cm}$$

Effort au ml sollicitant la semelle filante:

$$p_u = q_{ref} \times B = 145.11 \text{ kN/ml}$$

Ferraillage sens transversal de la semelle:

$$A_u \geq \frac{p_u (B - b)}{8d\sigma_a} = \frac{145.11 \times (185 - 50) \times 10^2}{8 \times 35 \times 3480}$$

$$= 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5T10/\text{ml} \times 220 \text{ (e} = 20 \text{ cm)}$$

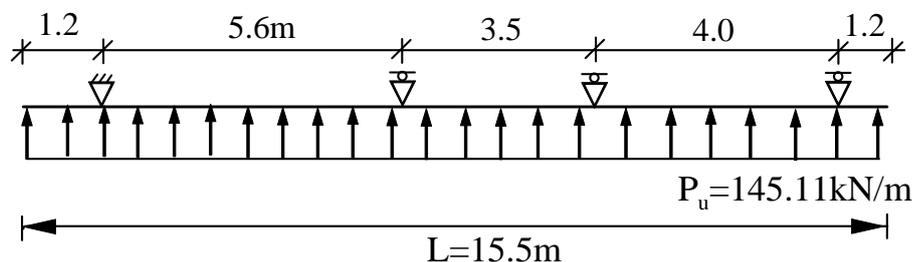
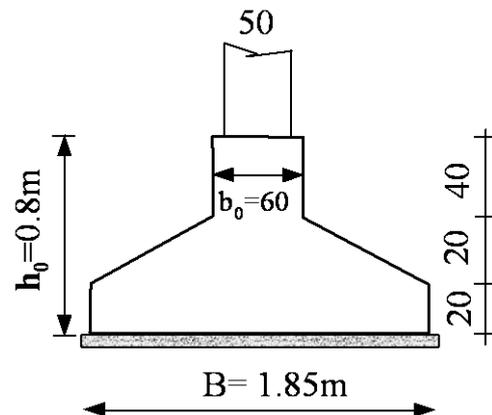


Fig.4. Schéma statique de la poutre libage

Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle (sens longitudinal)

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4E_c I_{xx}}{K_z B}} = 3.35m \rightarrow \begin{cases} E_c = 32 \times 10^6 \text{ kPa} & \text{et } K_z = 22 \times 10^3 \text{ kPa} \\ B = 1.85m & \text{et } I_{xx} \geq 4.02 \times 10^{-2} \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$l_{\max} = 5.60 \text{ m} < \frac{\pi l_e}{2} + b = 5.76 \text{ m} \Rightarrow \text{SF rigide et le diagramme des contraintes est lineaire}$$

2. Efforts internes (M- N et T) dans le libage :

$$M_1 = M_4 = \frac{p_u x^2}{2} = \frac{145.11 \times (1.2)^2}{2} = 104.48 \text{ kN.m}$$

Les inconnues du système hyperstatique sont les moments aux appuis M_3 et M_4 , on utilise la méthode des 3 moments (dite méthode Clapeyron). On considère les moments positifs tendent la fibre inferieure de la poutre.

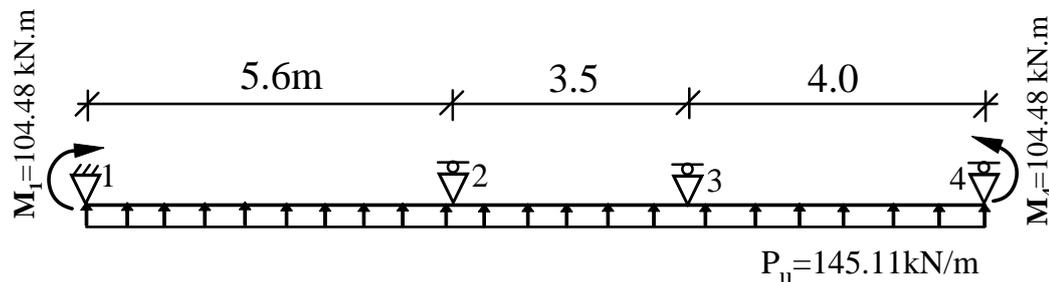


Fig.5. Poutre continue sur 4 appuis (système hyperstatique)

Relation des 3 moments (Clapeyron) :

$$M_i \frac{l_i}{I_i} + 2M_{i+1} \left(\frac{l_i}{I_i} + \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+2} \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} = 6E(w_{id} - w_{ig})$$

Cas particulier : Poutre d’inertie constante ($I_i=I_{i+1}=I$) et chargée uniformément répartie (p est uniforme),

$$M_i l_i + 2M_{i+1} \times (l_i + l_{i+1}) + M_{i+2} l_{i+1} = \frac{p_i l_i^3}{4} + \frac{p_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

Application :

$$M_1 l_1 + 2M_2 (l_1 + l_2) + M_3 l_2 = \left(\frac{p_u l_1^3}{4} + \frac{p_u l_2^3}{4} \right) = \frac{P_u}{4} (l_1^3 + l_2^3) \rightarrow \begin{cases} M_1 = 104.48 \text{ kN.m} \\ l_1 = 5.6m, \quad l_2 = 3.5m \\ p_u = 145.11 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$104.48 \times 5.6 + 2M_2 \times (5.6 + 3.5) + M_3 \times 3.5 = 7926.30 \Rightarrow 18.2M_2 + 3.5M_3 = 7341.22 \quad (1)$$

$$M_2 l_2 + 2M_3 (l_2 + l_3) + M_4 l_3 = \frac{p_u l_2^3}{4} + \frac{p_u l_3^3}{4} = \frac{P_u}{4} (l_2^3 + l_3^3) \rightarrow \begin{cases} M_4 = 104.48 \text{ kN.m} \\ l_2 = 3.5m, \quad l_3 = 4.0m \\ p_u = 145.11 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$3.5 \times M_2 + 2M_3 \times (3.5 + 4.0) + 104.48 \times 4.0 = 3877.15 \Rightarrow 3.5M_2 + 15M_3 = 3459.29 \quad (2)$$

Soit à résoudre le système linéaire suivant :

$$\begin{pmatrix} 18.2 & 3.5 \\ 3.5 & 15 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 7341.22 \\ 3459.23 \end{pmatrix} \rightarrow \Delta = \begin{vmatrix} 18.2 & 3.5 \\ 3.5 & 15 \end{vmatrix} = 260.75 \neq 0 \Rightarrow \begin{cases} M_2 = 375.88 \text{ kN.m} \\ M_3 = 142.91 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Travée 1 ($l_1=5.6\text{m}$)

$$M(x) = 104.48 - 357.84x + 72.55x^2 \rightarrow \begin{cases} \frac{dM}{dx} = -357.84 + 145.11x = 0 \Rightarrow x_0 = 2.46\text{m} \\ M_{\text{tmax}} = M(2.46) = -336.76 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = 145.11x - 357.84 \rightarrow \begin{cases} T(0) = T_{d1} = -357.84 \text{ kN} \\ T(5.6) = T_{g2} = 454.77 \text{ kN} \quad \text{et} \quad T(2.46) = 0 \end{cases}$$

Travée 2 ($l_2=3.5\text{m}$)

$$M(x) = 375.88 - 320.5x + 72.55x^2 \rightarrow \begin{cases} \frac{dM}{dx} = -320.5 + 145.11x = 0 \Rightarrow x_0 = 2.20\text{m} \\ M_{\text{tmax}} = M(2.20) = 21.92 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = 145.11x - 320.5 \rightarrow \begin{cases} T(0) = T_{d1} = -320.5 \text{ kN} \\ T(3.5) = T_{g2} = 187.38 \text{ kN} \quad \text{et} \quad T(2.20) = 0 \end{cases}$$

Travée 3 ($l_3=4.0\text{m}$)

$$M(x) = 142.91 - 299.82x + 72.55x^2 \rightarrow \begin{cases} \frac{dM}{dx} = -299.82 + 145.11x = 0 \Rightarrow x_0 = 2.06\text{m} \\ M_{\text{tmax}} = M(2.06) = -166.84 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx} = 145.11x - 299.82 \rightarrow \begin{cases} T(0) = T_{d1} = -299.82 \text{ kN} \\ T(4.0) = T_{g2} = 280.62 \text{ kN} \quad \text{et} \quad T(2.06) = 0 \end{cases}$$

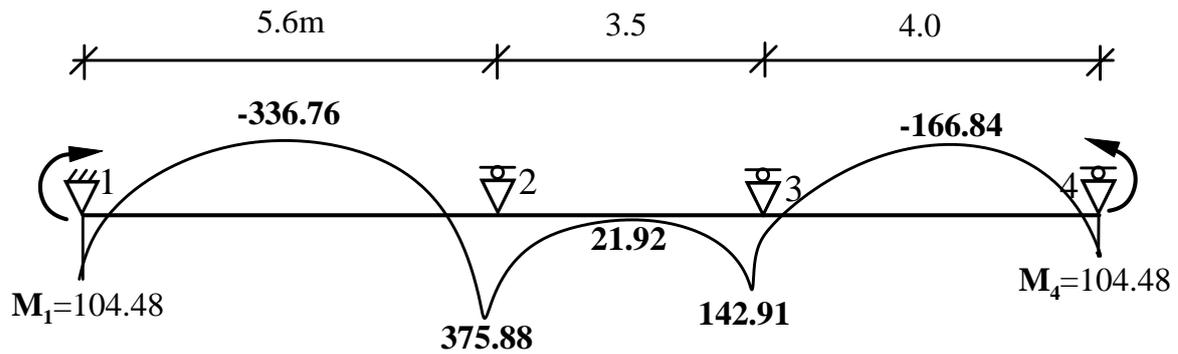


Fig.6. Diagramme de M

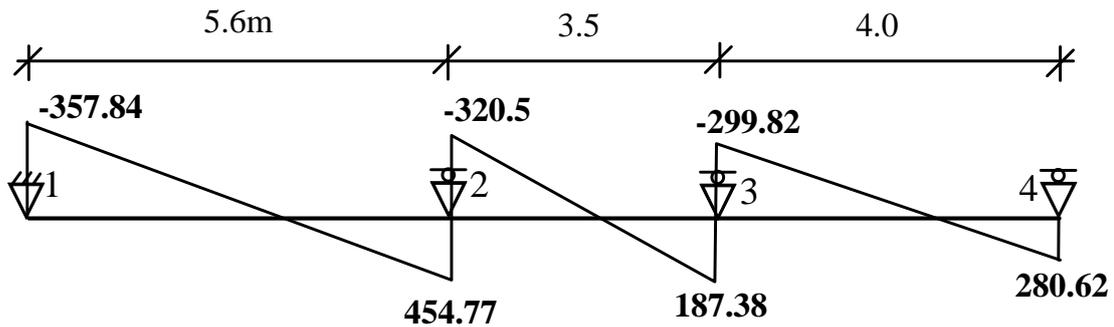


Fig.7. Diagramme de T (kN)

3. Ferrailage de la poutre libage

3.1. Ferrailage partie inferieure

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 250 \text{ bars} \\ f_e = 4000 \text{ bars} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} \approx 142 \text{ bars} \\ \sigma_a = \frac{f_e}{1.15} \approx 3480 \text{ bars} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = 375.88 \rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_{u\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{375.88 \times 10^4}{60 \times 72^2 \times 142} = 0.085 < 0.186 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{pivot A} \\ A' = 0 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.111 \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) = 68.79 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{M_{u\max}}{z\sigma_a} = 15.70 \text{ cm}^2$$

Calcul par Robot Expert : $A_u = 15 \text{ cm}^2$

Soit / (4 T20 + 2T16) x 1642cm

3.2. Ferrailage partie supérieure

$$M_{\max} = 336.76 \rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_{u\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{336.76 \times 10^4}{60 \times 72^2 \times 142} = 0.0762 < 0.186 \Rightarrow \begin{cases} \text{pivot A} \\ A' = 0 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.099 \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha) = 69.15 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{M_{u\max}}{z\sigma_a} \approx 14 \text{ cm}^2$$

Calcul par Robot Expert : $A_u = 13.4 \text{ cm}^2$

Soit : (4 T16 + 4T14) x 1642 cm

3.3. Ferrailage libage vis-à-vis de l'effort tranchant

$$T_{u\max} = 454.77 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 d} = \frac{454.77 \times 10^2}{60 \times 72} = 10.52 \text{ bars} & \text{et } f_{tk} = 21 \text{ bars} \\ \frac{A_t}{b_0 s_t} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tk})}{0.9 f_e} = \frac{1.15 \times (10.52 - 6.30)}{0.9 \times 4000} = 1.348 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\text{Pour } A_t = 2 \text{ cm}^2 \text{ (4 brins de T8)} : s_t \leq \frac{A_t}{1.348 \times 10^{-3} \times 60} = 24.73 \text{ cm}$$

Espacement maximal (CBA-93)

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq 4 \text{ bars} \Rightarrow s_t \leq \frac{A_t f_e}{4 b_0} = 33.33 \text{ cm} \rightarrow s_{t\max} = 33 \text{ cm}$$

Calcul par Robot Expert : $s_t = 27 \text{ cm}$

On retient un espacement de 20 cm en zones nodales et 30cm en zones courantes

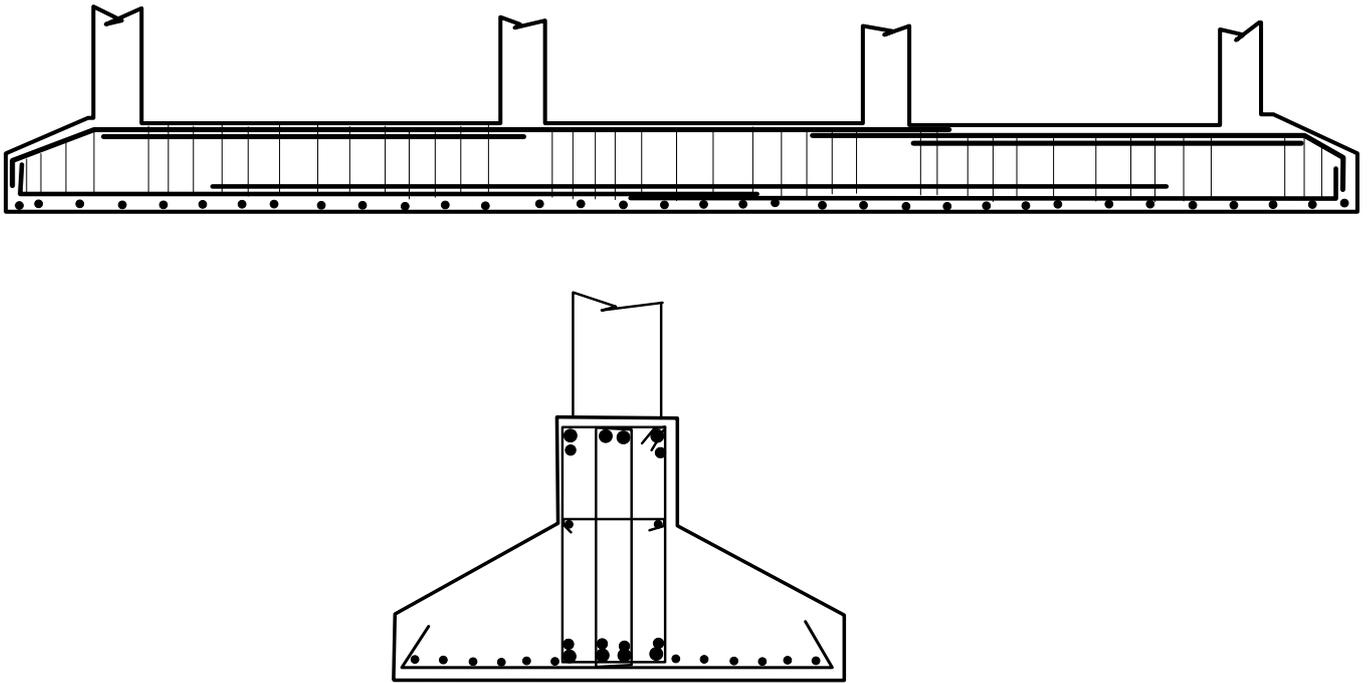


Figure. 8 - Schéma de ferrailage de la semelle filante

Chapitre 2 : Dimensionnement des fondations superficielles à partir des essais *in situ*

12 ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE (PDL)

L'essai de pénétration dynamique Lourd permet de mesurer en fonction de la profondeur la résistance dynamique à l'enfoncement d'un train de tiges sous l'action d'un battage normalisé. Cet essai permet :

- Une reconnaissance relativement rapide et moins onéreuse ;
- D'estimer la résistance en pointe du sol ;
- Une reconnaissance ponctuelle dans la zone critique (fontis, vides souterrains, ... etc.) ;
- De détecter des accidents et anomalies géologiques ;
- D'avoir une excellente idée sur le degré d'homogénéité du sol ;
- De définir des plages d'égale résistance en recoupant plusieurs pénétrogrammes.

12.1 Principe de l'essai

L'essai (Fig.1.20) consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, un train de tiges lisses de diamètre variable **30 et 45 mm**, à l'aide d'une masse (mouton de **64 kg**) tombant d'une hauteur constante **75 cm**. On enregistre le nombre de coups de mouton (N_d) correspondant à un enfoncement donné (généralement **20cm**). Le pénétromètre est muni d'une pointe débordante afin de neutraliser le frottement latéral.

Les résultats de l'essai sont traduits généralement sous forme de courbe de résistance dynamique $R_d(z)$.

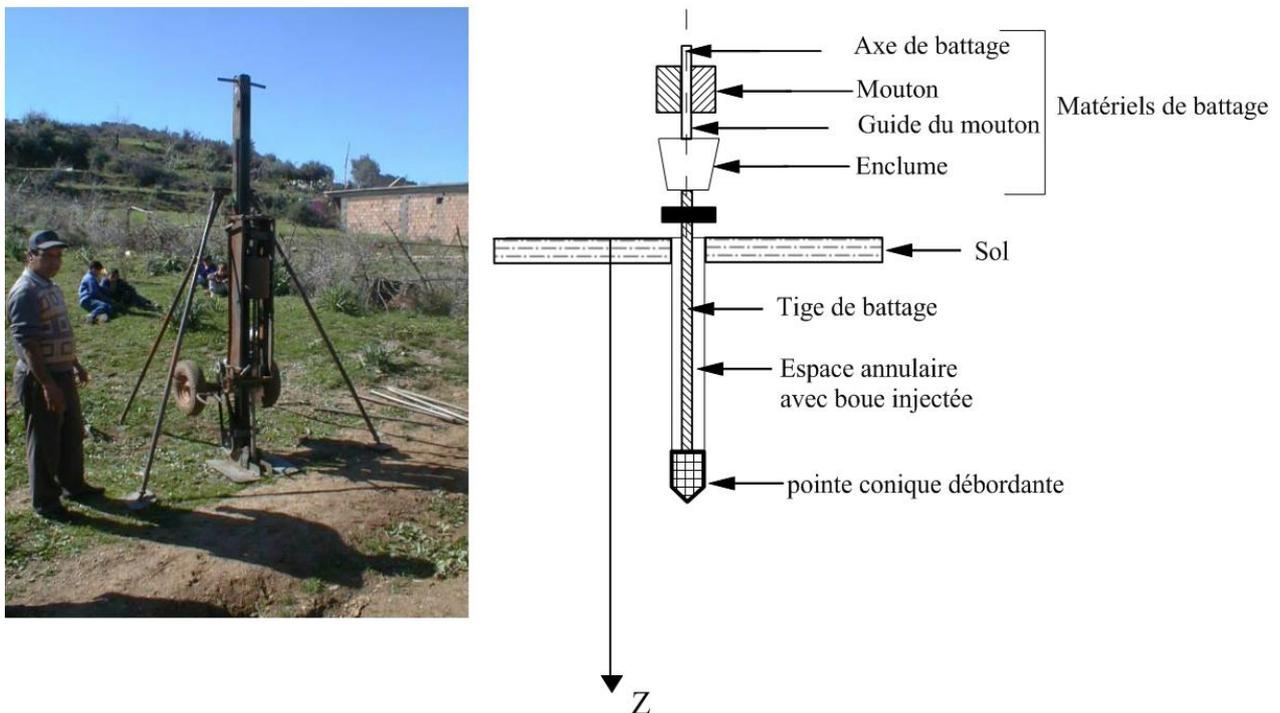


Figure 1.20. Pénétromètre dynamique lourd (PDL)

Par analogie avec les pieux réels battus, on applique à ces essais la formule de battage dite des **Hollandais**. La résistance de pointe R_d est exprimée en fonction de la profondeur conventionnellement par la formule suivante :

$$\text{Formule des Hollandais : } R_p = \frac{mgH}{A_p e} \frac{m}{m+m'}$$

m: Masse du mouton (64kg : type B).

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

H: Hauteur de chute en ($H = 0,75m$ pour le type B)

A_p: Section droite du cône en (m^2)/ Type B :
($A = 20cm^2$).

e: Enfoncement moyen sous un coup de battage : $e = 0,1/N_{d10}$ ou bien ($0,2/N_{d20}$) en (m)

m': Masse frappée, comprenant l'enclume, la tige guide et la pointe en (kg).

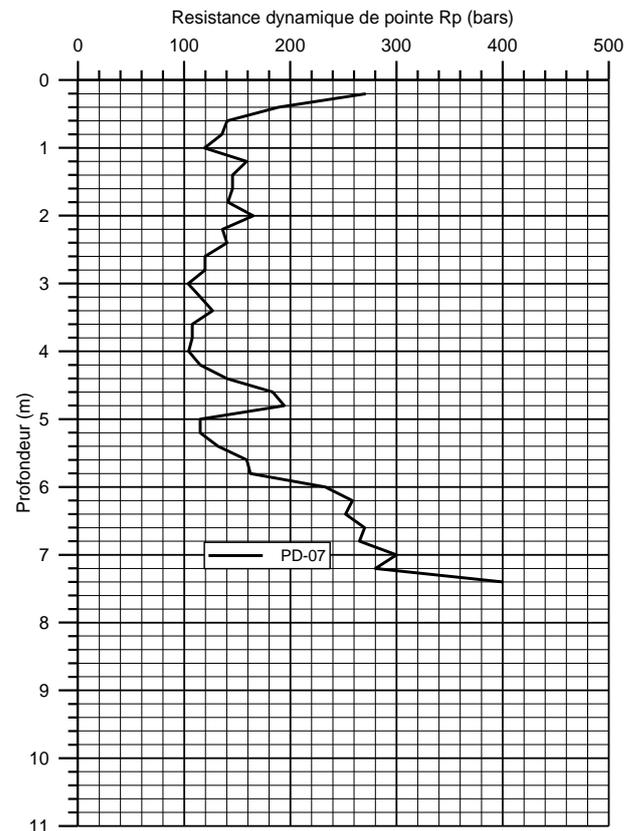


Figure 1.21. Courbe de résistance en pointe (PDL)/Pénétrogramme dynamique

12.2 Capacité portante à partir du PDL

Sanglerat (1983) a établi une relation simple entre la portance du sol en service (ELS) et la résistance en pointe R_d mesurée au pénétromètre dynamique. Le taux de travail admissible (q_a) sous la fondation est le vingtième ($1/20$) de la résistance en pointe du pénétromètre déduite de formule des **hollandais** qui est la plus optimiste de toutes les formules de battage. Dans ce cas, le coefficient de sécurité est de l'ordre de **4**. Cette règle est valable pour des fondations établies dans le sable, à une profondeur au moins égale à leur largeur. Les règles simples suivantes ont été retenues quelle que soit la formule utilisée et avec toutes les réserves qu'elles impliquent.

- Sables et argiles : $q_{adm} = \frac{R_d}{20}$

- Sables grossiers compacts : $q_{adm} = \frac{R_d}{15}$

Dans le cas d'une semelle d'ancrage D, les formules suivantes s'appliquent également sous les différentes combinaisons d'actions (DTR- BC 2.331) :

$$q_u = \frac{R_d}{5 \text{ à } 7} \rightarrow q_{adm} = \gamma D + \frac{q_u - \gamma D}{F_s} \Rightarrow \begin{cases} F_s \geq 3 ; (=3 \text{ à } 4): \text{ ELS} \\ F_s = 2 \text{ à } (\text{ELU et ELA}) \end{cases}$$

L'essai de pénétration dynamique ne s'applique pas dans le cas des sols fins saturés (limons saturés sous nappe phréatique) car l'énergie de battage est absorbée complètement par l'eau, ce qui entache la fiabilité des mesures de résistance.

