REPUBLIQUE **A**LGERIENNE **D**EMOCRATIQUE **E**T **P**OPULAIRE

Ministère **D**e **L**'enseignement **S**upérieur **E**t **D**e **L**a **R**echerche Scientifique

Pole Universitaire DR. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière Génie Civil

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master (LMD) en Génie Civil

Option : Génie Géotechnique

Thème

Analyse de la capacité portante ultime

Proposé par :

D_r: AMAR BOUZID Djilali.

Dirigé par :

D_r:AMAR BOUZID Djilali

M^r:BAKHTI Rachid

Présenté par:

-benadda insaf

-taiboni hayat

-barkat somia

Promotion: 2014/2015

Introduction générale

Introduction générale:

La géotechnique est la compréhension du comportement des sols et des ouvrages et de leurs interactions. C'est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie.

La géotechnique étudie la partie supérieure terrestre sur laquelle notre action directe est possible, pour nous permettre de l'aménager ou de l'exploiter. Elle s'intéresse plus particulièrement aux techniques de génie civil, de bâtiment, des travaux publics et de l'hydraulique. Son domaine n'est donc pas fixé et s'agrandit en fonction de nos besoins et de nos progrès techniques. Ses applications en tous lieux sont innombrables, d'une très grande diversité : aménagements et protection de zones urbaines, industrielles, de voies de communication, terrassements superficiels et souterrains, soutènements et fondations d'ouvrages de toutes sortes, extractions de matériaux de construction, d'eau souterraine, pollutions, stockages de déchets, en fait tout ce que l'on peut creuser, construire, exploiter ou rejeter à la surface de la terre.

Comme science, la géotechnique étudie la morphologie et le comportement du géo matériaux sous l'effet de phénomènes naturels ou induits qui entraînent son évolution dans l'espace et dans le temps. Comme technique, la géotechnique étudie les géo matériaux d'un certain site pour l'adapter à un besoin spécifique, l'aménager et/ou y construire un certain ouvrage.

Les sols sont composés de grains solides, de vide et d'eau. Leurs caractéristiques sont souvent variables. Leurs comportements évoluent dans le temps et dépendent de l'ouvrage qui les sollicite (bâtiments, ponts, pylônes, barrages, tunnels...). Leur modélisation fait appel à la théorie complexe de la mécanique des milieux continus et plus spécifiquement la mécanique des sols.

L'étude de leur comportement mécanique et hydraulique nécessite l'expertise d'ingénieurs et de techniciens hautement qualifiés en géotechnique. Il est donc indispensable que les équipes constructrices soient assistées d'un géotechnicien à toutes les étapes de l'avancement du projet.

L'interaction sol-structure est un problème de conception posé dans tous projet de construction aussi modeste soit-il. En fait, la construction d'un ouvrage modifie l'état initial des contraintes dans le massif du sol à cause des surcharges transmises par la fondation au sol. Ce dernier doit porter l'ouvrage sont lui causé des déformations préjudiciables a son bon fonctionnement, autrement dit, les pressions transmises au sol doivent être en deçà de sa capacité portante et les déformations correspondantes doivent en outre être admissible pour la structure de l'ouvrage.

La réalisation d'un ouvrage d'une certaine importance nécessite au préalable la reconnaissance du sol. Cette reconnaissance peut s'effectuer soit avec des essais in situ, soit avec des essais de laboratoire, soit avec les deux types d'essais.

La capacité portante a toujours été l'un des sujets les plus intéressants en mécanique des sols et des fondations. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol. En pratique l'incertitude sur ce problème fait introduire un coefficient de sécurité (FS).

Ce travail est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine de l'analyse numérique pour le calcul de la capacité portante des fondations :

Le présent mémoire est composé de quatre chapitres.

- Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique qui contient : La définition des fondations, leurs fonctionnements, ses différents types ainsi que les différents mécanismes de la rupture de ces fondations.

- Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes de calcul de la capacité portante pour différentes types.

- Le troisième chapitre est consacré à la description générale de l'outil de calcul.

- Le quatrième chapitre est concerné pour l'exécution de programme.

Chapitre I :

Recherche bibliographie

I.1-Introduction :

La partie inferieure d'une structure qui transmit les charges au sol est désignée par le terme de« fondations ». La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble. Ils peuvent être classés en deux majeures catégories, ce sont les fondations superficielles et les fondations profondes.

Les semelles isolées carrées ou rectangulaires supportant des poteaux (Colonnes) ou semelles continues (filantes) supportant murs, poteaux ou des éléments de structures similaires sont généralement classées comme des fondations Superficielles. Les radiers constitués de dalle en béton armé font aussi partie des Fondations superficielles.

Quand le sol sous-jacent à la structure (fondations) ne peut pas supporter la Charge appliquée Ou les tassements sont trop importants, les charges provenant de la structure sont transmis au moyen de pieux et puits à de grandes profondeurs sur des couches plus résistantes ; ces types de fondations sont désignés par le terme « *Fondations profondes* ».

Lors du dimensionnement d'une fondation, deux éléments importants sont à considérer : la capacité portante et le tassement.

La capacité portante d'une fondation est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherche. Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations superficielles et profondes ainsi que pour la détermination des tassements. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis à vis des sollicitations d'une fondation.

I.2- Fonction des fondations :

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans sens de bonnes conditions de façon à assurer les missions principales de la fondation (quelque soit superficielle ou bien profonde).

L'ingénieur au temps de dimensionnement des fondations doit tenir en compte les facteurs suivants :

A) *Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations :*

Les tassements du terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage, la limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur : quelques mm de 5 à 25).aussi tenir compte de la présence d'eau dans le sol.et limiter les tassements différentiels,

L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussée hydrostatiques). Prendre les dispositions constructives adaptées à chaque cas (utilisation de bêches, frottements sol/béton suffisant, tirants ou clous,….), en plus éviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinantes avec la semelle étudiée, pente maximale entre semelles de fondations de 2/3 (environ 30º).et Drainage périphérique.

B) Assurer la résistance des massifs de fondations :

Pour assurer la résistance des massifs des fondations il faut respecter les règles en vigueur et dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, de type de fondations et des matériaux employés.

C) vérifier la résistance du terrain de fondations :

Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté.

D) S'assurer de la durabilité des fondations :

La résistance des massifs de fondations doit être assurée pendant toute l'existence de l'ouvrage. Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action du gel.

E) Trouver la solution la plus économique :

On recherchera des solutions qui seront les plus économiques en fonctions du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage,…).

I.3-Types de fondations :

Le type de fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions, la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel ne suffit pas à distinguer les fondations superficielles des fondations profondes, Une culée de pont de 5mx10m, assise à 7 m de profondeur par exemple, est une fondation superficielle, tandis que des pieux de 50 cm de diamètre et 6m de long constituent des fondations profondes.

La fondation est définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

- La largeur **B** d'une semelle est le plus petit coté de la fondation.
- Le largueur **L** d'une semelle correspond au plus grand coté.
- La hauteur d'encastrement $\boldsymbol{D_f}$ est l'épaisseur minimale des terres au dessus du niveau de fondation. Si un dallage ou une chaussée surmonte la fondation, ceux-ci sont pris en compte dans la hauteur d'encastrement.

- L'encrage de la semelle **D** est la profondeur de pénétration de la fondation dans la couche portante.

L'élancement $\frac{\mathbf{D_f}}{\mathbf{B}}$ est le rapport ente la profondeur de fondation D_f et la largeur de la fondation **B**. aujourd'hui, les fondations sont classées en trois grandes catégories en fonction de ce paramètre :

- $\frac{D_f}{B} < 4$ Fondation superficielles.
- $4 \leq \frac{Df}{B} < 10$ Fondation semi-profondes.
- $10 \leq \frac{Df}{B}$ Fondation profondes.

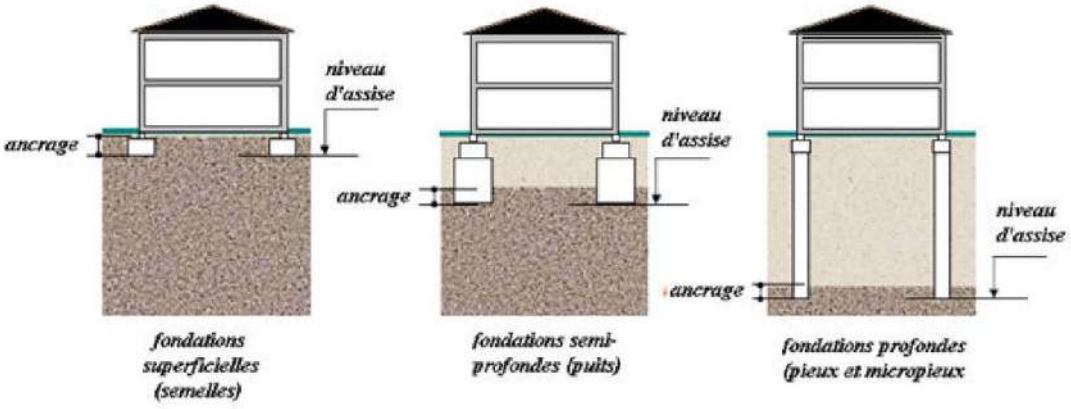


Figure I-1: *Type de fondation.*

I.4- Facteurs de choix du type de fondation:

Le choix de type de fondation la plus appropriées est gouverné par certains facteurs importants tels que :

- la nature de la structure

- les charges appliquées par la structure
- les caractéristiques du sol sous la fondation
- les couts des fondations

Cependant, afin de décider sur le type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les couches de sol concerné , évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain. C'est à ce moment là qu'on peut se prononcer sur le type de fondation, superficielle ou profonde, à utiliser.

I.5-Fondations superficielles :

Les fondations superficielles sont appelées aussi fondations directes, elles transmettent les efforts directement sur les couches proches de la surface. On les utilise quand les couches géologiques surfaciques sont capables de supporter la construction.

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en premier approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc.

I.5.1-Types de fondations superficielles :

On distingue trois types :

A-Les semelles filantes :

Généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L (L/B > 10 pour fixer les idées) ; Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé.

B-Les semelles isolées :

Dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées (B/L = 1) et les semelles circulaires (de diamètre B) ; Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs ; exemple : Une semelle sous un poteau).

C-Les radiers ou dallages :

Le radier est une fondation superficielle sous forme d une dalle de grandes dimensions. Ce type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surface des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l ouvrage ; afin de faciliter les travaux de fondations.

Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

- Le radier dalle plate (le plus courant).
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteaux.
- Le radier voûte. (Voir la **Figure I.2**)

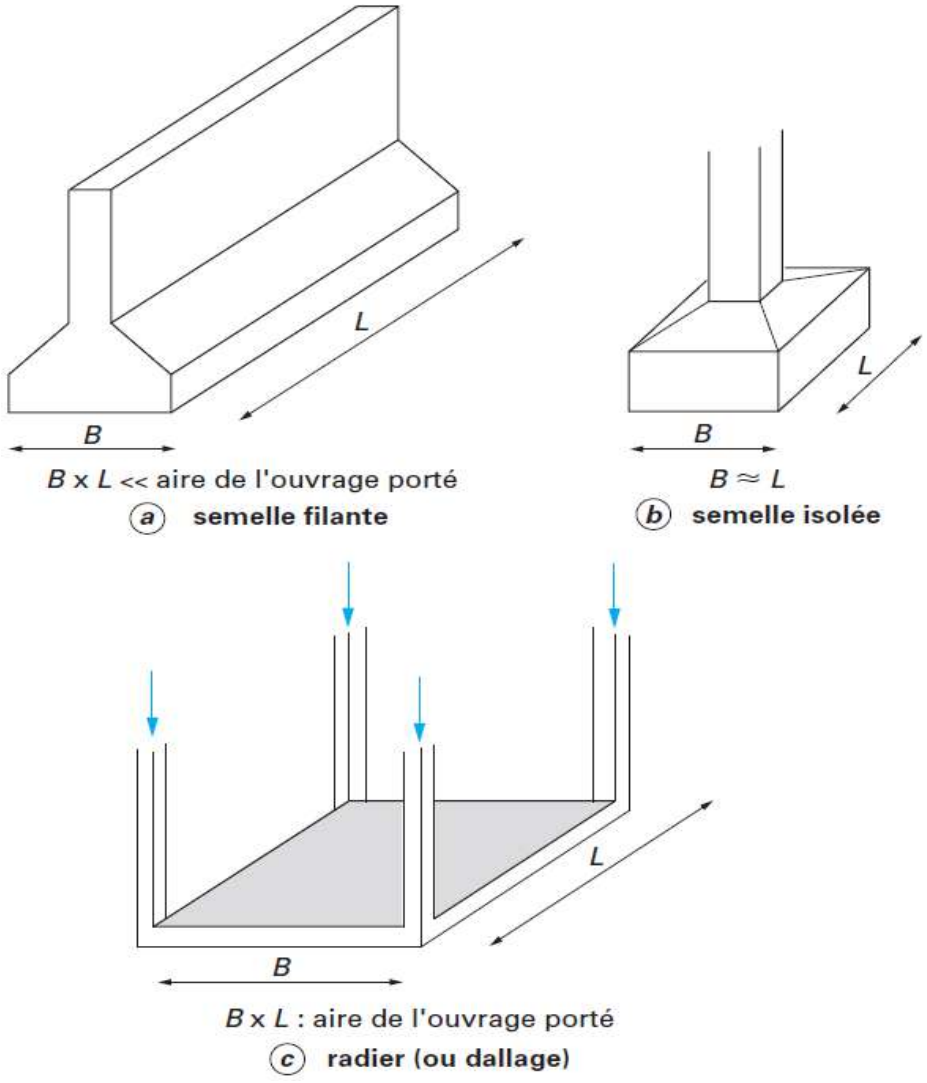


Figure I.2 : Types de fondations superficielles.

I.6-FONDATION PROFONDE :

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.

Les 3 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 ans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur **D** du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique $\boldsymbol{D_e}$

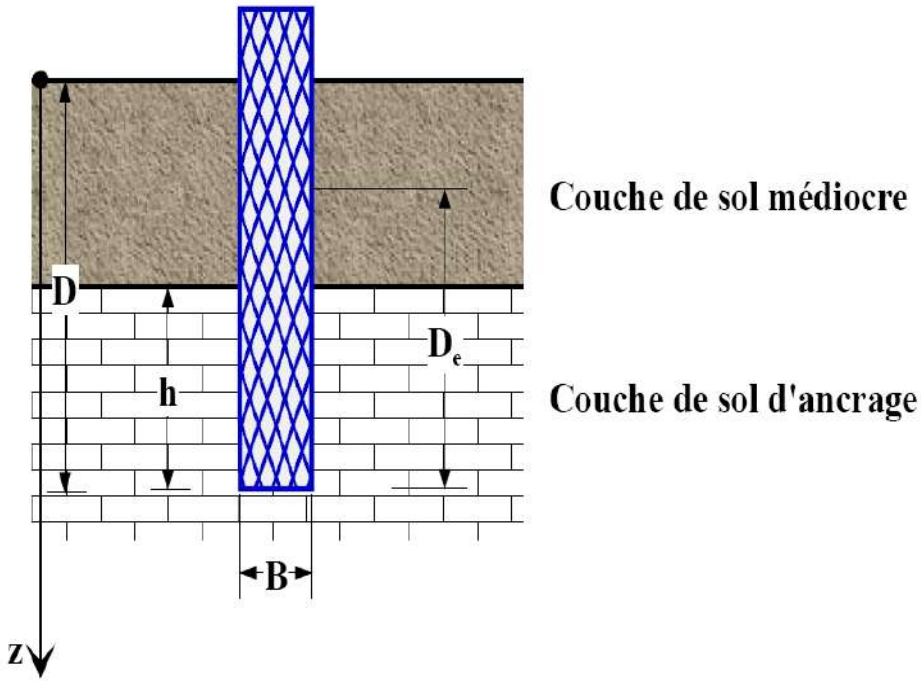


Figure I.3 *: Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique* D_e

I.6.1-classification des pieux :

Les pieux sont classés suivant les critères ci-dessous :

- La nature du matériau constitutif tel que, bois, métal, béton.
- Le mode de mise en place des pieux.
- Le mode de fonctionnement des pieux.

I.6.1.1-Les types des pieux :

On distingue deux grands groupes de pieux :

1) les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol.

2) les pieux réalisés par excavation du sol.

Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

Les principaux types de pieux entrant dans le groupe des pieux battus sont les suivants :

- *Pieu en métal foncé :*

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

- *Pieu battu pilonné :*

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, Est enfoncé par battage sur un casque placé en tête

- *Pieu battu préfabriqué :*

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibro-fonçage.

- *Pieu en métal battu :*

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont :

- en forme de H ;
- en forme d'anneau (tube) ;
- de formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches.

- *Pieu en béton foncé :*

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction. du tube ou par battage sur à mesure de l'extraction du tube.

- *Pieu battu moulé :*

Le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

- *Pieu battu enrobé :*

Ce pieu à âme métallique (acier E 24-2 ou similaire) est constitué :

- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
- de profilés H ;
- de caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 où 4 éléments.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot afin de constituer l'enrobage. En remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci.

- *Pieu tubulaire précontraint :*

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

- *Pieu vissé moulé :*

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil.

- *Pieu foré :*

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que

dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques (et barrette exécutée dans les mêmes conditions).

- *Pieu foré à la boue et barrette :*

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

- *Pieu foré tubé :*

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou foncé avec louvoiement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.

- *Puits :*

Fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.

- *Pieu à la tarière creuse :*

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait.

On distingue trois types de matériel :

- *Type 1*: la tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage.
- *Type 2* : la tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton).

- *Type 3* : la tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage (pieux star sol).

- *Micro pieux :*

La technique et l'utilisation de micro pieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés.

- *Pieux particuliers :*

Il s'agit des pieux métalliques (H, tubes, pal pieux), qui sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Pour le calcul de la force portante, ils feront l'objet de recommandations particulières.

I.7-Comportement des fondations :

I.7.1-Comportement de la fondation superficielle

Lorsqu'une charge Q est appliquée progressivement sur la surface d'un sol, elle provoque un tassement qui croit avec l'effort appliqué. La variation du tassement (S) en fonction de l'intensité de la charge par unité de surface (q) est présentée sur la ***(Figure I-4)***

$$q = \frac{Q}{A}$$

Au début la déformation augmente approximativement en fonction direct (linéaire) de la charge, c'est le domaine d'équilibre pseudo-élastique. Par la suite la déformation s'amplifie.

Lorsque le sol est compact ou raid, à partir d'une certaine contrainte q_u, une soudaine rupture plastique de l'assise se produit, et les surfaces de rupture dans le sol s'étendent à la surface naturelle du terrain. Cette charge par unité de surface est q_u appelée capacité portante ultime (ou limite) du sol de fondation. Elle est définie comme étant la pression unitaire maximale à laquelle le sol peut être soumis, sans permettre à la structure des se tasser excessivement, ou porter atteinte à sa fonction initiale et à son intégrité. Le mode de rupture dans ce cas est la rupture au cisaillement générale.

Si par contre le sol est moyen dense (peu compact) le phénomène de rupture est moins net. Il y a une augmentation du tassement en fonction de la charge appliquée. Les lignes de rupture dans ce cas sont représentées en trait plein. Ces ruptures sont dues à $\boldsymbol{q_u}$, une contrainte définie par VESIC (1963) comme étant la première contrainte de rupture. Ce mode de rupture est dit rupture local. Pour que les lignes de rupture s'étendent à la surface du sol sous charge ultime $\boldsymbol{q_u}$, la fondation nécessaire de grands déplacements, d'où des tassements importants.

De même, si l'assise de la fondation est constituée d'un sol relativement meuble (lâche), après la contrainte ultime q_u la courbe tend vers une asymptote oblique par rapport à l'axe des tassements. Ce type de rupture dit rupture au poinçonnement est illustré sur la ***Figure (II.4).***

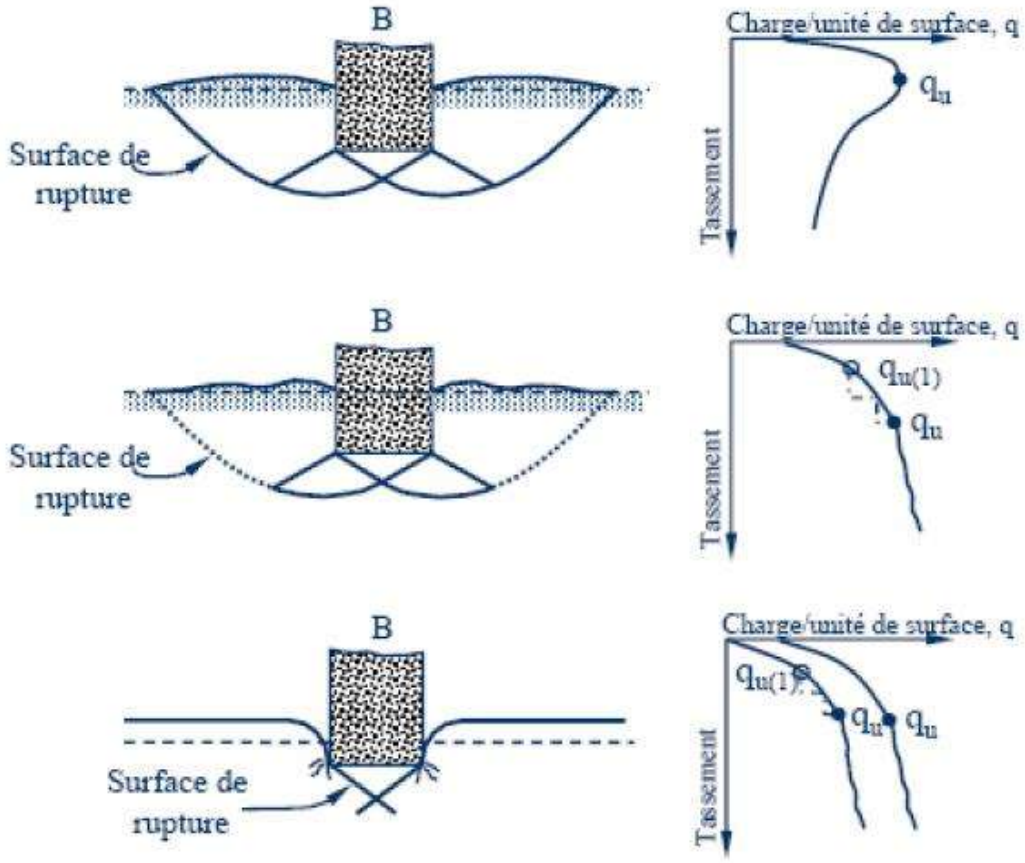


Figure I.4*: *Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle.

I.7.2-Comportement d une fondation profonde :

I.7.2.1-Comportement des pieux isolés :

Les pieux se différencient des fondations superficielles essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur leur paroi. Ce frottement latéral peut exister sur la totalité de la paroi. Ou seulement sur une partie si certaines couches de sol n'ont pas la résistance suffisante pour générer ce frottement **(*Figure II.5).***

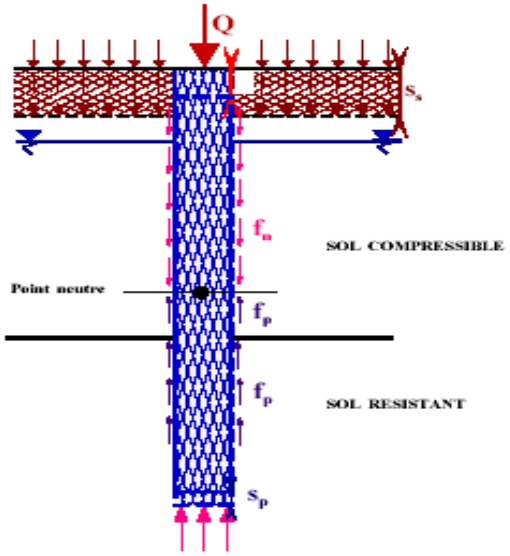


Figure I.5: *Mécanisme du frottement latéral positif et négatif*

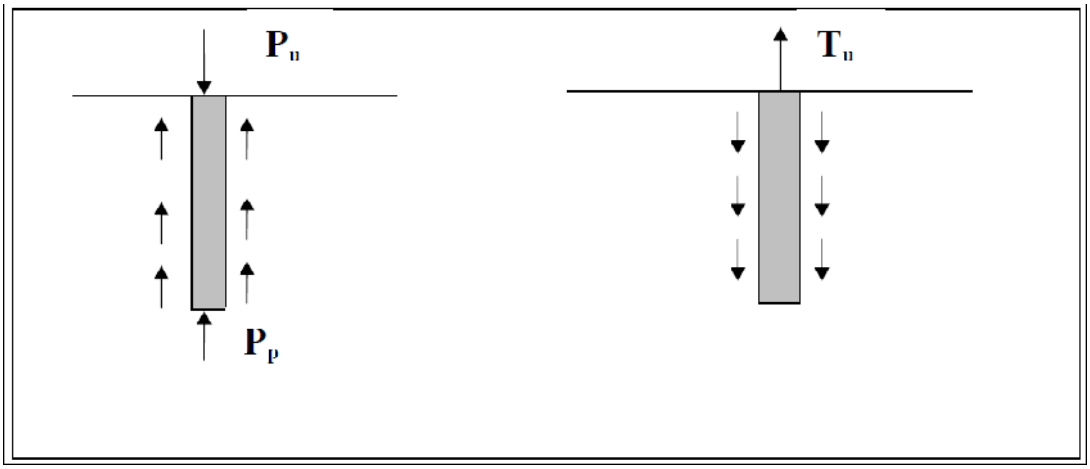
I.7.2.2- Mécanisme de frottement latéral :

Le frottement latéral qui se développe le long du fût dépend fortement du type de pieu (matériau constitutif et aspect de l'interface, technique de mise en place), et il provient :

- du cisaillement causé par le transfert au sol d'une partie de la charge appliquée au pieu.
- Le frottement est positif lorsque le pieu est sollicité en compression et négatif lorsqu'il est sollicité en traction **(figure I.6).**

Les observations expérimentales montrent que le frottement latéral est un phénomène très localisé autour du fût d'un pieu. En particulier, dans le cas des sols pulvérulents, les déformations de cisaillement du sol sont concentrées dans une étroite bande de sol d'épaisseur très faible, d'environ 10 fois le diamètre moyen des grains.

Les expérimentations indiquent également que le frottement latéral augmente approximativement de façon linéaire avec la profondeur jusqu'à 10 fois, voire 20 fois le diamètre du pieu. Au-delà, le frottement latéral est à peu près constant.



-a- compression -b- arrachement

Figure I.6 : *Mécanisme du frottement latéral dans le cas d'un pieu isolé*

I.7.2.3-Cas particulier du frottement négatif :

Le frottement négatif **(figure I.7)** se développe lorsqu'un pieu est battu dans un massif de sol qui tasse plus que le pieu. Trois causes principales sont souvent à l'origine de ce phénomène : le tassement du sol sous son poids propre, l'effet d'un rabattement de la nappe ou encore l'effet d'une surcharge en surface (remblai, bâtiment, stockage de matériaux, etc.).

Le principal effet du frottement négatif est donc d'augmenter la charge axiale dans le pieu et d'accroître le tassement du pieu. Ce phénomène peut causer de graves désordres dans les structures supportées par les pieux, entraîner la rupture du sol sous la pointe. Ces effets sont plus importants pour les pieux chargés en pointe que pour les pieux flottants.

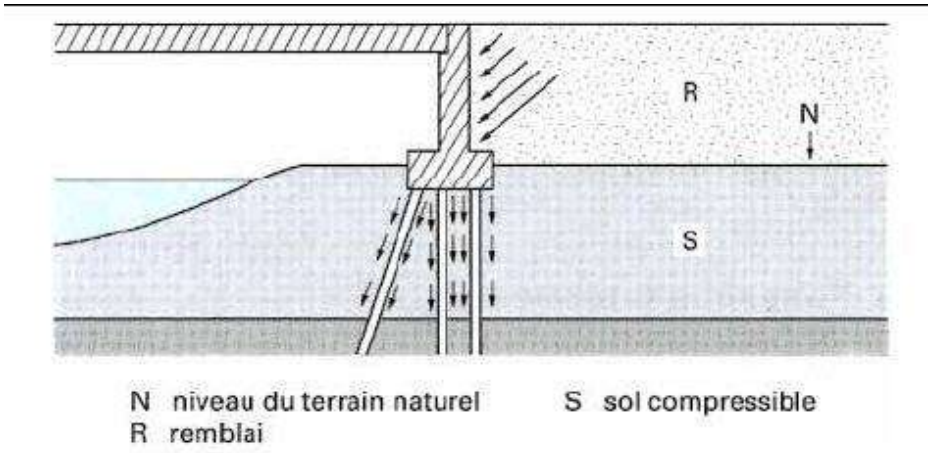
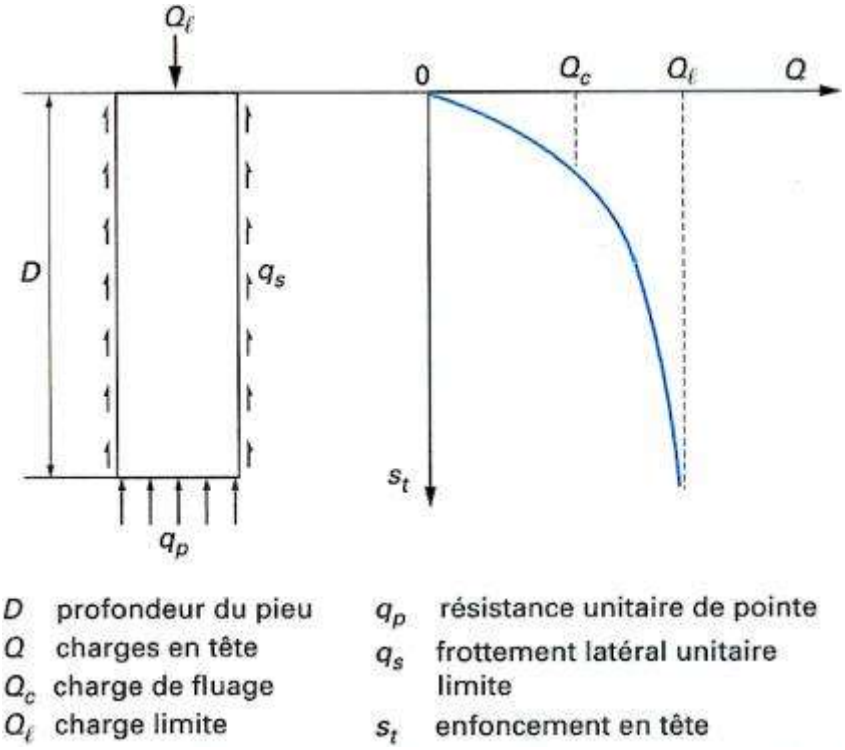


Figure I.7 : *présente le phénomène du frottement négatif*

I.7.2.4- Facteurs influant sur le comportement d'un pieu

Le comportement des pieux est généralement lié aux facteurs suivants :

- L'état de surface du pieu.
- La méthode d'installation des pieux.
- Contraintes résiduelles



FigureI.8 **:** *Schéma d'équilibre du pieu sous un effort vertical.*

I.8-Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations. Elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine su terrain. Il est bien entendu que cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface de terrain le permet.

Chapitre II :

Méthode de calcul de la capacité portante

II.1-Introduction :

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Deux types d'éléments sont à analyser pour une fondation superficielle

- La capacité portante de la fondation. C'est-à-dire vérifier les terrains (et éventuellement le matériau de fondation qui peuvent effectivement supporter la charge transmise).
- Le tassement sous les charges de fonctionnement.

La capacité portante est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées soit au laboratoire, soit in-situ.

Parfois la détermination de la capacité portante est effectuée à partir d'essai de chargement, mais ceci est très rare pour les fondations superficielles.

Les méthodes de calcul des pieux sont utilisées pour le dimensionnement des pieux ou pour faire des recherches. Ces méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée. Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux isolées sous charge axiales s'appuient principalement sur :

- les méthodes statiques;
- les méthodes dynamiques pour les pieux battus;
- les méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement statiques ;
- les méthodes numériques.

II.2- Définition de la capacité portante :

Si on applique une charge Q croissante à une fondation, au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire (Les déplacements verticaux croissent Proportionnellement à la charge appliquée). A partir d'une certaine charge Q_d, les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge.

Enfin, pour une charge Q_L les déplacements deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure, **figure (II.1).** Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation.

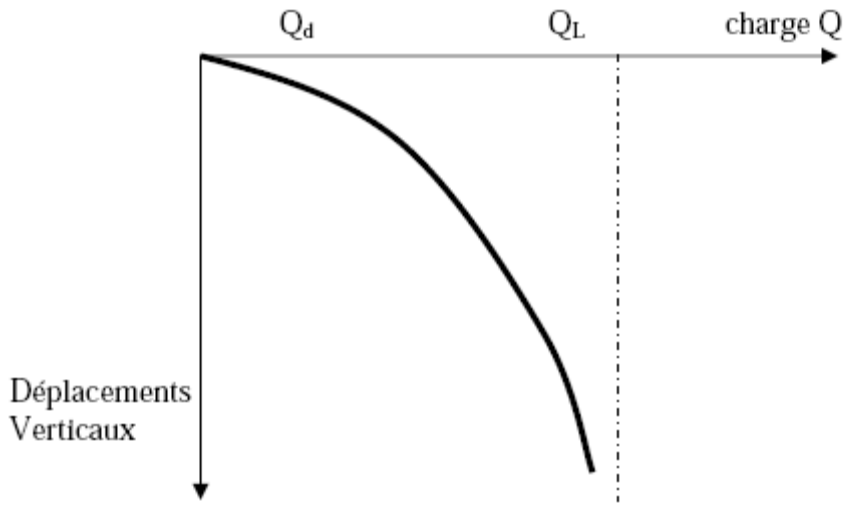


Figure (II.1) : Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux

II.3-Méthode de calcul de la fondation superficielle :

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais, contrairement aux autres fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement, on doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite du pressiométre Ménard ou à partir de la résistance de pointe qc du pénétromètre statique CPT.

Il existe bien d'autres méthodes de calcul à partir des résultats d'essais in situ. Citons la méthode à partir des résultats d'essais de pénétration au carottier (Standard Pénétration).

II.3.1-Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire :

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de c et ∅ est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine font largement référence.

Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement c et ∅, à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire, on se reportera à l'article résistance au cisaillement dans ce traité au cisaillement c et ∅, à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire, on se reportera à l'article Résistance au cisaillement dans ce traité.

II.3.1.1- Méthodes de calcul de la capacité portante pour le cas d'un chargement vertical :

Aucune solution mathématique rigoureuse ne permet encore d'analyser le phénomène de la rupture. Bien des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximation simplificatrices quant aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

En dépit de ces insuffisances, les comparaisons entre les capacités portantes limites de modèles réduits et de fondations en vraie grandeur montrent que la marge d'erreur est un peu plus grande que pour les problèmes de stabilité avec les autres matériaux.

Les études de stabilité a la rupture (habituellement dénommée cisaillement total) repose sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique idéal. Cette hypothèse fut avancée pour la première fois par Prandtl au sujet du poinçonnement des métaux, puits étendue à l'étude des sols par TERZAGHI, Meyerhof, Buisman, Caquot & Kérisel et De Beer & Vesic,

Leur approche générale du problème est identique : une fondation de longueur infinie et de largeur **B** exerce une pression moyenne $\boldsymbol{q_u}$ sur un sol homogène dont le poids spécifique est $\boldsymbol{\gamma}$.

La charge qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle. On se trouve donc en présence d'un problème à deux dimensions.

II.3.1.1.1- Théorie de Rankine : (les coins de Rankine) :

La figure (II.2) représente une semelle de rapport (L/B) très grand et un encastrement D, et qui repose sur un sol de cohésion C, avec un angle de frottement ∅.

La figure (II.3) représente les coins de Rankine utilisés dans cette analyse.

• Le coin I est un coin actif,
• Le coin II est un coin passif.

Les résistances horizontales ou latérales et qui agissent sur l'interface des deux coins sont désignées par « P » et elles se caractérisent par une même magnitude et deux directions opposées.

Cependant, la force P associée au coin (I) représente la pression active. Tandis que la force P du coin (II) est la pression passive.

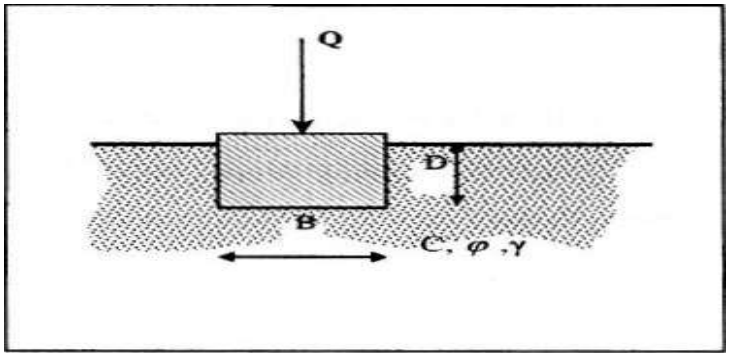
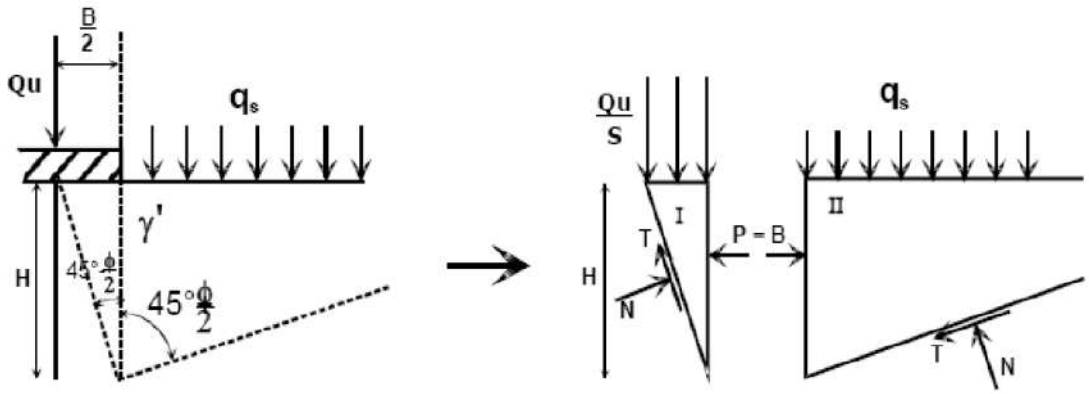


Figure (II.2) : Semelle reposant sur un sol cohérant frattant.



Figure(II.3) : Les coins de Rankine

- Pour le cas passif (coin II) nous avons :

$$P = \frac{1}{2}.\gamma.K_p.H^2 + 2.c.H.\sqrt{K_p} + q.K_p.H \qquad \text{(II.1)}$$

D'où : $K_p = tan^2(45+\frac{\emptyset}{2})$ (II.2)

- Pour le cas actif nous avons :

$$P=\frac{1}{2}.\gamma.K_a.H^2\text{-}2.\text{c.H.}\sqrt{K_a}+q_u.K_a.\text{H} \quad \text{(II.3)}$$

D'où : $K_a= tan^2(45\text{-}\frac{\emptyset}{2})$ (II.4)

Les deux résultantes sont supposées avoir une même magnitude, alors on peut écrire :

$$\frac{1}{2}.\gamma.K_p.H^2+2.\text{c.H.}\sqrt{K_p}+\text{q.}K_p.\text{H}=\frac{1}{2}.\gamma.K_a.H^2\text{-}2.\text{c.H.}\sqrt{K_a}+q_u.K_a.\text{H} \quad \text{(II.5)}$$

L'expression qui donne la charge maximum que supportera la semelle :

$$q_u=\frac{1}{2}.\gamma.\text{H.}\ (\frac{1}{K_a}).\ (K_a-K_p)+\frac{2.C}{K_a}.\ (\sqrt{K_p}+\sqrt{K_a})+\text{q.}K_p^2 \quad \text{(II.6)}$$

Mais, $K_p=\frac{1}{K_a}$; alors d'après **la figure (II.3)** :

$$\text{H}=\frac{B}{2.\tan(45-\frac{\emptyset}{2})}=\frac{B}{2\sqrt{K_a}} \quad \text{(II.7)}$$

Alors, l'expression de q_u devient :

$$q_u=\frac{1}{4}.\gamma.\text{B.}K_p^{3/2}.(K_p\text{-}K_p^{-1})+2.\text{c.}K_p.(K_p^{1/2}+K_p^{-1/2})+\text{q.K}_\text{p}^2 \quad \text{(II.8)}$$

Ou bien ;

$$q_u=\frac{1}{4}.\gamma.\text{B.}\ (K_p^{5/2}\text{-}K_p^{1/2})+2.\text{c.}(K_p^{3/2}+K_p^{1/2})+\text{q.}K_p^2 \quad \text{(II.9)}$$

Qui s'écrit sous la forme condensée :

$$q_u=\text{c.}N_c+\text{q.}N_q+\frac{1}{2}.\gamma.\text{B.}N_\gamma \quad \text{(II.10)}$$

Et qui représente la capacité portante avec :

$$N_\gamma=\frac{1}{2}.[K_p^{5/2}.K_p^{1/2}] \quad \text{(II.11)}$$

$$N_c=2.[K_p^{3/2}+K_p^{1/2}] \quad \text{(II.12)}$$

$$N_q=K_p^2 \quad \text{(II.13)}$$

Où :

N_γ : est le facteur de surface

N_c : est le facteur de cohésion

N_q : est le facteur de profondeur

Le schéma de Rankine n'est qu'une approximation très grossière du véritable comportement du sol. En réalité, les expérimentations sur modèles réduits montrent que sous la fondation se formuent coin, limité par des forces planes inclinées qui s'enfonce avec la semelle et se conduit en corps solide. Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol- sur- sol.

II.3.1.1.2- Théorie de TERZAGHI (1943) :

En 1948, TERZAGHI propose une théorie assez bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime pour une fondation superficielle (rigide, continue, et avec une base rugueuse) supportée par un sol homogène d'assez grande profondeur ; TERZAGHI défini les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suite : B≤ D_f

(B : Largeur de la semelle), D_f Profondeur de l'ancrage. La surface de rupture dans le sol provoquée par la charge ultime (q_u) ; la surface de rupture du sol sous la fondation peut être divisé en trois (03) majeures zones. Ce sont : Zone abc : c'est zone triangulaire élastique située immédiatement sous la fondation .L'inclinaison des faces ***a c***et *bc* avec l'horizontale est l'angle $\alpha=\emptyset$ (angle de frottement du sol). Zone *bcf*. Cette zone est dite zone de cisaillement radial de Prandtl.

Zone *bfg*. C'est la zone passive de Rankine. Les lignes inclinées dans cette zone font un angle de $\pm\left(45-\frac{\emptyset}{2}\right)$ avec l'horizontale. Il est à noter que la zone de cisaillement radial'2', et la zone passive de Rankine '3' existe aussi à gauche du triangle élastique zone *abc*, cependant ils ne sont pas montrés. La ligne *cf* est un arc spiral logarithmique définie par l'équation :

$$r = r.e^{\theta.\tan\emptyset}$$

Les lignes b*f* et *f*g sont des lignes rectilignes. En principe, la droite *f*g continue jusqu'à la surface du sol, mais TERZAGHI à supposer que le sol au-dessus du niveau de la base de la semelle est remplacé par une surcharge $=\gamma.D_f$

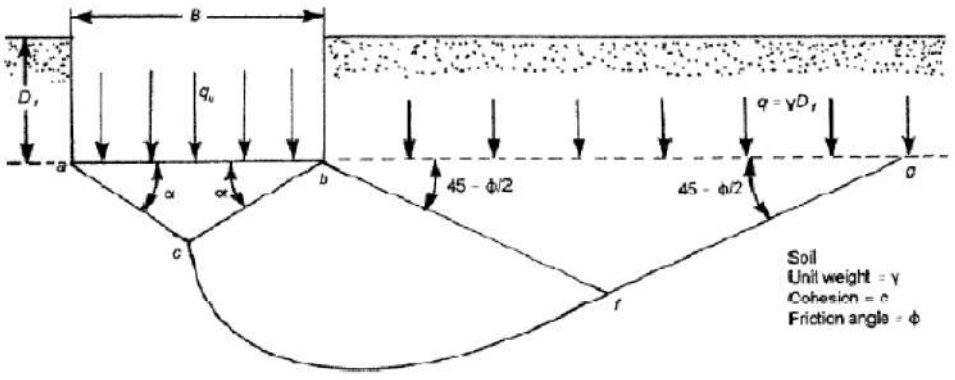


Figure (II.4) : *Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle Filante rigide d'après TERZAGHI*

La contrainte de cisaillement dans le sol est donnée par

$$\tau=\sigma'\tan\emptyset+c \qquad \text{(II.14)}$$

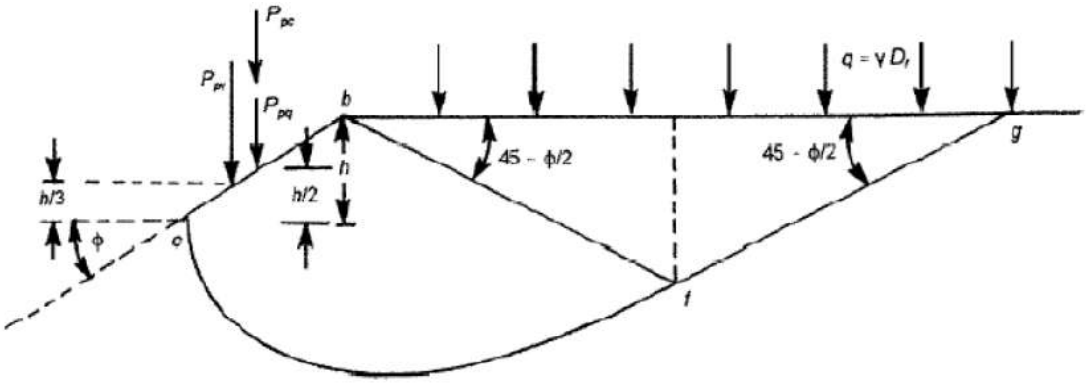
Où σ' est la contrainte effective normale
Et c : cohésion

La capacité portante ultime, q_u, de la fondation peut être déterminée en considérant les faces *ac* et *bc* du triangle abc et en déterminant les forces passives sur chaque face provoquant la rupture. Il est à noter que la force passive P_p est une fonction de la surcharge q = $\gamma.D_f$, cohésion c, poids volumique γ, et de l'angle de frottement interne ∅ du sol.

D'après la **(Figure III.5)** la force passive P_P sur la face bc par unité de longueur de la fondation est:

$$Pp=Ppq+Ppc+Ppγ \qquad \text{(III.15)}$$

Avec : P_{pq}, P_{pc} et $P_{pγ}$ composantes de la force passive dues respectivement à q, c, et γ



Figure(II.5) : *les forces passives agissant sur la face bc du triangle abc.*

Par ailleurs il est important de noter que les directions p_{pq}, p_{pc}, et $p_{pγ}$ sont verticales, et puis la face *bc* fait un angle ∅ avec l'horizontale, et p_{pq}. p_{pc}, et $p_{pγ}$ doivent faire un angle ∅ avec la normale de *bc*, pour obtenir les valeurs de $P_{pq}.p_{pc}$, et $P_{pγ}$ la méthode de superposition peut être utilisé, mais ce n'est pas une solution exacte.

Ainsi il a été démontré que

$$q_q=\frac{2\ p_{pq}}{B}=q\left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4}-\frac{\emptyset}{2}\right)}\tan\emptyset}{2\cos^2(45+\frac{\emptyset}{2})}\right]=qN_q \qquad \text{(II.16)}$$

Pareillement l'expression des termes $q_c$et $q_\gamma$ont été démontré :

$$q_c = c\cot\emptyset\left[\frac{e^{2\left(3\frac{\pi\emptyset}{42}\right)\tan\emptyset}}{2cos^2(45+\frac{\emptyset}{2})} - 1\right] = cN_c = c\cot\emptyset(N_q - 1) \qquad \text{(II.17)}$$

$$q_\gamma = \frac{1}{B}(\frac{1}{4}.\gamma.B^2.K_{p\gamma}.tan^2\emptyset - \frac{B^2}{4}\gamma \tan\emptyset) = \frac{1}{2}\gamma B(\frac{1}{2}.K_{py}tan^2\emptyset - \frac{tan\emptyset}{2})$$

$$= \frac{1}{2}.\gamma.B.N_\gamma \qquad \text{(III.18)}$$

Avec $K_{p\gamma}$= coefficient de poussé des terres (passive)

La charge ultime par unité de surface de la fondation (c'est-à-dire la capacité portante ultimeq_u) pour un sol avec cohésion c, et un poids spécifique γ peut s'écrire d'onc :

$$q_u = q_p + q_c + q_\gamma$$

En remplaçantq_q, $q_\gamma$et q_c par leurs expressions trouvées précédemment, on aura commeexpression de la capacité portante :

$$q_u = c.N_c + q.N_q + \frac{1}{2}.\gamma.B.N_\gamma \qquad \text{(II.19)}$$

$$N_c = \cos\emptyset\left[\frac{e^{2\left(3\pi/4-\emptyset/2\right)\tan\emptyset}}{2.cos^2\left(\frac{\pi}{2}+\frac{\emptyset}{2}\right)} - 1\right] = \cot\emptyset\left(N_q - 1\right)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(3\pi/4-\emptyset/2\right)\tan\emptyset}}{2.cos^2(45-\frac{\emptyset}{2})}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}(\frac{k_{p\gamma}}{cos^2\emptyset} - 1)\tan\emptyset$$

Les valeurs des facteurs sont présentées sur le tableau(II.1), les valeurs de N_γ sont obtenues par **Kumbhojbar (1993)**

Tableau II.1 : *Facteur de la Capacité Portante Suivant TERZAGHI*

Φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0 .00
2	6 .30	1.22	0.18
4	6.97	1.49	0.38
6	7.73	1.82	0.62
8	8.60	2.21	0.91
10	9.61	2.69	1.25
12	10.76	3.29	1.70
14	12.11	4.02	2.23
16	13.68	4.92	2.94
18	15.52	6.04	3.87
20	17.69	7.44	4.97
22	20.27	9.19	6.61
24	23.36	11.4	8.58
26	27.09	14.21	11.35
28	31.61	17.81	15.15
30	37.16	22.46	19.73
32	44.04	28.52	27.49
34	52.64	36.51	36 .96
36	63 .53	47.16	51.70
38	77.50	61.55	73.47
40	95.67	81.27	100.39
42	119.67	108.75	165.69
44	151.95	147.47	248.29
46	196.22	204.20	426.96
48	258.29	287.86	742.61
50	347.52	415.16	1153.15

Pour les fondations rectangulaires ou circulaires, la condition (en déformation plane) dans le sol à charge ultime n'existe pas. Par conséquent, TERZAGHI (1943) propose les expressions suivantes :

$$q_u = 1.3c.N_c + q.N_q + 0.4.\gamma.B.N_\gamma \text{ (Semelle carrée BxB)} \qquad \text{(II.20)}$$

$$q_u = 1.3.c.N_c + q.N_q + 0.3.\gamma.B.N_\gamma \text{ (Semelle circulaire diamètre B)} \qquad \text{(II.21)}$$

Depuis les travaux de TERZAGHI**,** de nombreuses études expérimentales pour l'estimation de la capacité portante ultime des fondations superficielles ont été accomplies. En se basant sur ces études, il apparaît que les hypothèses de TERZAGHI concernant la surface de rupture dans le sol sont dans l'ensemble correctes.