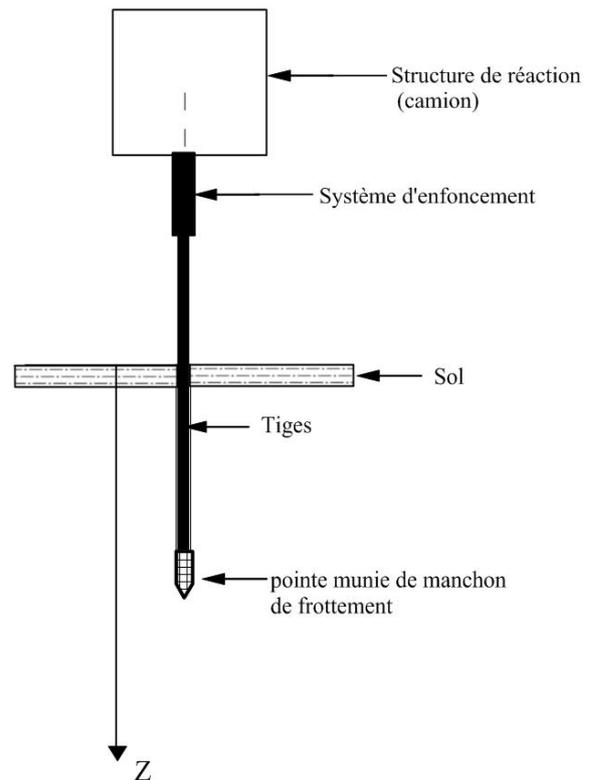
L'essai PDL ne permet pas la prévision de tassement des fondations ni le dimensionnement des pieux.



(a). Camion porteur du statique (CPT)



(b). Vue de la pointe et du manchon de frottement latéral



(c). Représentation schématique du pénétromètre CPT

Figure 1.22. Pénétromètre statique (CPT).

13 ESSAI DE PENETRATION STATIQUE (CPT)

L'essai de pénétration statique (Fig.1.22) s'applique à tous les **sols fins et grenus** dont la dimension moyenne ne **dépasse pas 20 mm**. La longueur de pénétration est limitée à la réaction de l'appareillage. Il est surtout utilisé pour le dimensionnement des **pieux** mais également pour la classification des sols. Le module oedométrique des sols argileux peut être déterminé moyennant des corrélations semi empiriques.

13.1 Principe de l'essai

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante, un train de tiges terminé par une pointe munie d'un cône et à mesurer de manière continue la résistance à la pénétration de ce cône q_c (Fig. 1.23). L'effort de fonçage dépend de la puissance de l'appareil, il varie de 20 à 250 kN.

Les pénétromètres statiques doivent être munis d'un dispositif permettant la mesure séparée de l'effort exercé sur la pointe du pénétromètre et du frottement latéral exercé sur le fut. Les résultats figurent sur un diagramme avec en ordonnées les profondeurs et les natures des couches traversées et en abscisses, la contrainte verticale en pointe q_c et l'effort de frottement latéral q_s (Figure. 1.23).

13.1.1 Caractéristiques du pénétromètre (CPT)

- Vitesse d'enfoncement: 2 cm/s \pm 0,5.
- Le pas de saisie des données est de 10 cm (couramment, on utilise un pas de 20 cm en pratique),
- Angle au sommet du cône $\beta = 60^\circ$,
- Section de la pointe (pour le calcul de q_c):
- ($A = 10 \text{ cm}^2$),
- Surface latérale du manchon de frottement : 150 cm^2 .
- Un rapport (ratio) de frottement exprimé en (%) est calculé par:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

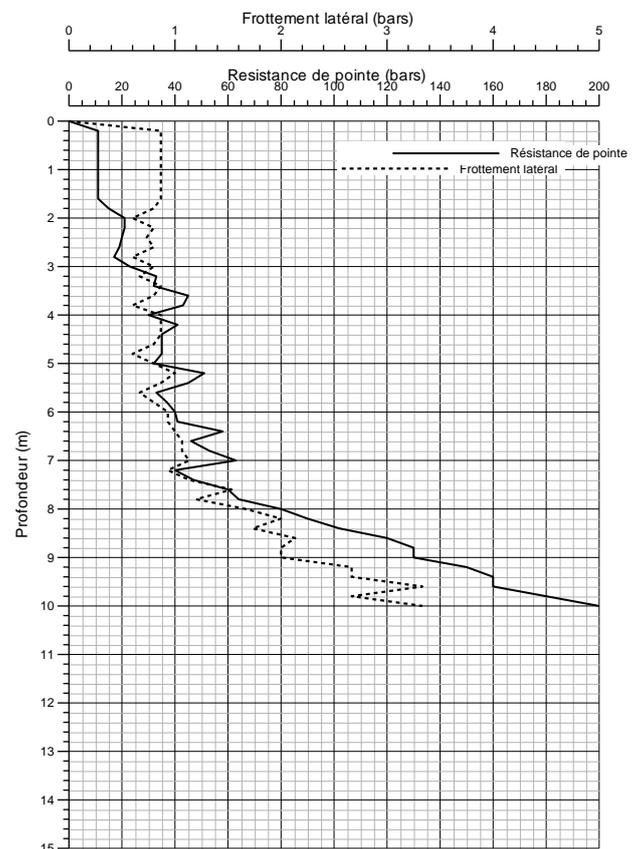


Figure 1.23. Exemple de pénétrogramme statique obtenu à partir d'un essai de pénétromètre statique

13.1.2 Capacité portante à partir du pénétromètre statique (CPT)

D'après le fascicule 62 titre 5 et le DTR- BC 2.331, la contrainte ultime q_u sous la fondation ainsi que la contrainte admissible sont données par les relations suivantes:

$$q_u = i_\delta K_c q_{ce} + q'_0 \rightarrow \bar{\sigma}_s = q_a = q'_0 + \frac{q_u - q'_0}{F_s}; \quad \text{tel que: } \begin{cases} F_s \geq 3 & (3 \text{ à } 4) \text{ à l'ELS} \\ F_s = 2 & \text{à l'ELU et l'ELA.} \end{cases}$$

- q'_0 : contrainte verticale effective au niveau de la fondation : $q'_0 = \gamma D$
- q_{ce} : Résistance de pointe équivalente du sol: C'est la résistance moyenne calculée sur une épaisseur de $1,5.B$ sous la semelle, après avoir écrêté les valeurs supérieures à $1,3$ fois la moyenne (q_{cmoy}).
- i_δ : Coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge ($i_\delta = 1$, cas quand la charge est verticale)
- K_c : Coefficient de portance (Tableau 9), donné par: $K_c = k_1 \left[1 + k_2 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B} \right]$
- D : Ancrage de la semelle dans le sol.
- $q_c^*(z)$: Valeurs écrêtées de la résistance en pointe du pénétromètre statique.

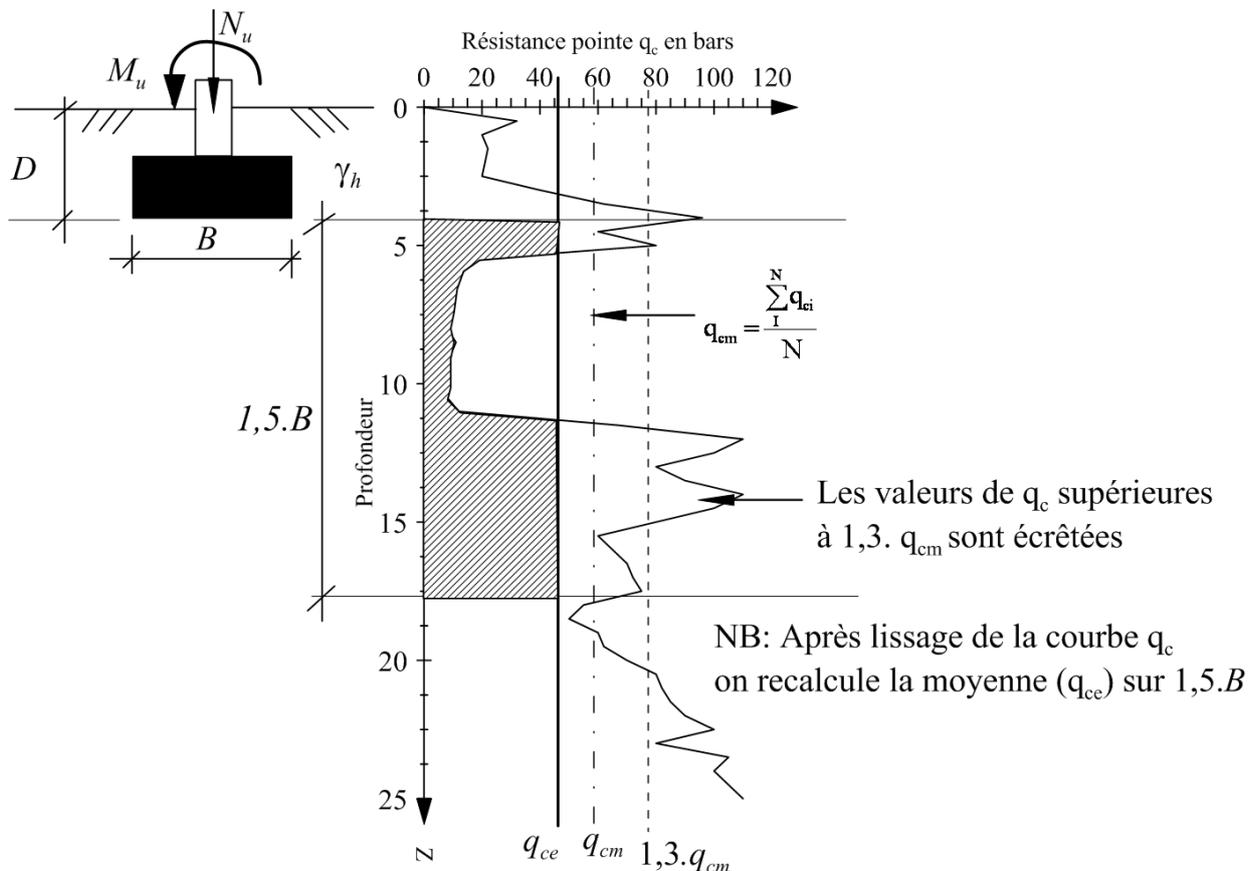


Figure 1.24. Méthodologie de lissage de la courbe de résistance statique q_c .

La hauteur d'ancrage équivalent D_e est donnée par la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \times \int_0^D q_c^*(z) dz = \frac{1}{q_{ce}} \sum_{i=1}^N q_{ci}^* \Delta z_i$$

Remarque : En pratique, le cas de profils de pénétration qui fait apparaître dans la zone d'action des fondations de l'ouvrage des valeurs de $q_c < 5$ bars doit faire l'objet d'une étude complémentaire avant de choisir le type de fondation et la contrainte q_u .

Tableau 8- Catégories conventionnelles des sols (Philipponnat, 2002 ; fascicule 62 titre 5)

Classe de sol		Description de consistance	Pressiomètre P_1 en (MPa)	Pénétromètre Statique q_c (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0	3,0 – 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5	< 5,0
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0	8,0 – 15,0
	C	Compacts	>2,5	>20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5,0
	B	Altérées	1,0 – 2,5	>5,0
	C	Compactes	>3,0	---
Marnes Marno- calcaire	A	Tendres	1,5 – 4,0	---
	B	Compactes	>4,5	---
Roches*	A	Altérées	2,5 – 4,0	---
	B	Fragmentées	> 4,5	---

(*) L'appellation « roches » peut regrouper des matériaux divers : calcaires, schistes, granite, etc. Cette classification est réservée aux matériaux présentant des modules pressiométriques > 50 à 80 MPa.

Tableau 9- Valeurs du coefficient de portance K_c (Dhouib, 2016)

Catégorie de sol	Coefficients		Valeurs maximales de k_c	
	k_1	k_2	Semelle isolée	Semelle filante
Argiles et limons A, craies A	0.32	0.35	0.60	0.49
Sables A	0.14	0.35	0.26	0.21
Sables et graviers B	0.11	0.50	0.25	0.19
Sables et graviers C	0.08	0.80	0.24	0.18
Craies B ^(*)	0.17	0.27	0.29	0.24

(*) : Les coefficients des craies B peuvent être appliqués dans le cas des marnes, marno-calcaires et des roches altérées.

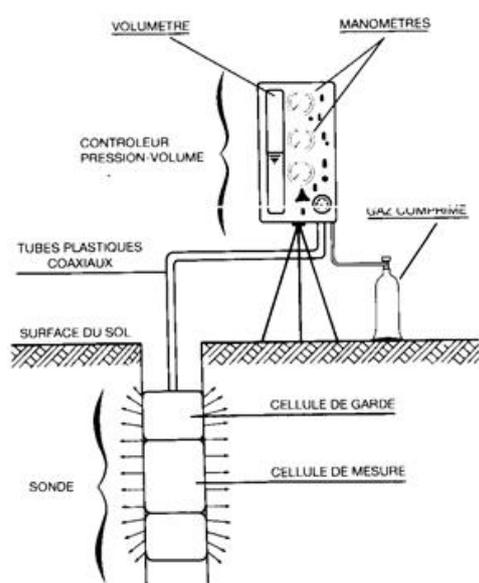
14 ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD

L'essai pressiométrique est un essai de chargement radial du sol en place. Il consiste à dilater radialement le sol par une sonde cylindrique introduite dans un forage et à déterminer la relation entre la pression appliquée, selon un programme de chargement imposé, et le déplacement de la paroi de la sonde. Il permet de déterminer un paramètre de **déformabilité** (E_M) et une caractéristique de **rupture** (P_f). Un pressiomètre est l'ensemble de l'appareillage nécessaire à la réalisation de l'essai. On distingue deux types de pressiomètres, le **type E** qui permet d'appliquer, au niveau de la sonde, des surpressions pouvant atteindre 30 bars, valeur suffisante pour l'étude de tous les ouvrages courants de génie civil. Le pressiomètre **type G** qui permet d'atteindre des pressions de 100 bars, utilisé dans le cas des roches et pour des profondeurs importantes. La **figure 1.25** illustre un schéma de principe d'un pressiomètre Menard.

14.1 Caractéristiques pressiométriques

Dans l'essai classique, on peut obtenir deux courbes :

La courbe pressiométrique qui est la représentation graphique du volume de liquide injecté dans la sonde en fonction de la pression appliquée $\Delta V = f(P)$. La **figure 1.26** montre une courbe pressiométrique typique. Elle comprend schématiquement trois parties :



(a). Vue schématique d'un pressiomètre



(b). Contrôleur pression- volume (CPV)

Figure 1.25. Schéma de principe d'un pressiomètre Louis Ménard.

- ✓ **a. Phase de recompactage** du sol autour de la sonde pressiométrique (mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol, elle est limitée par la pression horizontale totale des terres au repos p_o ,

De façon générale, on peut déterminer une valeur approchée de la pression p_o de la manière suivante:

Si l'essai est réalisé à une profondeur h par rapport au niveau du terrain naturel, et si le niveau de la nappe phréatique est à la cote h_w par rapport au niveau où est réalisé l'essai, p_o peut être calculé à partir de la relation suivante:

$$p_o = K_0 [\gamma_d h_w + \gamma'(h - h_w)] + \gamma_w (h - h_w)$$

Où :

K_0 : Coefficient des terres au repos (on prend en général $K_0 = 0,5$),

γ_d : Poids volumique du sol sec,

γ' : Poids volumique apparent immergé du sol,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

Dans le cas où le niveau d'eau est au-dessus du terrain naturel (cas des essais réalisés en mer), l'expression précédente devient :

$$p_o = K_0 \gamma' h + \gamma_w (h + h_w)$$

- ✓ **b. Phase pseudo-élastique** : elle est délimitée par la pression horizontale totale des terres au repos p_o et la pression de fluage p_f qui caractérise l'apparition de déformations plastiques importantes au voisinage de la sonde (limite supérieure de la phase pseudo-élastique). Cette phase est caractérisée par un module pressiométrique E_M défini par l'expression suivante:

$$E_M = 2(1 + \nu)(V_0 + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

Avec :

ν : coefficient de Poisson du sol,

V_0 : volume initial de la sonde au repos,

V_m : variation de volume correspondant à la valeur moyenne de la pression appliquée dans la phase pseudo-élastique,

$\Delta P/\Delta V$: l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe.

- ✓ **c. Phase de grandes déformations (plastique)** : Elle est délimitée par la pression de fluage p_f et l'asymptote verticale caractérisant la rupture du sol appelée pression limite p_l ; par convention, cette pression est enregistrée lorsqu'elle volume de la sonde est égal au double de son volume initial.

La courbe de fluage qui représente la variation de volume de la sonde entre 30s et une 1mn pour chaque palier de pression, traduit une vitesse de déformation en fonction de la contrainte appliquée. La pression de fluage peut également être déterminée à partir de la courbe de fluage de façon suivante: On reporte les différences de volume entre les lectures à 1 minute et 30 secondes pour chaque palier de pression. On trace les deux droites moyennes des deux groupes de points. L'abscisse de l'intersection des droites passant, respectivement par les points $(p, \Delta v^{60/30})$ appartenant à la phase pseudo-élastique et la phase des grandes déformations est la pression de fluage p_f .

14.2 Courbe pressiométrique nette

Les courbes enregistrées directement à partir des lectures, sont des courbes brutes qui doivent être corrigées pour tenir compte de l'inertie des sondes, des variations de volume de l'appareillage et de la hauteur piézométrique.

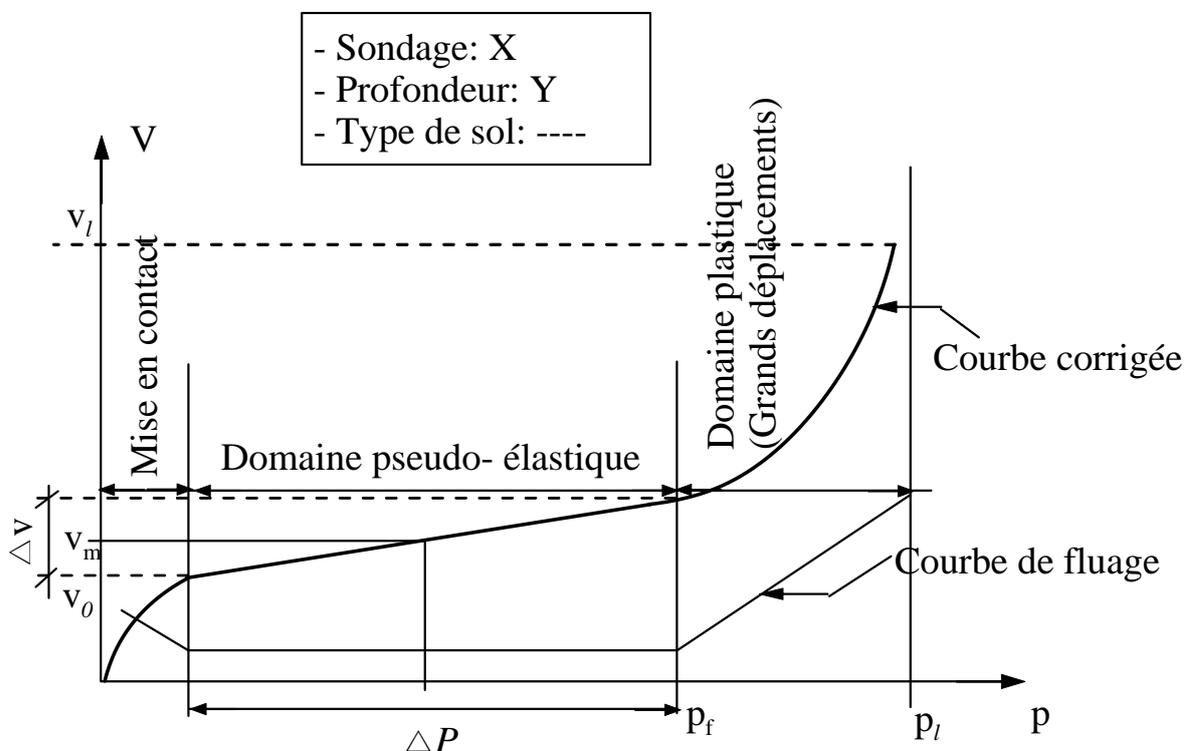


Figure 1.26. Allure d'une courbe pressiométrique (pressiomètre auto-foreur : PAF)

14.3 Classification des sols à partir des résultats d'essais pressiométriques

Ménard a attiré depuis longtemps l'attention sur le fait que les valeurs du rapport $E_p/(p_1 - p_0)$ sont en liaison avec « l'histoire » du sol en particulier avec sa « raideur ». Ce rapport représente donc un paramètre important sur lequel Ménard s'est basé pour proposer une classification des sols. Dans des argiles purement cohérentes, on peut admettre selon Ménard (tableaux 10, 11 et 12):

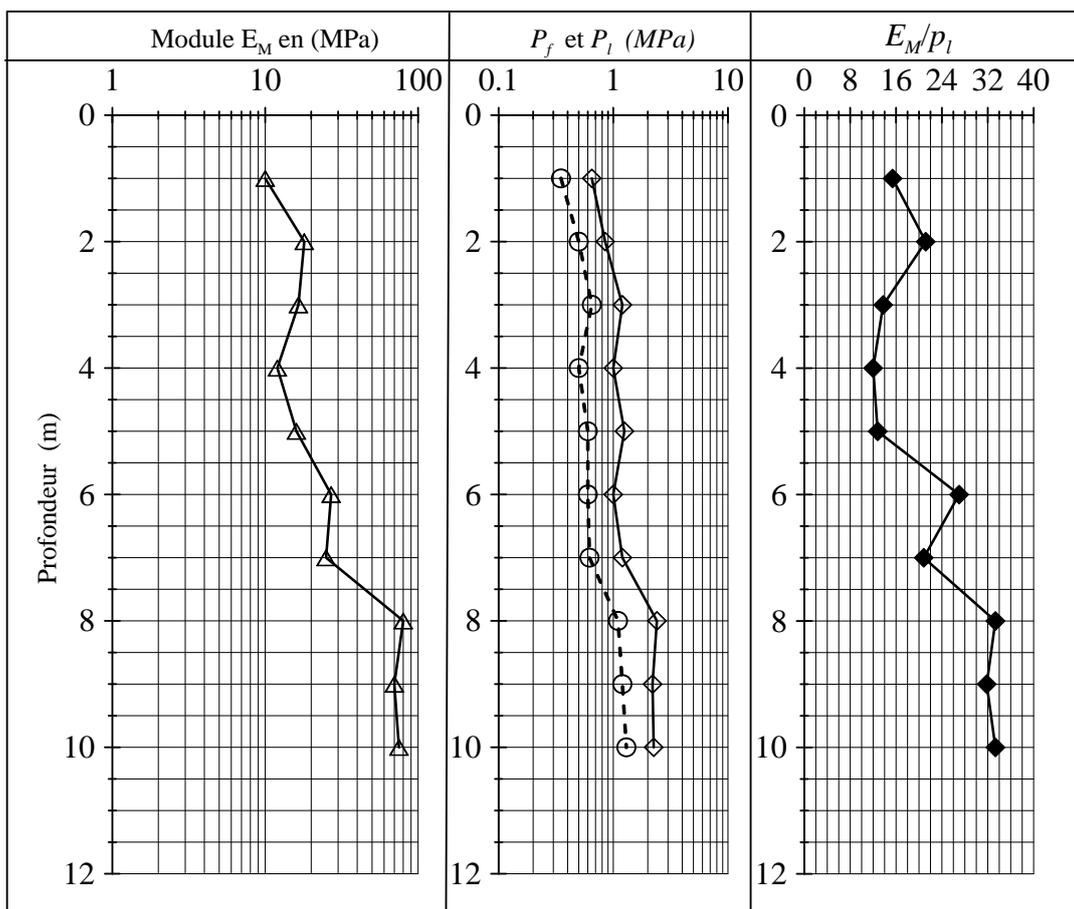


Figure 1.27. Paramètres pressiométriques (E_M , p_l et p_f).

Tableau 10-Domaine de variation des paramètres pressiométriques (Cassan, 1988)

Types de sols	E_M (MPa)	P_l (MPa)
Vases et tourbes	0,2 - 1,5	0,02 - 0,15
Argiles molles	0,5 - 3	0,05 - 0,3
Argiles plastiques	3 - 8	0,3 - 0,8
Argiles raides	8 - 40	0,6 - 2
marnes	5 - 100	0,6 - 6
Sables vaseux	0,5 - 2	0,1 - 0,5
Limon	2 - 10	0,2 - 1,5
Sable et gravier	8 - 100	1,2 - 5
Sables sédimentaires	7,5 - 40	1 - 5
Roches calcaires	80 - 20000	3 à (+) de 10
Remblais récents	0,5 - 1	0,05 - 0,3
Remblais anciens	4 - 15	0,4 - 1
Remblais graveleux récents bien compacts	10 - 15	1 - 2,5

Tableau 11- Classification des sols d'après L. Ménard (Cassan, 1988)

$E_M/(p_1-p_0)$	Nature des sols
Argiles	
$E_M/(p_1-p_0) < 5$	Argile remaniée et triturée
$5 < E_M/(p_1-p_0) \leq 8$	Argile sous-consolidée ou légèrement remaniée
$8 < E_M/(p_1-p_0) \leq 12$	Argile normalement consolidée
$12 < E_M/(p_1-p_0) < 15$	Argile légèrement surconsolidée
$E_M/(p_1-p_0) > 15$	Argile fortement surconsolidée
Sables purement frottant	
$E_M/(p_1-p_0) < 5$	Sable remanié
$6 < E_M/(p_1-p_0) < 8$	Sables et graviers immergés
$E_M/(p_1-p_0) > 10$	Sables, sables et graviers secs et serrés

Tableau 12- Classification des sols à partir de la pression limite p_l .

Nature du sol	Pression limite p_l en (kPa)	Consistance	Constructibilité
Argile	0 à 75	Très molle	Sol de très médiocre qualité ne convenant pas comme assises de fondation et nécessitant éventuellement des études complémentaires.
	75 à 150	Molle	
	150 à 350	Consistance raide	Sol adapté aux fondations peu chargées.
	350 à 800		
	800 à 1600	Très raide	Sol pouvant supporter des fondations moyennement chargées.
>1600	Dure	Sol ne posant aucun problème de fondation	
Sable	0 à 200	Très lâche	Très médiocre.
	200 à 500	Lâche	Sol adapté aux fondations peu chargées.
	500 à 1500	Compacte dense	Sol pouvant supporter des fondations moyennement chargées.
	1500 à 2500		
	>2500	Très dense	Sol ne posant aucun problème de fondation

14.4 Capacité portante a partir du pressiomètre

Pour une semelle sous charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la contrainte ultime (rupture) est donnée par: $q_u = K_p P_{le}^* + q'_0 \rightarrow q'_0 = \gamma'D$

$$K_p = c_1 \left[1 + c_2 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

La contrainte admissible (portance du sol) est donnée par:

$$q_a = \bar{\sigma}_s = \gamma' D + \frac{q_u - \gamma' D}{F_s} \rightarrow \begin{cases} ELS : F_s \geq 3 \\ ELU : F_s = 2 \end{cases}$$

Avec :

γ' : poids volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant,

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente calculée sur un domaine de $1,5.B$ au minimum sous la fondation quand le sol est hétérogène.

K_p : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol.

✓ **Encastrement équivalent** : la hauteur d'encastrement équivalent D_e est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte les caractéristiques mécaniques des sols de couverture. D_e est donnée par l'expression (Fig. 1.28):

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \approx \frac{1}{p_{le}^*} \sum_0^D p_{li}^* \times \Delta Z_i$$

Où: $p_l^*(z) = p_l(z) - p_0(z)$: Pression limite nette.

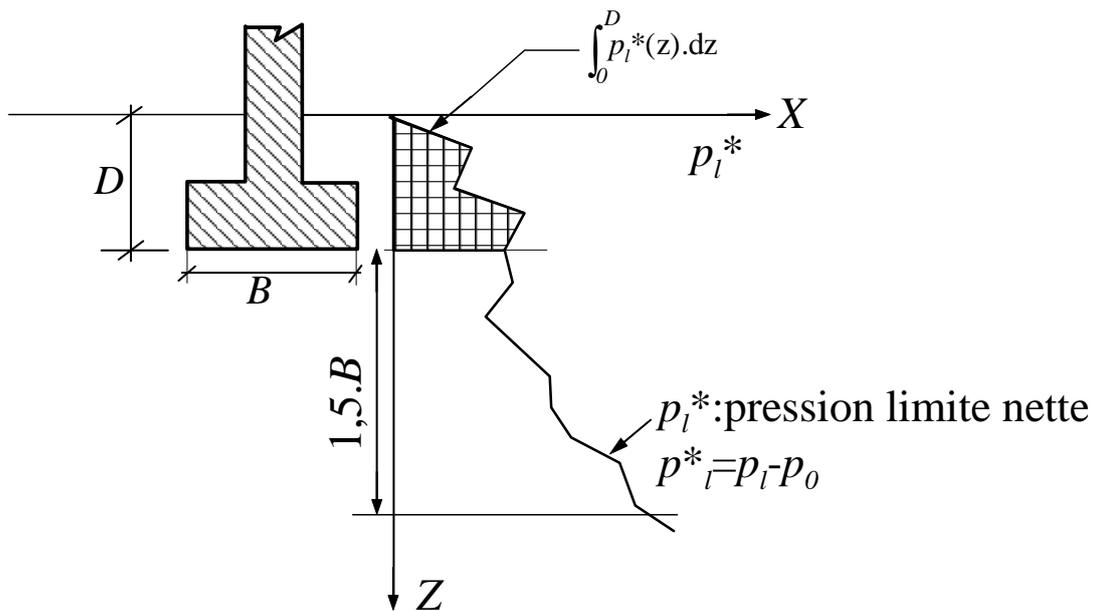


Figure 1.28. Intervalle de calcul de p_{le}^* et D_e

✓ **Pression limite nette équivalente**

Dans le cas de fondations sur des couches non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur sur au moins une profondeur de $1,5 B$ (Fig1.28) au dessous de la semelle, on retient pour p_{le}^* la moyenne géométrique :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{11}^* \times P_{12}^* \times P_{14}^* \times \dots \times P_{ln}^*}$$

$p_{11}^*, p_{12}^*, \dots, p_{1n}^*$, étant les pressions limites nettes dans les couches sous la fondation après avoir écarté les valeurs singulières. Le DTR BC 2.331 recommande de plafonner les pressions limites nettes à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée ($1,5.B$).

✓ **Facteur de portance k_p**

Les valeurs du facteur de portance sont données par le tableau 2 qui tient compte de la définition conventionnelle des sols.

✓ **Cas d'une charge inclinée**

Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle δ , la valeur de $k_p \cdot p_{le}^*$ est affectée d'un coefficient minorateur i_δ qui tient compte de l'inclinaison, de la nature du sol et de l'encastrement relatif. Cas des argiles, limons, craies, marnes, marno-calcaires et roches : $i_\delta = \Phi(\delta) = (1 - (\delta/90))^2$

✓ Cas des sables et graves, i_δ à partir des courbes $\Phi_2(\delta)$ (figure. 3.10).

✓ **Cas d'une charge excentrée**

Dans le cas de charges excentrées, d'excentrement e , la largeur à prendre en compte au lieu de B est:

$$B' = B - 2e \rightarrow e = \frac{M_u}{N_u}$$

Tableau 6. Facteurs de portance K_p (Dhouib, 2016)

Catégorie de sol	Coefficients		Valeurs maximales de k_p	
	c_1	c_2	Semelle isolée	Semelle filante
Argiles et limons A, craies A	0.8	0.25	1.30	1.10
Argiles et limons B	0.8	0.35	1.50	1.22
Argiles C	0.8	0.50	1.80	1.40
Sables A	1	0.35	1.88	1.53
Sables et graviers B	1	0.50	2.25	1.75
Sables et graviers C	1	0.80	3.00	2.20
Craies B et C	1.3	0.27	2.18	1.83
Marnes, marno-calcaires et roches altérées	1	0.27	1.68	1.41

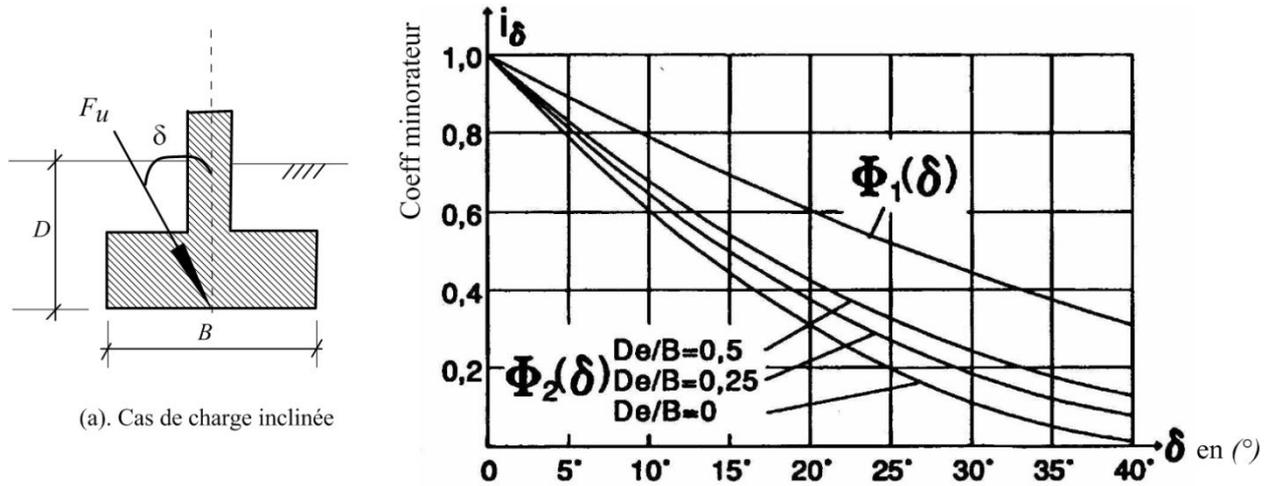


Figure 1.29. Coefficient mineurateur i_δ .

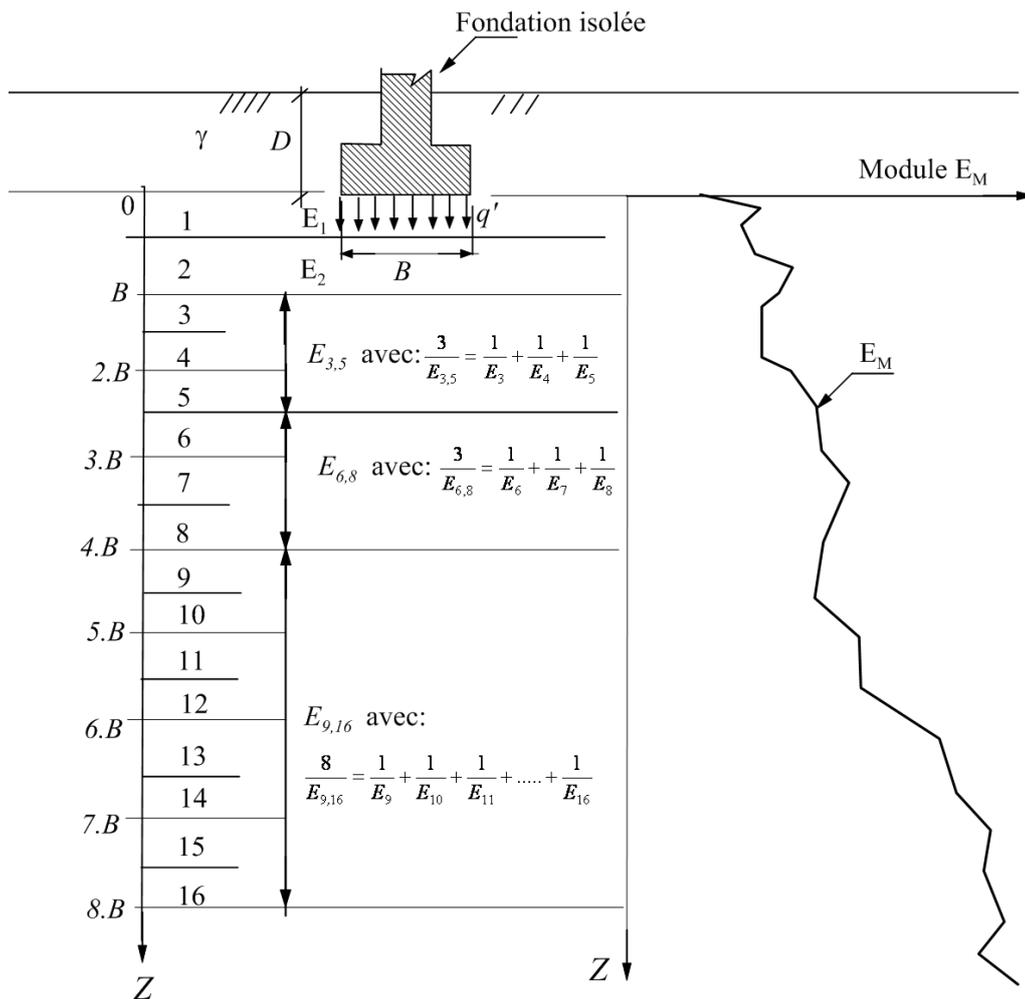


Figure 1.30. Découpage en sous couches pour le calcul du tassement pressiométrique

14.5 Calcul de tassement –Méthode pressiométrique

L'essai pressiométrique est l'essai in situ le plus adapté au calcul des tassements. La méthode est basée sur une idée de Ménard en adoptant un schéma simplifié du champ de contraintes sous la fondation conduisant à la considération de deux domaines :

- s_c tassement du domaine **sphérique** qui se situe immédiatement sous la fondation,
- s_d tassement du domaine **déviatorique** qui situe au-delà du domaine de s_c .

Les combinaisons d'action à considérer sont celles de l'état limite de service (**ELS**).

Les présentes règles concernent l'évaluation du tassement d'une fondation superficielle isolée.

Le tassement final d'une fondation isolée de largeur B , d'ancrage D est donné par l'expression :

$$s_t = s_c + s_d$$

$$s_t = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \gamma D) \lambda_c B + \frac{2}{9E_d} (q' - \gamma D) B_0 \times \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Avec :

- α : Coefficient rhéologique (tableau 7),
- q' : Contrainte normale appliquée au sol sous la fondation ($q' = q_{ref}$),
- B : Largeur de la semelle avec $B > 0.60$ m,
- B_0 : Largeur de référence ($B_0 = 0.60$ m)
- E_c et E_d : Modules pressiométriques moyens pondérés dans les domaines sphérique et déviatorique.
- λ_c et λ_d : Coefficients de forme en fonction du rapport L/B de la semelle (tab.8)

Tableau 7. Calcul du tassement, coefficient rhéologique α d'après (Philipponnat, 2002).

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Roche	
	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	Type	α
Surconsolidé très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé Normal	2/3 1/2
Normalement consolidé ou normalement serré	1 -	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Très fracturé	1/3
Sous-consolidé, altéré et remanié ou lâche		7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5- 7	1/3	-		Très altéré	2/3

Tableau 8. Valeurs numériques des coefficients λ_d et λ_c .

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_c	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50

Dans le cas d'un sol hétérogène (E_M et p_1 varient de façon sensible), on découpe le sol en couches successives d'épaisseur $B/2$ et numérotées de 1 à 16.

- La valeur du module E_c utilisée pour le calcul de s_c est celle du module pressiométrique de la première couche ($E_c = E_1$).
- La valeur du module E_M utilisée pour le calcul de s_d est donnée par la formule suivante (Fig. 1.30):

Si les valeurs des modules E_9 à E_{16} ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_d se calcule comme suit :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85.E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5.E_{6,8}}$$

Si les valeurs des modules E_6 à E_8 ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_d se calcule comme suit :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}}$$

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85.E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

E_{ij} est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j , exemple (Figure.1.30):

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}; \quad \frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}; \quad \frac{8}{E_{9,16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \dots + \frac{1}{E_{16}}$$

Exemple d'application n°1 :

Une semelle carrée ($B = 2m$) est ancrée de 2m dans une argile raide saturée de profil pressiométrique indiqué sur la figure. Calculer sa portance en service et le tassement qui en résulte des efforts ELS ($N_s = 500$ KN et $M_s = 125$ KN.m, pp semelle et terres inclus).

Corrigé abrégé:

$$- p_{le}^* = 1062,61 \text{ kPa} \rightarrow D_e = 1,01m$$

$$- q_u = 974,34 \text{ kPa} \rightarrow \overline{\sigma}_s = 336 \text{ kPa}$$

$$q_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 171,87 \text{ kPa}$$

$$\neq 172 \text{ kPa} < \overline{\sigma}_s = 336 \text{ kPa}$$

Tassement s_c (Argile SC : $E_M/p^* > 16$: $\alpha = 1$,

$E_c = E_1 = 18 \text{ MPa}$ et $\lambda_c = 1,1$.

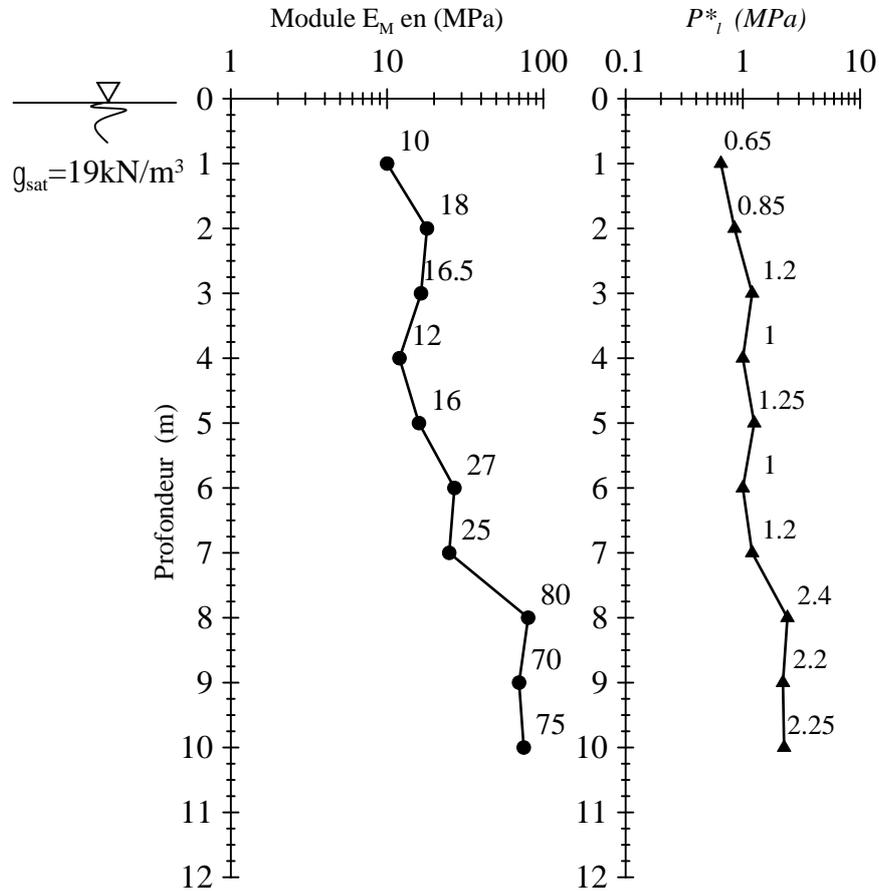
Tassement s_d (Argile NC : $E_M/p^*_1 = 12 : \alpha = 0,67$)

$E_d = 18,3 \text{ MPa}$ et $\lambda_d = 1,12$.

$$s_d = \frac{2\alpha}{9E_d} (q_{ref} - \gamma' D) B_0 \times \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$$= 0,27 \times 10^{-2} m = 0,27 \text{ cm}$$

$s_i = 4,8 \text{ mm} \rightarrow$ tassement admissible



Exercice n°1 :

Une semelle filante rigide sous voile en BA (épaisseur =0.3m) est ancrée de 1m dans un massif de sable pulvérulent homogène de caractéristiques ($\gamma = \gamma_d = 17 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = 33^\circ$).

- 1) Calculer suivant le règlement DTR BC-2.33.1 la largeur de la semelle en utilisant le modèle de Meyerhof ($N_u = 500 \text{ kN/ml}$; $M_u = 125 \text{ kN.m}$: pp des terres et fondation inclu) . Y'a t-il décollement de la semelle?

Justifiez? **pp**: abréviation de poids propre

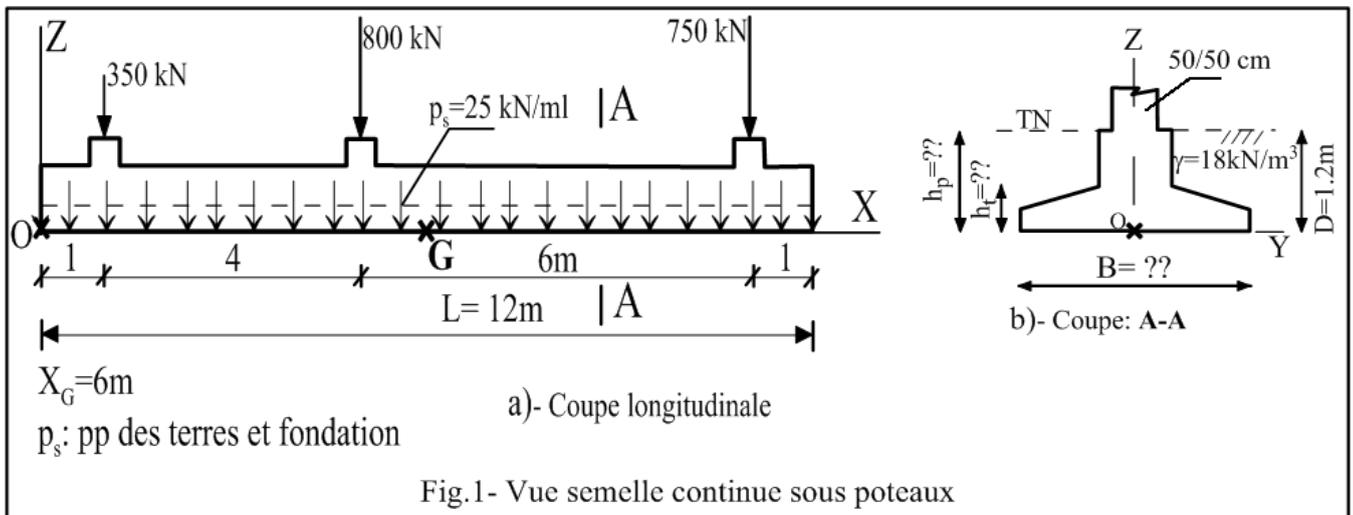
(DTR-BC 2.33.1/ $\phi' = 30^\circ$: $N_\gamma = 18,1$, $N_q = 18,4$ et $\phi' = 35^\circ$: $N_\gamma = 41,3$, $N_q = 33,3$)

- 2) Calculer la hauteur h_t de la semelle et donner un schéma de coffrage?

Exercice n°2 :

Soit une semelle continue sous 3 poteaux (Fig.1). Les efforts normaux, le pp des terres et fondation sont donnés à l'ELS. Sachant que le paramètre pressiométrique p_{ie}^* calculé dans l'intervalle $\Omega = [D \text{ à } D+1,5B]$ est de 0.36MPa.