Cependant, l'angle α que font les faces *ac* et *bc* du triangle (*abc*) (**Figure II.4**) avec l'horizontal est inférieur à 45+Φ /2 et non à Φ comme proposé par TERZAGHI**.** Dans ce cas, l'allure de la surface de rupture dans le sol sera comme indiqué sur la (**Figure II.6).**

- ***Cas d'un cisaillement partiel :***

En ce qui concerne la rupture par cisaillement partiel, TERZAGHI (1943) propose les relations suivantes:

Fondation continue (B/L=0, L = longueur de la fondation)

$$q_u = 1.3.c'.N_c' + q'.N_q' + \frac{1}{2}.\gamma.B. \qquad \text{(II.22)}$$

$$q_u = 1.3.c'.N_c' + q'.N_q' + 0.4.\gamma.B.N_\gamma' \qquad \text{(II.23)}$$

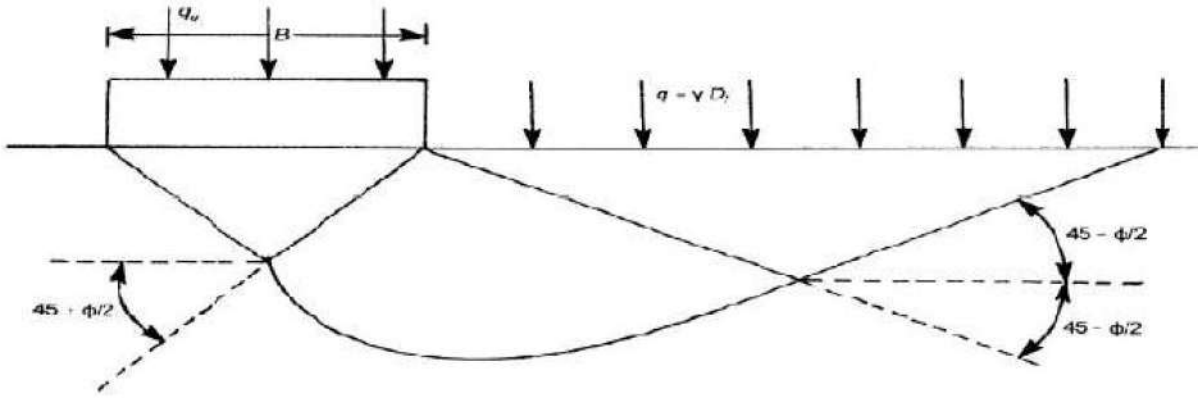
Fondation circulaire (B= diamètre)

$$q_u = 1.3.c'.N_c' + q'.N_q' + 0.3.\gamma.B.N_\gamma'$$

(III.24)

Avec N_c', N_q' , N_γ' et sont les facteurs de la capacité portante modifiés.

Et c'= 2c/3 Les paramètres de la capacité portante peuvent être obtenus en substituons par $\Phi' = \tan^{-1}(0.67 \tan\emptyset)$ la valeur Φ dans les équations (II.22), (II.23), et (II.24).



***Figure(II.6)** : surface de rupture modifiée dans sol supportant une fondation superficielle à chargement ultime*

Pour les valeurs N'_c, N'_q et N'_γ sont reportées sur le **(tableau II.2)**

Tableau(II.2) : *Facteurs de la Capacité Portante Modifiés (TERZAGHI).*

ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	10.47	3.13	0.76	34	23.72	11.67	7.22
1	5.90	1.07	0.005	18	10.90	3.36	0.88	35	25.18	12.75	8.35
2	6.10	1.14	0.02	19	11.36	3.61	1.03	36	26.77	13.97	9.41
3	6.30	1.22	0.04	20	11.85	3.88	1.12	37	28.51	15.32	10.90
4	6.51	1.30	0.055	21	12.37	4.17	1.35	38	30.43	16.85	12.75
5	6.74	1.39	0.074	22	12.92	4.48	1.55	39	32.53	18.56	14.71
6	6.97	1.49	0.10	23	13.51	4.82	1.74	40	34.87	20.50	17.22
7	7.22	1.59	0.128	24	14.14	5.20	1.97	41	37.45	22.70	19.75
8	7.47	1.70	0.16	25	14.80	5.60	2.25	42	40.33	25.21	22.50
9	7.74	1.82	0.20	26	15.53	6.05	2.59	43	43.54	28.06	26.25
10	8.02	1.94	0.24	27	16.03	6.54	2.88	44	47.13	31.34	30.40
11	8.32	2.08	0.30	28	17.13	7.07	3.29	45	51.17	35.11	36.00
12	8.63	2.22	0.35	29	18.03	7.66	3.76	46	55.73	39.48	41.70
13	8.96	2.38	0.42	30	18.99	8.31	4.39	47	60.91	44.54	49.30
14	9.31	2.55	0.48	31	20.03	9.03	4.83	48	66.80	50.46	59.25
15	9.67	2.73	0.57	32	21.16	9.82	5.51	49	73.55	57.41	71.45
16	10.06	2.92	0.67	33	22.39	10.69	6.32	50	81.33	65.60	85.75

II.3.1.1.3- THEORIE DE MEYRHOF (1963)

Les équations de la capacité portante vues jusqu'à présent sont pour des fondations continues, carrées ou circulaire soumises uniquement à des charges verticales.

Elles ne concernent pas les fondations rectangulaires (0<B/L<1) et ne prennent pas en considération le cisaillement do sol au dessus du niveau de la base de fondation comme le montre la figure (III.7) plus encore, la charge sur la fondation peut être inclinée, le cas par exemple d'une charge verticale avec une charge sismique horizontale.

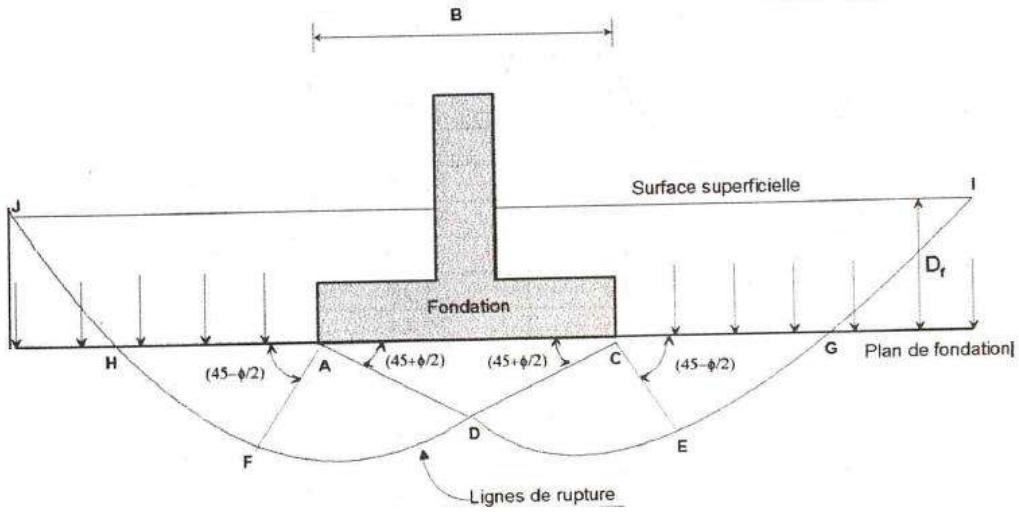


Figure (II.7) *: cisaillement dans le sol sous une fondation d'après MEYERHOF*

Pour tenir compte de tous ces facteurs une forme générale pour l'équation de la capacité portante ultime est suggérée par MEYRHOF (1963) :

$$q_u c.N_c.F_{cs}.F_{cd}.F_{ci} + q.N_q.F_{qs}.F_{qd}.F_{qi}\frac{1}{2}.\gamma_2.B.N_\gamma.F_{\gamma s}.F_{\gamma d}.F_{\gamma i} \qquad \text{(II.25)}$$

Avec :

- C : cohésion du sol de fondation.
- B: largeur (diamètre) de la fondation.
- N_c ,N_q et N_γ : coefficient de capacité portante donnés par le tableau(II.3)

Tableau(II.3) *: coefficient de capacité portante de MEYEHOF*

Φ°	N_c	N_q	N_γ
0	5.10	1	0. 00
2	5.63	1.20	0.01
4	6.19	1.43	0.04
6	6.81	1.72	0.11
8	7.53	2.06	0.21
10	8.34	2.47	0.37
12	9.28	2.97	0.60
14	10.37	3.59	0.92
16	11.63	4.34	1.37
18	13.10	5.26	2.00
20	14.83	6.4	2.87
22	16.88	7.82	4.07
24	19.32	9.6	5.72
26	22.25	11.85	8.00
28	25.8	14.72	11.19
30	30.14	18.4	15.67
32	35.49	23.18	22.02
34	42.16	29.44	31.15
36	50.59	37.75	44.43
38	61.35	48.93	64.08
40	75.32	64.2	93.69
42	93.71	85.38	139.32
44	118.37	115.31	211.41
46	152.10	158.51	328.74
48	199.27	222.1	526.47
50	266.89	319.07	873.89

- $F_{cs}, F_{dq}, F_{\gamma s}$: coefficient de forme.
- $F_{cd}, F_{dq}, F_{\gamma d}$: coefficient de profondeur.
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: coefficient d'inclinaison

Tous ces facteurs sont calculés par les différentes «équeutions énumérées dans le **tableau (II.4)**

Tableau (II.4) : *Coefficients de forme géométrique profondeur et inclinaison de Meyerhof*

pour Φ	Forme	Profondeur	Inclinaison
tout Φ	F_{cs}=1+0.2k$_{p.}\frac{B}{L}$	F$_{cd}$=1+0.2.$\sqrt{k}_p\frac{Df}{B}$	F$_{ci}$=F$_{QI}$=(1-β°/90°)
Pour Φ=10°	F$_{QS}$=F =1	F$_{ds}$=F$_{\gamma d}$=1	F$_{\gamma i}$ =1²
Pour Φ≥10°	F$_{qS}$=F$_{\gamma s}$ =1+0.1.K $_{p.}$(B/L)	F$_{cd}$=1+0.4.tan^{-1}(D$_f$/B)	F$_{\gamma i}$=(1-β°/ϕ°)

$$K_P = \tan^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \qquad \text{(II.26)}$$

Avec β inclinaison de la charge sur la fondation par rapport à non a vertical.

II.3.1.1.4- THEORIE DE HANSEN :

J. Hansen propose une équation donnant la capacité portante ultime d'une fondation, qui n'est autre que l'extorsion de l'équation de MEYRHOF .Les coefficient de capacité portante N_c et N_q sont identiques. Par contre, le coefficient N_γ suggéré par HANSEN, est pratiquement le même que celui de MEYRHOF uniquement pour les valeurs de ($\emptyset$) inférieures ou égales à 35°.Au delà, les coefficients de HANSEN semblent plus réalistes que ceux de MEYRHOF.

Les deux expressions de la capacité portante tiennent compte de la forme géométrique et la profondeur de la fondation ainsi que l'inclinaison de la charge extérieure .HANSEN utilise en plus deux autres facteurs pour prendre en considération le sol et la base de fondation (les conditions d'une fondation sur une pente) :

$$q_u = cN_c.F_{cs}.F_{cd}.F_{ci}.F_{cb}.F_{cg} + \text{q}.N_q.F_{qs}.F_{qd}.F_{qi}.F_{qb}.F_{qg} \frac{1}{2}.\gamma.B.N_\gamma.F_{\gamma s}.F_{\gamma d}.F_{\gamma i}.F_{\gamma b}.F_{\gamma g} \qquad \text{(II.27)}$$

Dans le cas d'un sol à surface horizontale :

$$q_u = -c.\cot\phi\,(q + c.\cot\phi).F_q.F_{qs}.F_{qd}.F_{qi}.F_{qb}.F_{qg} + \frac{1}{2}\gamma.B.N_\gamma.F_{\gamma s}.F_{\gamma d}.F_{\gamma i}.F_{\gamma b}.F_{\gamma g} \qquad \text{(II.28)}$$

N_c,N_q et N_γ sont les coefficients de capacité portante de HANSEN donnés par le tableau(II.5)

Tableau(II.5) : *Coefficients de capacité portante de Hansen*

Φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.10	1	0.00
2	5.63	1.20	0.01
4	6.19	1.43	0.05
6	6.81	1.72	0.11
8	7.53	2.06	0.22
10	8.34	2.47	0.39
12	9.28	2.97	0.63
14	10.37	3.59	0.97
16	11.63	4.34	1.43
18	13.10	5.26	2.08
20	14.83	6.40	2.95
22	16.88	7.82	4.13
24	19.32	9.60	5.75
26	22.25	11.85	7.94
28	25.8	14.72	10.94
30	30.14	18.40	15.07
32	35.49	23.18	20.79
34	42.16	29.44	28.77
36	50.59	37.75	40.05
38	61.35	48.93	56.18
40	75.32	64.20	79.54
42	93.71	85.38	113.96
44	118.37	115.31	165.58
46	152.10	158.51	244.65
48	199.27	222.31	368.68
50	226.89	319.07	568.59

- Coefficients de profondeur :

1) Pour (D/B)≤1 :

$$F_{cd} = 1+0.4\frac{D_f}{B} \quad \text{(II.29)}$$

$$F_{qd} = 1+2\tan\phi_2.(1-\sin\emptyset_2).\frac{D_f}{B} \quad \text{(II.30)}$$

$$F_{\gamma d} = 1 \quad \text{(II.31)}$$

2) Pour (D/B)>1 :

$$F_{cd} = 1+0.4.\tan^1.(\frac{D_f}{B}) \quad \text{(II.32)}$$

$$F_{qd} = 1+2.\tan_2\Phi.(1-\sin\Phi_2)^2.\tan^{-1}.(\frac{D_f}{B}) \quad \text{(II.33)}$$

$$F_{ci} = F_{qi} \cdot \frac{1-F_{qi}}{1-N_q} \qquad \text{(II.34)}$$

$$F_{\gamma d} = 1 \qquad \text{(II.35)}$$

- Coefficients d'inclinaison de la charge :

$$F_{qi} = \left[1 \frac{0.5.Q_u .\sin \beta}{Q_u .\cos \beta + B.L.c.\cot \emptyset}\right]^5 \qquad \text{(II.36)}$$

$$F_{\gamma i} = \left[1 \frac{0.7.Q_u .\sin \beta}{Q_u .\cos \beta + B.L.c.\cot \emptyset}\right]^5 \text{ Pour v}^o = 0^o \qquad \text{(II.37)}$$

$$F_{qi} = \left[1 \frac{(0.7 - v^o/450).Q_u .\sin \beta}{Q_u .\cos \beta + B.L.c.\cot \emptyset}\right]^5 \text{ Pour v} > 0^o \qquad \text{(II.38)}$$

II.3.1.2- Méthodes de calcul de la capacité portante pour des cas particuliers :

Le problème de la capacité portante exposé précédemment suppose que le sol supportant la fondation est homogène et s'étend sur une grande profondeur sous de la fondation, et on suppose aussi que la surface du sol est horizontale, cependant ceci n'est vrai pour tous les cas.

Il est possible de rencontrer une couche rigide à faible profondeur, ou un sol stratifié avec des couches de caractéristiques mécaniques différentes, où qu'il soit nécessaire de construire une fondation sur ou près d'un talus. C'est le problème de la capacité portante de ces cas que nous essayons d'aborder dans cette section.

II.3 .1.2.1- Fondations supportées par une couche de sol au-dessus d'une base rigide :

La **Figure (II.8.a)** : montre une semelle continue rigide à base rugueuse supportée par une couche de sol qui s'étend sur une grande profondeur. La capacité portante ultime de cette fondation peut être exprimée (en négligeons le facteur de profondeur)

$$q_u = C\, N_c + q.N_q + \frac{1}{2}.\gamma.B.N_\gamma \qquad \text{(II.39)}$$

La profondeur de la zone de rupture dans le sol due à la charge ultime q_u est égale à D. La valeur de **D** obtenue pendant l'évaluation du facteur de la capacité portante N_c et N_q par Meyerhof est donné sous une forme non dimensionnelle dans la **figure (II.9)**.

De la même façon, la magnitude de **D** obtenue par Lundgren et Mortensen (1953) pendant l'évaluation de N_γ est donné dans **Figure (II.10).**

Maintenant si une base rugueuse rigide est localisée à une profondeur H < D au-dessous de la base de fondation, un développement complet de la surface de rupture dans le sol sera limité.

Dans un tel cas, la zone de rupture du sol et le développement des lignes de glissement à la charge ultime sera comme indiqué dans la figure. **(II.8.b).** Mandel et Salencon (1972) ont déterminés les facteurs de la capacité portante pour un tel cas par intégration numérique en utilisant la théorie de plasticité. La capacité portante ultime d'une fondation continue rugueuse avec une base rugueuse rigide localisée à une petite profondeur peut être donnée par la relation

$$q_u = cN_c^* + qN_q^*6+\frac{1}{2}\gamma.B.\mathrm{N}_\gamma^* \qquad \text{(II.40)}$$

Sol homogène s'étendant à une grande profondeur

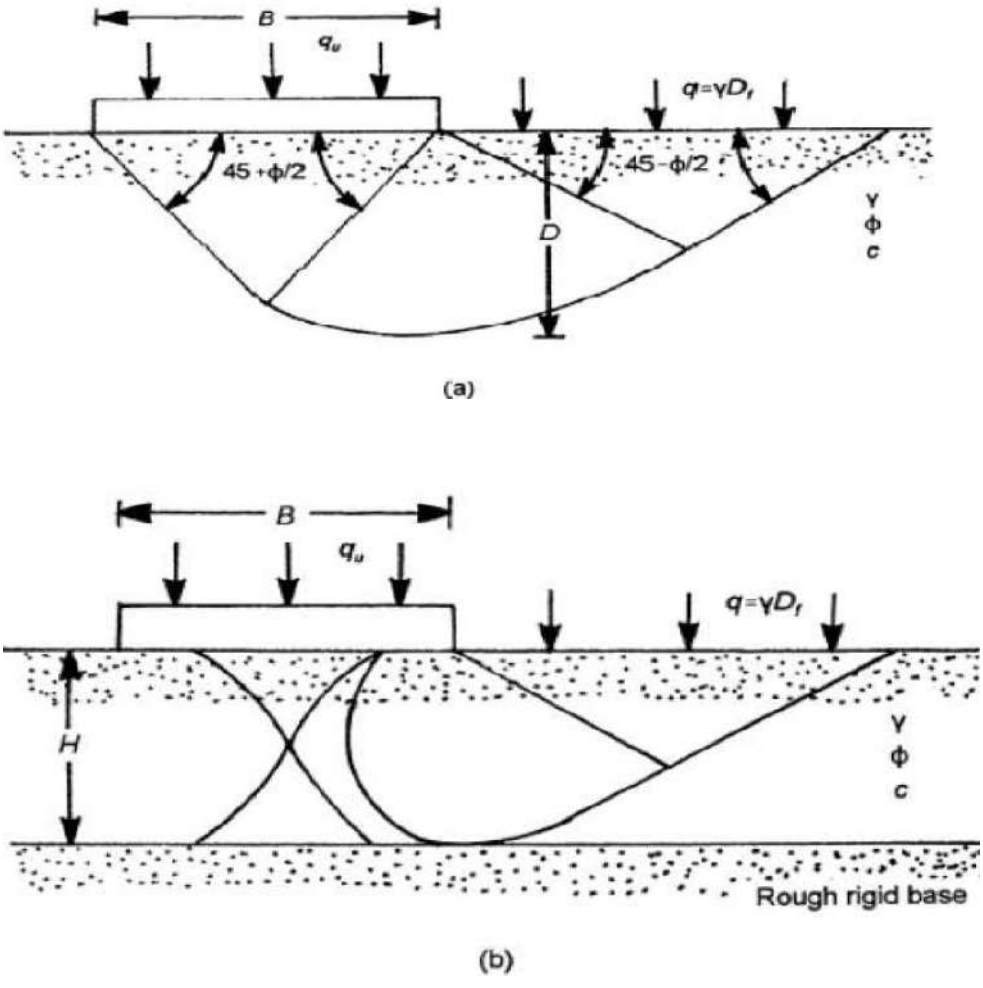
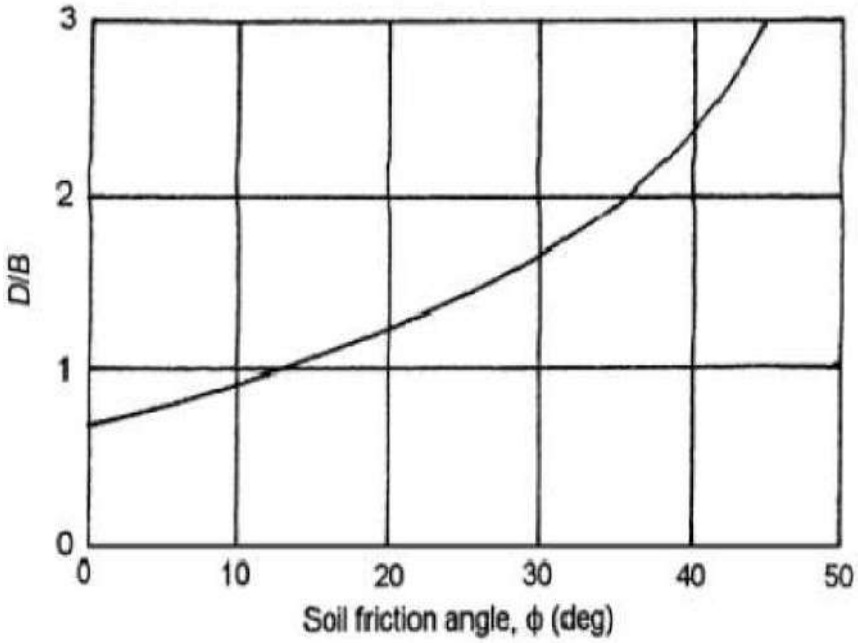
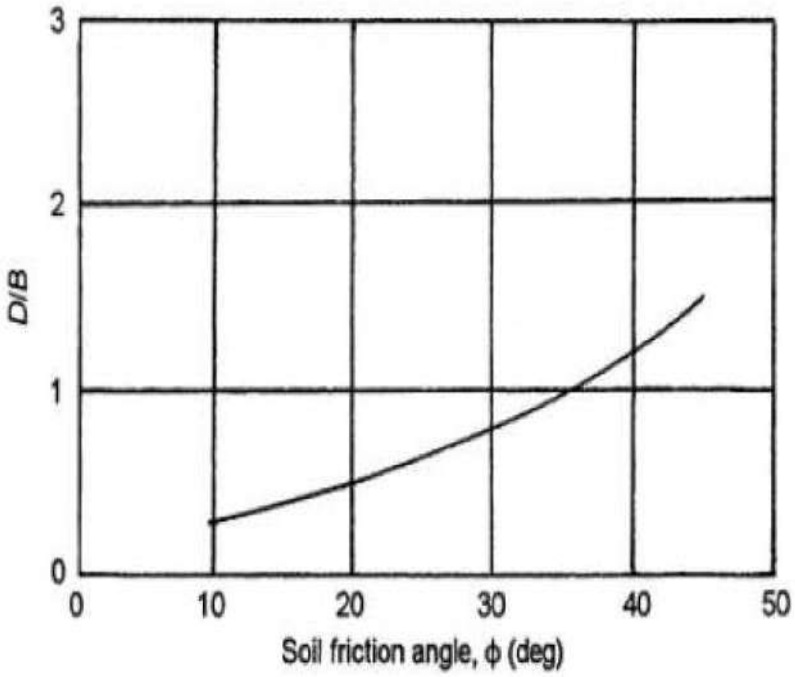


Figure (II.8.a-b) : Surface de rupture sous une fondation continue rigide

Notons que, pour H ≥ D, N_c^*= N_c, N_q^* = N_q, et N_γ^* =N_γ (Lundgren et Mortensen 1953). Les variations deN_c^*, N_q^*, et N_γ^* avec H/B et l'angle du frottement du sol ∅ sont donnés dans les figues. (II .11), (II .12), et (II .13), respectivement.