- 1) Calculer la largeur B en utilisant le modèle de Meyerhof (prendre: $K_p = 0.85$)
- 2) Déterminer l'état de contraintes par la méthode du fascicule 62 et déduire q_{ref} ? commenter le résultat?
- 3) Calculer h_0 , h_t et h_p pour que la semelle soit rigide dans les deux sens (xx) et (yy)? (ϕ armatures: HA16)



Corrigé :

Exercice n°1

- 1) Dimensionner B ?

$$q_u = 0.5 \gamma N_\gamma s_\gamma B' + \gamma D N_q s_q + c N_c s_c ;$$

$$q_0 = \gamma D = 17 \times 1 = 17 \text{ kPa}$$

$$SF \rightarrow \frac{B}{L} \rightarrow 0 \Rightarrow s_\gamma = s_q = 1$$

$$\varphi = 33^\circ / \quad N_\gamma(33^\circ) = 18.1 + \frac{23,2}{5^\circ} \times 3 = 32,02 ; \quad N_q(33^\circ) = 18.4 + \frac{14,9}{5^\circ} \times 3 = 27,34$$

$$q_u = 0.5 \gamma N_\gamma s_\gamma B' + \gamma D N_q s_q + c N_c s_c$$

$$= 0.5 \times 17 \times 32.02 \times 1 \times B' + 17 \times 27.34 \times 1 = 272,17B' + 464.78 \text{ (KPa)} ;$$

$$\Rightarrow q_u = 272,17B' + 464.78 \text{ (KPa)}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = q_0 + \frac{q_u - q_0}{2} = 17 + \frac{q_u - 17}{2} = 136.08B' + 240.9 \text{ (kPa)}$$

$$\text{Excentricité: } \begin{cases} N_u = 500 \text{ kN} \\ M_u = 125 \text{ kN.m} \end{cases} \Rightarrow e = \frac{M_u}{N_u} = 0.25m$$

$$\Rightarrow e = 0.25m$$

Modèle de Meyerhof:

$$q_{ref} = \frac{N_s}{(B - 2e) \times 1} = \frac{500}{B'} \leq \bar{\sigma}_{su} = 136.08B' + 240.9 \text{ (KPa)} \Rightarrow 136.08B'^2 + 240.9B' - 500 \geq 0$$

Soit à résoudre l'équation: $136.08B'^2 + 240.9B' - 500 = 0 \Rightarrow \Delta = \sqrt{b^2 - 4ac} = \sqrt{330172.81} = 574,624$

$$B'_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} < 0 \text{ (rejeté)} ; \quad B'_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 1.23m$$

$$B = B' + 2e = 1,73m$$

$$\Rightarrow B = 1,75m \text{ /ou bien } 1.8m$$

$$e = 0.25 < \frac{B}{6} = \frac{1.75}{6} = 0.29m \Rightarrow \text{Pas de décollement de la semelle}$$

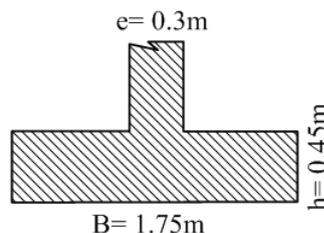
Vérification des contraintes/ (facultatif)

$$q_{ref} = \frac{N_s}{(B - 2e)} = \frac{500}{1,75 - 0.5} = 400 \text{ kPa} \leq \bar{\sigma}_s = 410,36 \text{ (KPa)} \text{ (OK)}$$

$$h_t \geq \frac{B - a}{4} + 0.05m = \frac{1.75 - 0.3}{4} + 0.05 = 0.41m$$

$$\Rightarrow h_t = 45cm \text{ à } 50 \text{ cm}$$

2) Schéma de coffrage semelle filante



Exercice n°2

1) Contrainte admissible du sol:

$$q_u = K_p p_{le}^* + q_0 ;$$

$$\Rightarrow q_0 = \gamma D = 18 \times 1.2 = 21.6 \text{ kPa}$$

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n p_{li}^*} = \sqrt[n]{p_{l1}^* \times p_{l2}^* \times p_{l3}^* \times \dots \times p_{ln}^*} = 0.36 \text{ MPa} = 360 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{K_p p_{le}^*}{F_s} + q_0 = \frac{0.85 \times 360}{3} + 21.6 = 123.6 \text{ kPa} ; \quad \Rightarrow \text{ELS} : \bar{\sigma}_s = 123.6 \text{ kPa}$$

Calcul du moment sollicitant le CDG de la semelle continue:

$$\text{Effort normal total (résultant): } N_G = \sum_1^4 N_{si} = 750 + 800 + 350 + (25 \times 12) = 2200 \text{ kN}$$

$$\text{(Voir Fig.1-)/ Equation d'équilibre: } \sum M_{/O} = \sum_{i=1}^4 N_{si} d_i = N_G \times x \Rightarrow x = \frac{\sum_{i=1}^4 N_{si} d_i}{N_G}$$

$$x = \frac{\sum_{i=1}^4 N_{si} d_i}{N_G} = \frac{(350 \times 1) + (800 \times 5) + (750 \times 11) + (300 \times 6)}{2200} = \frac{14400}{2200} = 6.545 \text{ m}$$

Excentricité de N_G par rapport au CDG semelle:

$$e_x = x - X_G = 6.545 - 6 = 0.545 \text{ m} \Rightarrow M_s = N_G \times e_x = 1200 \text{ kN.m}$$

$$\text{FC semelle continue: } \begin{cases} N_G = 2200 \text{ kN} \\ M_G = 1200 \text{ kN.m} \end{cases}, e_x = 0.545 \text{ m}, e_y = 0$$

$$q_{ref} = \frac{N_s}{B \times (L - 2e_x)} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{(L - 2e_x) \bar{\sigma}_s}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{(L - 2e_x) \bar{\sigma}_s} = \frac{2200}{(12 - 2 \times 0.545) \times 123.6} = 1.63 \text{ m}$$

$$\boxed{B = 1.70 \text{ m}} \quad S = BL = 20.4 \text{ m}^2$$

2) Etat de contraintes selon le fascicule 62 titre V

$$\sigma_{i(i=1,3)} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \right) = \frac{2200}{20.4} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.545}{12} \right) = 107.84 \times (1 \pm 0.2725) \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 137.23 \text{ kPa} \\ \sigma_3 = +78.45 \text{ kPa} > 0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow q_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_3}{4} = 122.53 \text{ kPa} < \bar{\sigma}_s = 123.6 \text{ kPa}$$

Pas de décollement de la semelle (SCC) car: $e_x = 0.545m < \frac{L}{6} = 2m$ ou bien $\sigma_3 = +78.45 > 0$

$$\text{Facultatif: } \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 137,23 \text{ kPa} \\ \sigma_3 = 78,02 \text{ kPa} \end{cases} ; q_{ref} = 122,53 \text{ kPa} < \bar{\sigma}_s$$

3) **Coffrage** h_0 , h_t et h_p

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0.05m = \frac{1.65-0.5}{4} + 0.05 = 0.337m \quad \Rightarrow h_t = 35cm$$

$$L_{max} = 6m \Rightarrow l_{max} / 9 \leq h_p \leq l_{max} / 7 \rightarrow 0.667 \leq h_p \leq 0.857m$$

$$\text{On peut retenir: } \Rightarrow h_p = 75cm \text{ ou bien } 80 \text{ cm}$$

$$h_0 \geq \text{Max} \begin{cases} 15cm \\ 6\phi_l + 6 \text{ (cm)} = 15,6 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow h_0 = 20cm$$

CHAPITRE 03 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES

a. Définition d'un pieu

On fait recours aux fondations profondes (pieux) quand les semelles superficielles ne peuvent être retenues pour des raisons de faible portance, tassement élevé ou charges importante.

Un pieu est une **fondation élancée** qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les **pieux**, les **puits** et les **barrettes**.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement (tarière) et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une **barrette** est un pieu foré de **section allongée ou composite** (en **T** ou en **croix** par exemple).

Les trois parties principales d'un pieu sont la **tête**, la **pointe**, et le **fût** compris entre la tête et la pointe. La **longueur d'ancrage h** est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'**encastrement mécanique D_e** . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu (Fig.2)

On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5 (fascicule 62 titre V).

La figure 1 montre quelques types d'ouvrages fondés sur des pieux.

2. Principaux types de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux :

- Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol (exemple : pieux battus);
- Pieux réalisés par extraction du sol (exemple : pieux forés).

2.1. Principes d'exécution des pieux

Il existe plusieurs dizaines de types de pieux. Une description exhaustive est donnée le **DTU 13-2 de 1992**. Les principaux types de pieux sont les suivants :

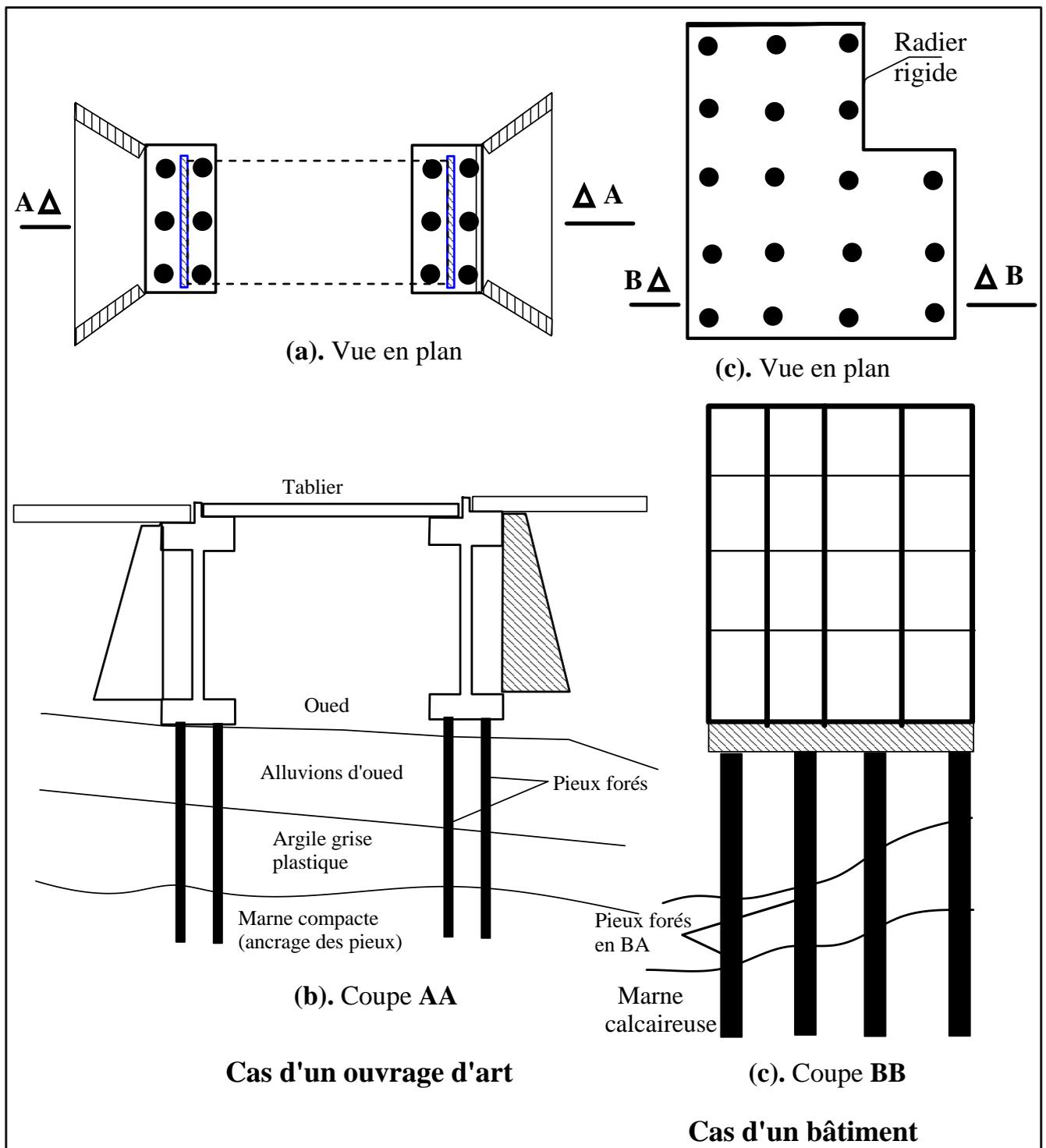


Figure 2- Ouvrages (pont et bâtiment) sur pieux.

2.1.1. Pieux battus (refoulant le sol)

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à **tube battu exécutés en place**. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de **pieux préfabriqués** en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les **pieux métalliques** sont généralement sous forme de **tube** ou en forme de **H**. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par **battage** ou par **vibrofonçage**.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

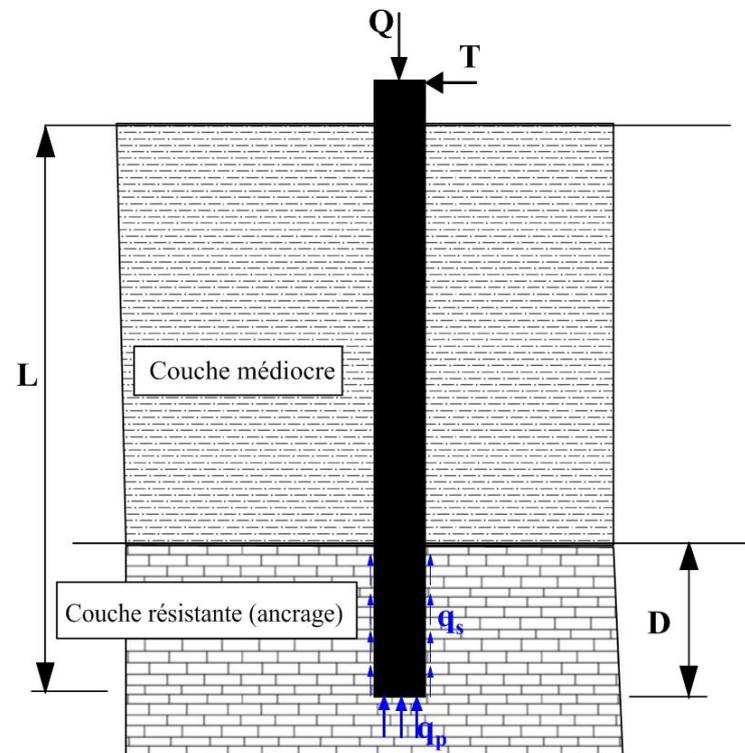


Figure 3- Vue d'un pieu travaillant en pointe et au frottement latéral

2.1.2. Pieux forés (sans refoulement de sol)

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté à la tarière avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant un tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

Une fois le forage terminé et stabilisé, la cage d'armature est introduite et le bétonnage survient immédiatement avec tube plongeur. Grâce à l'amélioration spectaculaire du matériel de forage on peut exécuter des pieux de 600 à 1500 mm de diamètre à des profondeurs importantes. Actuellement les pieux à la tarière creuse sont parmi les moins chers sur le marché.

2.2. Puits

Les puits sont des fondations creusées à la main. De section circulaire, de **diamètre supérieur à 1,20m** ; de section quelconque ils doivent avoir une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1 m². Ils sont en général utilisés pour traverser des zones meubles (remblai) en vue de transmettre les efforts sur une couche résistante par le biais des semelles isolées.

Généralement les puits en béton sont coulés en plein fouille.

3. Essai de chargement statique d'un pieu

L'essai est exécuté suivant la norme NF 94.150.1 de 1999. C'est un **essai à charges contrôlées**, par paliers de fluage, qui consiste à mettre le pieu en charge par incréments ΔQ égaux à $0,1Q_{\max}$ jusqu'à Q_{\max} . Il permet de déterminer la charge limite conventionnelle Q_{le} et la charge critique de fluage conventionnelle Q_{ce} .

Pendant chaque palier de fluage, maintenu **60 minutes**, on enregistre le déplacement de la tête du pieu en maintenant la charge **constante**. Pour chaque palier Q_n on calcule la pente α_n du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps entre 30 et 60 minutes (Fig.3). La charge critique de fluage est déterminée par la construction effectuée sur la courbe de α_n en fonction de la charge au palier Q_n . Cette courbe permet de distinguer une première partie pour laquelle le fluage est faible et peut être supporté par la structure portée par la fondation profonde et une seconde partie où le fluage du sol entraînerait des déplacements incompatibles avec le bon fonctionnement de la structure.

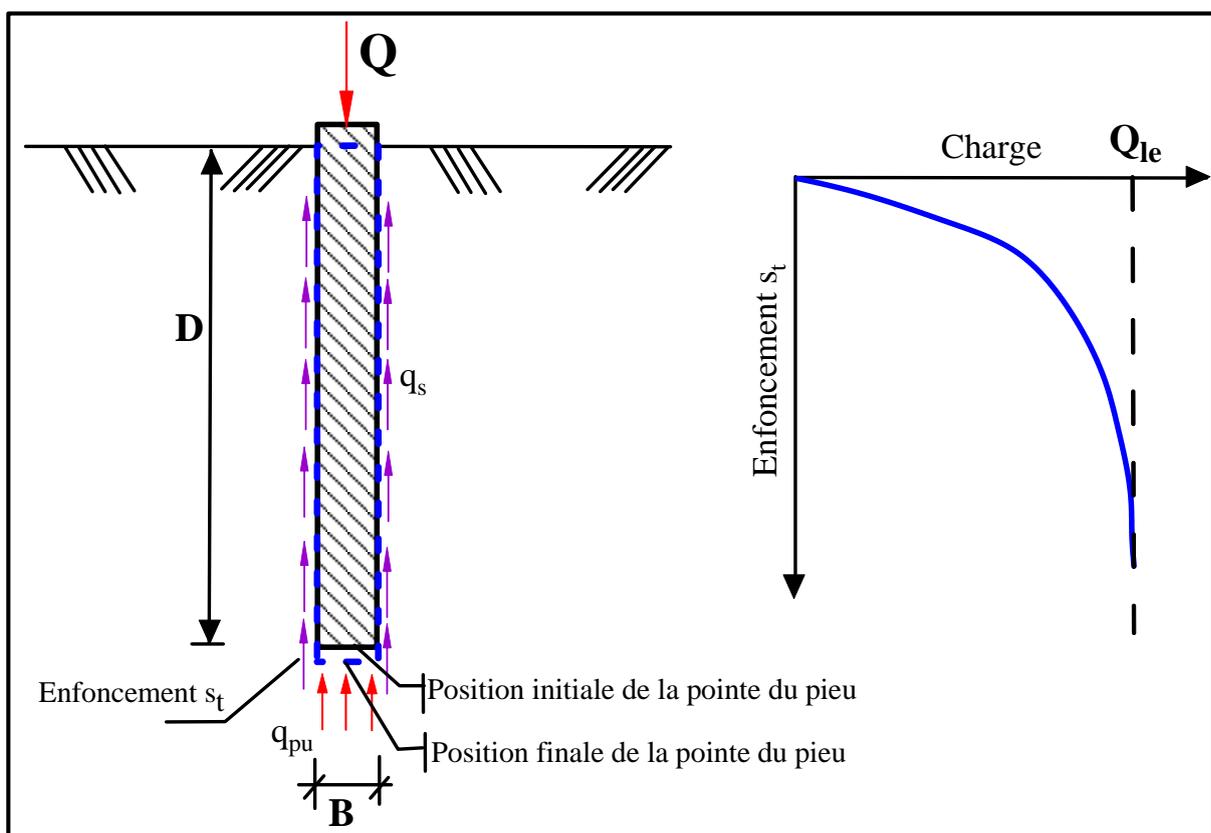


Figure 4- Essai de chargement d'un pieu

Considérons, pour simplifier, un pieu de longueur D fiché dans un sol homogène, soumis à un chargement vertical de compression axiale. Si on enregistre pendant le chargement du pieu l'effort et le déplacement en tête, on obtient la courbe effort-déplacement de la figure.3.

Cette courbe donne la **charge limite** Q_{LE} ou Q_u qui correspond à la **rupture du sol** pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites : la **résistance de pointe** q_u qui donne la charge limite de pointe $Q_{pu} = q_u A_p$ (A_p : section droite de la pointe du pieu) et le **frottement latéral** q_s qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral $Q_{su} = q_s \pi B \times D$ (Figure. 3).

$$Q_{LE} = Q_{pu} + Q_{su}$$

Pour atteindre cette charge limite Q_{LE} , le pieu s'est déplacé en tête de s_t et en pointe de s_p ($s_t > s_p$). Si on considère maintenant le chargement progressif du pieu de la charge 0 à la charge Q_{LE} on constate qu'on **mobilise d'abord le frottement latéral puis l'effort de pointe**. Sous une charge Q , la tête du pieu se déplace de s_t et la pointe de s_p ($s_t > s_p$) et tout point du fût du pieu se déplace de s par rapport au sol. Toutes les mesures qui ont été faites sur chantier montrent qu'on mobilise beaucoup plus vite le frottement latéral q_s que la résistance de pointe q_{pu} . On peut estimer en première approximation qu'il faut un déplacement de l'ordre de **5 mm pour atteindre le frottement latéral limite** et de l'ordre de **5cm pour atteindre la résistance de pointe limite**.

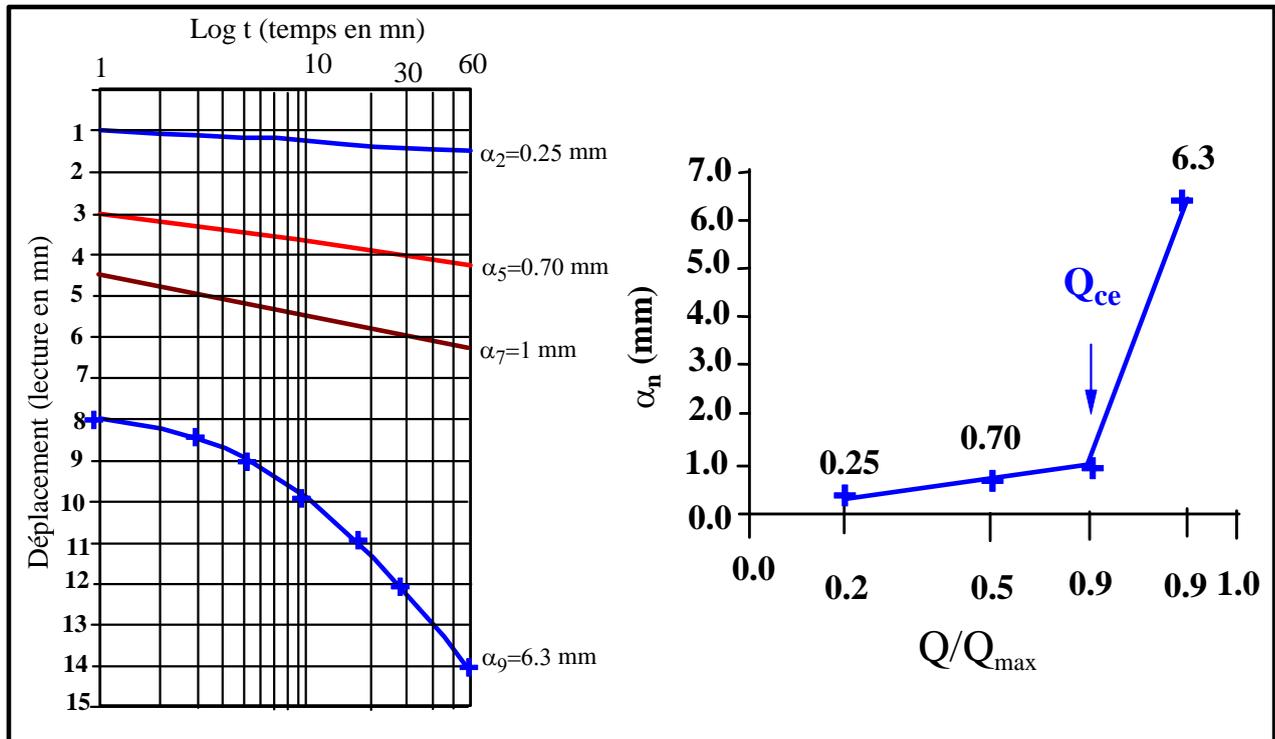


Figure 5- Détermination de la charge critique de fluage Q_{ce}

Le pieu se déplaçant plus vers la tête que vers la pointe et le frottement latéral se mobilisant beaucoup plus vite que la résistance de pointe, **le pieu mobilisera d'abord sous les premières charges Q le frottement latéral**.

Quand le frottement latéral sera complètement mobilisé les charges supplémentaires seront transmises à la pointe. Enfin quand la résistance de pointe sera complètement mobilisée, on atteindra la rupture totale du sol.

En général, compte tenu des coefficients de sécurité appliqués aux résistances limites, **le pieu sous les charges de service travaillera essentiellement au frottement latéral** et peu en pointe.

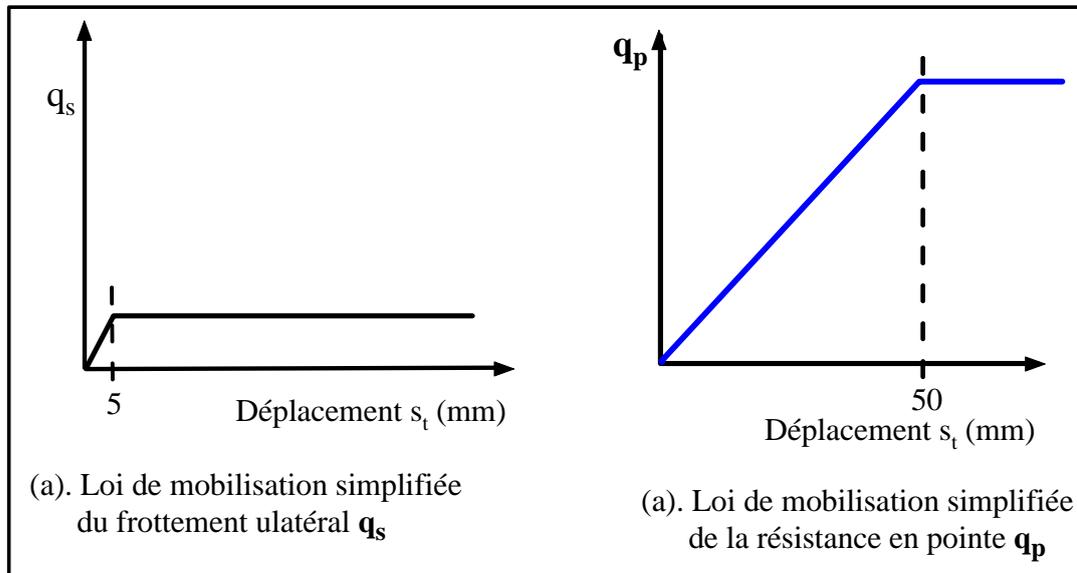


Figure 6- Loi de comportement simplifié (sol- pieu)

4. Evolution de la résistance de pointe q_{pu}

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un sol homogène, la résistance de pointe augmente linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée *profondeur critique* D_c et reste quasi-constante ensuite. La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c préconisées par le DTU 13.2:

- Pour une seule couche de sol $D_c = 6.B$ avec un minimum de 3 m,
- Pour un *sol multicouche* pour lequel la contrainte effective σ_v' due au poids des terrains au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à 100 kPa (environ 7 à 10 m de terrain) $D_c = 3B$ avec un minimum de 1,5 m ; c'est la règle classique des 3ϕ d'ancrage du pieu dans la couche résistante.

5. Définitions et mécanismes du frottement positif et négatif

Pour qu'il y ait *frottement latéral* il faut qu'il y ait un *déplacement relatif* entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un **frottement positif** f_p , *vers le haut* (Fig.6). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu *vers le bas* et lui applique un **frottement négatif** f_n qui le surcharge (Fig.6). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol,
- des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein,

- de l'interface entre le sol et le pieu.

Il pourra être évalué conformément à la méthode de **COMBARIEU** préconisée par le fascicule 62-titre V.

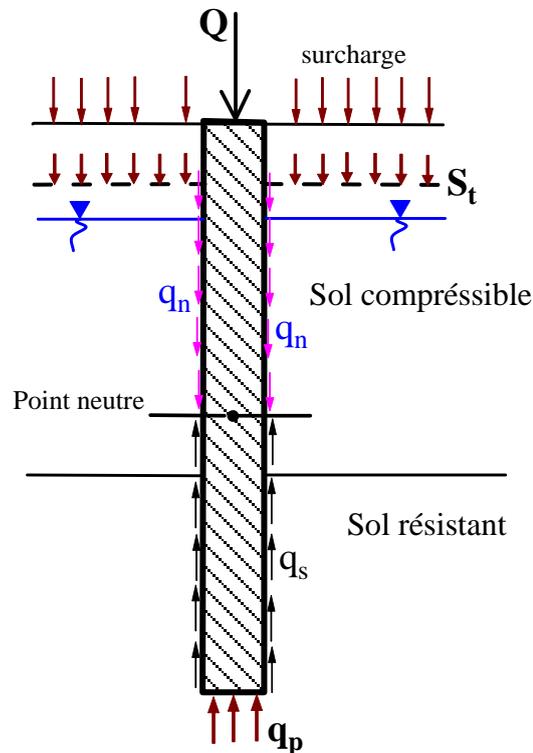


Figure 7- Mécanismes du frottement latéral positif et négatif

6. Charge admissible d'un pieu à partir des essais de laboratoire

6.1. Introduction

Dans la majorité des cas, les paramètres de cisaillement mesurés au laboratoire sont entachés d'erreurs.

Le caractère remanié des carottes et les difficultés de récupération d'échantillons intacts influent sur les valeurs (c , ϕ) mesurés notamment dans le cas des sols meubles et mous. Il en résulte que le calcul de la charge admissible d'un pieu qui est exprimé en fonction de c et ϕ est approximatif.

Il y'a lieu de signaler que l'application des paramètres de laboratoire doit être limité à un pré dimensionnement dans le cadre d'un avant projet de pieux (APS) en vue d'établissement d'un cahier de charges. Cependant, le dossier d'exécution (notes de calcul et plans) devra se baser exclusivement sur l'application des essais in situ (Pénétromètre statique et pressiomètre) à titre complémentaire en vue de se prémunir des aléas relatifs à la caractérisation physique et mécanique des sols. La majorité des documents techniques réglementaire s'accordent sur le principe d'applications des essais in situ dans la conception et le dimensionnement des pieux.

6.2. Charge admissible par les essais de laboratoire

a. Terme de pointe

$$q_{pu} = N_q q'_0 + c N_c \rightarrow \begin{cases} q'_0 = \sum_0^D \gamma_i h_i : \text{contrainte effective en pointe du pieu} \\ c : \text{Cohesion de la couche d'ancrage} \\ \varphi : \text{Angle de frottement couche d'ancrage} \\ N_q = 10^{3.04 \tan \varphi}, \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \end{cases}$$

Les paramètres c et φ concernent la couche d'ancrage du pieu

Dans les cas des sols purement cohérents :

$$q_{pu} = 7\lambda.c_u \rightarrow \text{avec } c_u : \text{cohésion apparente}$$

Les caractéristiques à considérer sont l'angle de frottement effectif φ' dans le cas des sols pulvérulents et les paramètres non drainés (c_u et φ_u) dans le cas des sols cohérents.

b. Terme de frottement

La formulation est basée sur la résistance au cisaillement déterminée à partir du critère de Mohr- Coulomb ($\tau = c + \sigma_h \tan \varphi = q_s$).

L'intégration du frottement latéral unitaire le long de la couche de sol homogène (d'épaisseur h) susceptible de développer une résistance est donné par :

$$Q_{su} = \iint_{(\Omega)} q_s ds_l \quad \text{avec } d_{sl} : \text{surface latérale élémentaire sur la couche résistante}$$

$$Q_{su} = \pi B \times \int_{H_1}^{H_2} q_s dz = \pi B \times \sum_{H_1}^{H_2} q_{si} \Delta z_i : \text{Cas d'un pieu de section constante (cylindre)}$$

$$Q_{su} = \pi B \left[c \times h + 0.5 K \gamma h^2 \cdot \tan \varphi \right] \rightarrow \begin{cases} c \text{ et } \varphi \text{ paramètres de la couche d'épaisseur } h \\ B : \text{Diamètre du pieu et } K \text{ coeff de butée} \end{cases}$$

Dans le cas des sols purement cohérents, la formule la plus utilisée est la suivante :

$$Q_{su} = \pi B \times \sum q_{si} h_i \rightarrow \begin{cases} q_{su} = \text{Min} (\beta c_u, q_{s\max}) \\ \beta = 0.7 \text{ pieux en BA et } 0.5 \text{ cas des pieux à chemise en acier} \\ q_{s\max} : \text{Frottement tiré de l'expérience (Tableau)} \end{cases}$$

c. Charge limite et de fluage

Charge limite :

Considérant un pieu de profondeur D , ancré dans un sol homogène et isotrope (Fig.7). Le pieu est chargé axialement par Q .

Si l'on accroît progressivement Q à partir de 0, le pieu s'enfonce en tête, de s_t et la courbe représentant Q en fonction de s_t a l'allure indiquée sur la figure 7, avec une charge limite Q_l correspondant à la rupture du sol. L'enfoncement ne se stabilise plus sous la charge et la vitesse d'enfoncement est relativement grande. Conventionnellement, Q_l sera la charge correspondant à $s_t = B/10$ (avec B diamètre du pieu) ou à une vitesse d'enfoncement de 1 à 5 mm/min. Au moment de la rupture, la charge Q_l est équilibrée par les réactions limites du sol suivantes :

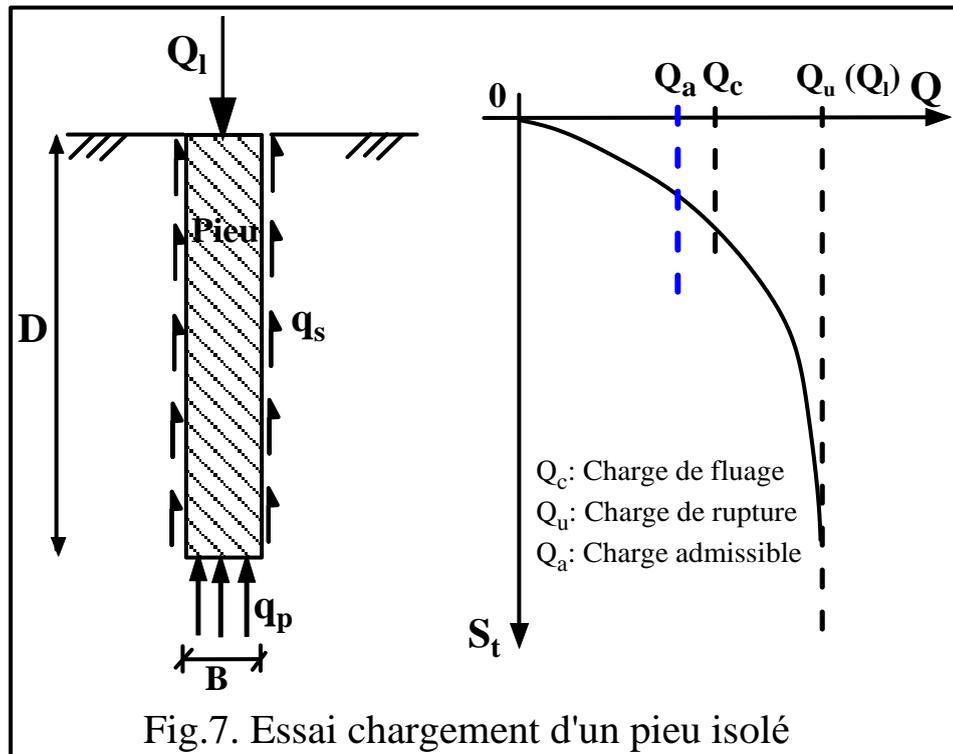


Fig.7. Essai chargement d'un pieu isolé

6.5. Calcul de la charge limite totale Q_l

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = Q_l$$

Dans le cas des pieux travaillant en arrachement, on a:

$$Q_l = Q_s$$

6.6. Sollicitation de calcul admissible

Pour le cas d'un pieu isolé, la charge axiale Q appliquée sur le pieu considéré doit être entre les limites suivantes :

- Q_{\max} : valeur maximale autorisée pour Q en compression
- Q_{\min} : valeur minimale autorisée pour Q en arrachement (on lui donne un signe négatif)
- Résistance unitaire du sol sous la pointe q_p , conduisant à la charge limite de pointe :

$$Q_{pu} = q_{pu} A_p = q_{pu} \frac{\pi B^2}{4}$$

- résistance q_s due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu ; si q_s est le frottement latéral unitaire limite, la charge limite par frottement latéral est :

$$Q_s = q_{su} A_s$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = Q_l$$

Charge de fluage Q_c : La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge Q_c appelée charge de fluage. Pour les charges supérieures à Q_c l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

On peut retenir d'après de DTR-BC. 2.33.2 (pp. 43):

- pour les pieux **refoulant le sol**: $Q_c = \frac{Q_u}{1,5} = \frac{Q_p + Q_s}{1,5}$
- pour les pieux **ne refoulant pas** le sol (pieux forés): $Q_c = \frac{Q_p}{2,5} + \frac{Q_s}{1,5}$
- pour les pieux travaillant à l'**arrachement**: $Q_p = 0$ et $Q_{cT} = \frac{Q_s}{1,50}$

7. Calcul des fondations profondes à partir des essais in situ

7.1. Introduction

Les valeurs de la résistance de pointe q_u ont été établies empiriquement à **partir d'essais de chargement de pieux**. La banque de données qui a permis de fournir les valeurs de q_u **de pieux** utilisés en France dans la plupart des **natures des sols**. On ne traite dans ce chapitre que les méthodes pressiométrique pénétrostatique qui sont les plus utilisées dans la pratique.

L'avantage de ces essais réside dans la mesure continue des paramètres de résistance des couches de sols directement in situ. Cela permet de se prémunir des aléas liés au risque de remaniement des échantillons dans les analyses de laboratoire.

La plupart des règlements préconisent le recours aux essais in situ ou au chargement à vraie grandeur des pieux en vue de déterminer les charges admissibles. Les coefficients de sécurité pris dans les formules analytiques basées sur les paramètres de laboratoire sont plus importants que ceux des essais in situ.

7.2. Charges admissibles à partir du pénétromètre statique (CPT)

a. Charge limite de pointe Q_{pu}

L'essai statique CPT est très fiable pour le dimensionnement des pieux car il présente une similitude de sollicitation et de comportement par rapport à un pieu isolé ancré dans le sol.

Le terme de pointe q_{pu} est donnée par la formule (DTR. BC 2.33.2 & Fascicule 62) par:

$$q_{pu} = K_c q_{ce} \rightarrow Q_{pu} = A_p K_c \times q_{ce}$$

Avec K_c : coefficient de portance donné par le tableau 5,

A_p : section du pieu

Q_{pu} : Charge limite en pointe

q_{ce} : résistance de pointe équivalente donnée par la formule suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{(3a + b)} \int_{D-b}^{D+3a} q_c^*(z) dz = \frac{1}{(3a + b)} \sum_{(D-b)}^{(D+3a)} q_c^* \Delta z$$

Avec : $a = \text{Max}(B/2 \text{ et } 0,50\text{m})$

$b = \text{Min}(a ; h)$

h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

q_c^* : résistance de pointe corrigée après avoir écrêté les valeurs supérieures à $1.3 \cdot q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{\sum_{(D-b)}^{(D+3a)} q_{ci}}{N} : \text{Valeur moyenne de } q_c(z) \text{ entre } (D-b) \text{ et } (D+3a)$$

Dans le cas d'un sol homogène semi infini, la fiche d'ancrage h d'un pieu isolé est considérée au minimum égale à 3.B.

Dans le cas d'un sol hétérogène, constitué d'un multicouches, la couche d'ancrage du pieu devra être épaisse d'au moins **4.B** sous la pointe afin d'éviter tout risque de poinçonnement du sol.

Dans les sols meubles, champs d'application du pénétromètre statique, il est vivement recommandé d'ancrer le pieu de **3φ** (avec un **minimum de 1.5m**) dans la couche porteuse.

Tableau 1. Valeurs de K_c selon le **Fascicule 62** et le **DTR. BC 2.33.2**

Nature du sol et catégorie (1)		Pieux mis en œuvre sans refoulement du sol (forés)		Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol (battus)	
Argiles et limons	A, B, C	Fasc. 62	0,40	Fasc. 62 :	0,55
		DTR. BC 2.33.2	0,35	DTR. BC 2.33.2 :	0,45
Sables et graves	A, B, C	Fasc. 62	0,15	Fasc. 62 :	0,50
		DTR. BC 2.33.2 (2)		DTR. BC 2.33.2 (2)	0,50
		- $q_{ce} \leq 5$ MN/m ²	0,15	- $q_{ce} \leq 5$ MN/m ²	0,40
		- $q_{ce} \geq 15$ MN/m ²	0,15	- $q_{ce} \geq 15$ MN/m ²	
Craies	A	Fasc.62	0,20	Fasc.62	0,30
	B		0,30		0,45
(1) : les catégories de sol sont définies au chapitre 1 (F. superficielles) (2) : interpoler linéairement pour $5 \leq q_{ce} \leq 15$ MN/m ² . (adopter des valeurs minimales dans le calcul de charges admissibles des pieux).					

b. Terme de frottement latéral à partir du CPT

Il est tentant de relier le frottement latéral unitaire (f_s) mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement latéral unitaire limite (q_{su}) du pieu. Cependant à ce jour cette approche n'a pas permis d'aboutir à une méthode pratique de détermination du frottement latéral mobilisable par les pieux. Les méthodes pratiques de dimensionnement s'appuient non pas sur la valeur de q_s mais font référence à la résistance de pointe q_c .

Le frottement latéral unitaire limité (q_{su}) du pieu et la résistance à la pénétration statique q_c sont reliés par la formule suivante :

$$q_{su} = \text{Min} \left(\frac{q_{ci}}{\beta}; q_{smax} \right) \rightarrow \begin{cases} \beta \text{ est donné par le tableau 2} \\ q_{ci} \text{ est la valeur moyenne sur la couche résistante au frottement } h_i \\ q_{smax} : \text{ Valeur limite de frottement donné par le tableau 2} \end{cases}$$

La charge limite totale mobilisée par frottement dans les couches résistantes est donnée par :

$$Q_{su} = \iint_{(\Omega)} q_{su}(z) ds = \pi B \times \sum_{i=h_1}^{j=h_n} q_{si} h_i \rightarrow B \text{ est le } \phi \text{ du pieu}$$

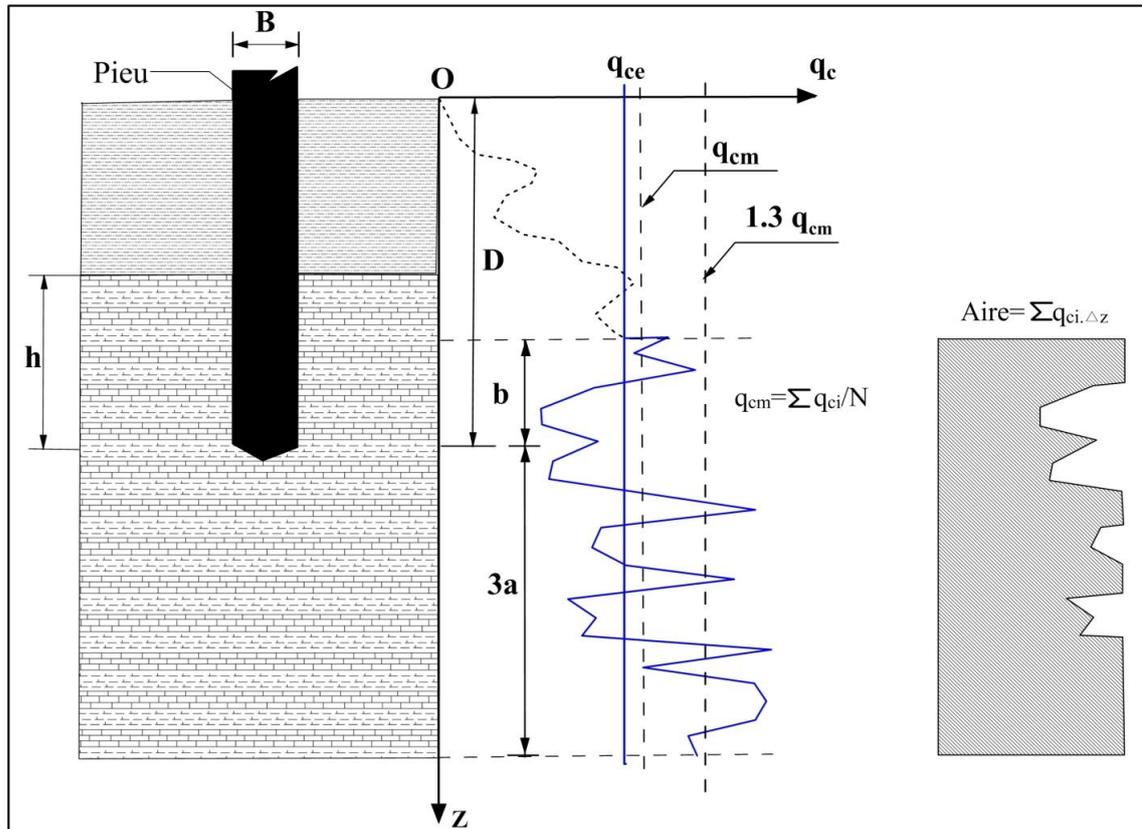


Figure 8- Méthode de calcul de q_{ce} à partir du pénétromètre statique (CPT)

Tableau 2. Valeurs de β et $q_{s\max}$ extraits du Fascicule 62 titre V

		ARGILES-LIMONS			SABLES-GRAVES			CRAIES			
		A	B		C	A	B	C	A	B	
Foré	β	-	-	75 ⁽¹⁾	-	-	200	200	200	125	80
	$q_{s\max}$ (kpa)	15	40	80⁽¹⁾	40	80⁽¹⁾	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupère)	β	-	100	100 ⁽²⁾	-	100 ⁽²⁾	250	250	300	125	100
	$q_{s\max}$ (kpa)	15	40	60⁽²⁾	40	80⁽²⁾	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120		150		300	300	300	(3)	
	$q_{s\max}$ (kpa)	15	40	80	80		-	-	120	(3)	
Battu à fût béton	β	-	75		-		150	150	150	(3)	
	$q_{s\max}$ (kpa)	15	80	80		80		-	-	120	(3)

Remarques:

- (1) pieux réalisés et rainurés en fin de forage, uniquement.
- (2) forage à sec, tube non louvoyé
- (3) le frottement latéral peut être très faible dans les craies avec ces types de pieux. A défaut d'essai de chargement statique. Sur le site, il convient de se référer à des essais de chargement exécutés dans des conditions similaires.

Tableau 3. Valeurs de β et $q_{su \max}$ selon le DTR-BC 2.33.2 (p.16).

Pieu/sol		Foré	Foré avec tubage récupéré	Métal battu (tube fermé)
Argiles et limons	β	100	100	100
	$q_{su \max}$ (kPa)	40	40	40
Sable	β	250	250	300
	$q_{su \max}$ (kPa)	80	80	80

7.3. Méthode pressiométrique

7.3.1. Quelques définitions

a. **Encastrement équivalent** : la hauteur d'encastrement équivalent D_e est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur. D_e est donné par l'expression :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_l^*(z) dz \quad \text{Où :}$$

- $p_l^*(z)$ est obtenue en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_{li}^* .
 - d : pris égal à 0 sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristiques en surface dont on ne désire pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement.
- b. **Pression limite équivalente** : c'est la pression moyenne autour de la base de la fondation. Elle est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$p_{le}^* = \frac{1}{(3a + b)} \int_{(D-b)}^{(D+3a)} p_l^*(z) dz = \frac{1}{(3a + b)} \times \sum_{\langle D-b \rangle}^{\langle D+3.a \rangle} p_{li}^* \Delta z_i$$

Avec : $a = \text{Max} (B/2 \text{ et } 0,50\text{m})$

$b = \text{Min} \{a ; h\}$

h : hauteur de l'élément de fondation dans la couche porteuse.

Pieu isolé sous charge axiale

a. Calcul de la charge limite de pointe Q_{pu}

La charge limite de pointe est donnée par la formule :

$$Q_{pu} = A_p K_p \times p_{le}^*$$

Avec A_p : Section de pointe du pieu,

p_{le}^* : Pression limite nette équivalente

K_p : Facteur de portance.

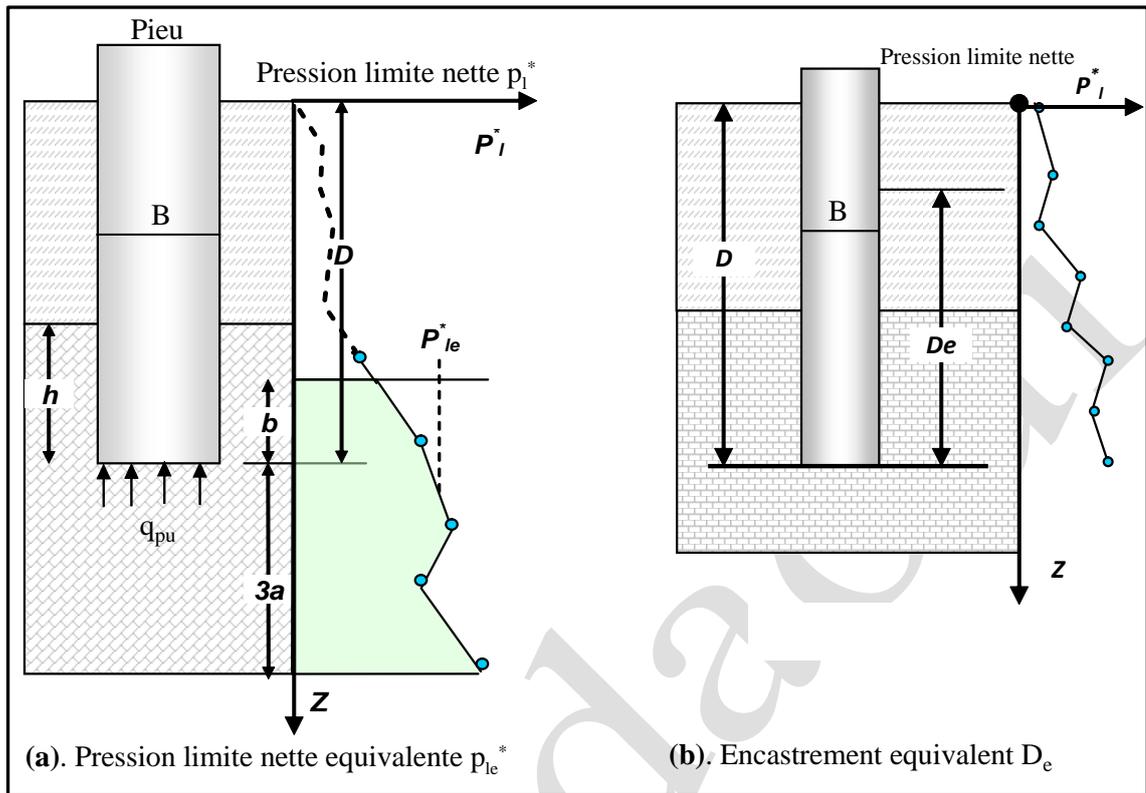


Figure 9- Capacité portante des pieux à partir d'un essai pressiométrique

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance k_p sont données par le tableau 4.

La formule pour le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et les profilés métalliques non obturés à la base est la suivante.

$$Q_{pu} = \rho_p AK_p \times p_{le}^*$$

Avec ρ_p coefficient minorateur donné par le tableau 4.

La section A à considérer est comme indiquée dans la figure 10

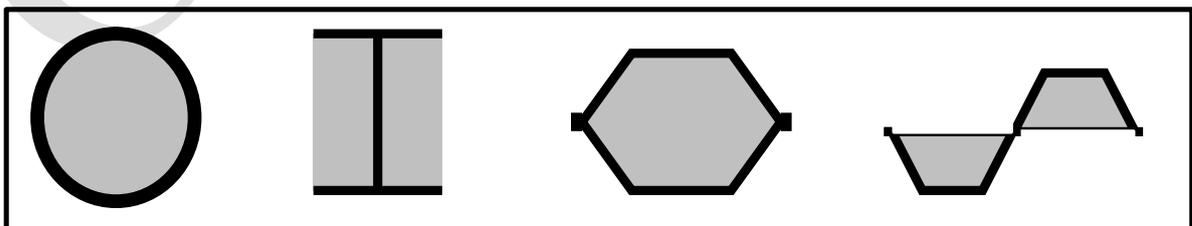


Figure 10- Autres sections usuelles des fondations profondes

Tableau 4. Valeurs des facteurs de portance K_p (Fascicule 62 titre V)

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles Limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables Graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes Marno-calcaires		1.8	2.6
Roches altérées		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2

b. Charge limite de frottement latéral Q_{su}

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur H concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante : $Q_{su} = P \int_0^H q_s(z) dz$

Dans cette expression, P désigne le périmètre du pieu et $q_s(z)$ le frottement latéral unitaire limite à la cote z . Ces termes sont explicités ci-après.