Figure(II.9) : *variation de D/B avec l'angle de frottement du sol pour ($N_c$etN_q)*



Figure(II .10) :*variation de D/B avec l'angle de frottement (pour N_γ).*

En négligeant les facteurs de la profondeur, la capacité portante ultime des fondations circulaires et rectangulaires rugueuses sur une couche du sable (c = 0) avec une base rigide rugueuse localisée à une petite profondeur peut être donnée comme

$$q_u = q.N_q^* \lambda_{qs}^* + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma^* \lambda_{\gamma s}^* \qquad \text{(II.41)}$$

Les facteurs de forme cités ci-dessus varient en fonction de H/B et ∅ . Basés sur le travail de Meyerhof et Chaplin (1953) et avec l'hypothèse simplificatrice qui, dans les plans radiaux, les contraintes et les zones du cisaillement sont identiques à ceux dans les plans transverse aux ,Meyerhof (1974) a évalué les valeurs approximatives de λ_{qs}^* et $\lambda_{\gamma s}^*$ comme

$$\lambda_{qs}^* = 1\text{-}m_1\left(\frac{B}{L}\right) \qquad \text{(II.42)}$$

$$\lambda_{\gamma s}^* = 1\text{-}m_2\left(\frac{B}{L}\right) \qquad \text{(II.43)}$$

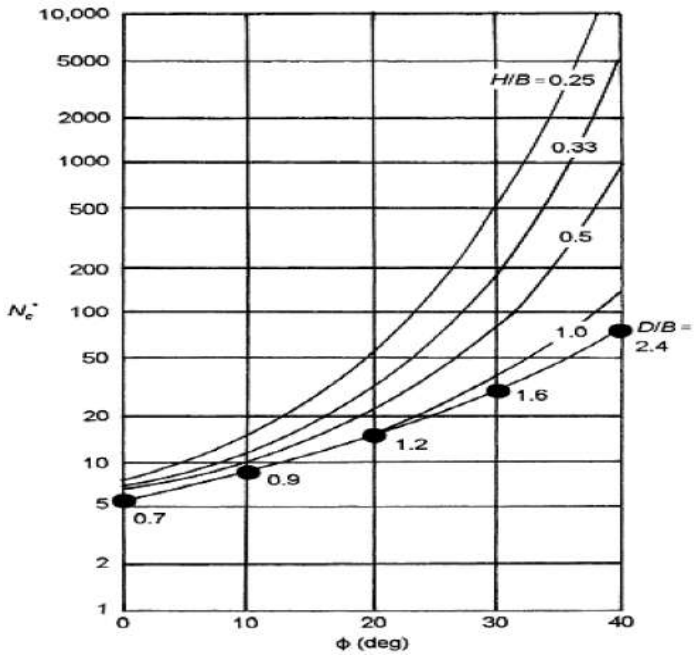


Figure (II.11): *facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon $N^*{}_c$*

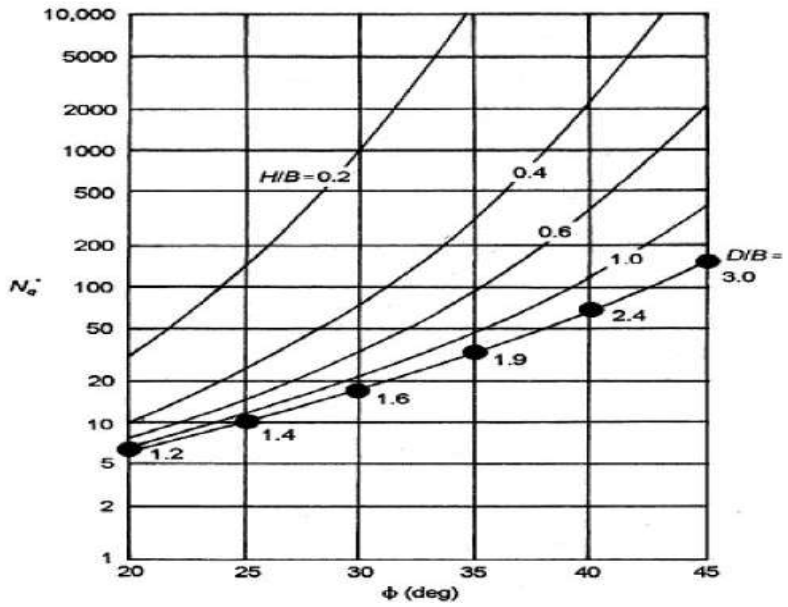


Figure (II .12): *facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon* N^*_q

La variation de m_1 et m_2 avec H/B et Ø est donnée dans les figures (II-14) et (II-15) Pfeifle et Das (1979) ont dirigés des essais de laboratoire pour vérifier la théorie de Mandel et Salencon (1972). La figure (II-16) représente la comparaison de l'évaluation expérimentale de N^*_γ pour une fondation de surface rugueuse ($D_f = 0$) sur une couche du sable avec théorie.

L'angle de frottement du sable utilisé pour ces essais était 35° figure (II-16). Les conclusions suivantes peuvent être tirées

1. La valeur de Nγ* pour une fondation donné augmente avec la diminution de H/B.
2. La grandeur H/B ≥ D/B ; la présence d'une base rugueuse rigide n'a aucune influence sur Nγ* la valeur d'une fondation est approximativement 50-75% plus que celle prédit par la théorie.
3. Pour H/B entre 0.6 et presque 1.9, les valeurs expérimentales de Nγ* sont plus grandes que celles donnée par la théorie
4. Pour H/B < presque 0.6, les valeurs expérimentales de Nγ* sont considérablement inférieures à celles qui sont prédit par la théorie. Il peut être dû à deux facteurs: (a)l'écrasement des grains du sable à telles hautes valeurs de charge ultime, et (b) la nature curviligne de l'enveloppe de rupture réel de sol à hauts niveaux des contraintes normales.

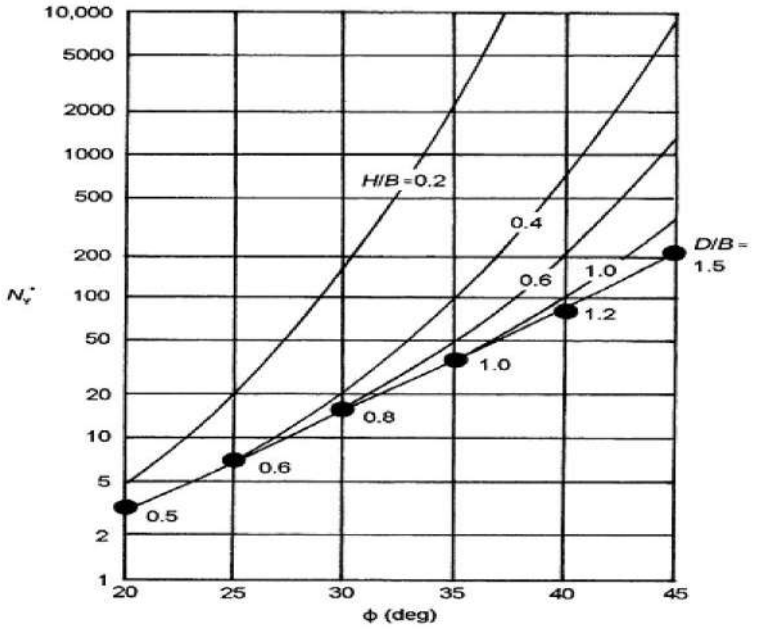


Figure (II.13) : *facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon* N_γ^*

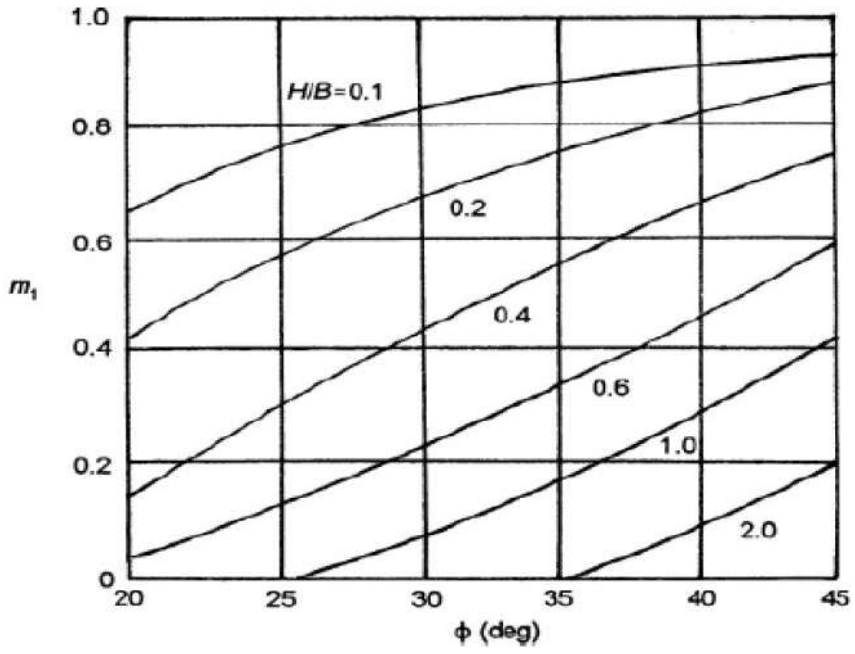
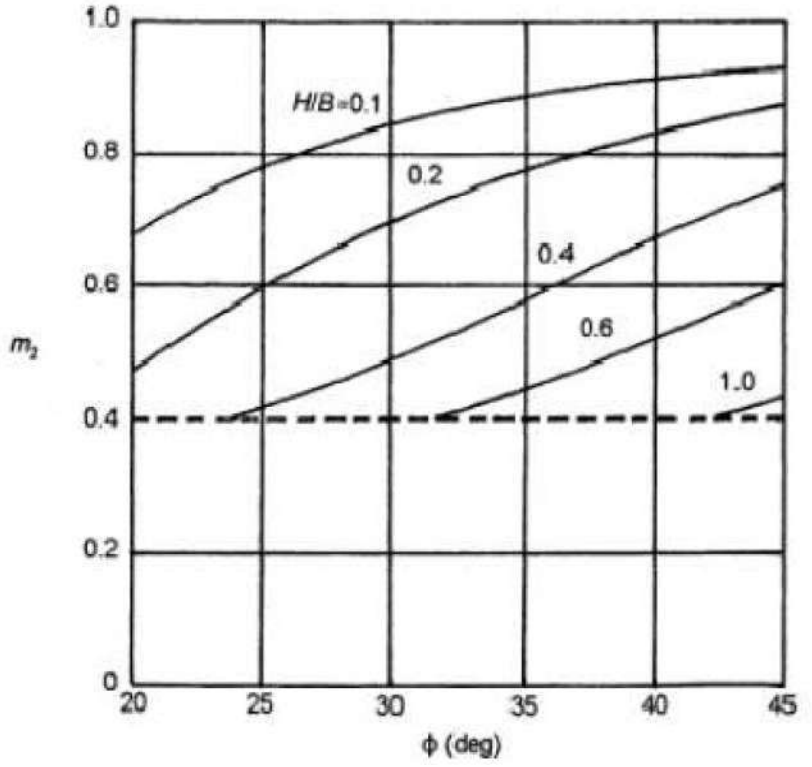


Figure (II.14) : *variation de valeurs de Meyerhof* m_1



Figure(II.15) : *variation de valeurs de Meyerhof* m_2

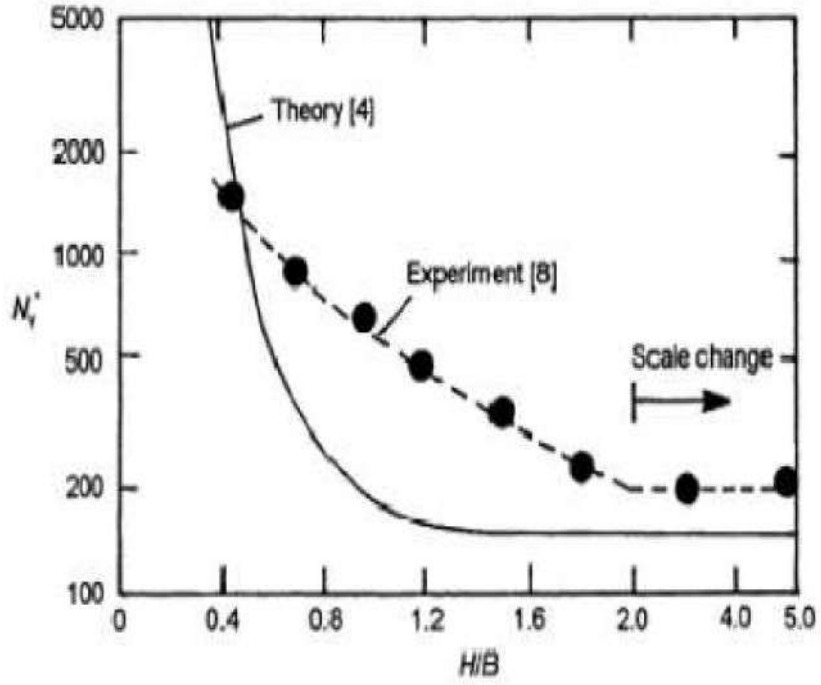


Figure (II.16) *: Comparaison entre les valeurs expérimentales les et théoriques de* N_γ^*

II.3.1.2.2- Fondation sur une couche de sol raide surmontant un sol mou :

Meyerhof et Hanna (1978) ont développés une théorie pour estimer la capacité portante ultime d'une fondation filante rigide sur une couche de sol raide surmontant une couche de sol mou **figure (II.17).** D'après leur théorie, à une charge ultime par unité de surface, q_u , la surface de rupture dans le sol sera comme celle de la **figure (II-17)**.

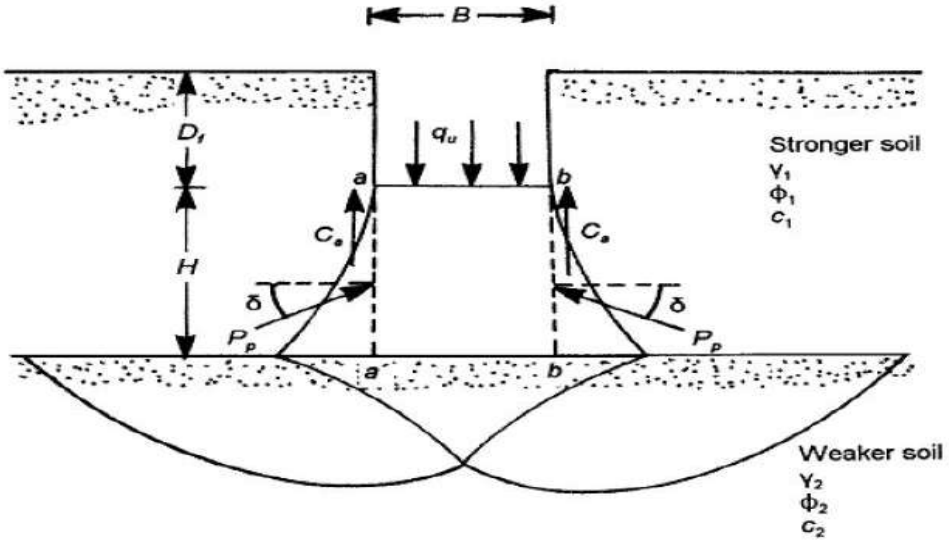


***Figure (II.17)** : Fondation filante rigide sur une couche de sol dense surmontant argile molle*

Si le rapport H/B est relativement petit, une rupture du cisaillement local se produira dans la couche du sol raide suivie par une rupture de cisaillement général dans la couche de sol mou. En considérant la longueur unitaire de la fondation continue, la capacité portante ultime peut être donnée par :

$$q_u = q_b + \frac{2(c_a + p_p.\sin\delta)}{B} - \gamma_1 H \qquad \text{(II.44)}$$

Avec

B = largeur de la semelle

γ_1 = Densité de sol ferme

C_a= force d'adhésion le long de *aa'* et *bb'*

P_p = force passive sur les faces aa' et b

q_b = la capacité portante au bas de la couche

δ = angle de la force passive PP avec l'horizontale.

Notons que dans l'équation

$$c_a = c_a . H \text{ Ou } c_a \qquad \text{(II. 45)}$$

$$p_p = \frac{1}{2}\gamma_1 H^2 \left(\frac{K_p . H}{\cos \delta}\right).(\gamma_1 D_f).(H).\left(\frac{K_p . H}{\cos \delta}\right)\frac{1}{2}\gamma_1 . H^2 \left(1\frac{D_f}{H}\right).\left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta}\right) \quad \text{(II.46)}$$

Où K_{pH} = composante horizontale du coefficient de poussée des terres.

$$q_b = c_2 . N_{c(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} \qquad \text{(II.47)}$$

$N_{c(2)}$, $N_{q(2)}$, $N_{\gamma(2)}$ sont les facteurs de la capacité portante de la couche du sol inférieure (c'est, en ce qui concerne l'angle du frottement de la couche du sol inférieure,$\emptyset_2$)

La combinaison des équations (II. 45), (II.46) et (II.47) entraîne l'équation suivante

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + 2\left[\frac{1}{2}\gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\right].\left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta}\right).\left(\frac{\sin \delta}{B}\right) - \gamma_1 H$$

$$= q_b + \frac{2c_c H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H}\right].\frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \qquad \text{(II.48)}$$

Où :

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \emptyset_1 \qquad \text{(II.49)}$$

Avec : K_s = le coefficient de cisaillement perforé

Alors :

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H}\right].\frac{K_s \tan \emptyset_1}{B} - \gamma_1 H \qquad \text{(II.50)}$$

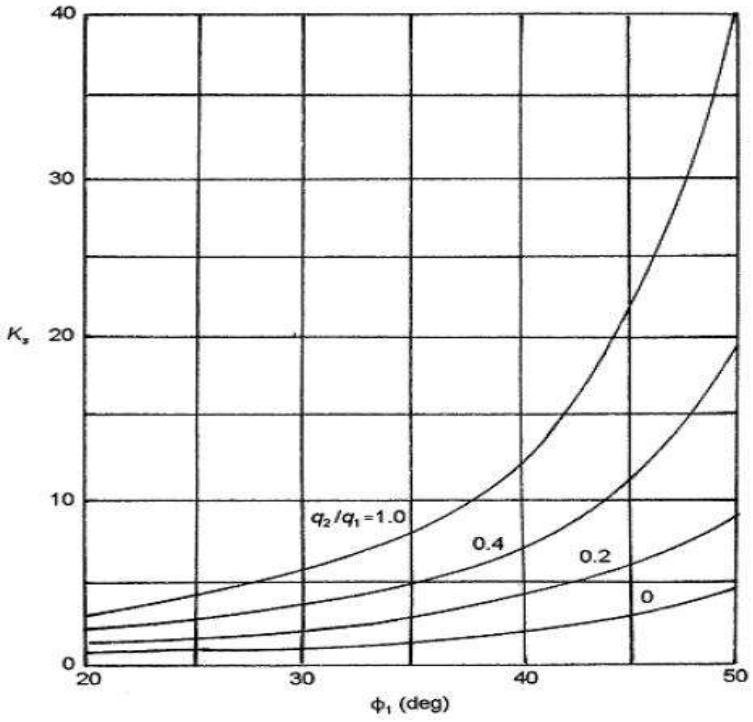


Figure (II.18) : *La théorie de variation de K_s avec $\emptyset_1$et q_2/q_1de Meyerhof*

Le coefficient de cisaillement local peut être déterminé en utilisant les tableaux du coefficient de la pression du sol passif proposé par Caquot et Kerisel (1949).

La figure (II.18) donne la variation de K_s avec q2/q1 et $\emptyset_1$ On notera que $q_1$et $q_2$sont les capacités portantes ultimes d'une fondation de la surface continue de largeur B sous charge verticale sur couches homogènes des sols supérieurs et inférieurs, respectivement, ou

$$q_1 = c_1 . N_{c(1)} + \frac{1}{2} . \gamma_1 . B . N_{\gamma(1)} \qquad \text{(II.52)}$$

Où : $N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}$= les facteurs de la capacité portante correspondant à l'angle de frottement du sol $\emptyset_1$

$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B . N_{\gamma(2)} \qquad \text{(II.53)}$$

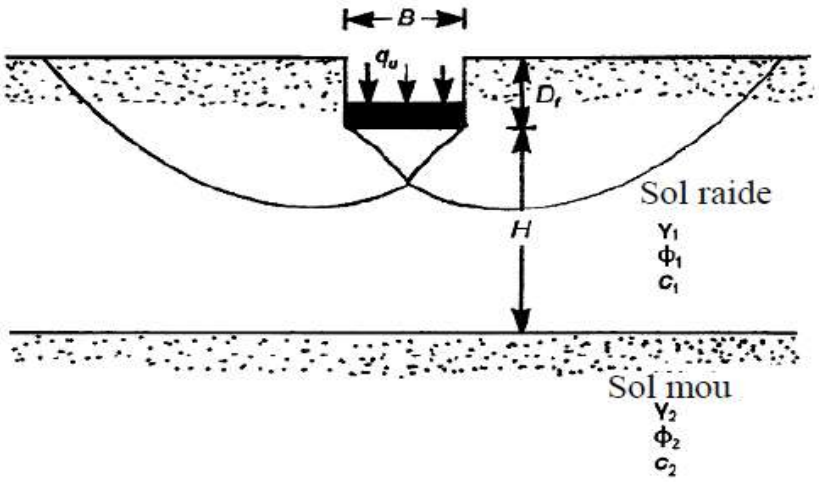


Figure II.19 : *fondation filante rigide sur bicouche de sol (H/B est relativement petite)*

Si la hauteur H est grande comparée avec la largeur B, alors la surface de rupture sera complètement localisée dans la couche de sol raide supérieure comme la figure (II.19). Dans tel cas, la limite supérieure pour q_u sera de la forme suivante :

$$q_u = q_1 = c_1 N_{c(1)} + q.N_{q(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B.N_{\gamma(1)} \qquad \text{(II.54)}$$

D'où, en combinant les équations 51 et 54 :

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H}\right].\frac{K_s \tan \emptyset_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \qquad \text{(II.55)}$$

Pour la fondation rectangulaire, l'équation précédant peut être modifiée comme :

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L}\right).\left(\frac{2.c_a H}{B}\right).\lambda_a + \left(1 + \frac{B}{L}\right).\gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H}\right).\left(\frac{K_s \tan \emptyset_1}{B}\right).\lambda_s - \gamma_1 H \leq q_0 \qquad \text{(II.56)}$$

Où : λ_a,λ_s: facteurs de forme

$$q_b = c_2.N_{cs(2)} + \gamma_1(D_f + H).N_{0(2)}\lambda_{qs(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2.B.N_{\gamma(2)}.\lambda_{\gamma s(2)} \qquad \text{(II.56)}$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)}\lambda_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q1}\lambda_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)}\lambda_{\gamma s(1)} \qquad \text{(II.57)}$$

$\lambda_{cs(1)}$, $\lambda_{qs(1)}$, $\lambda_{\gamma s(1)}$ sont les facteurs de forme pour la couche de sol supérieur (l'angle de frottement $\emptyset_1$;

$\lambda_{cs(2)}$, $\lambda_{qs(2)}$, $\lambda_{\gamma s(2)}$ sont les facteurs de forme pour la couche de sol inférieur (l'angle de frottement$\emptyset_2$; voir le tableau (II-6) Basé sur les équations générales [(II.55), (II.56) et (II.57)] ; on prend un cas spécial en considérant la couche supérieure comme sable dense et la couche inférieur comme argile molle.

III.3.1.2.3 Capacité portante d'une couche de sable dense sur argile molle saturé :

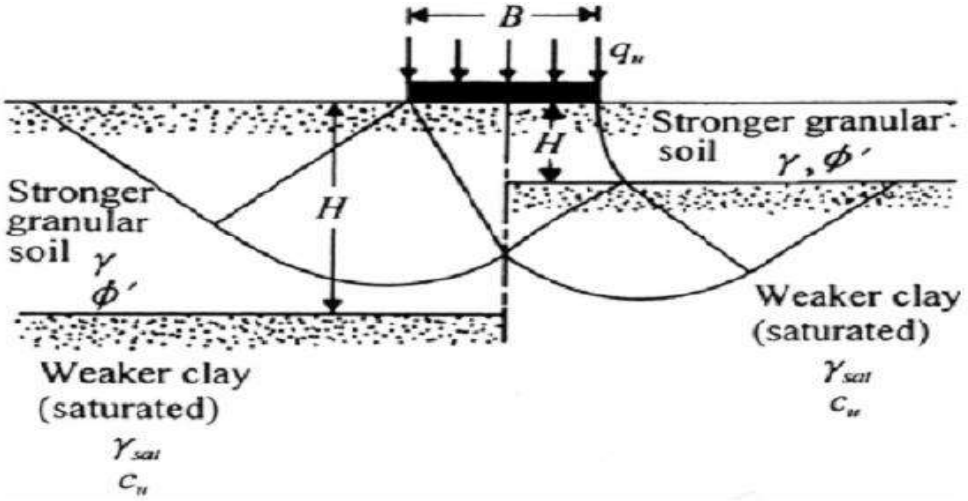


Figure (II.20) : *la surface de rupture sous une fondation filante supportée par une couche du sol granulaire dense surmontant une argile molle*

Dans ce cas : $c_1 = 0$ et d'où $c_a = 0$ aussi pour $\emptyset_2 = 0$; $N_{c(2)} = 5.14$; $N_{\gamma(2)} = 0$; $N_{q(2)} = 1$;

N_{cs}= 1+0.2 (B/L) ; λ_{qs}= 1 (les facteurs de forme sont des valeurs de Meyerhof comme Présenté dans le (tableau II-6)

$$q_u = 5.14c_2\left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right] + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\gamma_1 H^2\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right).\frac{K_s tan\ \emptyset_1}{B}\lambda_s + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad \text{(II.59)}$$

Où :

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)}\left[1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45+\frac{\emptyset_1}{2}\right)\right] + \frac{1}{2}\gamma_1 B.\, N_{\gamma(1)}\left[1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45+\frac{\emptyset_1}{2}\right)\right] \quad \text{(II. 60)}$$

Dans l'équation (II.60) les relations pour les facteurs de forme $\lambda q_{\gamma s}$, et $\lambda\gamma s$ sont celles données par Meyerhof (1963) comme présenté dans le **(tableau II-6)**. Noter cet K_s est la fonction de q_2/q_1[équations (II-52) et (II-53)] pour ce cas

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14.c_2}{0.5\gamma_1 B.N_{\gamma(1)}} \qquad \text{(II.61)}$$

***Tableau(II.6)** : des facteurs de formes*

Facteur	Relation	Référence
Forme	$\emptyset = 0^{\circ}: \lambda_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)$ Pour $\lambda_{qs} = 1$ $\lambda_{\gamma s} = 1$ $\emptyset \geq 10^{\circ}: \lambda_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right).tan^{2(45+\frac{\emptyset}{2})}$ $\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right).\tan^{2(45+\frac{\emptyset}{2})}$	**MEYERHOF 1974**

Une fois q_2/q_1est connue, la grandeur K peut être obtenue de la figure **(II.18)** qui,. La valeur du facteur de forme $K_s$pour une fondation filante peut être pris comme un. Pour les fondations carrés ou circulaires, d'après le travail expérimental de Meyerhof et Hanna (1978), la valeur de λ_s paraît varier entre 1.1 et 1.27. Pour un calcul conservateur il peut être pris égale à 1.