La formule pour le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et les profilés métalliques non obturés à la base est donné par la formule suivante :

$$Q_{su} = \rho_s \pi B \times \int_0^H q_{su}(z) dz = \rho_s \pi B \times \sum_{h_1}^{h_n} q_{si} \Delta z_i$$

Avec ρ_s coefficient minorateur donné par le tableau 4.

La hauteur H est celle où s'exerce effectivement le frottement latéral. C'est la hauteur de pieu dans le sol, diminuée:

- de la hauteur où le pieu comporte un double chemisage,
- de la hauteur où s'exerce le frottement négatif (*le frottement négatif se produit en général dans le sol compressible. Il est pris en compte lorsque le tassement du sol est supérieur au tassement du pieu qui le traverse*).

• Frottement latéral unitaire limite q_s

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette p_1^* (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure

Le tableau 5 indique le choix de la courbe à utiliser en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

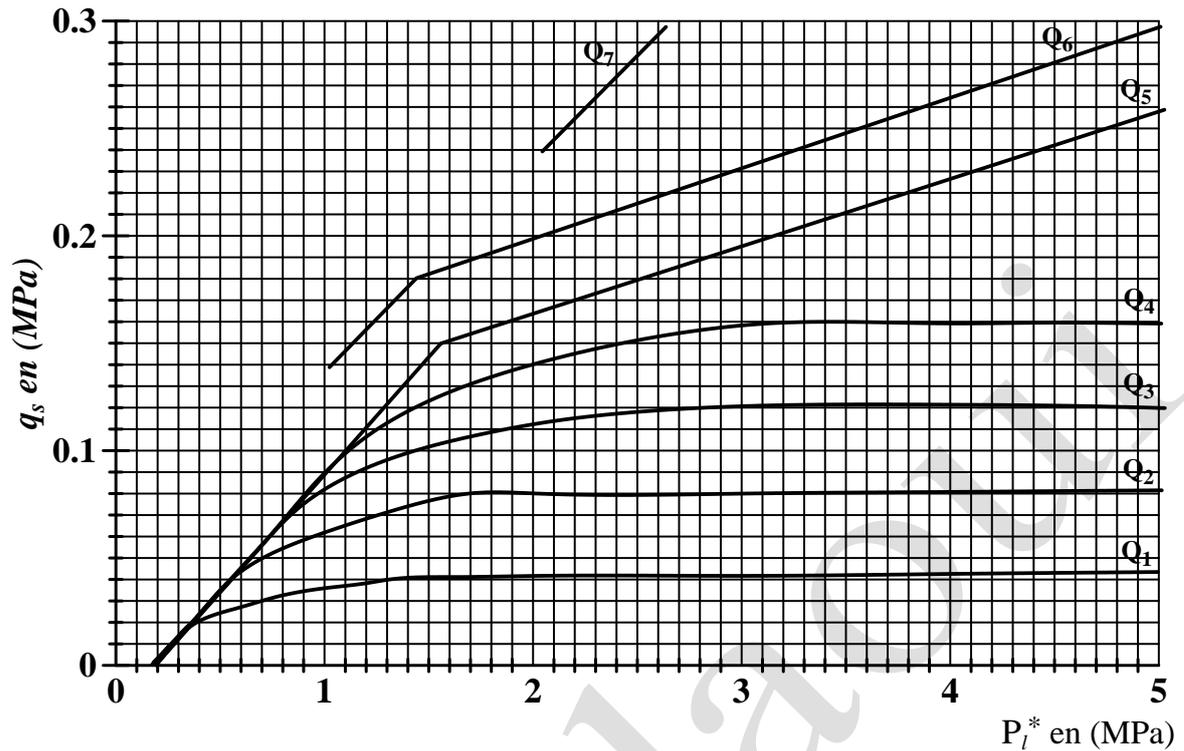


Figure 11- Frottement latéral unitaire le long du fût du pieu à partir du pressiomètre (pi)

Tableau 5. Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire qs

Type de pieu	Argiles-Limons			Sables-Graves			Craies			Marnes		Roc hes
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q1	Q1, Q2 ⁽¹⁾	Q2, Q3 ⁽¹⁾				Q1	Q3	Q4, Q5 ⁽¹⁾	Q3	Q4, Q5 ⁽¹⁾	Q6
Foré à la boue	Q1	Q1, Q2 ⁽¹⁾		Q1	Q2, Q1 ⁽²⁾	Q3, Q2 ⁽²⁾	Q1	Q3	Q4 Q5 ⁽¹⁾	Q3	Q4, Q5 ⁽¹⁾	Q6
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q1, Q2 ⁽³⁾		Q1	Q2, Q1 ⁽²⁾	Q3, Q2 ⁽²⁾	Q1	Q2	Q3, Q4 ⁽³⁾	Q3	Q4	

Tableau 6. Coefficients ρ minorateurs (Fascicule 62 titre V)

Nature du sol Type de pieu	Argiles		Sables	
	ρp	ρs	ρp	ρs
<i>Tubulaire ouvert</i>	0.5	1.0	0.50	1.0
Pieu H	0.5	1.0	0.75	1.0
Palplanches	0.5	1.0	0.30	0.5

7.4. Classification des sols à partir du CPT et PR

Le tableau 7 illustre la classification des sols la plus utilisée dans le dimensionnement des ouvrages géotechniques à partir des essais pressiométrique et pénétromètre statique

Tableau 7. Catégorie conventionnelle de sols (G. Philipponnat et al., 2002)

Classe de sol			Pressiomètre p_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	14.5.1	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	
Marnes Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacts	> 4,5	
Roches	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	> 4,5	

Tableau 8. Valeurs des coefficients de sécurité partiels suivant le DTR .BC.2.33.2 et le Fascicule 62

Désignation des cas	DTR .BC.2.33.2	Fascicule n° 62 titre V
Charge de fluage (pieux forés)	$Q_c = 0,40 \cdot Q_{pu} + 0,66 \cdot Q_{su}$ (p.43)	$Q_c = 0,50 \cdot Q_{pu} + 0,70 \cdot Q_{su}$
Charge de fluage (pieux battus)	$Q_c = 0,66 \cdot Q_{pu} + 0,66 \cdot Q_{su}$ (p.43)	$Q_c = 0,70 \cdot Q_{pu} + 0,70 \cdot Q_{su}$
Charge de fluage en traction	$Q_{tu} = 0,66 \cdot Q_{su}$ (p.5)	$Q_{tu} = 0,7 \cdot Q_{su}$
Etats limites ultimes (ELU). (essais in situ).	$Q_{aELU} = Q_u/1,4$ $= 0,714 \cdot Q_{pu} + 0,714 \cdot Q_{su}$	$Q_{aELU} = Q_u/1,4$
Etats limites ultimes (ELS). (essais in situ).	$Q_{aELS} = Q_c/1,40$	$Q_{aELS} = Q_c/1,40$
Etats accidentel (séisme) RPA 99/version 2003 : p.81	Essais in situ <u>En compression</u> : ($F_s = 1.25$) $Q_{aacc} = Q_u/1.25$	$Q_u/1.20$
	<u>En traction</u> : ($F_s = 1.50$) $Q_{aacc} = Q_{su}/1.50$	$Q_{su}/1.30$

➤ **DTR-BC.2.33.2** Charges admissibles cas d'utilisation des paramètres de laboratoire

$$Q_{aELU} = \frac{Q_u}{3}; \quad Q_{aELS} = \frac{Q_c}{3}; \quad Q_{aAcc} = \frac{Q_u}{2.5};$$

- Charges admissibles en application du **DTU 13.2 de 1992** (pieux sollicités en compression)

$$Q_{aELU} = 0.5Q_{pu} + 0.75Q_{su}$$

$$Q_{aELS} = 0.33Q_{pu} + 0.50Q_{su}$$

Exercice d'application :

Dimensionnement d'un pieu isolé avec l'essai au pénétromètre statique (CPT).

Soit le pénétrogramme (CPT) donné ci-dessous (Fig.12) réalisé dans un sol argileux mou surmontant une marne grise compacte. Déterminer les charges maximales (ELU et ELS) pouvant être mobilisé par un pieu foré de Φ 800 mm de longueur 14 m fiché dans la marne compacte à partir de 10,5 m. Considérer le frottement latéral uniquement dans la couche de marne compacte.

Solution

Le pieu foré en BA de 14m de longueur est fiché dans la marne compacte sur 3.5m ($h > 3\Phi$).

La charge limite Q_u du pieu est donnée par :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

- Q_u : Charge limite de pointe (terme de pointe)
- Q_s : Charge limite de frottement (terme de frottement latéral)

$$Q_{pu} = A.q_{pu} = A.k_c.q_{ce}$$

$$A = 0,503 \text{ m}^2 \text{ (section du pieu } \phi 800 \text{ mm)}$$

$$k_c = 0,40 \text{ (pieu mis en oeuvre sans refoulement en vertu du fascicule 62)}$$

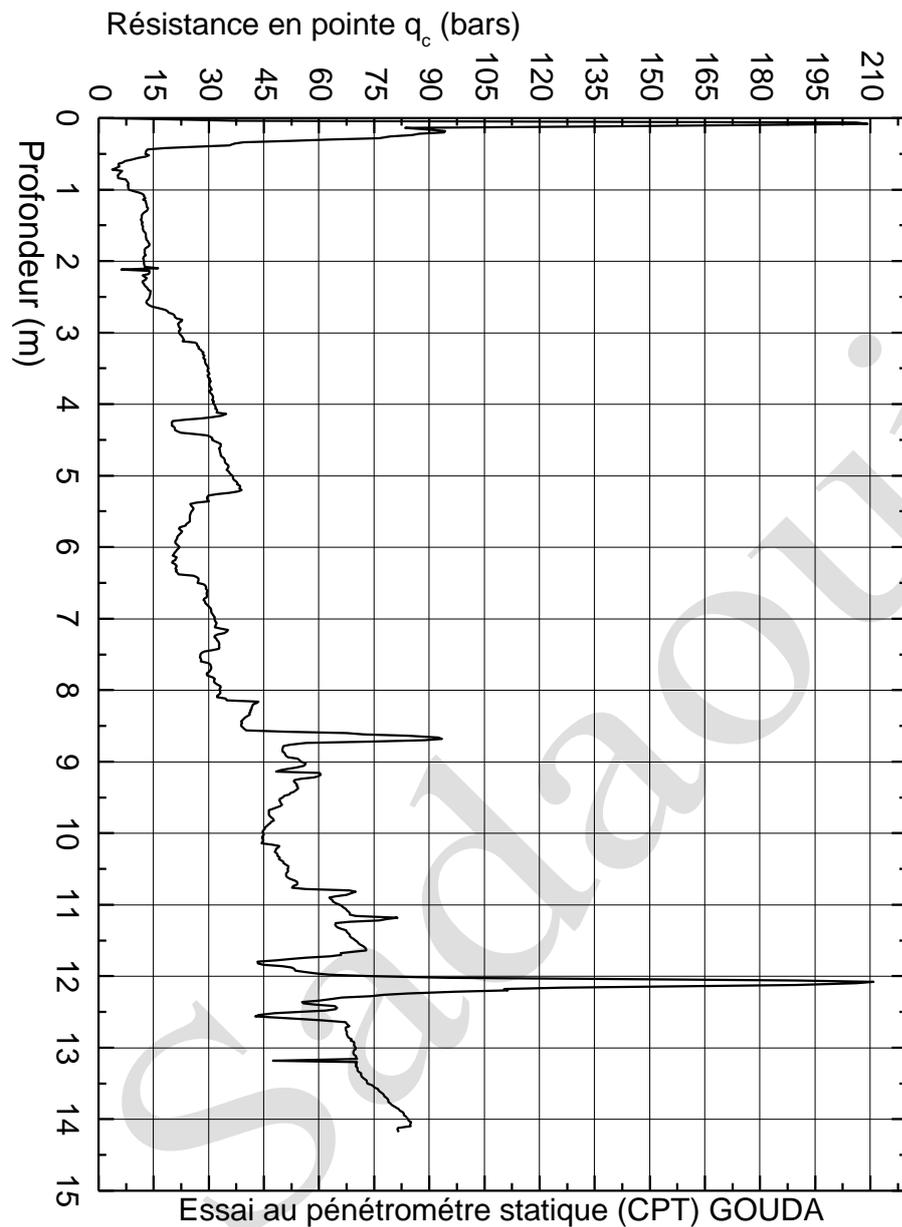


Figure 12- Courbe de l'essai au pénétromètre statique lourd (CPT)

$$q_{ce} = \frac{1}{(b+3a)} \int_{D-b}^{D+3a} q_c^*(z) dz = \frac{1}{2} \times \int_{13,50}^{15,50} q_c^*(z) dz$$

D: Hauteur totale du pieu

h: Ancrage dans la couche résistante

$$a = \text{Max} (B / 2; 0,50) = \text{Max}(0,40; 0,50) = 0,50 \text{ m}$$

$$b = \text{Min} (a; h) = \text{Min} (0,5; 3,5) = 0,50 \text{ m}$$

$$q_{cmoy} = 80,18 \text{ bars (de 13.50 m à 15.50m)}$$

Après intégration : $q_{ce} = 82.32 \text{ bars}$ & $q_{pu} = 32.93 \text{ bars} = 3293 \text{ kPa}$

$$Q_{pu} = 1654.93 \text{ kN}$$

Le frottement latéral unitaire q_s est donné par :

$$q_s = \text{Min} \left(\frac{q_c}{\beta}; q_{smax} \right) : \text{d'après le fascicule 62}$$

Le frottement latéral est pris en compte uniquement dans la couche de marne compacte (sur 3,50m). La résistance en pointe q_c sur cette couche est supérieure à 6 MPa, on classe donc cette couche dans la catégorie des argiles très dures (Catégorie C). Le frottement unitaire minimal mobilisable est $q_s = 80 \text{ kPa}$.

La charge ultime due au frottement sur la couche d'ancrage est donné par :

$$Q_{su} = \pi \cdot \phi \cdot h_s \times q_{su} = 703,36 \text{ kN}$$

Charges admissibles d'un pieu de diamètre $\phi = 80 \text{ cm}$ selon le fascicule 62:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 2358,29 \text{ kN}$$

$$Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} = 1319,81 \text{ kN}$$

$$ELU : Q_{aELU} = \frac{Q_u}{1.4} = 1684.49 \text{ kN}$$

$$ELS : Q_{aELS} = \frac{Q_c}{1.4} = 942.72 \text{ kN}$$

$$ELA : Q_{aELA} = \frac{Q_u}{1,20} = 1965,25 \text{ kN.}$$

15 EFFET DE GROUPE DE PIEUX

Lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés (ente axe $d < 3B$), l'interférence des bulbes de pression sous la pointe affecte par diminution la capacité portante de l'ensemble des pieux groupés sous une même fondation. Il en résulte que la charge limite globale de n pieux soit inférieure à la somme des charges limites des pieux du groupe considérés comme isolés.

Le coefficient d'efficacité C_e du groupe de pieux est défini comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{gp}}{\sum Q_u} \rightarrow \begin{cases} C_e = 1 : \text{pas d'effet de groupe (} d \geq 3 \cdot B \text{)} \\ C_e < 1 : \text{Effet de groupe non négligeable} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'effet de groupe, on calcule en fonction de la répartition des pieux en plan le coefficient d'efficacité C_e comme indiqué ci-après et en vérifie ensuite pour chaque combinaison d'actions la condition suivante:

$$\sum_j^N Q_j \leq C_e \cdot N \cdot \overline{Q}_a \mapsto \begin{cases} N: \text{Nbre de pieux} \\ \overline{Q}_a: \text{Charge admissible selon la combinaison considérée} \end{cases}$$

a. Cas des sols cohérents:
$$\begin{cases} d > 3B: C_e = 1 \text{ (pas d'effet de groupe)} \\ d \leq 3B: C_e = 0.25 \left(1 + \frac{d}{B}\right) \end{cases}$$

B est ϕ des pieux et d leurs entraxes.

b. Cas des sols pulvérulents compacts :

$$\begin{cases} d > 3B: C_e = 1 \text{ (pas d'effet de groupe)} \\ d \leq 3B: C_e = 1 - \frac{2 \arctg \frac{B}{d}}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right); \text{ avec m et n: } n^{\text{bre}} \text{ de lignes et de colonnes de pieux} \end{cases}$$

16 TASSEMENT D'UN PIEU ISOLE

Le tassement d'un pieu isolé a été évalué par plusieurs méthodes (Frank et Zaho; fascicule 62-titre v). L'enfoncement d'un pieu isolé sous charges usuelles (combinaisons quasi permanentes ou rares) est faible d'après l'expérience, cela ne constitue pas un paramètre déterminant pour la plupart des structures de bâtiment et de génie civil.

L'expérience montre à travers des essais de chargement en vraie grandeur effectués par les laboratoires des ponts et chaussées que pour une charge $Q \leq 0,7 \cdot Q_c$ et pour des pieux de longueurs variant de 6 à 45m et de diamètres $30\text{cm} \leq \phi \leq 150\text{cm}$, les tassements mesurés se situent dans les intervalles suivants :

c. Pieux forés: $s = 0,006 \cdot B$ (avec des valeurs extrêmes de 0,003. B à 0,010. B)

d. Pieux battus: $s = 0,009 \cdot B$ (avec des valeurs extrêmes de 0,008. B à 0,012. B)

Le tassement mesuré en tête de pieux excède rarement le centimètre (sous la charge de 0,7. Q_c)

8.1. Principes de calcul

Les principes de justification des fondations profondes sont conformes à la théorie générale du calcul aux états limites qui consiste, pour un état limite donné, à vérifier que la charge axiale de calcul reste égale ou inférieure à la charge maximum de l'élément de fondation.

Selon le DTR-BC 2.33.2, la justification d'une fondation sur pieux doit comporter les justifications suivantes :

e. Capacité portante du (ou des) pieu (x) vis-à-vis de **la résistance du sol**,

f. Capacité portante du (ou des) pieu (x) vis-à-vis du **matériau constitutif de la fondation** (BA),

g. Limitation des déplacements à des valeurs admissibles (risque de préjudice à la structure)

On distingue :

- **Etats limites ultimes (ELU)** qui ont pour objet de s'assurer que la probabilité de ruine de l'ouvrage est acceptable,
- **Etats limites de service (ELS)** qui ont pour objet de s'assurer qu'un seuil de déplacement jugé critique est acceptable.

La charge axiale de calcul résulte, *pour une situation donnée*, de la détermination de la **sollicitation de calcul** à partir d'une combinaison d'actions. Les **actions** sont multipliées par des **coefficients de pondération** γ et il est appliqué un **coefficient de méthode de 1,125** dans le calcul de la **sollicitation** due aux actions.

La charge maximum, dans un état limite donné, est obtenue en divisant par un **coefficient de sécurité partiel** la **charge limite** de ce même état.

9. Situations et actions**9.1. Situations**

La justification de la structure est envisagée pour différentes actions :

- situations en cours de construction;
- situations en cours d'exploitation;
- situations accidentelles.

9.2. Actions

Les actions sont classées en actions permanentes, variables et accidentelles :

- **G** actions *permanentes*;
- **Q** actions *variables*;
- **FA** actions *accidentelles*.

Les différentes combinaisons d'actions à considérer dans les calculs de résistance et les vérifications de stabilité Conformément au DTR BC-2.33-2 et le RPA/2003 sont les suivantes :

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELA} : G + Q \pm E \quad \text{et} \quad 0.8G \pm E$$

Problème d'application :

Un éolien est fondé sur un groupe de pieux forés simples (B= 0.6m) coiffés par un massif rigide en BA dans un site de coupe géomécanique représentée sur la Fig.2.

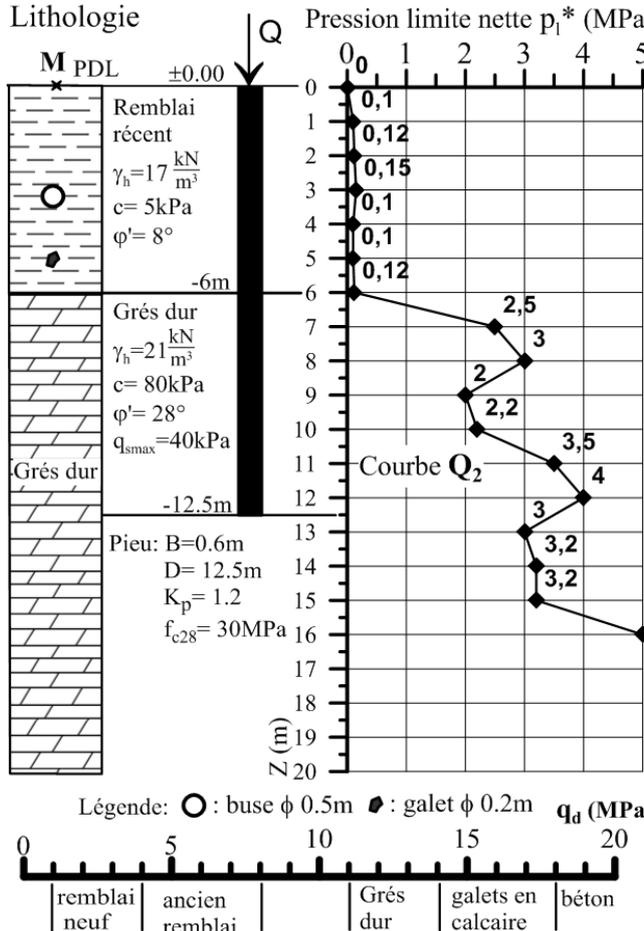


Fig.2- Coupe lithologique et géo-mécanique

Partie a/

- 1) Calculer selon le fascicule 62 les charges admissibles (ELS, ELU) d'un pieu isolé foré simple par les méthodes (c- φ) et pressiométrique (π=3.141).
- 2) En phase APD, dimensionner le système de FP sachant que l'effort normal (ELS) transmis par l'éolien est de 3120 KN et donner un détail (prendre: d= 3B)
- 3) Sous l'action d'un vent extrême, l'éolien est sollicité en FC dont les efforts ELU à la base sont (Nu =4500 kN; Mux=1200 kN.m), vérifier la stabilité des pieux et la résistance du béton.

Partie b/

Dans le cadre des investigations précédant la réalisation des pieux, une campagne pénétrométrique au PDL a été préconisée en vue d'appréhender la profondeur du substratum et des points durs.

- 4) Tracer et commenter le pénétrogramme qd(z) au point M selon l'échelle conventionnelle de qd (Fig.2).
- 5) Citez les différentes contraintes susceptibles de survenir au cours de la réalisation des pieux et les moyens pour y remédier?
- 6) Expliquer brièvement l'opération de trépannage?

Formulaire utile :

1- Méthode (c-φ) : $Q_{pu} = q_{pu} A_p$; $q_{pu} = N_q q_0' + N_c c \rightarrow \begin{cases} N_q = 10^{3.04 \tan \phi} \\ N_c = (N_q - 1) \cot \phi \end{cases}$; $q_0' \approx \gamma D = \sum_{i=0}^D \gamma_i h_i$

$Q_{su} = \iint_{(\partial)} q_{su} dS_l$; $q_{su} = \text{Min}(0,7c ; q_{smax})$; $\bar{Q}_{ELU} = \frac{Q_u}{1.4}$; $\bar{Q}_{aELS} = \frac{Q_{pu}}{2,8} + \frac{Q_{su}}{2}$: (Fasc-62 titre V)

2- Méthode pressiométrique : $q_{pu} = K_p \times p_{le}^*$; $p_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) dz = \frac{S_{(\Omega)}}{(b+3a)}$ $\rightarrow \begin{cases} a = \text{Max}(0.5B; 0.5m) \\ b = \text{Min}(h; a) \end{cases}$

Fascicule 62 titre V : $Q_c = 0,5Q_{pu} + 0,7Q_{su}$; $\bar{Q}_{aELU} = \frac{Q_u}{1,4}$; $\bar{Q}_{aELS} = \frac{Q_c}{1,4}$

Corrigé du problème**Partie /a****1.a- Calcul de la charge admissible méthode (c-φ)**

1)

$$\varphi = 28^\circ \rightarrow \begin{cases} N_q = 10^{3.04 \tan 28^\circ} = 41,34 \\ N_c = (N_q - 1) / \tan 28^\circ = 75,87 \end{cases} ;$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_q = 41,34 \\ N_c = 75,87 \end{cases}$$

$$\text{Densités : } \begin{cases} \text{remblai: } \gamma = 17 \text{ kN/m}^3 \\ \text{grés dur: } \gamma = 21 \text{ kN/m}^3 \end{cases}$$

$$q'_0 = \sum_0^D \gamma_i h_i = (17 \times 6) + (21 \times 6.5) = 238.5 \text{ (kPa)}$$

$$\Rightarrow q'_0 = 238.5 \text{ (kPa)}$$

$$q_{pu} = N_q q'_0 + N_c c = (41,34 \times 238,5) + (75,87 \times 80) = 15929,19 \text{ kPa}$$

$$q_{pu} = 15929,19 \text{ (kPa)}$$

$$\text{Section du pieu: } A_p = \frac{\pi B^2}{4} = \frac{\pi \times 0.6^2}{4} = 0.282 \text{ m}^2.$$

$$\text{Terme de pointe: } Q_{pu} = q_{pu} A_p = (15929,19) \times 0,282 = 4492,03 \text{ (kN)}$$

$$Q_{pu} = 4492 \text{ (kN)}$$

Le frottement latéral sol pieu se mobilise uniquement dans les grés (couche résistante)

$$\text{Frottement unitaire: } q_{su} = \text{Min} (\delta c ; q_{s\max})$$

$$= \text{Min} (0,7c ; 40 \text{ kPa}) = \text{Min} (56 ; 40 \text{ kPa}) = 40 \text{ kPa}$$

$$q_{su} = 40 \text{ (kPa)}$$

$$Q_{su} = \iint_{(\Omega)} q_{su} dS_l \approx \pi B \sum_{i=1}^n q_{su} h_i = \pi B h \times q_{su} = 3,141 \times 0,6 \times 6,5 \times 40 = 490 \text{ (kN)}$$

$$Q_{su} = 490 \text{ (kN)}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 4982 \text{ (kN)}$$

Charges admissibles (fascicule 62):

$$\bar{Q}_{\text{aELS}} = \frac{Q_{pu}}{2,8} + \frac{Q_{su}}{2} = 1849,3 \text{ (kN)} ; \quad \bar{Q}_{\text{aELU}} = \frac{Q_u}{1,4} + 3558,57 \text{ kN}$$

1-b- Charge admissible d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique

$$q_{pu} = K_p \times p_{le}^* ; K_p = 1,2$$

$$\begin{cases} a = \text{Max}(0.5B; 0.5m) = \text{Max}(0,3m, 0.5m) = 0.5m \\ b = \text{Min}(h; a) = \text{Min}(6,5m; 0.5m) = 0.5m \end{cases} \Rightarrow b + 3a = 2m$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) dz = \frac{1}{2} \int_{12}^{14m} p_l^*(z) dz = \frac{1}{2} S_{(\Omega)} = \frac{1}{2} \left(\frac{(30+40) \times 1}{2} + \frac{(30+32) \times 1}{2} \right) = 33bars$$

$$p_{le}^* = 3300 \text{ (kPa)}$$

$$q_{pu} = K_p \times p_{le}^* = 1.2 \times 3300 = 3960 \text{ kPa}$$

$$\text{Terme de pointe : } Q_{pu} = q_{pu} A_p = (3960) \times 0,282 = 1116,72 \text{ (kN)}$$

$$\text{Terme de frottement (6- 12.5m) : } p_{lmoy}^* = \frac{\sum_{i=1}^6 P_{li}^*}{n} = \frac{(2,5 + 3 + 2 + 2,2 + 3,5 + 4)}{6} = 2,86 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} p_{lmoy}^* \approx 2,9 \text{ MPa} \\ \text{courbe } Q_2 \end{cases} \Rightarrow \text{abaque: } q_{su} = 8 \times 0.01 = 0.8 \text{ MPa} = 80 \text{ KPa}$$

$$Q_{su} = \iint_{(\Omega)} q_{su} dS_l = \pi B h \times q_{su} = 3,141 \times 0,6 \times 6,5 \times 80 = 980 \text{ (kN)}$$

Charges admissibles- méthode pressiométrique (fascicule 62):

$$\begin{cases} Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 2096,72 \text{ kN} \\ Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} = 1244,36 \text{ kN} \end{cases} \begin{cases} \bar{Q}_{ELS} = \frac{Q_c}{1.4} = 888,83 \text{ kN} \\ \bar{Q}_{ELU} = \frac{Q_u}{1.4} = 1497,65 \text{ kN} \end{cases}$$

2- Dimensionnement des pieux

La semelle coffante est rigide, la charge reprise par un (01) pieu doit satisfaire le critère de résistance. S'agissant d'un dossier technique APD, on utilise les résultats des capacités de charges donnés par la méthode pressiométrique.

$$Q_{1\text{pieu}}^{ELS} = \frac{N_s}{n} \leq \bar{Q}_{aELS} \Rightarrow n \geq \frac{N_s}{\bar{Q}_{aELS}} = \frac{3120}{888,83} = 3,51 \text{ pieux} \Rightarrow n = 4$$

$$n = 4$$

$$\text{Critère de résistance du sol: } Q_{1\text{pieu}}^{ELS} = 780 \text{ kN} \leq \bar{Q}_{aELS} = 888,83 \text{ (kN)}$$

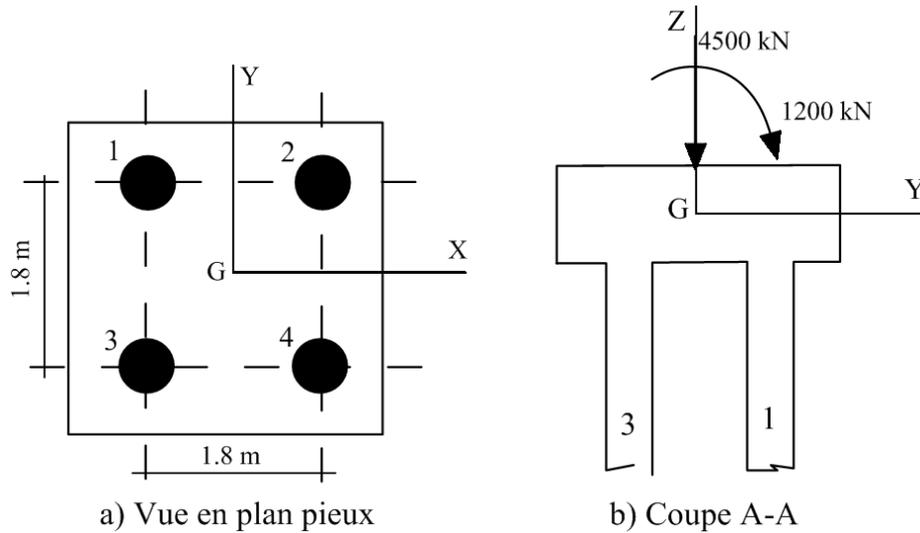


Figure.3- Détail du groupe de pieux.

3- Vérification de stabilité des pieux sous l'effet d'un vent extrême (ELU)

($N_u=4500$ kN; $M_u=1200$ kN.m)

$$N_i = \frac{N_u}{n} \pm \frac{M_y \times x_i}{\sum_1^n x_i^2} \pm \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{N_u}{n} \pm \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} \quad ; n = 4 \quad ; M_y = 0$$

$$d = 3B = 1.8m \Rightarrow y_i = \frac{d}{2} = 0,9m$$

$$\sum_1^n y_i^2 = 4 \times (0.9)^2 = 3,24m^2$$

Pieux 1 et 2 :
$$N_1 = \frac{N_u}{n} + \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{4500}{4} + \frac{1200 \times 0,9}{3,24} = 1458,33 \text{ kN} = N_{\max} < \bar{Q}_{aELU}$$

Pieux 3 et 4 :
$$N_3 = \frac{N_u}{n} - \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{4500}{4} - \frac{1200 \times 0,9}{3,24} = +791,67 \text{ kN} > 0 \rightarrow \text{comp}$$

La stabilité des pieux est vérifiée

$$\sigma_{app} = \frac{N_{\max}}{A_p} = \frac{1497,65}{0,282} = 5,31 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 17 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Résistance du matériau constitutif ($f_{c28}=30\text{MPa}$) est vérifiée.

Distribution des efforts internes (FC) :

$$N_i = \frac{N_u}{n} \pm \frac{M_y \times x_i}{\sum_1^n x_i^2} \pm \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} \quad ; n : \text{nbre de pieux du groupe}$$

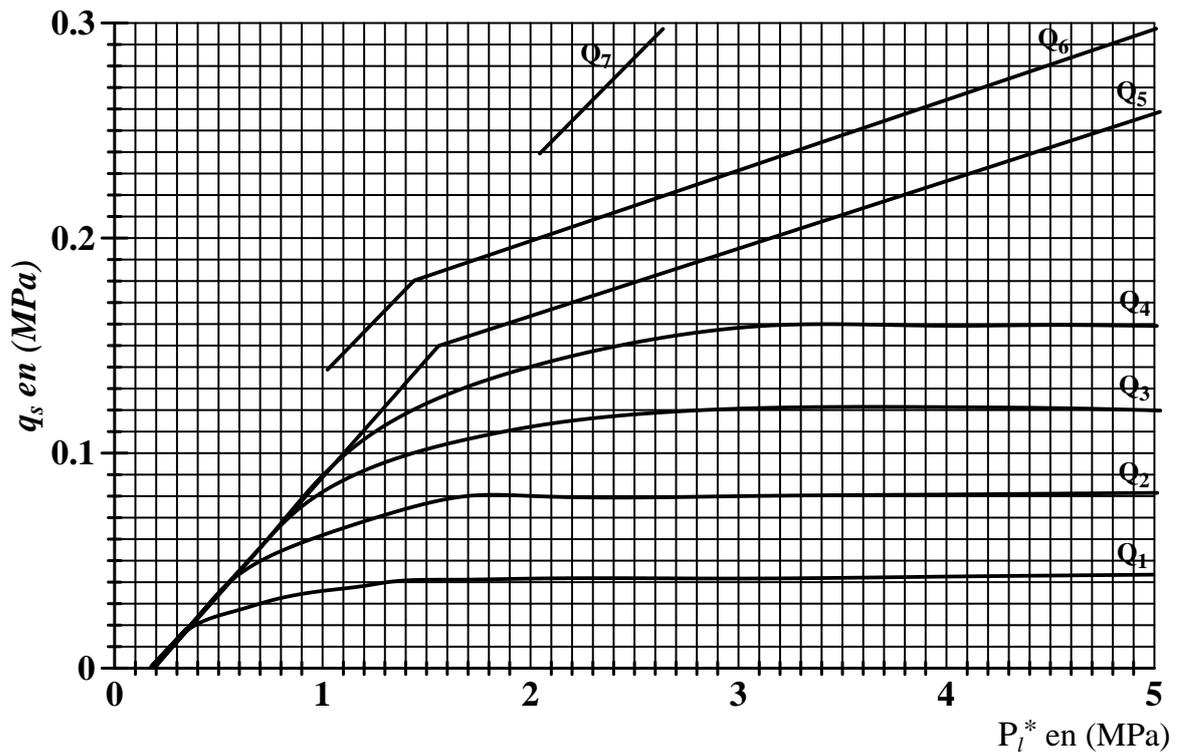


Fig. 3- Abaque de dimensionnement par la méthode pressiométrique

Partie /b :

4) La Figure.4 montre la courbe de résistance en pointe $q_d(z)$ pénétrométrique (PDL). Le remblai récent est caractérisé par de faibles résistances ($1 \leq q_d \leq 4 \text{ MPa}$), par contre à la rencontre de la buse en béton comprimée, la résistance augmente jusqu'à 20MPa en poinçonnant le béton pour enregistrer le creux (vide) par des résistances nulles (Fig.3). A la traversée du galet en calcaire à 5m, on

enregistre un pic en dents de scie de q_d pouvant atteindre 18MPa jusqu'au refoulement ou cassure du caillou, une chute de résistance caractérisant le remblai jusqu'à 6m de profondeur est mesurée. La couche de grés durs est caractérisée par de fortes résistances en pointe ($q_d \geq 11 \text{ MPa}$), la courbe présente une évolution progressive et croissante de la résistance jusqu'à atteindre le refus absolu.

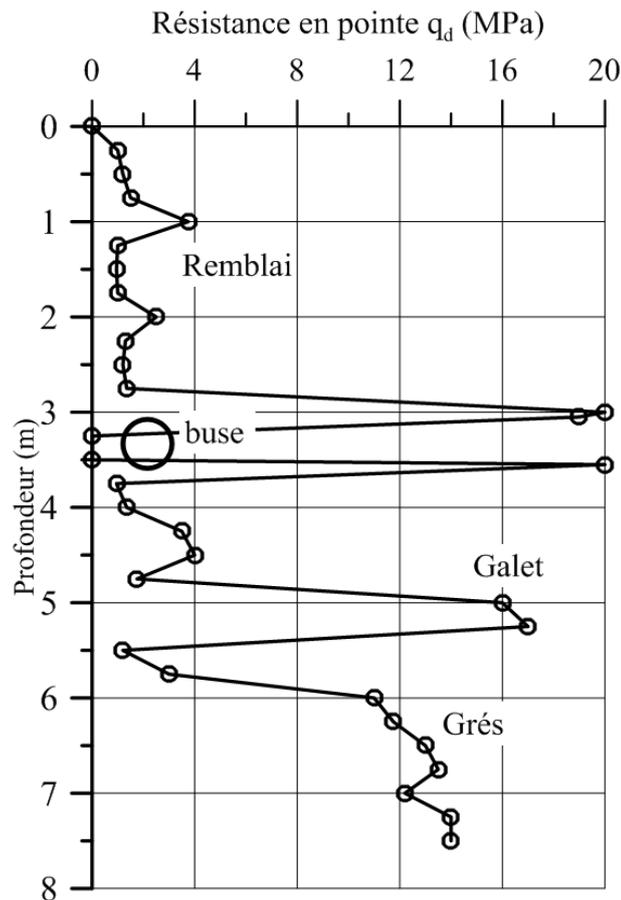


Figure.4- Pénétragramme dynamique selon l'échelle des résistances.

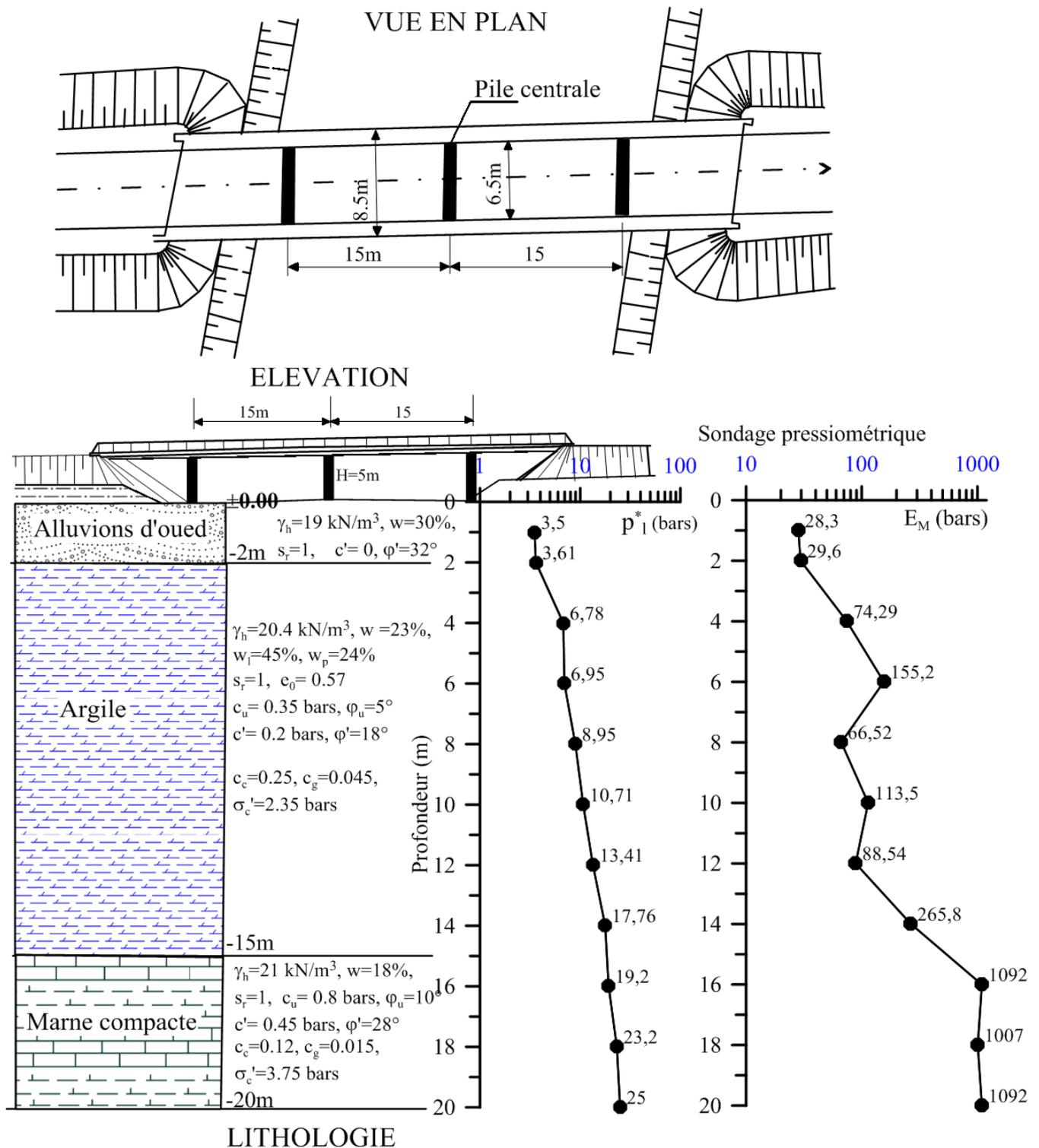
- 5) La perforation à la tarière pose problème particulièrement dans la couche de remblai récent à **cause de son caractère meuble et sans cohésion**. Des **risques d'effondrement** des parements sont probables d'où la nécessité de **tubage provisoire ou définitif** du fait que le frottement n'est pas mobilisable. La perforation des grés pourra nécessiter le **trépannage** aux points durs. Par ailleurs, compte tenu du faible diamètre du pieu ($B=0.6m$), le bétonnage sera délicat, un béton ouvrable de type auto-plaçant serait requis pour pallier au risque de formation de cavités dans le corps des pieux.
- 6) Le trépannage est l'opération de perforation par **percussion** et **vibro-rotation** à la rencontre des horizons très durs (calcaire, encroutement, grés siliceux,...etc.). On utilise à cet effet ou outil spécial (trépan) doté de **dents ou de trousse coupante diamantée**.

17 APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS D'UN PONT

17.1 Description de l'ouvrage

La figure suivante illustre le plan de masse et le gabarit du pont. Il s'agit d'un ouvrage de franchissement d'un oued sur un chemin de wilaya (CW) situé à Bejaia. Le pont de 30m de longueur, 8.5m de largeur, 5m de hauteur est constitué de deux (02) culées de rive et d'une pile centrale dont le voile a une épaisseur de 45cm. La figure indique l'implantation en plan, l'élévation, la lithologie du sous sol, les caractéristiques géotechniques mesurées au laboratoire et un sondage pressiométrique (PMT). Le niveau phréatique de l'eau est la cote supérieure du lit d'oued.

Le pont en béton armé est sujet aux charges routières conformément au fascicule 61. La descente de charge sous combinaisons fondamentales est résumée dans le tableau 1



En se basant sur les données géométriques, géotechniques et la descente de charge (Tableau1), il est demandé de dimensionner la fondation de **la pile centrale** en suivant toutes les étapes avec un exposé des motifs et un justificatif sur l'opportunité du choix arrêté en prenant en considération les points suivants :

- Tassement absolu admissible en fondations superficielles : **5 cm**,

- Terrain sujet aux affouillements de la formation d'alluvions sédimentaires (sur 2m), en période de crue (hiver),
- Eau d'oued moyennement agressive vis à vis des bétons de fondation,
- Dans le cas ou la variante de fondations profondes est retenue, le type de pieux forés de diamètre 800 mm est recommandé.

Le rapport d'étude devra contenir toutes les phases de calcul de capacités portantes et de tassements à partir des paramètres de laboratoire, méthodes des essais in situ (semi-empirique) et éventuellement numérique (FEM). L'ensemble des détails d'exécution (coffrage, ferrailage, protections,...) devront être fournis avec des notes justificatives de dimensionnement et des arguments de choix.

Les plans de détail à annexer au rapport sont :

- Vue en plan et coupes de coffrage et ferrailage fondation, détail de batardeau,
- Vue en plan des pieux ainsi que le détail de ferrailage (dans le cas ou la variante pieu est retenue),
- Coffrage et ferrailage de la semelle de liaison des pieux (dans le cas de la variante de pieux),

Il est souhaitable d'aborder la possibilité de recourir au renforcement de sol et de rechercher au moins une méthode pouvant être une alternative aux pieux. Le procédé à adopter devra être justifié vis à vis de sa capacité de résistance ainsi que des tassements.

Tableau 1- Descente de charges sur la pile centrale

ELS	$N_s = 4375 \text{ kN}$	$M_s = 1310 \text{ kN.m}$	-
ELU (Fond)	$N_u = 5768 \text{ kN}$	$M_u = 2018.8 \text{ kN.m}$	$V_u = 380 \text{ kN}$
ELU (Acc)	$N_u = 6886.2 \text{ kN}$	$M_u = 2754.5 \text{ kN.m}$	-

Corrigé

1. Calcul de capacité portante fondation superficielle (D= 2.5m/TN)

a) Calcul à long terme ELS (paramètres effectifs c' et φ')

$$\begin{cases} N_s = 4375 \text{ kN} \\ M_s = 1310 \text{ kN.m} \end{cases} \rightarrow e = \frac{M}{N} = 0.3m$$

$$q'_0 = \gamma D = 9 \times 2.5 = 22.5 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 18^\circ \Rightarrow N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \times e^{\pi tg(\varphi)} = tg^2(54) \times e^{\pi tg(18^\circ)} = 5.25 ; N_\gamma = 2(N_q - 1)tg\varphi = 2.76;$$

$$N_c = (N_q - 1)cotg(\varphi) = 13.08$$

$$q_u = 0.5 \gamma' N_\gamma s_\gamma B' + \gamma D N_q s_q + c N_c s_c ; \rightarrow \gamma' = 10.4, \quad B' = B - 2e = B - 0.6 \text{ (m)}$$

$$SF \rightarrow \frac{B}{L} \rightarrow 0 \Rightarrow s_\gamma = s_c = s_q = 1$$

$$q_u = 0.5 \gamma' N_\gamma s_\gamma B' + \gamma D N_q s_q + c N_c s_c = (0.5 \times 10.4 \times 1 \times 2.76 \times B') + (22.5 \times 1 \times 5.25) + (20 \times 1 \times 13.08)$$

$$q_u = 14.35B' + 379.72 \text{ en (kPa)} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = q'_0 + \frac{q_u - q'_0}{3} = 4.78B' + 141.57 \text{ en (kPa)}$$

Résistance au poinçonnement (Modèle Meyerhof) :

$$\gamma_m = \frac{\gamma' + \gamma_b}{2} = \frac{9 + 25}{2} = 17 \text{ kN/m}^3$$

Effort normal total de calcul :

$$N_t = N_s + \gamma_m DBL ; \quad L = 6.5 + 2 \times 1 = 8.5 \text{ m} ; \quad D = 2.5 \text{ m}$$

$$N_t = 4375 + 361.25B = 4591.25 + 361.25B' \text{ en (kN)}$$

$$q_{ref} = \frac{N_t}{(B - 2e)L} = \frac{4591.75 + 361.25B'}{B'L} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B'L\bar{\sigma}_s - 361.25B' - 4591.75 \geq 0$$

$$7.5B' \times (8.15B' + 225.05) \geq 0$$

$$1 \quad \boxed{40.63B'^2 + 842.09B' - 4591.75 = 0}$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{b^2 - 4ac} = 1206.35 \Rightarrow \begin{cases} B'_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 4.48 \text{ m} \\ B'_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -25.2 < 0 \text{ (rejeté)} \end{cases}$$

$$\boxed{B = B' + 2e = 5.08 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend : } B = 5.1 \text{ m}}$$

Contrainte admissible :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = q'_0 + \frac{q_u - q'_0}{3} = 4.78B' + 141.57 = 163.08 \text{ kPa} = 1.63 \text{ bars} \Rightarrow \boxed{ELS : \bar{\sigma}_s = 1.63 \text{ bars}}$$

Etat de contraintes trapézoïdales (fascicule 62 titre 5)

$$N_t = 4375 + 361.25B = 6217.37 \text{ (kN)}$$

$$q_{ref} = \frac{N_t}{(B - 2e)L} = \frac{N_t}{B'L} = \frac{6217.37}{4.5 \times 8.5} = 162.54 \text{ kPa} \leq \bar{\sigma}_s = 163 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{i(i=1,3)} = \frac{N_t}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{6217.37}{43.35} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.3}{5.1} \right) = 143.42 \times (1 \pm 0.35) \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 194.04 \text{ kPa} \\ \sigma_3 = +93.22 \text{ kPa} > 0 \end{cases}$$

$$q_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_3}{4} = 168.83 \text{ kPa} = 1.68 \text{ bars} > \bar{\sigma}_s \text{ !!!}$$

b) Contrainte admissible à partir du pressiomètre (PMT)

$$\bar{\sigma}_s = \frac{K_p p_{le}^*}{3} + q_0' \rightarrow \begin{cases} q_0' = 22.5 \text{ kPa} \\ p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{11}^* \times p_{12}^* \times p_{13}^* \times \dots \times p_{1n}^*} = \sqrt[4]{6.78 \times 6.95 \times 8.95 \times 10.17} = 8.092 \text{ bars} \\ 0.7 < p_{le}^* < 1.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Argile A} \Rightarrow K_p = 0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] = 0.8 \text{ (0.88)} \end{cases}$$

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^{2.5} p_1^*(z) dz = \frac{1}{p_{le}^*} \sum_0^{2.5m} p_{li}^* \Delta z_i = \frac{S}{p_{le}^*} = \frac{7.308}{8.092} = 0.9m < D$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{K_p p_{le}^*}{3} + q_0' = \frac{0.8 \times 8.092}{3} + 0.225 = 2.38 \text{ bars}$$

Dimensionnement selon méthode Meyerhof :

$$q_{ref} = \frac{N_t}{(B-2e)L} = \frac{4591.75 + 361.25B'}{B'L} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \bar{\sigma}_s L B' - 361.25B' - 4591.75 \geq 0$$

$$\Rightarrow 1661.75B' \geq 4591.75 \rightarrow B' \geq 2.76m \quad B = B' + 2e$$

On prend : $B = 3.4 m$

$$\begin{cases} D_e = 0.9m \\ B = 3.4 m \Rightarrow K_p = 0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] = 0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{3.4}{8.5} \right) \times \frac{0.9}{3.4} \right] = 0.84 \\ L = 8.5 m \end{cases}$$

ELS: $\bar{\sigma}_s = \frac{K_p p_{le}^*}{3} + q_0' = \frac{0.84 \times 8.092}{3} + 0.225 = 2.49 \text{ bars}$

ELU/ ELA: $\bar{\sigma}_{su} = \frac{K_p p_{le}^*}{2} + q_0' = \frac{0.84 \times 8.092}{2} + 0.225 = 3.62 \text{ bars}$

On considère donc la portance donnée par l'essai pressiométrique!