Basé sur ce concept, Hanna et Meyerhof (1978) ont développés des courbes alternatives pour déterminer les coefficients de cisaillement local K_s,

Pour utiliser ces courbes, il est recommandé de suivre les étapes suivantes:

1- Déterminer q_2/q_1

2- Avec les valeurs connus de $\emptyset_1$etq_2/q_1, déterminer la valeur de $\delta/\emptyset_1$ de la figure (II-21)

3- Avec les valeurs connus de $\emptyset_1$ etq_2/q_1 et c2, déterminer k_S de la figure (II-22)

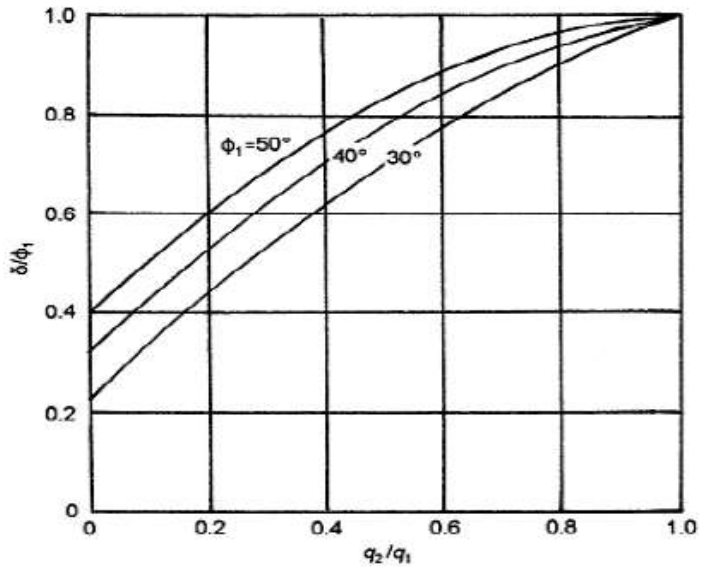
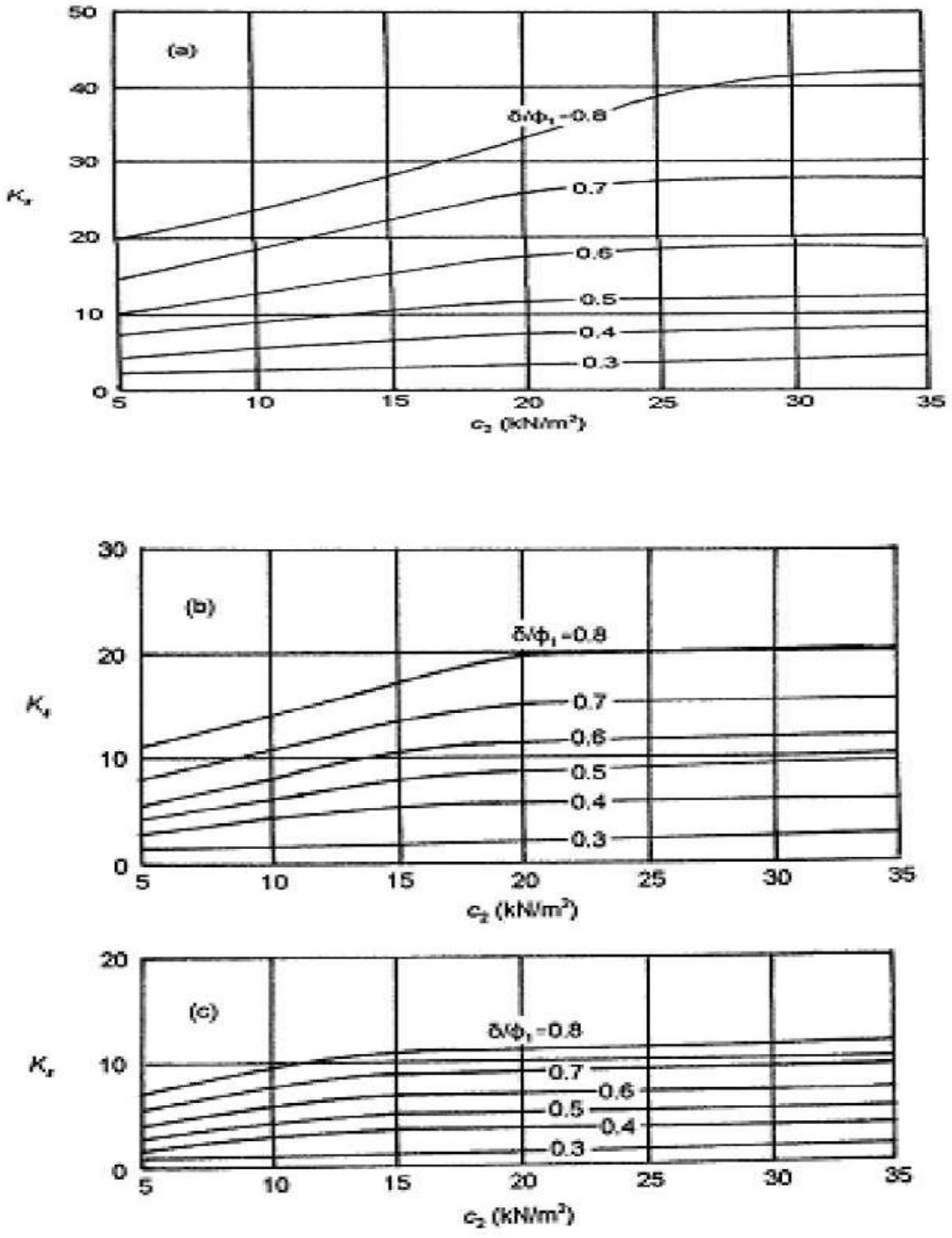


Figure (II.21) : *Analyse de variation de $\delta/\emptyset_1$ avec q_2/q_1 et $\emptyset_1$ de Meyerhof et Hanna (pour sable densesur argile molle)*



Figure(II.22) : analyse du coefficient de cisaillement local du sable dense sur argile molle deMeyerhof ET Hanna: a) $\emptyset_1 = 50°$, b) $\emptyset_1 = 45°$, c) $\emptyset_1 = 40°$

II.3.1.2.4- Fondation sur la surface d'un talus :

En 1957, Meyerhof à proposer une théorie pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La **Figure (II.23)** montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.

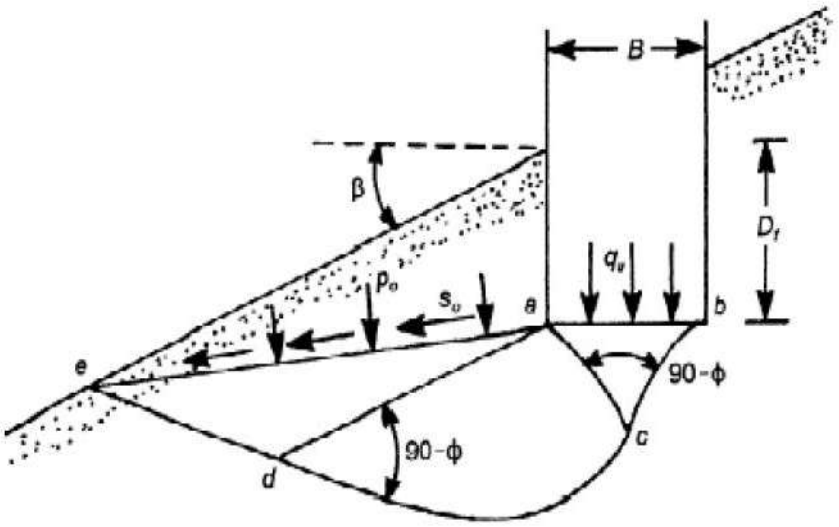


Figure II.23: *Nature de la zone plastique sous une fondation filante rugueuse située sur une pente.*

Sous la fondation filante rugueuse de largeur **B** située sur un talus Meyerhof à proposer trois zones :
abc: est une zone élastique. La zone **acd** présente un cisaillement radial et **ade** présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan **ae** sont P_0et S_0 respectivement.

On note aussi que le talus fait un angle β avec l'horizontale. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol sont **C** et ∅; et son poids spécifique est γ

La portance finale peut être exprimée comme suit:

$$q_u = CN_C + P_0 N_C + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \qquad \text{(II .62)}$$

La relation peut également être exprimée comme suit :

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q} \qquad \text{(II.63)}$$

Avec : N_{cq},$N_{\gamma q}$sont les facteurs de la capacité portante.

Pour le sol purement cohérent (c'est-à-dire ∅= 0) :

$$q_u = N_{cq} \qquad \text{(II.64)}$$

La Figure (II.24) montre la variation de $\boldsymbol{N_{cq}}$avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s.

On note que :

$$N_S = \frac{\gamma.H}{C} \qquad \text{(II.65)}$$

Avec H : hauteur du talus.

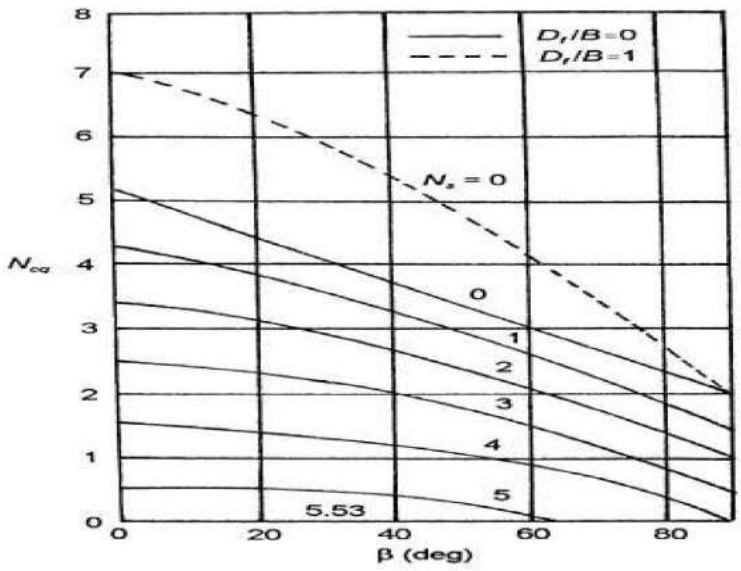
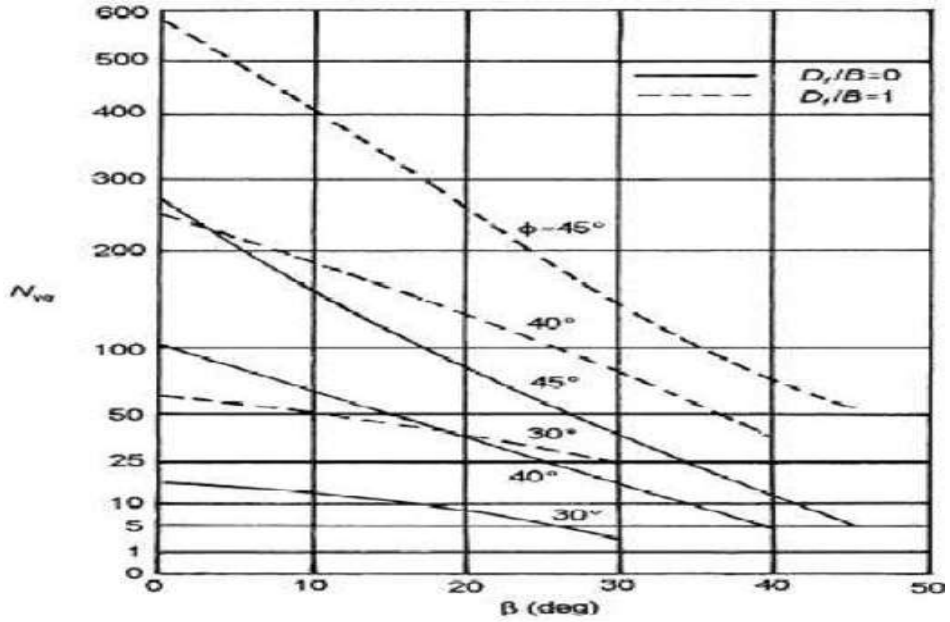


Figure (II.24): Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour Un sol purement cohérent (fondation sur une pente)

D'une façon semblable pour le sol granulaire (c = 0)

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q} \qquad \text{(II.66)}$$

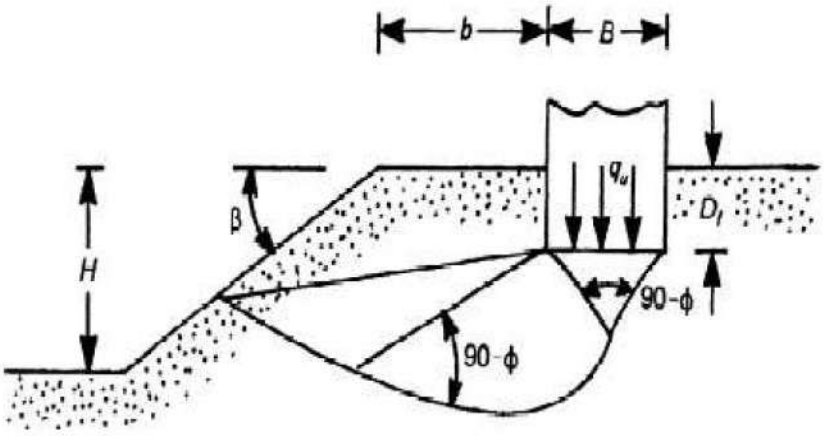
La Figure (II.25) montre la variation de $N_{\gamma q}$avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus Ns ;



Figure(II.25): Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour le sol grenu, (fondation sur une pente).

III.3.1.2.5-Fondation au sommet d'un talus :

La solution de Meyerhof Figure (II.26) nous montre une fondation filante rugueuse de largeur ***B*** située au-dessus d'une pente, de hauteur **H**. La fondation est placée à une distance **b** à partir de la crête (bord) de la pente.



Figure(II.26) : Fondation filante au sommet d'un talus.

La capacité portante ultime de la fondation peut être exprimée par l'équation :

$$q_u = cN_{cq} + {}^1/_2\,\gamma B N_{\gamma q} \qquad \text{(II.67)}$$

Meyerhof (1957) à développer les variations théoriques du facteur $\mathbf{N_{cq}}$pour les sols purement cohésif (Ø= 0) et $\mathbf{N_{\gamma q}}$pour les sols grenues (C = 0).Ces variations sont montrées sur les **Figure (II.27)** et **Figure (II.28)** respectivement

On note aussi :

$q_u = cN_{cq}$ Pour le sol purement cohérent (Ø= 0)

D'une façon semblable

$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}$ Pour le sol granulaire (c = 0).

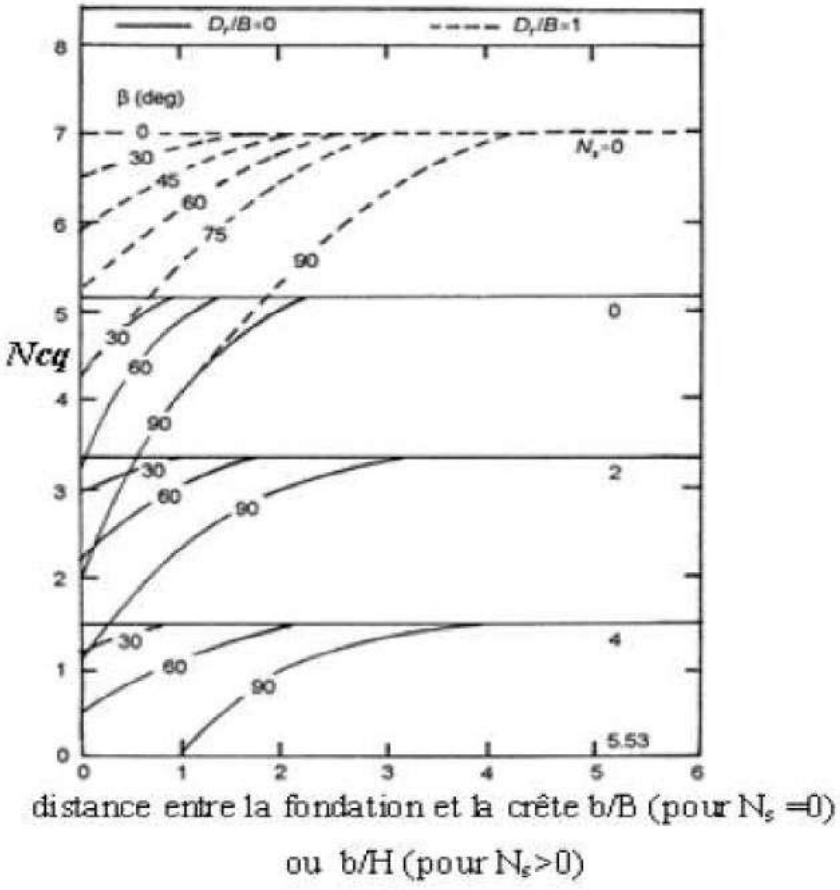


Figure (II.27): *Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq}pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).*

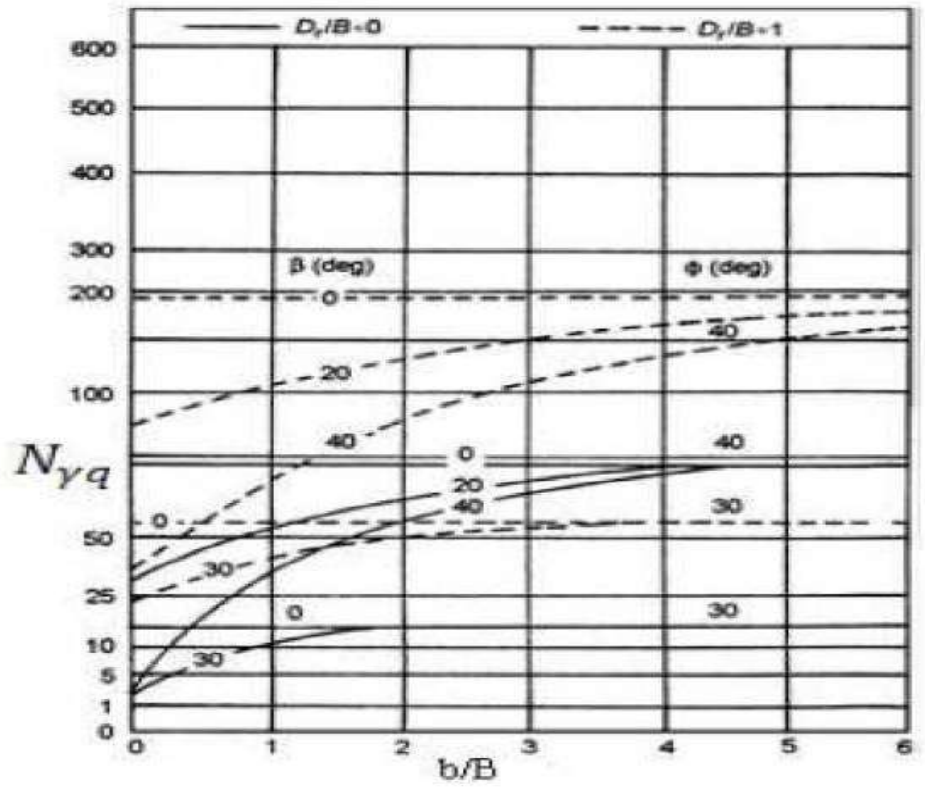


Figure (II.38): *Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$, pour le sol grenu, (fondation sur une pente).*

II.3.2-Calcul de la capacité portante à partir des essais in situ :

II.3.2.1- Pénétromètre standard SPT :

Les méthodes de calcul de la capacité portante relèvent de l'empirisme pur et résultent du cumul de l'expérience de calcul des fondations à partir de cet essai. C'est ce qui explique la diversité des approches de calcul recommandées dans la littérature.
On se propose dans ce qui suit de faire une revue des différentes méthodes de dimensionnement, qui sont d'ailleurs orientées vers un exemple réel.

II.3.2.1.1-Méthodes indirecte de Peck :

la figure, due à Peck, donne les valeurs des facteurs de portance N_γ et N_q d'une fondation continue de largeur B ancrée de D dans sol pulvérulent exerçant une pression verticale ultime donne par :

$$q_l = \gamma . D . N_q + \gamma . B . \frac{N_\gamma}{2} \qquad \text{(II.68)}$$

Remarquons qu'il existe une certaine différence entre les valeurs de N_q et N_γ Données par Peck et celles couramment utilisées en Algérie et qui sont d'ailleurs issus du DTU-13.12. Une telle différence est d'origine théorique et réside dans la définition du mécanisme de rupture sous la fondation pour rendre l'abaque plus commode ,on a procède au calcul du terme adimensionnel $\frac{q_l}{\gamma}$ en fonction du nombre N de l'èssai STP pour différentes valeurs de l'élancement D/B la figure (II.29)conduit ainsi à un calcul pratique de la pression verticale ultime ,ainsi que de la contrainte admissible en divisant la première par un facteur de sécurité , souvent pris égal 3.

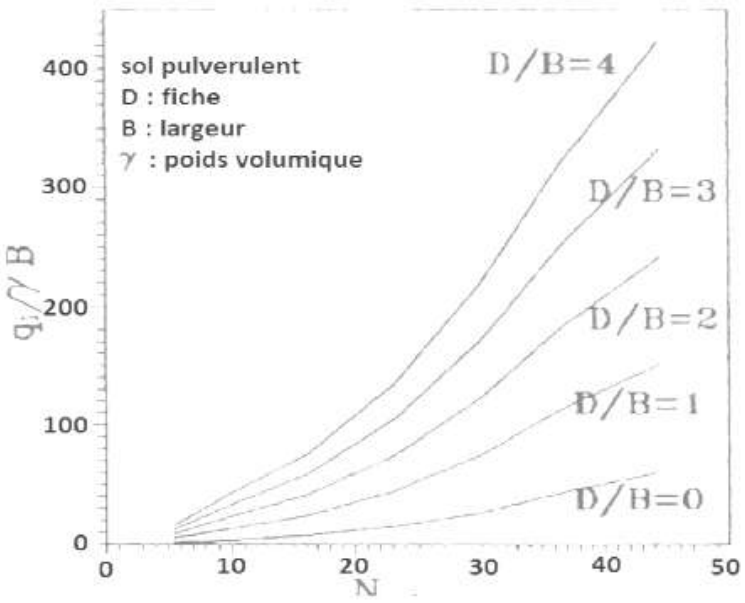


***Figure (II.29)** : Calcul de la capacité portante à partir de N.*

Il s'agit en fait d'une méthode de calculée indirect basé sur la théorie classique de la capacité portante cette méthode a été adoptée par le règlement français DTU-13.12, et recommandée par le guide Veritas (1995) en général, on obtient une sous estimation de q_l , ce qui est sécuritaire ceci vient du fait que cette théorie repose sur le principe de superposition des effets qui, comme la montré E.

II.3.2.1.2-Méthode empirique de TERZGHI& Peck

TERZAGHI et Peck, suite à l'analyse d'un grand nombre d'essais aux états unis , ont présenté une méthode empirique d'évaluation directe de la contrainte admissible q_a avec une facteur de sécurité égal à 3. L'abaque de la figure (II-30) donne q_a dans le cas ou la fondation est posée en surface où dans le cas ou il n'y a pas de surcharge latérale. A cette contrainte est ajouté un surcroît Δq_a .Ces auteurs recommandent que lorsque la nappe

d'eau se situe à une distance de la base de la fondation inférieure à B , ou si le terrain est immergé, il y'a lieu de diviser q_a et Δq_a par 2.

Les calculs de capacité portante du sol et de son tassement sont traditionnellement séparés en implicitement que la compressibilité du sol n'a pas d'influence sur la portance. Ceci est valable pour un sol raide. Par contre, si le sol est compressible, il est nécessaire de limiter les tassements lors de l'évaluation de la capacité portante. Terzaghi recommande d'ailleurs d'utiliser des caractéristique mécaniques réduites, à savoir $2.C/3$ et $2.\Phi/3$ pour le calcul de ql dans un sol compressible.

A partir de l'essai SPT, terzaghi et Peck ont proposé de tenir compte des tassements dans l'évaluation de la capacité portante .En effet, ils ont établi un abaque donnant qa tel que le tassement soit inférieur à 25mm. S'il y'a une nappe d'eau se trouvant en deçà de B de la base, où si le terrain est immergé, il y'a lieu de diviser qa par 2. En cas d'un encastrement de la fondation, il ajouter Δqa de la figure (II-31).