Vérification de contraintes :

$$q_{ref} = \frac{N_t}{(B-2e)L} = \frac{4591.75 + 361.25B'}{B'L} = \frac{5603.25}{2.8 \times 8.5} = 235.43 \text{ kPa} \leq \bar{\sigma}_s = 249 \text{ kPa}$$

Etat de contraintes selon fascicule 62 (diagramme trapézoïdal) :

$$\sigma_{i(i=1,3)} = \frac{N_t}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) = \frac{5603.25}{28.90} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.3}{3.4} \right) = 193.88 \times (1 \pm 0.529) \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 296.52 \text{ kPa} \\ \sigma_3 = +91.31 \text{ kPa} > 0 \end{cases}$$

$$q_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_3}{4} = 245.2 \text{ kPa} = 2.45 \text{ bars} < \bar{\sigma}_s = 2.49 !$$

18 CALCUL DES TASSEMENTS

a) Tassement oedométrique (B= 5.1 m et L = 8.5 m)

On considère la couche d'épaisseur **1.5 B (h = 7.5 m)** sous la semelle

Abaque

$$\begin{cases} m = \frac{B'}{z} = \frac{2.55}{3.75} = 0.68 \\ n = \frac{L'}{z} = \frac{4.25}{3.75} = 1.13 \end{cases} \rightarrow I = 0.15 \Rightarrow \Delta\sigma' = 4I\sigma_0 = 4 \times 0.15 \times 163 = 97.8 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_c = 2.35 \text{ bars} = 235 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} = (9 \times 2) + (10.4 \times 4.25) = 62.2 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma' = 160 \text{ kPa} < \sigma'_c$$

$$\Delta h = s_c = \frac{h}{1 + e_0} c_s \log \frac{\sigma'}{\sigma'_{v0}} = \frac{750}{1.57} 0.045 \times \log \frac{160}{62.2} = 8.82 \text{ cm} = 88 \text{ mm}$$

$$\boxed{\Delta h = 88 \text{ mm} > 5 \text{ cm}}$$

a)- Tassement donné par la théorie d'élasticité

$$s = C_f \frac{1 - \nu^2}{E_s} B \times q_{ELS} \quad E_s : \text{Module de Young}, \nu : \text{Coeff Poisson}, C_f : \text{Coefficient}$$

$$E_s = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \times \frac{E_M}{\alpha}, \rightarrow \begin{cases} 0.25 \leq \nu \leq 0.4 & : 0.30 \\ 1/3 \leq \nu \leq 2/3 & : 0.50 \end{cases}$$

$$E_M \leq E_s \leq 2.5E_M$$

$$\boxed{\text{Cas des sols meubles : } E_s = 1.5E_{Mmoy} \text{ et } \nu = 0.3}$$

Tableau 1- Valeurs du coefficient C_f (Dhouib, 2016) page 455

Cas de fondations		Types de semelles								
		Circ	Carrée	Rectangulaires : L/B=						
				2	4	6	8	10	15	20
Rigides		0.79	0.88	1.2	1.59	1.83	2.00	2.13	2.37	2.54
Souples	Centre	1.00	1.12	1.53	1.96	2.22	2.40	2.54	2.80	2.99
	Bord	0.64	0.56	0.76	0.98	1.11	1.20	1.27	1.40	1.49

$$L/B = 1.67 \approx 2, \text{ rigide} \Rightarrow C_f = 1.2$$

La couche compressible est l'agile raide sur épaisseur de 1.5B à partir de la base : **H= 1.5B = 7.65m**

$$(2.5 \text{ à } 10.15 \text{ m}) \Rightarrow E_{Mmoy} = \frac{\sum E_{Mi}}{n} = \frac{74.29 + 155.2 + 66.52 + 113.5}{4} = 102.38 \text{ bars}$$

$$E_s = 1.5E_{Mmoy} = 153.57 \text{ bars et } \nu = 0.3$$

$$\boxed{q_{ELS} = 162.54 \text{ kPa} = 1.62 \text{ bars}}$$

$$s = C_f \frac{1-\nu^2}{E_s} B \times q_{ELS} = 1.2 \times \frac{1-0.3^2}{153.57} \times 5.1 \times 1.62 = 0.0587 \text{ m} = 5.87 \text{ cm} \approx 60 \text{ mm}$$

$$s \approx 60 \text{ mm} > 5 \text{ cm}$$

a2- Tassement par la méthode pressiométrique (Baguelin et al.)

$$s = m \frac{q_{ELS} \times H}{E_s}, E_s = 2.5 \frac{E_M}{\alpha}, \alpha : \text{Coeff rhéologique du sol}$$

$$m = 0.42 \text{ pour } \alpha = 2/3 \text{ et } m = 0.38 \text{ pour } \alpha = 1/2$$

$$E_s = 2.5 \frac{E_M}{\alpha} = 2.5 \times \frac{102.38}{0.5} = 511.9 \text{ bars} \approx 512 \text{ bars}$$

$$s = m \frac{q_{ELS} \times H}{E_s} = 0.38 \times \frac{1.62}{512} \times 7.65 = 9.2 \times 10^{-3} \text{ m} = 9.2 \text{ mm}$$

b) Tassement oedométrique (B= 3.4 m et L = 8.5 m)

On considère la couche d'épaisseur 1.5 B (h = 7.5 m) sous la semelle

Abaque :

$$\begin{cases} m = \frac{B'}{z} = \frac{1.7}{2.55} = 0.67 \\ n = \frac{L'}{z} = \frac{4.25}{2.55} = 1.67 \end{cases} \rightarrow I = 0.162 \Rightarrow \Delta\sigma' = 4I\sigma_0 = 4 \times 0.162 \times 235,43 = 152.56 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_c = 2.35 \text{ bars} = 235 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} = (9 \times 2) + (10.4 \times 3.05) = 49.72 \text{ kPa}$$

$$\sigma' = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma' = 202.28 \text{ kPa} < \sigma'_c$$

$$\Delta h = s_c = \frac{h}{1+e_0} c_s \log \frac{\sigma'}{\sigma'_{v0}} = \frac{510}{1.57} 0.045 \times \log \frac{202,28}{49,72} = 8,9 \text{ cm} = 89 \text{ mm}$$

$$\Delta h = 89 \text{ mm} > 5 \text{ cm}$$

Nota : Les tassements des fondations superficielles sont excessifs par rapport aux tolérances de ce genre d'ouvrage (5 cm), on préconise des pieux forés simples en béton armé ($\phi=B=0.8 \text{ m}$).

2. Dimensionnement pieux (B = 0.8m)

L'ancrage minimal des pieux est de 3B dans le substratum. Le frottement dans les alluvions d'oueds seront négligés compte tenu des effets d'affouillement.

2. a- Calcul de la charge admissible méthode (c-φ)

1)

$$c' = 45 \text{ kPa}; \varphi' = 28^\circ \rightarrow \begin{cases} N_q = 10^{3.04 \tan 28^\circ} = 41,34 \\ N_c = (N_q - 1) / \tan(28^\circ) = 75,87 \end{cases}$$

$$B = 1 \text{ m} ; D = 15 + 3B = 17.4 \text{ m} \Rightarrow D = 18 \text{ m}$$

$$\text{Poids volumiques : } \begin{cases} \text{alluvions: } \gamma' = 9 \text{ kN/m}^3 \\ \text{argiles: } \gamma' = 10.4 \text{ kN/m}^3 \\ \text{marne: } \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3 \end{cases}$$

$$q_0' = \sum_0^D \gamma_i' h_i = (9 \times 2) + (10.4 \times 13) + (11 \times 3) = 186.2 \text{ kPa}$$

$$q_{pu} = N_q q_0' + N_c c = (41,34 \times 186,2) + (75,87 \times 45) = 11111,65 \text{ kPa}$$

$$\text{Section du pieu: } A_p = \frac{\pi B^2}{4} = \frac{\pi \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ m}^2.$$

$$\text{Terme de pointe: } Q_{pu} = q_{pu} A_p = (11111,65) \times 0,502 = 5578,05 \text{ (kN)}$$

$$Q_{pu} = 5578.05 \text{ (kN)}$$

Le frottement latéral sol pieu se mobilise dans l'argile raide et la marne compacte (couches résistantes)

$$\text{Frottement unitaire: } q_{su} = \text{Min}(\delta c ; q_{s\max}) = \text{Min}(0,5c ; q_{s\max})$$

$$\text{Argile (} p_l^* = 0.8 \text{ MPa} \rightarrow \text{A): } q_{su} = \text{Min}(0.5c' ; q_{s\max}) = \text{Min}(10 ; 30 \text{ kPa}) = 10 \text{ kPa}$$

$$\text{Marne (} p_l^* = 1.92 \text{ MPa} \rightarrow \text{B): } q_{su} = \text{Min}(0.5c' ; q_{s\max}) = \text{Min}(22.5 ; 40 \text{ kPa}) = 22.5 \text{ kPa}$$

$$Q_{su} = \iint_{(\Omega)} q_{su} dS_l \approx \pi B \sum_{i=1}^n q_{su_i} h_i = 3,141 \times 0.8 \times (10 \times 13 + 22.5 \times 3) = 496.28 \text{ (kN)}$$

$$Q_{su} = 496.28 \text{ (kN)}$$

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 6074.33 \text{ (kN)}$$

Charges admissibles (fascicule 62):

$$\text{Basée sur les essais de laboratoire : } \bar{Q}_{\text{aELS}} = \frac{Q_{pu}}{2,8} + \frac{Q_{su}}{2} = 2240,3 \text{ (kN)}$$

2. b- Charge admissible d'un pieu isolé par la méthode pressiométrique

$$\text{Marne compacte : } p_{l\text{ moy}}^* = 22.46 \text{ bars} = 2.25 \text{ MPa} \Rightarrow 1.5 < p_{l\text{ moy}}^* < 4 \text{ MPa}$$

$$q_{pu} = K_p \times p_{te}^* ; \text{ Marne categorie (A): } K_p = 1,8 \text{ (fascicule 62)}$$

$$\begin{cases} a = \text{Max}(0.5B; 0.5m) = \text{Max}(0,4 \text{ m}, 0,5 \text{ m}) = 0,5 \text{ m} \\ b = \text{Min}(h; a) = \text{Min}(3 \text{ m}; 0,5 \text{ m}) = 0,5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b + 3a = 2 \text{ m}$$

$$\text{Interpolation : } \begin{cases} p_l^*(17.5) = 22.2 \text{ bars} \\ p_l^*(19.5) = 24.55 \text{ bars} \end{cases}$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) dz = \frac{1}{2} \int_{17.5}^{19.5} p_l^*(z) dz = \frac{1}{2} S_{(\Omega)} = \frac{1}{2} \left(\frac{(22.2 + 23.2) \times 0.5}{2} + \frac{(23.2 + 24.55) \times 1.5}{2} \right)$$

$$= \frac{47.16}{2} = 23.58 \text{ bars}$$

$$p_{le}^* = 2358 \text{ (kPa)}$$

$$q_{pu} = K_p \times p_{le}^* = 1.8 \times 2358 = 4244.4 \text{ kPa}$$

$$\text{Terme de pointe : } Q_{pu} = q_{pu} A_p = 4244.4 \times 0,502 = 2130,68 \text{ (kN)} \rightarrow Q_{pu} = 2130.68 \text{ (kN)}$$

$$\text{Terme de frottement (2- 18m) : } \begin{cases} \text{Argile (} p_l^* = 0.67 \text{ MPa} \rightarrow \text{A: abaque (} Q_1 \text{) : } q_{su} = 30 \text{ kPa} \\ \text{Marne (} p_l^* = 1.92 \text{ MPa} \rightarrow \text{B: abaque (} Q_3 \text{) : } q_{su} = 110 \text{ kPa} \end{cases}$$

$$Q_{su} = \iint_{(\Omega)} q_{su} dS_l \approx \pi B \sum_{i=1}^n q_{sui} h_i = 3,14 \times 0,8 \times (30 \times 13 + 110 \times 3) = 1808.64 \text{ (kN)}$$

$$Q_{su} = 1808.64 \text{ (kN)}$$

Charges admissibles- méthode pressiométrique (fascicule 62):

$$\begin{cases} Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 3939.32 \text{ kN} \\ Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su} = 2331,38 \text{ kN} \end{cases} \quad \begin{cases} \bar{Q}_{ELS} = \frac{Q_c}{1.4} = 1665,28 \text{ kN} \\ \bar{Q}_{ELU} = \frac{Q_u}{1.4} = 2813.8 \text{ kN} ; \bar{Q}_{Acc} = \frac{Q_u}{1.2} = 3282.76 \text{ kN} \end{cases}$$

On remarque que les charges admissibles données par les essais de laboratoire sont 1.3 fois celles données par la méthode pressiométrique.

2- Dimensionnement des pieux

La semelle coiffante est rigide, la charge reprise par un (01) pieu doit satisfaire le critère de résistance. S'agissant d'un dossier technique APD, on utilise les résultats des capacités de charges donnés par la méthode pressiométrique.

Poids propre semelle coiffante :

$$N_{pp} = \gamma_b V = 25 \times 4.5 \times 7 \times 1.25 = 984.38 \text{ kN}$$

$$ELS : N_{st} = N_s + N_{pp} = 4375 + 984.38 = 5359.38 \text{ kN}$$

$$ELU : N_{ut} = N_u + 1.35N_{pp} = 5768 + 1328,91 = 7096.91 \text{ kN}$$

$$ELA : N_{at} = N_u + N_{pp} = 6886.2 + 984.38 = 7870.58 \text{ kN}$$

Prédimensionnement :

$$Q_{\text{1pieu}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{n} \leq \bar{Q}_a \Rightarrow \begin{cases} n_1 \geq \frac{N_{st}}{Q_{aELS}} = \frac{5359,38}{1665,28} = 3,22 \text{ u} \\ n_2 \geq \frac{N_{ut}}{Q_{aELU}} = \frac{7096,91}{2813,8} = 2,52 \text{ u} \\ n_3 \geq \frac{N_{acct}}{Q_{aELA}} = \frac{7870,58}{3282,76} = 2,39 \text{ u} \end{cases}$$

$$n \geq \text{Max}(n_1, n_2, n_3) = 4 \text{ u}$$

$$\boxed{n = 6}$$

Vérifications des critères de résistance :

(ELS: $N_s = 5359,38 \text{ kN}$; $M_s = 1310 \text{ kN.m}$)

$$N_i = \frac{N_u}{n} \pm \frac{M_Y \times x_i}{\sum_1^n x_i^2} \pm \frac{M_X \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{N_u}{n} \pm \frac{M_Y \times x_i}{\sum_1^n x_i^2} \quad ; \quad n = 6 \quad ; \quad M_X = 0$$

$$\boxed{\begin{aligned} d \geq 3B = 2.4 \text{ m} \rightarrow d = 2.5 \text{ m} \Rightarrow x_i = \frac{d}{2} = 1.25 \text{ m} \\ \sum_1^n x_i^2 = 6 \times (1.25)^2 = 9,37 \text{ m}^2 \end{aligned}}$$

Pieux 1, 2 et 3 :

$$N_1 = \frac{N_s}{n} + \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{5359.38}{6} + \frac{1310 \times 1,25}{9,37} = 1067,98 \text{ kN} = N_{\text{max}} < \bar{Q}_{aELS} = 1665.28 \text{ kN}$$

$$\text{Pieux 4, 5 et 6 : } N_4 = \frac{N_s}{n} - \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{5359,38}{6} - \frac{1310 \times 1,25}{9,37} = +718,47 \text{ kN} > 0 \rightarrow \text{comp}$$

(ELU : $N_u = 7096.91 \text{ kN}$; $M_u = 2018,8 \text{ kN.m}$)

Pieux 1, 2 et 3 :

$$N_1 = \frac{N_u}{n} + \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{7096,91}{6} + \frac{2018,8 \times 1,25}{9,37} = 1452,14 \text{ kN} = N_{\text{max}} < \bar{Q}_{aELU} = 2813,8 \text{ kN}$$

$$\text{Pieux 4, 5 et 6: } N_4 = \frac{N_u}{n} - \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{7096,91}{6} - \frac{2018,8 \times 1,25}{9,37} = +913,5 \text{ kN} > 0 \rightarrow \text{comp}$$

(ELA: $N_{ac} = 7870,58 \text{ kN}$; $M_{ac} = 2754,5 \text{ kN.m}$)

$$\text{Pieux 1, 2 et 3: } N_1 = \frac{N_{ac}}{n} + \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{7870,58}{6} + \frac{2754,5 \times 1,25}{9,37} = 1679,22 \text{ kN} = N_{\max} \approx 3282,76 \text{ kN}$$

$$\text{Pieux 4, 5 et 6: } N_4 = \frac{N_{ac}}{n} - \frac{M_x \times y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{7870,58}{6} - \frac{2754,5 \times 1,25}{9,37} = +944,3 \text{ kN} > 0 \rightarrow \text{comp}$$

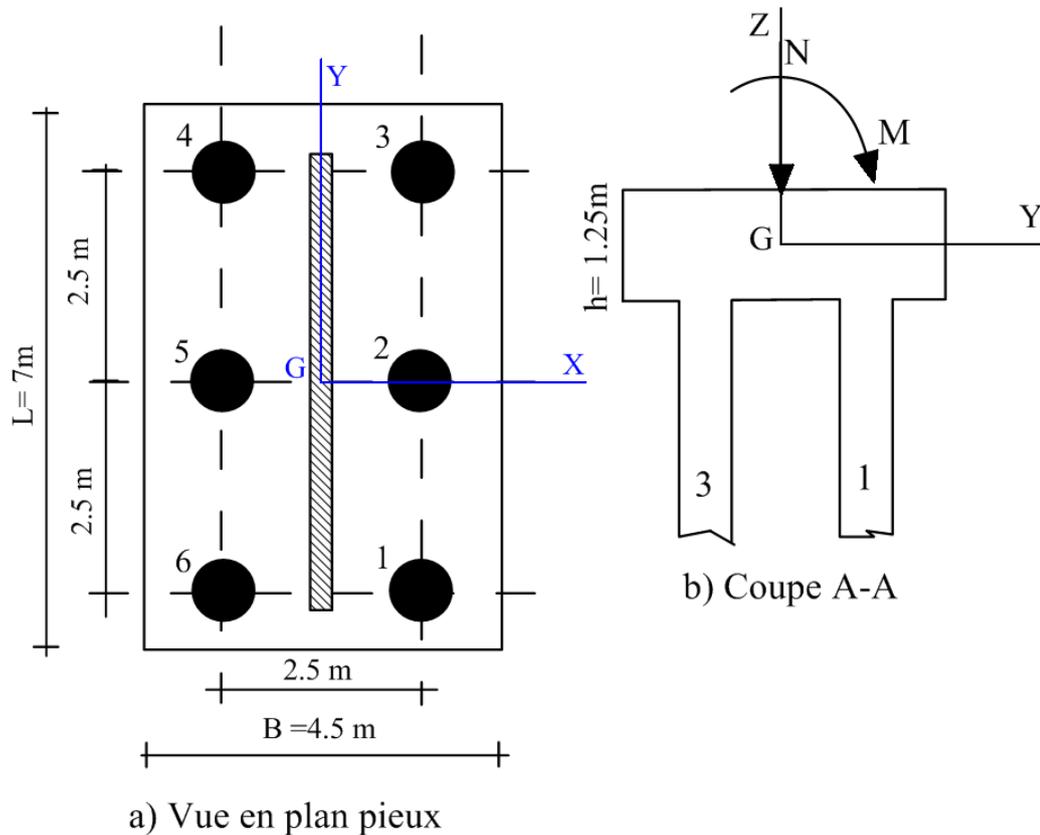


Figure.3- Détail du groupe de pieux.

Résistance du béton armé

$$\text{ELU : } \sigma_{app} = \frac{N_{u\max}}{A_p} = \frac{2813,8}{0,502} = 5605,18 \text{ kPa} = 5,61 \text{ MPa} < f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{app} = \frac{N_{s\max}}{A_p} = \frac{1665,28}{0,502} = 3317,3 \text{ kPa} = 3,32 \text{ MPa} < \bar{f}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

Ferrailage pieux (enrobage minimal **7 cm**) voir DTR Algérien ou bien Fascicule 62

$$A_{\min} = 0.5\% A_p = \frac{0.5}{100} \times \frac{\pi B^2}{4} = 25,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T20 + \text{cerces T10 } e = 20\text{cm}$$

Les cerces sont à serrer ($e = 10 \text{ cm}$) sur la partie supérieure ($2B = 1.6\text{m}$ sous le chevêtre pour renforcer cette zone fortement exposée aux efforts de cisaillement

Ferraillage de la semelle rigide (ELU)

Hypothèses : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, acier $f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_a = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} = 348 \times 10^3 \text{ kPa}$

ELU : $N_{ut} = 7096.91 \text{ kN}$

$$p_u = \frac{N_{ut}}{B} = \frac{7096.91}{4.5} = 1577,09 \text{ kN/ml}$$

$$A_u = \frac{p_u d}{2\sigma_a} = \frac{1577,09 \times 2.5}{2 \times 348 \times 10^3} = 5.665 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 56.65 \text{ cm}^2$$

Ferraillage au mètre linéaire : $A'_u = \frac{A_u}{7} = \frac{56.65 \text{ cm}^2}{7} = 8.09 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5HA 16/\text{ml } e = 20\text{cm}$

CHAPITRE 04 : OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT SPECIAUX

Ce chapitre (**10 pages**) s'intéresse à la conception et dimensionnement des types de soutènement suivants :

- Ouvrages de soutènement souples : tels que les murs poids en gabions et les massifs de soutènement renforcés en géosynthétiques
- Les rideaux de palplanches auto stable et avec tirants d'ancrage
- Les parois de soutènement de type parois moulées, Berlinoises et Lutésiennes
- Exemples d'application

Bibliographie :

- Bahar R., 2006. Sols et fondations, formation continue des cadres techniques du groupement des CTC - Gecotec.
- Bouafia A., 2009. Calcul pratique des fondations, office des publications universitaires OPU.
- Cassan M., 1988. Les essais in situ en mécanique des sols, réalisation et interprétation, Edition Eyrolles
- Dhouib A., 2016. Géotechnique appliquée aux projets de construction, Presses des Ponts
- DTR-BC 2.33.2, 1993. Méthodes de calcul des fondations profondes, document réglementaire du Ministère de l'Habitat (CGS)
- Fascicule 62 titre, 1993. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, ministère de l'équipement, du logement et des transports- Edition Dunod
- LNHC, 2004. Séminaire international sur le pressiomètre- théorie et pratique, Zeralda – Alger.
- Schlosser, 1988. Eléments de mécanique des sols, presses de l'ENPC Paris
- Sadaoui O., 2008. Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul des capacités portantes des fondations avec le pénétromètre statique et le pressiomètre, séminaire du CTC- centre Alger.
- Sadaoui O., 2008. La construction sur les sols pathologiques, séminaire du CTC- centre Alger.
- SNIP-62 Normes Russes