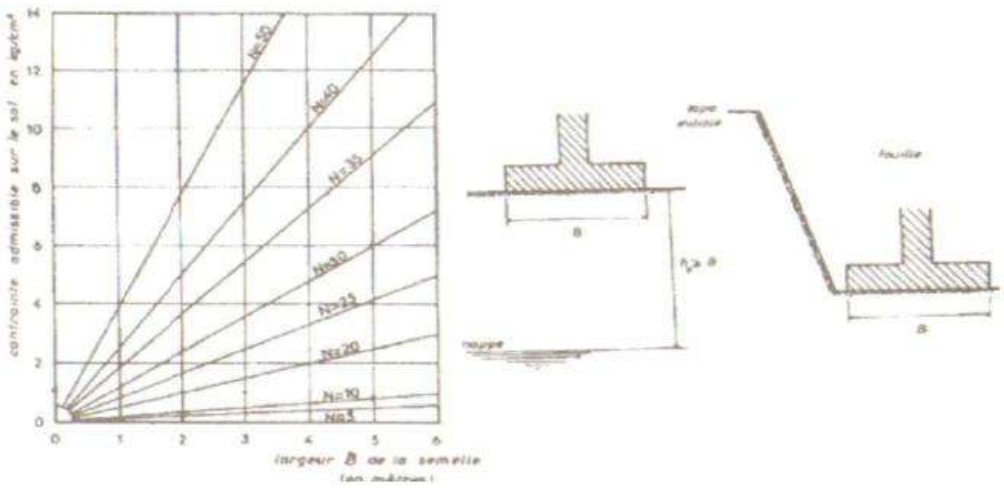


***Figure (II.30)** : abaque de TERZAGHI-Peck pour le calcul de q_a*

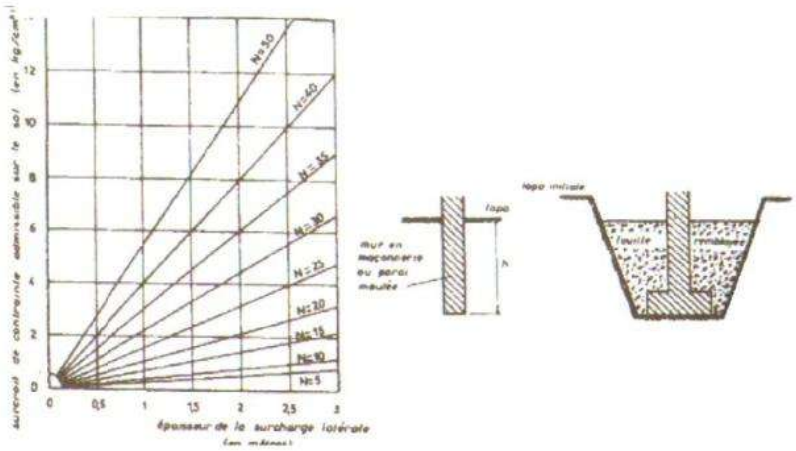


Figure (II-31) *: courbe de surcroît de contrainte* Δq_a

II.3.2.1.3-Méthode empirique de Meyerhof

Meyerhof (1956) a suggéré la formule suivante pour le calcul de la contrainte admissible sous une semelle fichée dans le sable :

$$q = 12.N.k_d \text{ (kpa)} \qquad \text{si B<1.2 m} \qquad \text{(II.69)}$$

$$qa = 8.N.kd(1+0.3/B)^2 \ (K_{pa}) \ \text{si B>=1.20 m} \qquad \text{(II.70)}$$

- K_d est le facteur de profondeur. Il est évalue comme suit :

$$K_d = 1 + \frac{0.33 \times D}{B} \qquad \text{si D/B<1} \quad \text{(II.71)}$$

$$K_d = 1.3 \qquad \text{si D/B>1} \quad \text{(II.72)}$$

III.3.2.1.4- Méthode empirique de Peck et al (1974)

La méthode de Peck et al (1974) est basée sur des abaques donnant q_a en fonction de la largeur B pour différentes valeurs de N. Le nombre N à introduire dans les abaques corresponds à une profondeur où la contrainte due au poids des terres, soit σ_{v0} , est égale à 100 kPa environ (5m de profondeur environ).Si le nombre N correspond à d'autres profondeurs , il doit être corrige par le facteur C_n qui varie entre 0.45 et 2.0 ,comme le montre la figure(II.32).

La contrainte admissible ainsi calculée à partir des méthodes de Meyerhof et de Peck et al, correspond à des tassements absolus limités à 25 mm. En cas où la nappe d'eau

atteint le niveau de la base de la fondation, il faut diviser q_a par 2.

La norme canadienne CFEM-85 pour le calcul des fondations superficielles recommande les deux dernières méthodes de calcul de dimensionnement à partir de l'essai STP.

Il est à remarque que l'ensemble des méthodes présentées ne précise pas la forme de la fondation ni comment définir la valeur N caractérisant le sol sous la fondation.

II.3.2.1.2- Pénétromètre statique CPT :

Les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration statique sont essentiellement empiriques. Ceci provient de la complexité de l'interprétation théorique du problème de pénétration d'un cône dans un massif de sol.

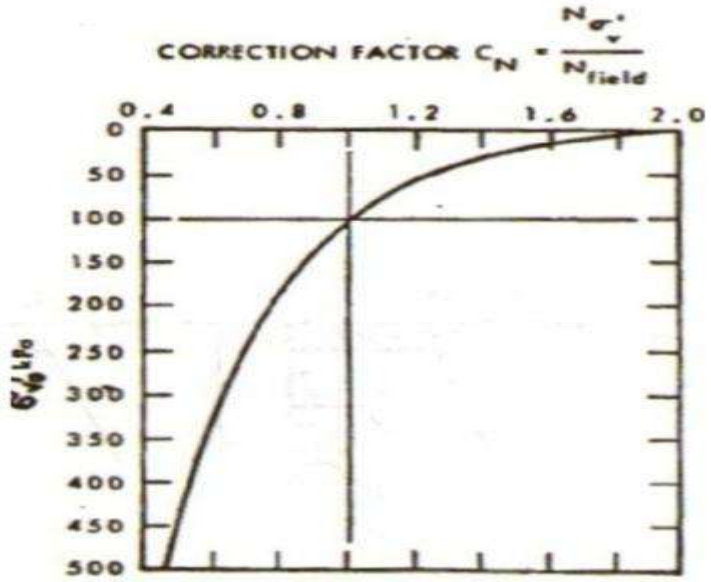


***Figure (II.32)** : Facteur de correction du nombre N*

On note que le calcul à partir de l'essai pénétrométrique correspond à un comportement non drainé pour les sols fins tels que l'argile et le limon. Les sols pulvérulents manifestent un comportement drainé instantané. Or, l'expérience montre que dans le problème à court terme correspond à un minimum de capacité portante.

Le dimensionnement est fait donc selon le calcul exposé ci-dessous, et une vérification des dimensions de la fondation est à faire pour un comportement à long terme. Le calcul pénétrométrique ne permet pas d'effectuer cette vérification.

II.3.2.1.2.1- Fondations dans les sols pulvérulents :

Meyerhof (1956) s'est basé sur la théorie classique de capacité portante des fondations Superficielles, ainsi que sur la corrélation SPT/CPT pour suggérer une formulation simple de la pression admissible. Dans un sol pulvérulent, la théorie classique donne :

$$q_{1=\frac{\gamma}{2}} .B.N_\gamma + \gamma.D.N_q \approx q_0 .\left(1+\frac{D}{B}\right) \qquad \text{(II.73)}$$

Avec :

$$q_0 = \gamma.B.\frac{N_\gamma}{2} \qquad \text{(II.74)}$$

Cette expression vient du fait que $2.N_q \ /N_\gamma$ Est toujours supérieur à 1 et il est donc plus sécurisant, selon l'auteur, de le remplacer par 1.

Meyerhof a montré que pour une charge verticale centrée sur une semelle reposant sur du sable, le facteur q_0 est pratiquement égal à q_c.B/12. On obtient ainsi pour les sols pulvérulents, avec un coefficient de sécurité de 3, une contrainte admissible égale à :

$$q_a = \left(1+\frac{D}{B}\right).\frac{q_c.B}{36} \qquad \text{(II.75)}$$

q_c Est la résistance pénétrométrique moyenne sur une profondeur égale à B sous la fondation. Il est important de noter que cette formule n'est pas homogène en unités, et qu'il faut exprimer B en mètre.

Pour les sables argileux ou les sols pulvérulents immergés, la pression admissible calculée ci-dessus est à réduire de 50%. Il a été constaté par l'auteur de la méthode, en confrontant les mesures de la charge limite lors des essais de chargement des fondations réelles aux prévisions de sa méthode, que celle-ci peut prévoir environ la moitié de la capacité portante réelle. En conclusion, cette approche bien qu'elle est sécuritaire, est pessimiste à cause de la simplification prise sur le terme $2N_q \ /N_\gamma$.

Nuyens recommande même d'augmenter la valeur de la pression admissible ainsi calculée de 50%.

A partir d'une théorie laborieuse considérant le sol comme un corps rigide-plastique, de Béer a suggéré une formulation analytique de la capacité portante d'une semelle filante dans un sol homogène.

Le critère de rupture du sol a une forme bilinéaire, contrairement à celui de Mohr-coulomb. Une expression approchée de la pression admissible q_{ad} correspondant à des semelles peu profondes, de l'argile, ou de l'argile sableuse, est donnée ci-après.

Un coefficient de sécurité égal à 2 a été pris par De Beer : $q_{ad} = 0.2 \times q_c$

L'Herminier (1964) a proposé, suite à un nombre important d'essai réalisés au pénétromètre, que la pression admissible dans le sable, sous une semelle courante ayant une fiche de l'ordre de 1 m, est donnée par : $q_{ad} = 0.1 \times q_c$

On note à ce titre, que le règlement Canadien CFEM recommande la dernière expansion pour des fondations courantes avec un ancrage de 1m environ, mais suggère de l'employer avec prudence et seulement dans des configurations simples.

Schmertmann (1978), à la suite d'une analyse empirique des coefficients de portance des fondations dans le sable, a suggéré la corrélation approximative suivante

$$N_q \approx N_\gamma = \frac{5q_c}{4}$$

La résistance en pointe à introduire est une valeur moyenne sur une profondeur s'étalent de B/l au dessus de la base de la fondation à 1.1xB au dessous. Cette corrélation n'est pas homogène et q_c doit être introduite en Kg/cm2.

A la base d'une étude non publiée par Schmertmann (1978), Bowles (1997) a présenté une formulation approchée et directe de la capacité portante en fonction de la résistance en pointe dans le sable pour $(D)/B \leq 1.5$, comme suit :

- pour une semelle continue

$q_1 = 28 - 0.0052(300 - q_c)^{1.5}$ En Kg/cm2. (II.76)

- pour une semelle carrée.

$q_1 = 48 - 0.0090(300 - q_c)^{1.5}$ En Kg/cm2. (II.77)

Il est souvent recommandé d'estimer l'angle de frottement du sable à partir de la résistance pénétrométrique, à la base de l'abaque de Mitchell-Durgunoglu, et d'utiliser directement la formule classique de la capacité portante.

On définit le facteur de portance pénétrométrique K_c par :

$$K_c = \frac{q_{1-q_0}}{q_{c-}\sigma_{v0}} \qquad \text{(II.78)}$$

La comparaison des différentes approches de calcul de la capacité portante des fondations dans le sable montre que pour une semelle continue large de 1.0 m et encastrée à 1.0 m dans un sable sec et dense de 20KN/m3 de poids volumique, le facteur de portance K_c est de 0.17 pour Mayerhof, 0.30 pour l'Herminier, 0.38 pour Schmertmann et de 0.40 pour De Beer. Il est à remarquer que ce facteur augmente avec D/B seulement dans la première et dernière méthode. La dispersion est assez grande et atteint un rapport de 2.40 entre les valeurs extrêmes de K_c

II.3.2.1.2- Fondations dans les sols fins saturés :

En cas des sols argileux saturés, il est d'usage le recours à la corrélation $\frac{q_c}{c_u}$ pour déduire la cohésion non drainée c_u et calculer ensuite la pression admissible à court terme. Ainsi on a :

$$c_{u=}\frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \qquad \text{(II.79)}$$

Le facteur de cône N_k peut être pris égal à 14 pour une argile normalement consolidée et à 22 en cas d'argile sur consolidée.

La pression verticale limite q_1 sera, en introduisant le facteur de portance pénétrométrique :

$$q_l = \sigma_{v0} + c_u + N_c = K_c . q_c + \sigma_{v0} \qquad \text{(II.80)}$$

Avec $k_c = {N_c}/{N_q}$

On voit que le facteur de portance pour une semelle continue dans une argile saturée en comportement à court terme, varie de 0.23 à 0.37 selon que le matériau est sur consolidé ou normalement consolidé.

En cas d'un sol homogène de grande profondeur, la pression verticale limite sous une semelle isolée dans un sol argileux saturé est :

$$q_1 = \sigma_{v0} . (\pi + 2) . f_c + \gamma . D \qquad \text{(II.81)}$$

F_c Est un facteur de forme de la fonction. Il peut être pris, comme le recommande le règlement DTU 13-12, égal à :

$$f_c = 1 + 0.2\frac{B}{L} \qquad \text{(II.82)}$$

D'autres cas peuvent se présenter en pratique, notamment le cas d'un massif reposant sur un substratum, d'un massif de grande profondeur avec une cohésion variant linéairement avec la profondeur (cas des argiles normalement consolidées), ou d'un sol bicouche argile/argile ou sable/argile. Il est recommandé, dans ce cas, de se référer aux méthodes de calcul décrites dans la littérature de mécanique des sols, en introduisant la valeur de c_u. Calculée à partir du facteur de côneN_s.

On note enfin que Bowles (1978), a recommandé de calculer la capacité portante dans l'argile, pour ${D}/{B} \leq 1.5$ comme suit :

-pour une semelle continue.

$$q_u = 2 + 0.28 \times q_c \text{ En Kg/cm2 ; (II.83)}$$

-pour une semelle carrée.

$$q_1 = 5 + 0.34 \times q_c \text{ En Kg/cm2 ; (II.84)}$$

II.3.2.1.2.3- Calcul réglementaire DTU-13.12 :

Dans le cas des sols hétérogènes vis-à-vis de la résistance pénétrométrique, en se basant sur le concept de la résistance équivalente q_{ce} et la fiche équivalente D_e, qui caractérisent un sol homogène équivalent au sol hétérogène étudié.

La résistance pénétrométrique équivalente q_{ce} est une valeur moyenne des résistances mesurées dans la zone mobilisée par le sol lors du chargement vertical par la fondation. Elle est calculée comme suit :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3.a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc} \, . dz \qquad \text{(II.85)}$$

Avec : a=max ($B/2$, 050) en mètres, b=min (a, h) et h est la hauteur de la fondation dans la couche résistante.

Pour un sol homogène h=b=0 et la zone d'influence de capacité portante est bien $3B/2$ sous la fondation si la largeur est supérieure à 1.0 m et égal à 1.50 m en cas contraire.

q_{cc} Est la résistance pénétrométrique corrigée. Elle est obtenue en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la zone épaisse de b+3a avec la formule ci-dessus, et en écrêtant éventuellement le diagramme pénétrométrique dans cette zone à la valeur de $1.3 \times q_{c\,m}$.

En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des N mesures q_c sur la tranche [D-b, D+3a], en considérant un pas ΔZ_i entre deux mesures consécutives :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3.a} \sum_{i=1}^{i=N} q_{cc} \, . \Delta Z_i \qquad \text{(II.86)}$$

La fiche équivalente D_e, généralement inférieure à D, est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les résistances pénétrométrique peuvent être remplacées par une moyenne analytique égale à q_{ce}. Elle est donnée par :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c \, (z) . dz \qquad \text{(II.87)}$$

Le terme d est égal en général à 0 sauf s'il existe des couches superficielles de mauvaise résistance dont on ne veut pas les introduire dans l'évaluation de la fiche équivalente.

La pression verticale limite effective sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée est donnée par la formule fondamentale suivante :

$$q_l = K_c . q_{ce} + q_0 \qquad \text{(II.88)}$$

q_0**:** Contrainte verticale à la base de la fondation après travaux de fondations.
K_c: Facteur de portance pénétrométrique qui dépend de la catégorie du sol étudié, de la fiche équivalente et des dimensions de la fondation.

II.3.2.1. 3- Essai pressiométrique :

II.3.2.1.3.1-Aperçu théorique

Le champ de contraintes autour de la sonde pressiométrique est cylindrique, et on peut assimiler l'expansion pressiométrique des parois du forage à celle d'une cavité cylindrique. Ainsi, la pression limite pressiométrique P_l horizontale causant une rupture de la cavité cylindrique.

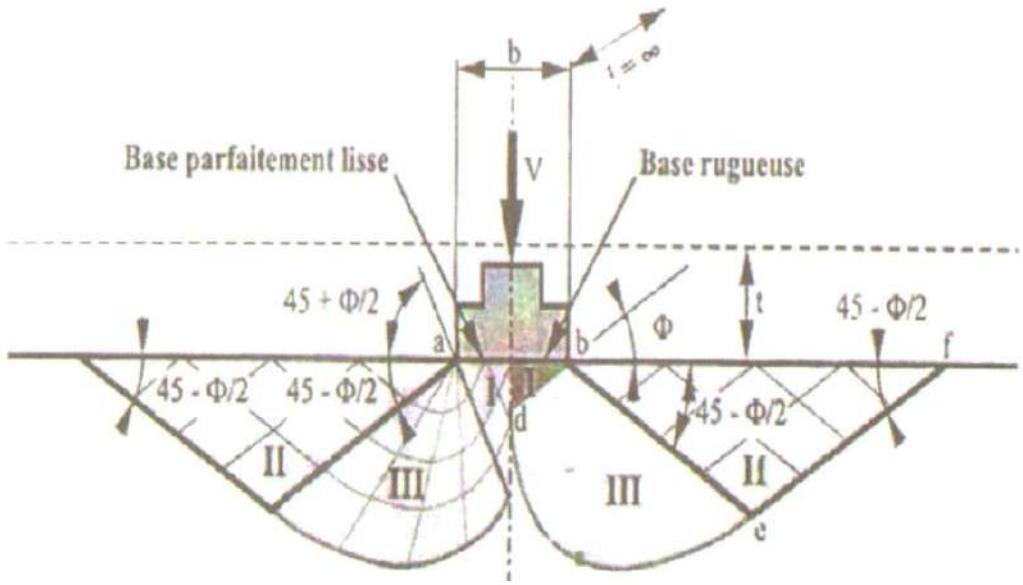


Figure (II.33) *: Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue.*

On supposant élastique le comportement du sol sous une fondation continue, on montre que le champ de contrainte est similaire autour d'une cavité cylindrique, comme le montre la figure (II.33**)**. En état limite ultime du sol sous la fondation, Ménard a proposé le schéma du comportement du sol, illustré à la figure (II.34), ou on peut diviser le sol sous cette fondation en trois zones.

La zone A, recevant des pressions élevées, est en plasticité et est limitée par une demie expansion sous une pression radiale uniforme égale à P_l .la zone B est en équilibre élastoplastique où les contraintes diminuent de P_l à P_f (pression pressiométrique de fluage).et la zone C est en équilibre surabondant avec un comportement élastique.

Un tel schéma paraît plus réaliste que celui de la **figure (III.38),** dans la mesure où trois les zones sous-jacentes contribuent à la résistance au poinçonnement du sol.

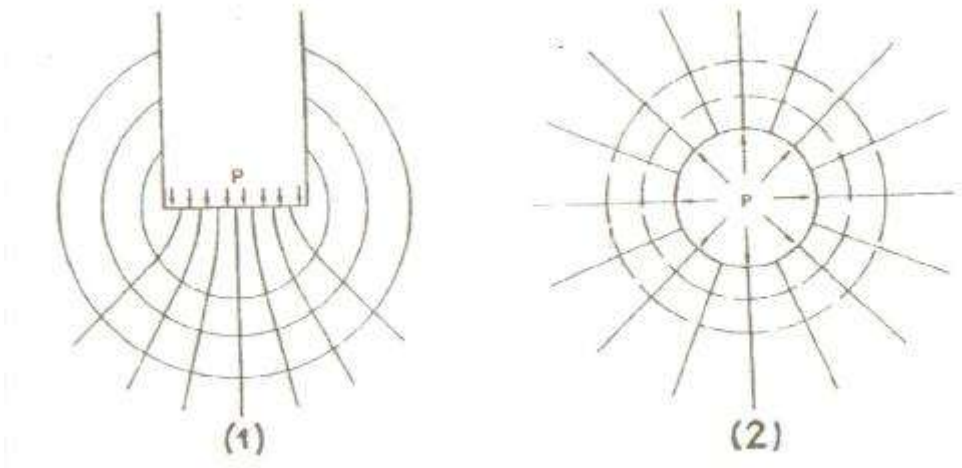


Figure (II.34) : *similitude des isobares de contrainte entre une semelle continue (1) et le pressiomètre (2).*

De l'analogie existant entre l'expansion d'une sonde pressiométrique transmettant un champ de contraintes cylindrique aux parois du forge et le comportement d'une semelle continue dans un sol homogène, Ménard à montré que la capacité portante d'une semelle continue (ou pression verticale limite) q_l est proportionnelle à la pression limite pressiométrique P_l tell que :

$$q_1 - q_0 = K_p \,.\, (p_1 - p_0) \qquad \text{(II.89)}$$

k_p Est appelé facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol, de la géométrie de la fondation et de sa fiche dans le sol.

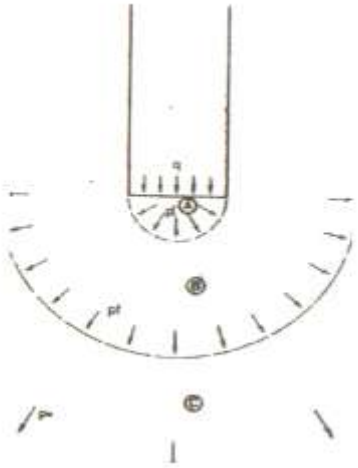


Figure (II.35) : *Schéma de réponse élastoplastique du sol sous une semelle continue*

III.3.2.1.3- Méthode pressiométrique du LCPC :

De telles considérations ont été le point de départ d'une démarche pragmatique, basée sur les essais de chargement des fondations en vraie grandeur dans différentes sites en France, entreprise initialement par Ménard dans le centre d'études géotechniques à Longjumeau, et poursuivie le laboratoire central des ponts et chaussées.

On exposera ci méthode extraite des recommandations françaises en matière de calcul et de conception des fondations des ouvrages du génie civil (CCTG, Fascicule 62 titre applicable à tous les marchés de travaux publics. Le document DTU 13 marchés des travaux de bâtiment privés en France, comporte aussi des recommandations de calcul des fondations par une méthode pressiométrique lé Au préalable de tout calcul, il y'a lieu de classer le sol étudié selon le système de classification du LCPC. Ce dernier s'inspire de la classification universelle (USCS) proposée par Casagrande et se base sur l'analyse granulométrique organique.

Suivant la classification du LCPC, et les valeurs de P_l mesuré, les sols sont regroupés en catégories conventionnelles.

Un sol est considéré ayant des caractéristiques variant peu avec la profondeur s'il est composé d'un seul matériau, et si le rapport P_l^{max}/P_l^{min} n'excède pas 2.

La méthode pressiométrique du fascicule 62 qui reprend le concept de Ménard relatif à la pression limite équivalente P_{le}^* et la fiche équivalente D_e, et qui représentent celles d'un sol homogène équivalent au sol hétérogène étudié. P_{le}^* est une

valeur moyenne des pressions limites mesurées dans la zone mobilisées par le sol lors de chargement vertical par la fondation. Cette zone est épaisse de 1.5 fois la largeur de la fondation.

Dans un sol ayant des caractéristiques variant peu avec la profondeur, $P_{le}{}^{*}$ est calculée en ajustant le profil pressiométrique par une droite de la $a + b.z$,comme le schématise la figure(III-0).

La pression limite nette équivalente est telle que :

$$P_{le}{}^{*} = a + b.\left(D + 2.\frac{B}{3}\right) \qquad \text{(II.90)}$$

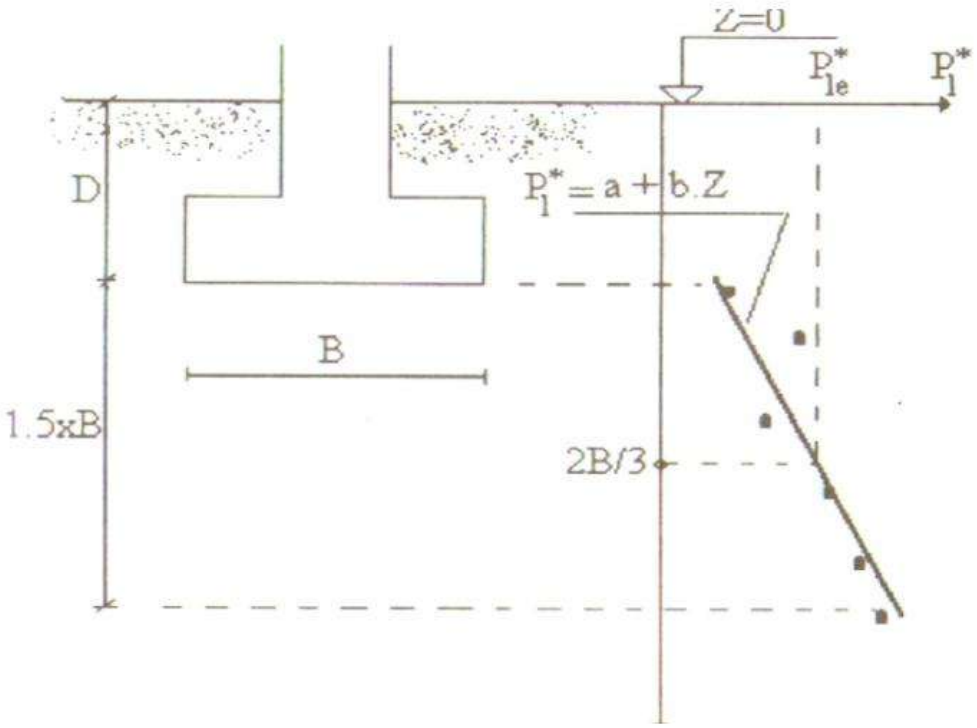


Figure (II-36) : *Linéarisation du profil pressiométrique dans un sol à caractéristique de faible variation*

La pression limite nette $P^*{}_l$ est la déférence entre P_l est la pression horizontale des terres au repos P_0 à une profondeur donnée, au moment de l'essai.
Il est important de noter que dans les sols fins satures, l'essai pressiométrique déclenche un comportement nom draine et les caractéristiques pressiometriques mesurées sont donc nom drainées.

La pression des terres dans un sol fin saturé doit se calculer en contraintes totales comme suit :

$$P_0 = u + \sigma_{v0'}\ k_0 \qquad \text{(II.91)}$$

$\sigma_{v0'}$ Est la contrainte verticale effective due au poids déjauge des terres. la capacité portante à partir de la méthode pressiometrique correspond ainsi à une comportement à court terme.

Pour un sol pulvérulent saturé, le comportement du sol autour du pressiomètre est drainé et les caractéristiques pressiomètriques mesurées sont drainées. La pression horizontale des terres doit se calculer en contraintes effective comme suit:

$$P_0 = \sigma_{v0'} \,.\, k_0 \qquad \text{(II.92)}$$

La capacité portante à calculer à partir de la méthode pressiometrique correspond donc à un comportement draine.

En cas d'un sol nom saturé, la pression horizontale des terres au repos est à calculer par :

$$P_0 = \sigma_{v0} \,.\, k_0 \qquad \text{(II.93)}$$

k_0 Est le coefficient de pressions des terres au repos, qu'on peut prendre, sauf indication contraire, égale à 0 ,50 pour un sol pulvérulent et à 1 pour un sol fin saturé.

Il arrive qu'un horizon très résistant soit rencontré à moins de $1.5 \times B$ sous la fondation. Dans ce cas, l'étude de la pression limite équivalente se limite au toit de cette couche dure, et on ne fait intervenir que les pressions au-dessus cette couche. La fondation peut être calculée comme étant dans une couche mince surmontant un substratum.

Si le sol est hétérogène, P^*_{le} est calculée comme étant la moyenne géométrique des valeurs nettes dans la zone [D, D+3.B\2] sous la fondation.

Ainsi, si cette tranche comporte n valeurs pressiométrique, on aura :

$$P^*_{le} = \sqrt[n]{P^*_{l1}} \,.\, P^*_{l2} \,\ldots.\, P^*_{ln} \qquad \text{(II.94)}$$

Une telle formulation vient du fait que, dans la pratique de l'essai prèssiomètrique, la distribution statistique des valeurs de P_l en fonction de la profondeursuit souvent une loi log-normale, c'est à dire que le lorgarithme de P_l suit la loi normale de Gauss .ainsi, la moyenne des logarithmes est du type gèomètrique.

La fiche équivalente D_e généralement inférieure à D, est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les pressions limites peuvent être remplacées par une moyenne égale à P^*_l autrement dit :

$$P^*_{le} = \frac{1}{D_e}\int_0^D P^*_l(z).dz \qquad \text{(II.95)}$$

En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des n mesures nettes P^*_l sur la tranche [0,D],en considérant un pas Δz_i entre deux mesures consécutives :

$$D_e = \frac{1}{P^*_{le}}\sum_{i=1}^{i=n} P^*_{li} \ .\Delta Z_i \qquad \text{(II.96)}$$

P^*_{le} Et D_e se rèduisent évidemment en cas d'un sol homogène idéal à P_l et D restrictivement.

La pression verticale limite effective sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée est donnée par la formule fondamentale de Ménard :

$$P_l = k_p .P^*_{le} + q_0 \qquad \text{(II.97)}$$

q_0 : Contrainte verticale à la base de la fondation après travaux de fonctions

k_p : Facteur de portance qui dépend de la catégorie du sol étudié, de la fiche équivalente et des dimensions de la fondation.

Dans le DTU 13-12, la pression limite nette équivalente est définie par une moyenne arithmétique des pressions nettes sur une profondeur de 1.5 fois la largeur B, sous la fondation.

La valeur nettes rentrant dans le calcul de P^*_{le} sont à plafonner par 1,5 fois la valeur nette minimale. la figure (II.37**)** donne restrictivement les valeur de K_{p1} K_{p0} pour les semelles carrée et continue, en fonction de la nature du sol et de l'élancement D\B de la fondation, D étant la fiche par rapport au terrain naturel après travaux de fondation et B est la largeur de la fondation.

Le facteur de portance d'une semelle rectangulaire s'obtient de l'équation d'interpolation linéaire

$$K_p = \left(1 - \frac{B}{L}\right).K_{p0} + K_{p0}.\frac{B}{L} \qquad \text{(II.98)}$$

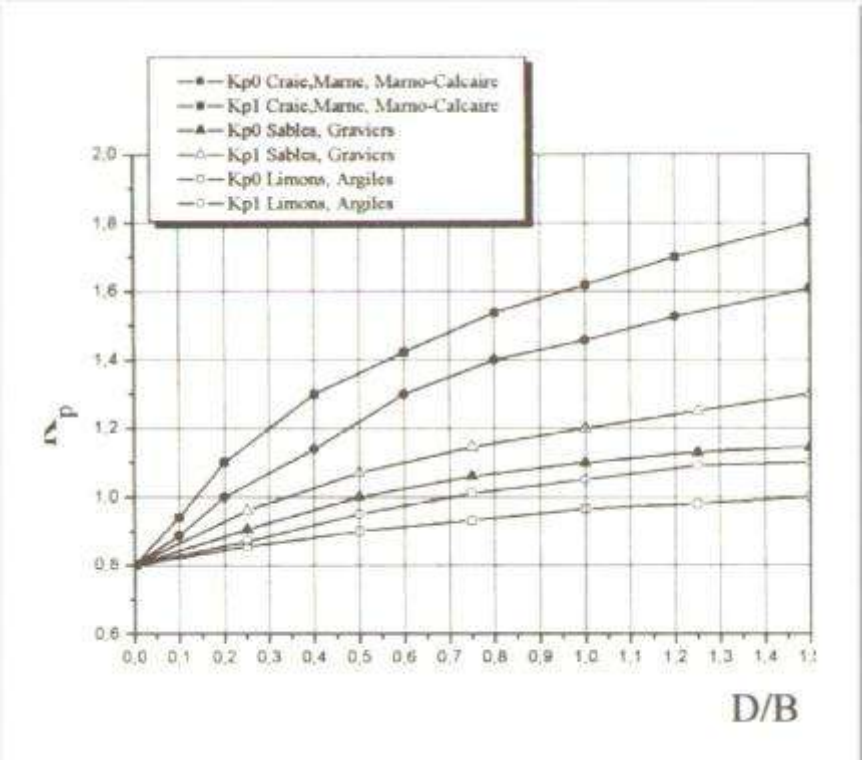


Figure (II.37) : *valeur de selon de DTU 13-12*

II.4- Capacité portante des fondations profondes :

II.4.1-Introduction :

Les méthodes de calcul des pieux sont utilisées pour le dimensionnement des pieux ou pour faire des recherches. Ces méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée. Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux isolées sous charge axiales s'appuient principalement sur :

- les méthodes statiques;
- les méthodes dynamiques pour les pieux battus;
- les méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement

Statiques ;

II.4.2-Méthodes statiques :

Les formules dites statiques constituent une adaptation aux fondations sur pieux des Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Ainsi, la charge ultime Q_u d'un pieu est la somme de la charge supportée par la pointe du pieu Q_p et la résistance du frottement totale de la surface latérale du pieu en contact avec le sol adjacent Q_s(figure a et b) :

$$Q_u = Q_p + Q_s \qquad \text{(II.99)}$$

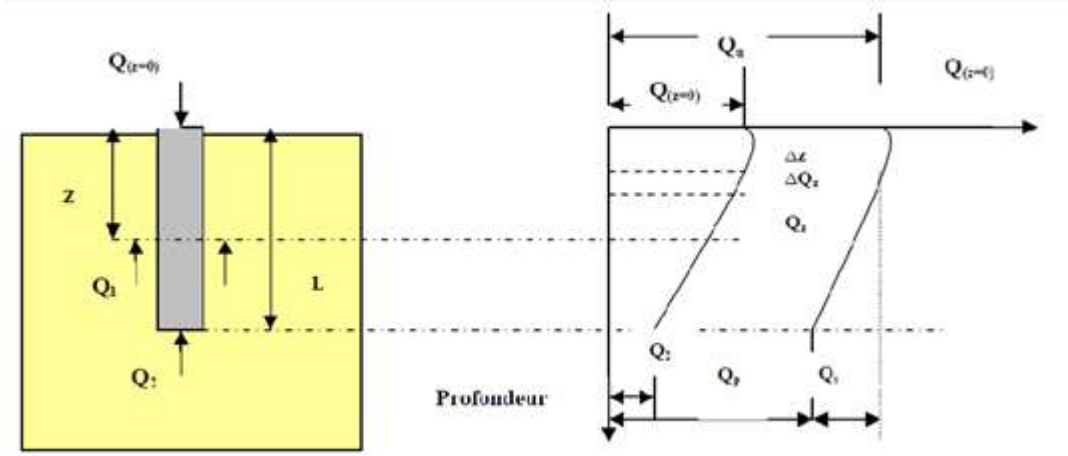
Avec :

Q_u : capacité portante globale ultime du pieu ;

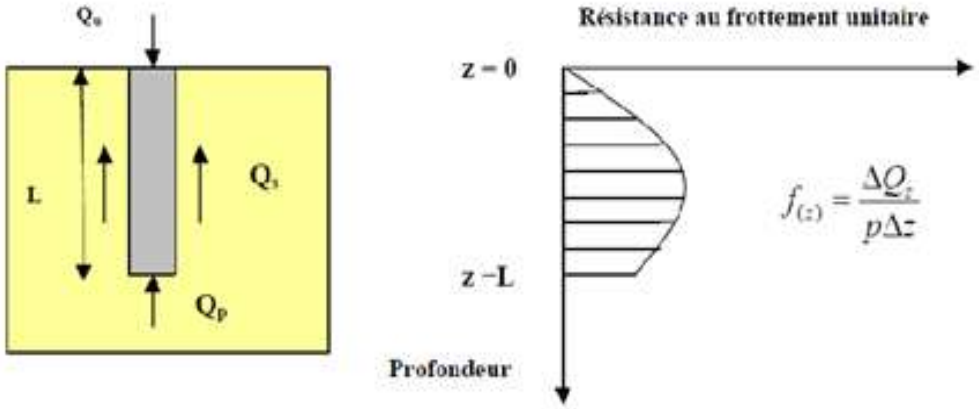
Q_p : capacité portante globale de la pointe du pieu ;

Q_s: résistance au frottement de la surface latérale du pieu.

Une infinité de méthodes ont été publiées pour l'évaluation de $Q_p$et $Q_s$par Braja,Das.



(a)



(b)

Figure (II.48) *a et b : Mécanisme de transfert de charge sur un pieu*

III.4.2.1-Capacité portante de pointe Q_p :

III.4.2.1.1-Méthode de TERZAGHI :

La capacité portante ultime à la pointe peut s'exprimer par :

$$q_u = q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*.$$

Où N_c^* ,N_q^* , N_γ^*sont les facteurs de capacité portante qui tiennent compte de la forme et la profondeur de la fondation. Comme le diamètre du pieu est relativement petit alors le termeγDN_γ^*. devient nul et l'équation de la capacité portante devient :

$$q_p = cN_c^* + qN_q^*$$

Le terme q est remplacé par la contrainte effective q' pour prendre en compte l'effet D'une éventuelle nappe phréatique. D'où la charge sur la pointe du pieu est :

$$Q_p = A_p . q_p = A_p . (cN_c^* + q' N_q^*)$$

A_p: Surface transversale du pieu ;
c : Cohésion du sol de fondation ;
q_p: Capacité portante unitaire à la pointe ;
q' : Contrainte effective au niveau de la pointe.

Plusieurs méthodes pour évaluer les coefficients de capacité portante ont été proposées dont :

- la méthode de Meyerhof,
- la méthode de Vesic,
- la méthode de Coyle et Castello.

III.4.2.1.2- Méthode de Meyerhof (1976) :

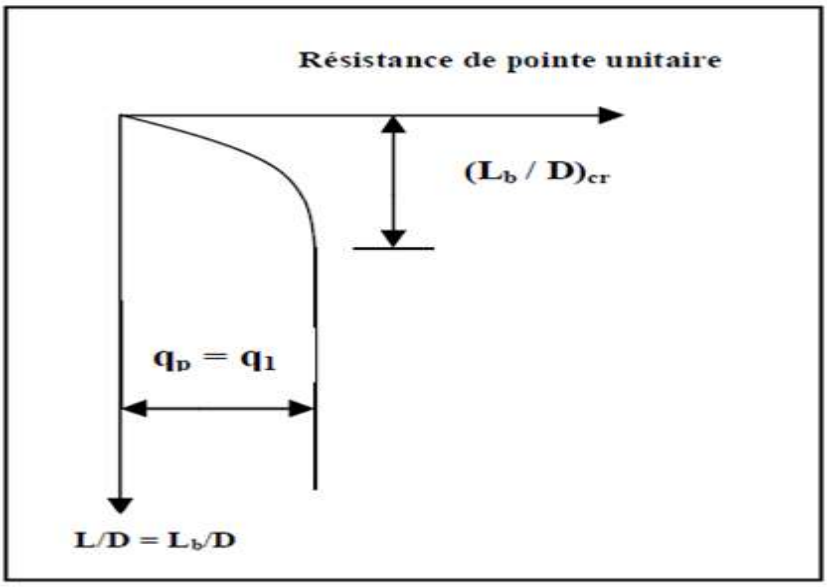
a) les sols sableux

La capacité portante unitaire q_p d'un pieu dans le sable généralement augmente avec le ratio de la longueur d'ancrage dans la couche portante au diamètre du pieu Lb/D **figure (III.43)** Cette capacité portante q_p atteint une valeur maximale à un rapport L_b/D = (L_b/D) critique. Au-delà de cette valeur critique, la capacité portante unitaire q_p reste constante. Elle est dite limite :

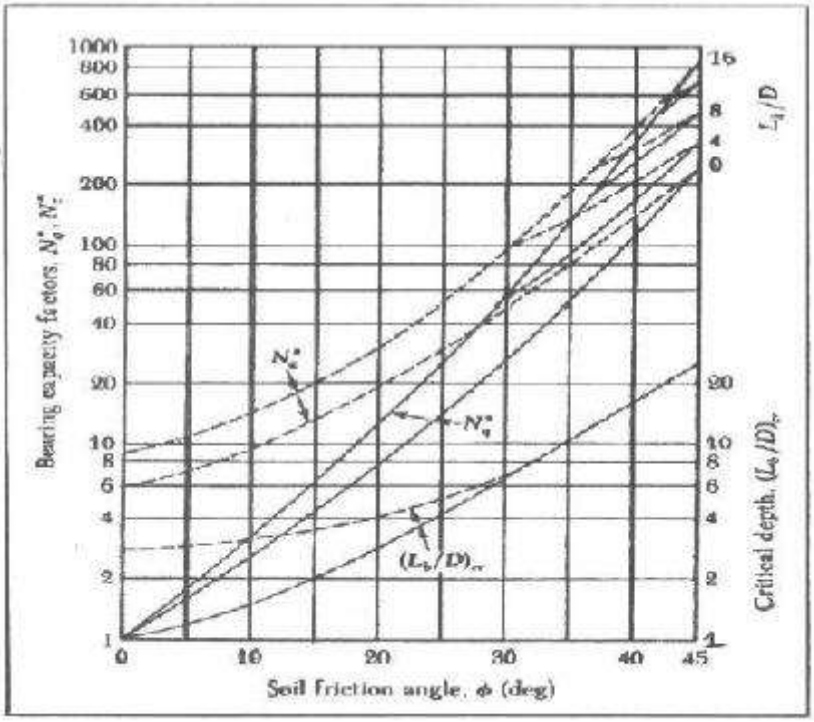
$$q_p = q_l \qquad \text{(II.100)}$$

Le ratio critique varie d'un sol à un autre comme le montre la figure 2.3 pour Différentes valeurs de $\emptyset$. Basé sur cette dernière, Meyerhof suggère la procédure

Suivante pour l'évaluation de la capacité portante de pointe d'un pieu dans un sol Pulvérulent.



Figure(II.39) *: variation de q_c avec L/D(sol homogène)*



Figure(II.40) *- (Lb/D) cr et coefficient de capacité portante pour différente angles de frottement Ø(Meyerhof, 1976).*

Suite à des observations pratiques, MEYERHOF calcule la capacité portante de pointe dans un sol homogène (L_b=L) avec l'équation suivante :

$$q_p = 40.N.L/D \leq 400.N$$

N : étant la résistance de pénétration standard moyenne près du pieu à environ **10D** au dessus et **4D** au-dessous de la pointe du pieu.
Dans plusieurs situations, un pieu pénètre une couche de sable lâche puis une autre Couche de sol pulvérulent dense figure(III.45**)** pour un tel cas la capacité portante est :

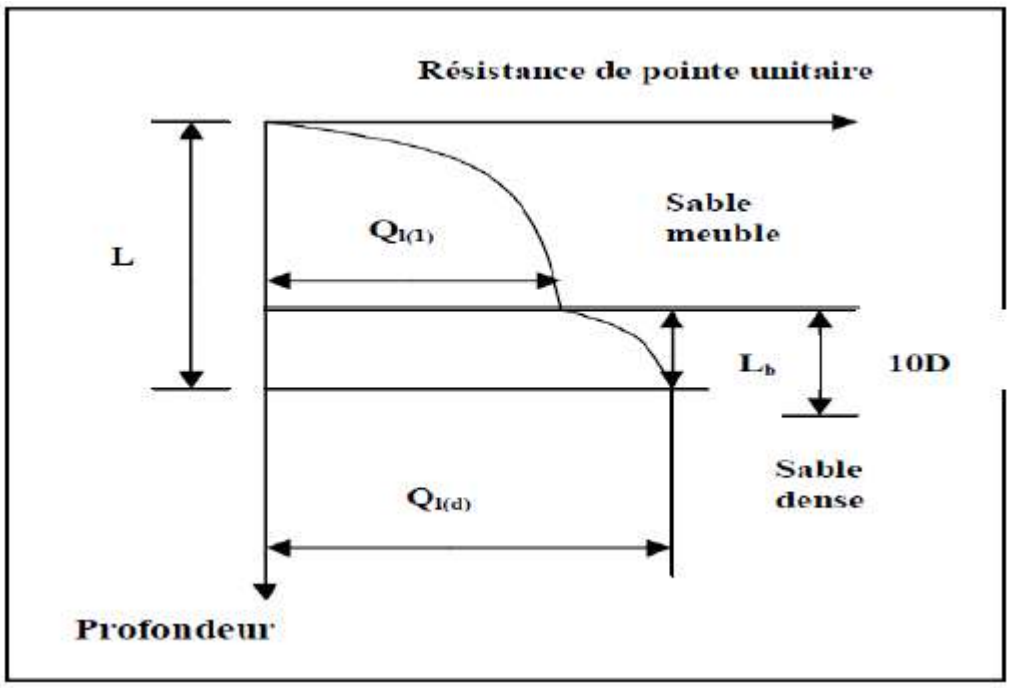


Figure (II.41) *-variation de q_c avec L/D (sol hétérogène).*

$$q_p = q_{l(l)} \frac{(q_{l(d)} - q_{l(l)})^{L_b}}{10D} \leq q_{l(d)}$$

(III.101)

Avec :

$q_{l(l)}$: Résistance de pointe limite dans le sable lâche calculée par,

$$q_l = 50N^*_q \tan\phi.$$

Ou N^*_q et ∅ sont les paramètres du sable lache.

$ql_{(d)}$: Résistance de pointe limite dans le sable dense calculée par $q_l = 50N^*_q \tan\phi$

Ou N^*_q Et ∅ sont les paramètres du sable dense.
L_b : Longueur d'encrage dans le sable dense.

b) *argile saturées condition* ($\emptyset_u = 0$)

La capacité portante de la pointe est donnée par la formule :

$$Q_p = A_p . c_u . N^*_c = 9 . c_u . A_p$$

(III.102)

c_u: Cohésion non drainée du sol sous la pointe du pieu.

c) *argiles partiellement saturée avec c ≠ 0 et ∅≠ 0 (en contraintes effectives)*

$$Q_p = A_p . q_p = A_p . (c' N^*_c + q' N^*_q) \qquad \text{(II.103)}$$

Dans la plupart des calculs, l'angle de frottement ∅ est supposé inférieur à 30°. Pour Un tel cas la procédure suivante est utilisée pour évaluer les coefficients N^*_q et N^*_c À partir de la **figure (III.44).**

III.4.2. 1.3-Méthode de VESIC (1977)

VESIC (1977) propose une autre méthode de calcul en fonction des contraintes Effectives, la capacité portante de pointe est donnée par l'équation :

$$Q_p = A_p . q_p = A_p . (cN^*_c + \sigma'_0 N^*_\sigma) \qquad \text{(II.104)}$$

Où σ'_0 est la contrainte effective normale moyenne au niveau de la pointe du pieu Exprimée par la formule :

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1+2K_0}{3}\right) . q' \qquad \text{(II.105)}$$

Ko : coefficient des poussées des terres au repos de JAKY.

$$K_0 = 1 - \sin\phi \qquad \text{(II.106)}$$

N^*_c , N^*_σ: Coefficients de capacité portante

$$N^*_c = \left(N^*_q - 1\right).\cot\phi \qquad \text{(II.107)}$$

$$N^*_\sigma = \frac{3N^*_q}{(1+2K_0)} \qquad \text{(II.108)}$$

Selon la théorie de VESIC le coefficient N^*_q est fonction de l'indice de rigidité réduit du sol I_{rr} donné par :

$$I_{rr} = \frac{I_r}{(1 + I_r.\Delta)}$$

I_r : Indice de rigidité calculée par l'équation suivante :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\upsilon_s)(C+q'.\tan\phi)} = \frac{G_s}{(C+q'.\tan\phi)} \qquad \text{(II.107)}$$

E_s : Module de Young du sol ;
υ_s: Coefficient de poisson ;
G_s: Module de cisaillement du sol ;
Δ : déformation volumique moyenne dans la zone plastique sous la pointe du pieu.

Pour les conditions volumiques moyennes dans la zone plastique (argile saturée, sable dense), la valeur de Δ est nulle d'où :

$$I_{rr} = I_r \qquad \text{(II.108)}$$

Le tableau (II-7) donne les valeurs de N^*_q et N^*_σ pour différentes valeurs de ∅ et I_{rr}

Pour$\emptyset_u = 0$, le coefficient N^*_c est calculé par l'équation :

$$N^*_c = \frac{3}{4}(\log I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \qquad \text{(II.109)}$$

Le coefficient I_r est évalué au laboratoire lors d'un essai de consolidation à L'oedomètre ou au triaxial. Cependant, pour des études préliminaires les valeurs du Tableau (II.8) peuvent être utilisées.

***Tableau (II.7)** : coefficient de capacité portante pour fondations profondes N^*_c*

	I_{rr}									
∅	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500 12.19
0	6.97	7.90	8.82	9.39	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59
	3.04	3.84	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
20	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
	7.85	9.94	12.58	14.44	15.99	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
30	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
40	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
	40.47	58.10	84.40	103.05	119.74	134.52	193.13	283.62	227.26	311.50
50	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

***Tableau (II-8)** : valeurs de coefficient Ir pour différents types de sols*

Type de sol	I_r
Sable	70-50
Limon et argile (conditions drainées)	50-100
Argiles (conditions non drainées)	100-200

III.4.2.1.3.1-Résistance au frottement Q_s

La résistance au frottement d'un pieu donnée par l'équation :

$$Q_s = \sum P \,.\, \Delta L \,.\, f \qquad \text{(I.110)}$$

Avec :

P : périmètre de la section transversale du pieu.

ΔL: Longueur du pieu.

f : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z).

III.4.2.1.3.1.1-Résistance au frottement des pieux dans le sable :

La résistance au frottement unitaire d'un pieu à une profondeur donnée (z) est :

$$f = K\,\sigma_0'\,\upsilon\,\tan\delta \qquad \text{(II.111)}$$

Avec :

K : coefficient des poussées des terres ;

$\sigma_0'\,\upsilon$: Contrainte effective verticale à la profondeur en considération (z) ;

δ: Angle de frottement (interaction) sol-pieu.

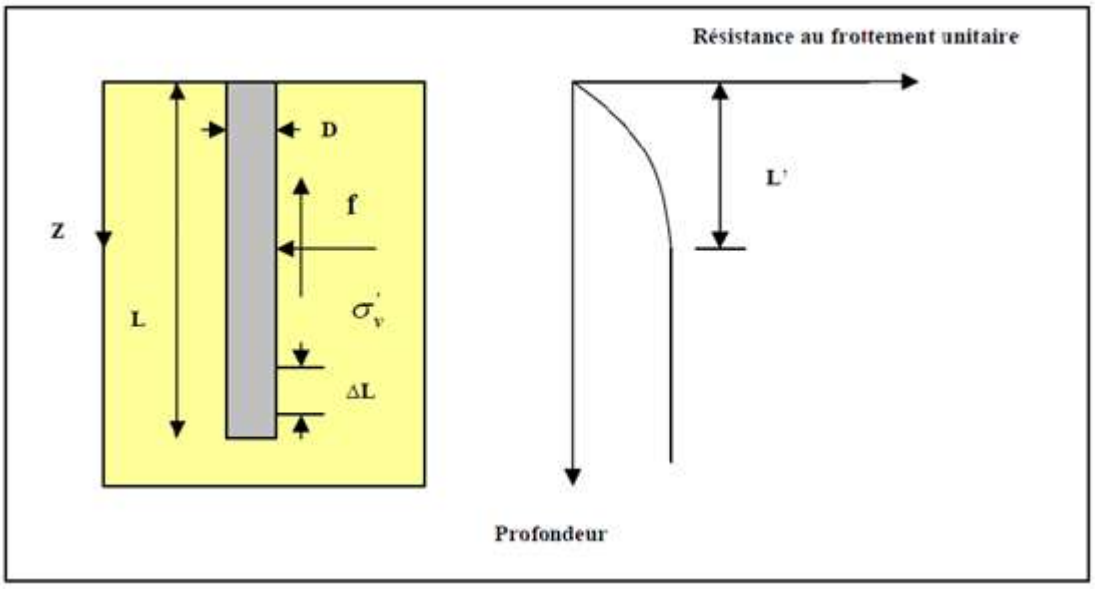


Figure (II.42). *Résistance de frottement unitaire pour un sol homogène*

La valeur numérique du coefficient des poussées des terres K est fonction de la profondeur z. ce coefficient est égal au coefficient des poussées des terres passives (K=K_p) au sommet du pieu et il est inférieur au coefficient des poussées des terres au repos (K ≤K_0) à la base du pieu.

K dépend aussi de la nature de l'installation du pieu. Basée sur les résultats disponibles de nos jours BRAJA (1984) recommande l'utilisation des coefficients suivants :

- **pour les pieux forés :**

$$K = K_0 = 1 - \sin\phi.$$

- **pour les pieux battus à grands déplacements**

$$K_0 \leq K \leq 1.8\,K_0$$

Comme déjà indiqué sur la figure (II-42) la résistance au frottement unitaire augmente Jusqu'à une valeur maximale à une profondeur de 15-20D et reste constante.

La longueur critique L' dépend de plusieurs facteurs dont l'angle de frottement Interne ∅ la densité relative RD et la compressibilité du sol. Lors des calculs la valeur de L'= 15D est prise comme valeur approximative.

L'angle de frottement d'interaction sol-pieu est pris dans l'intervalle :

$$0.5\,\phi \leq \delta \leq 0.8\,\phi$$

Meyerhof (1976) indique la moyenne de résistance au frottement unitaire f_{av} peut être obtenue à partir de l'essai pénétromètrique (SPT).

- **pour les pieux battus à grands déplacements**

  f_{av} (KN/m2) = 2 $\overline{N}$

- **pour les pieux battus à petits déplacements**

  f_{av} (KN/m2) = $\overline{N}$

Où $\overline{N}$ est la valeur SPT moyenne. D'où la résistance au frottement est :

$$Q_s = P.L.fav$$

II.4.2.1.3.1.2-Résistance au frottement des pieux dans les argiles

Il y a plusieurs méthodes qui permettent d'estimer la résistance au frottement d'un Pieu dans l'argile. Ci-dessous sont deux méthodes largement acceptées dans la Conception des pieux.

a) méthode λ

Cette méthode a été proposée par VIAYAVERGIA et FOCHT (1972). Elle suppose que le déplacement du sol du à la pénétration du pieu, entraîne une pression latérale passive sur toute la profondeur, d'où la résistance au frottement moyenne peut s'écrire:

$$fav = \lambda.(\bar{\sigma}_v^{'} + 2c_u) \qquad \text{(II.112)}$$

$\bar{\sigma}_v'$: La contrainte effective moyenne pour la longueur d'ancrage ;
c_u: Résistance au cisaillement moyenne (concept $\emptyset_u = 0$) ;
La valeur de λ varie avec la profondeur de pénétration du pieu (figure II.43) d'où :

$$Q_s = P.L.fav \qquad \text{(II.113)}$$

Dans le cas d'un sol hétérogène, les paramètres c_u et $\overline{\sigma'_v}$ sont des valeurs moyennes leur calcul est expliqué par la figure(II.44).

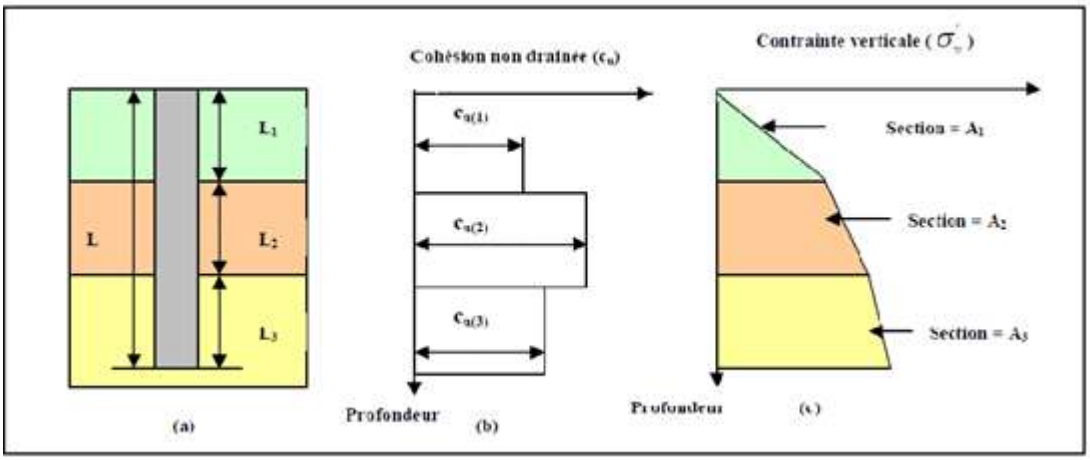


Figure (II-43) : application de la méthode λ à un sol hétérogène

$$c_u = \frac{c_u.L_1 + c_u.L_2 + c_u.L_3 + \cdots}{L}$$

(III.114)

$$\overline{\sigma'_v} = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \cdots}{L}$$

(III.115)

A_1, A_2, A_3 : Surface des diagrammes des contraintes effectives.

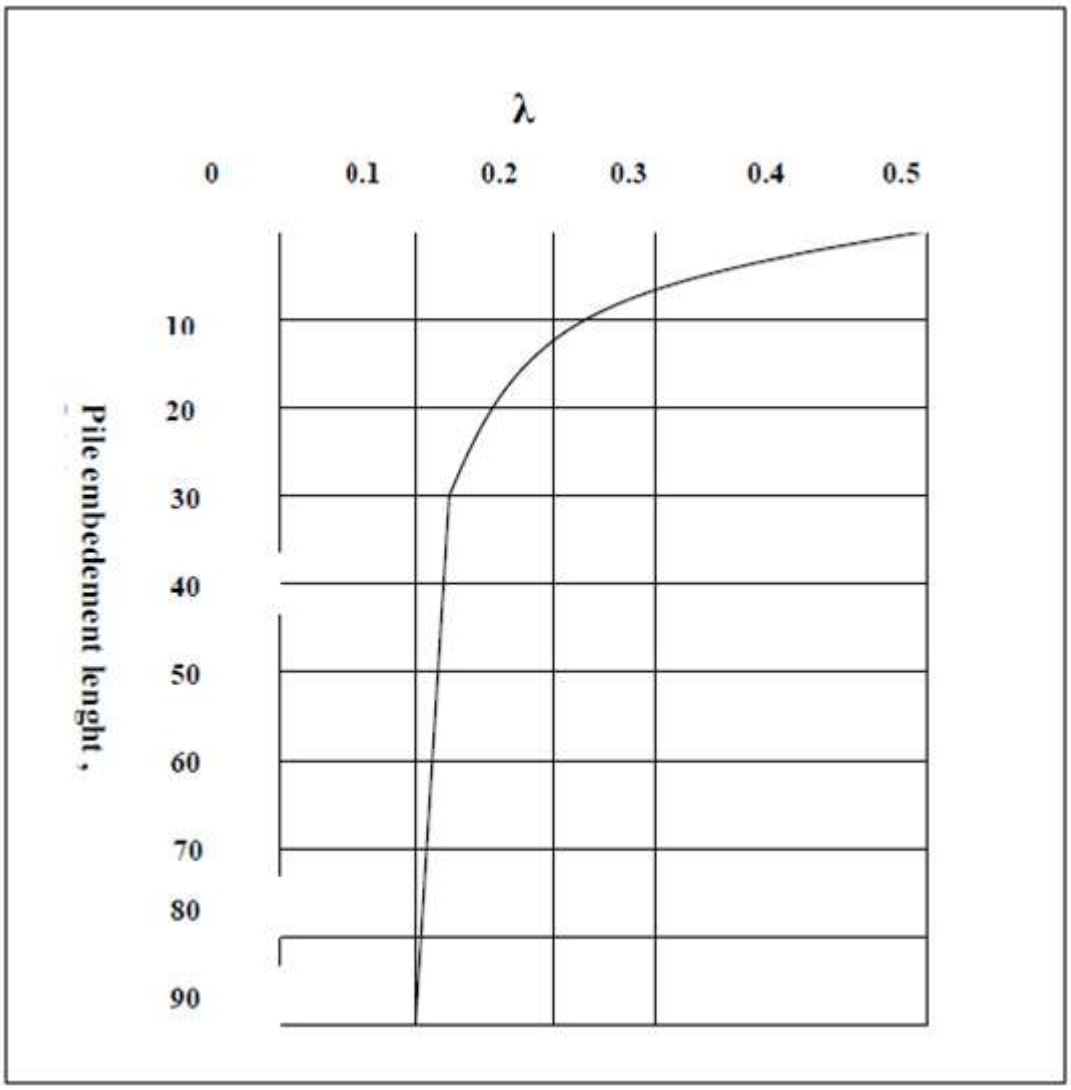


Figure (II-44). *Variation de λ avec la profondeur L (Mc CLELLAND, 1974)*

b) méthode α

Selon la méthode α, la résistance au frottement unitaire dans un sol argileux est :

$$f = \alpha . c_u$$

α Est un coefficient empirique d'adhésion, ses valeurs approximatives en fonction de la résistance au cisaillement c_u du sol sont données par la **figure (III-49).** Pour les argiles normalement consolidées avec $c_u \leq$ 50 KN/m2 le coefficient α = 1 d'où :

$$Q_s = (\sum P).\Delta L.f = \sum \alpha . c_u . P . \Delta L \qquad \text{(II.116)}$$

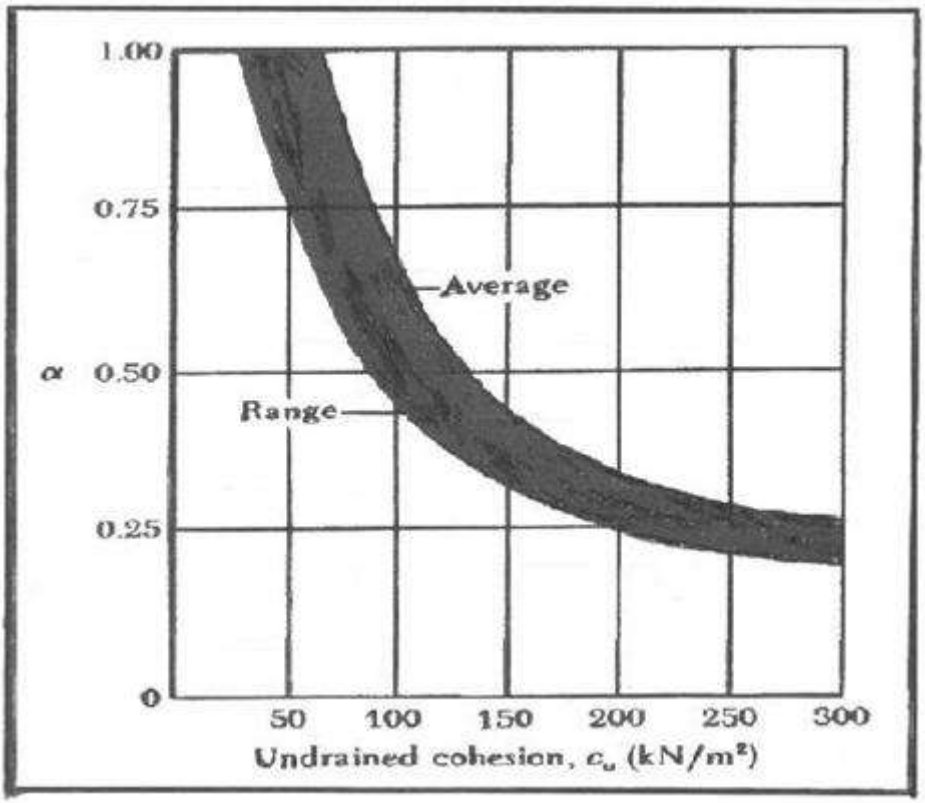


Figure (II.45): *Variation de α avec cohésion non drainée* c_u.

c) ***méthode β***

Lorsque le pieu est enfoncé dans un sol argileux saturé, la pression interstitielle dans Le sol adjacent au pieu augmente. Cet excès de pression interstitielle dans une argile Normalement consolidée peut atteindre la valeur de 4 à 5 fois la cohésion non drainé c_u.

Cependant, après un certain temps (un mois environ) il y aura une dissipation de cette pression interstitielle ($\Delta_u \rightarrow 0$). Ainsi, la résistance au frottement unitaire en toute profondeur (z) pour un pieu est déterminée en fonction des contraintes effectives de l'argile remaniée ($c_u = 0$).

$$f = \beta\, \sigma_v^{'} \qquad \text{(II.117)}$$

Avec :

$\sigma_v^{'}$: Contrainte effective en toute profondeur (z) ;

$$\beta = K \,.\tan \emptyset_R$$

$\emptyset_R$: Angle de frottement interne de l'argile remaniée.

K : coefficient des poussées des terres. Cette valeur peut être prise égale à K_0 ou bien à :

$$K = 1 - \sin \phi R \qquad \text{Argile normalement consolidée}$$

$$K = (1 - \sin \phi R).\sqrt{O.C.R} \qquad \text{Argile sur- consolidée}$$

Ainsi la résistance au frottement unitaire *f* est calculée par :

$$f = (1 - \sin \phi R) \tan \phi R \ \sigma_v^{'} \qquad \text{Argile normalement consolidée}$$

$$f = (1 - \sin \phi R).\sqrt{O.C.R}\,.\tan \phi R.\sigma_v^{'} \qquad \text{Argile sur} - \text{consolidée}$$

Une fois la valeur de *f* déterminée, la résistance au frottement totale sera calculée Comme suit :

$$Q_s = \sum LYP.\Delta L.f \qquad \text{(II.118)}$$

III.4.2.1.4-Méthode COYLE et CASTELLO :

COYLE et CASTELLO (1981) ont fait beaucoup d'études expérimentales sur des pieux à échelles réelles sur chantiers, enfoncées dans des sols sableux. Dans cette méthode, la charge ultime d'un pieu peut être donnée par l'équation :

$$Q_u = Q_p + Q_s = q^{'} N^*_q . A_p + fav.P.L \qquad \text{(II.119)}$$

Avec :
$q^{'}$: Contrainte effective verticale à la pointe du pieu ;
f_{av} : Résistance au frottement moyenne sur la longueur (L) du pieu ;

$$f = K\,.\overline{\sigma'_v}.\tan \delta \qquad \text{(II.120)}$$

Avec :
N^*_q : Coefficient de capacité portante donné par figure (II-50) ;
K : coefficient des poussées des terres dont la valeur est fonction du rapport (L/D) et de l'angle de frottement interne ∅ (figureII-51) ;
$\overline{\sigma'_v}$: Contrainte effective due au poids propre du sol sur toute la longueur (L).
δ : Angle de frottement sol-pieu pris égal à 0.8∅.

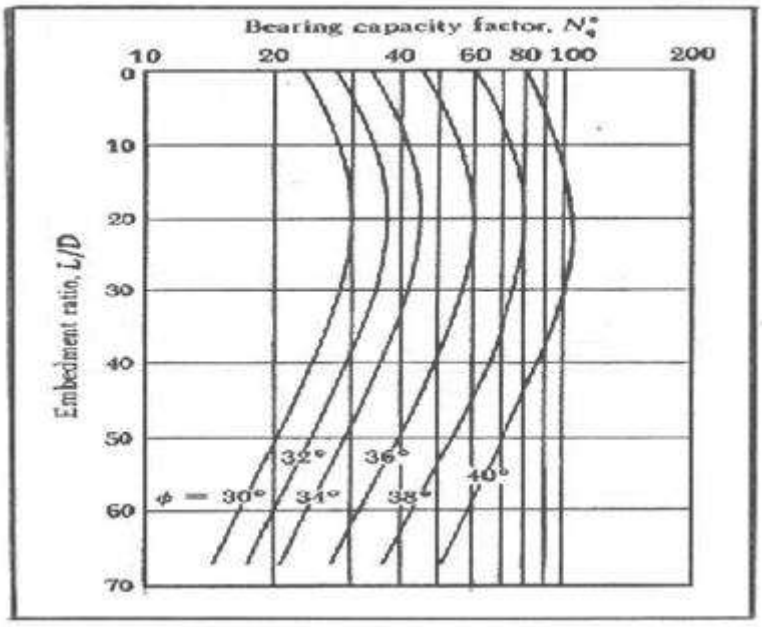


Figure (II.46) : *variation de N^*_q avec L/D(COYLE et CASTELLO, 1981)*

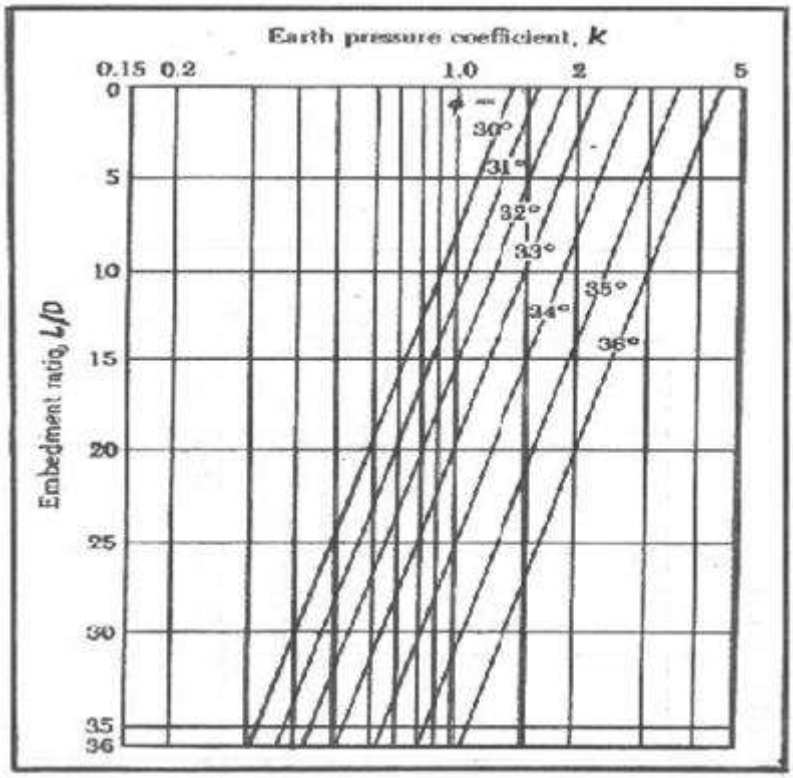


Figure (II.47) : *Variation de K avec L/D(COYLE et CASTELLO, 1981)*

III.4.3-Méthodes dynamiques :

Un certain type de pieux sont enfoncés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton. Cette méthode permet d'apprécier la résistance opposée par le terrain. Elle englobe Nécessairement la résistance sous la pointe et celle qui se manifeste le long du fût. Elle est appelée méthode globale ou méthode dynamique.
Beaucoup de formules ont été proposées. Elles sont toutes basées sur la superposition Qu'il y a équivalence entre le travail du mouton et le travail de forces résistantes qui S'opposent à l'enfoncement du pieu. C'est sur cette base simple que SANDERS (1950) donna l'équation :

$$Q_s = \frac{W_R.h}{S} \quad \text{(III.121)}$$

Avec :
W_R: poids du mouton ;
h: hauteur de chute du mouton ;
Q_s: Pénétration du pieu par coups de mouton ;
S= moyenne arithmétique des derniers coups (cm)

Cette formule est inexacte en raison du fait qu'une partie de l'énergie de battage ne Sert pas à l'enfoncement du pieu, mais perdue : chaleur, vibration du mouton et du pieu, déformation élastique du pieu et du terrain.

Si cette énergie perdue avait servi à l'enfoncement du pieu, celle-ci aurait augmenté d'une quantité c. c'est sur cette base de raisonnement qu'a été établie la formule de l'Engineering News Record qui est utilisée au Etats-Unis.

II.4.3.1-Méthode Engineering News Record (E.N.R)

Cette méthode est basée sur le principe que l'énergie de travail fournie est égale Produit de la résistance du pieu par la pénétration par coups de mouton:

$$Q_u = \frac{W_R.h}{S+C} \quad \text{(II.122)}$$

Avec :
C : une constante (cm) ;
C = 2.54 cm → mouton en chute libre
C = 0.254 cm → mouton à vapeur

Pour le calcul de Q_{ad} un coefficient de sécurité (F_s=6) est recommandé. Il faut noter Que pour un mouton à simple ou à double coup :

$$W_R = E \,.\, H_E \qquad \text{(II.123)}$$

E : rendement (efficacité) du mouton
H_E: Taux d'énergie du mouton

II.4.3.2-Méthode des Hollandais

La pratique a montré que le ratio M/P (poids du pieu /poids du mouton) a un rôle très Important dans le battage des pieux. En effet un mouton avec poids très petit que celui du pieu (M<<P) ne provoque aucun déplacement et crée seulement des déformations Élastiques, d'où l'amélioration de l'équation de SANDERS en multipliant le deuxième terme par $M/(M+P)$. Cette méthode est utilisée de préférence pour des refus moyens supérieur à 5 Millimètres, son expression est :

$$Q_u = \frac{M^2 \,.H}{e \,.(M+P)} \qquad \text{(II.124)}$$

P : masse frappée (pieu+casque+accessoires) ;
H : hauteur de chute du mouton ;
e : Enfoncement permanent ou refus moyen sous une volée de 10 coups.
Pour le calcul de la capacité portante admissible, un coefficient de sécurité de 6 est Recommandé.

II.4.3.3-Méthode de CRANDALL

Utilisée pour des refus inférieurs à 5 millimètres. Elle s'écrit :

$$Q_u = \frac{M^2 \,.H}{\left(e+\frac{e_1}{2}\right).(M+P)}$$

(III.125)

e_1: Le refus élastique du pieu

Le refus est mesuré sur un enregistrement graphique du mouvement de la tête du pieu.

Cette formule n'est autre que celle des hollandais pour laquelle le refus élastique du pieu est pris en compte. La capacité portante admissible est calculée pour un coefficient de sécurité égal à 4.

II.4.3.4-Méthode Engineering News Record (E.N.R) modifiée

Des corrections ont été suggérées à la première méthode qui a abouti à l'équation:

$$Q_u = \frac{E.W_R.h}{S+C} \cdot \frac{W_R + n^2.W_P}{W_R + W_P}$$

(III.126)

Avec :
E : efficacité du mouton ;
C : coefficient pris égal à 0.254 ;
W_P: Poids du pieu ;
n: coefficient de restitution entre le mouton et le pieu ;

Pour le calcul de la capacité portante admissible un coefficient de sécurité de 4 à 5 et recommandé.

II.4.3.5-Methode Michigan State Highway

$$Q_u = \frac{2.5H_e}{S+C} \cdot \frac{W_R + n^2.W_p}{W_R + W_P}$$

(III.127)

H_e: Taux d'énergie max. du mouton manufacturé ;
C = 0.254× c_u Le facteur de sécurité recommandé F_s= 6.

III.4.4-Méthodes pratiques

Plusieurs méthodes pratiques peuvent être utilisées, tant pour une sollicitation en Compression qu'en arrachement. Elles sont basées sur les essais ci-après.

- essais au pénétromètre statique (CPT). Ces essais sont très bien adaptés. Mais L'utilisation du pénétromètre est limitée aux pieux fichés dans les sols suffisamment Meubles pour que les essais puissent être poursuivis au-delà de la pointe du pieu.

- essais au pressiomètre Ménard. Il s'agit de la méthode la plus utilisée, les essais

Pressiométrique présentant le grand avantage d'être réalisables dans tous les terrains. De plus, cette méthode a été validée par de nombreux essais de chargement de pieux réels.

- essais de chargement statique du pieu. Cette méthode, qui consiste à charger

Directement un pieu réalisé dans les conditions du chantier.

II.4.4.1-La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai au pénétromètre statique

La similitude de sollicitation du sol entre un essai au pénétromètre statique et un pieu soumis à une charge verticale centrée laisse supposer que cet essai permet d'obtenir une bonne appréciation de la force portante des pieux. Il est cependant rappelé que l'utilisation du pénétromètre statique est limitée aux pieux fichés dans des terrains meubles.

La méthode exposée ci-après est celle qui est utilisée couramment en France : il s'agit d'une méthode empirique calée sur le dépouillement d'essais de chargement de pieuse grandeur nature. Elle nécessite l'utilisation de coefficients numériques.

Les valeurs des coefficients, proposées par différents auteurs sur la base d'essais différents de chargement, peuvent varier sensiblement. Ces divergences montrent bien le caractère empirique de cette approche.

Selon le fascicule 62, la hauteur d'encastrement équivalente **(figure III.52)** D'est donnée par la formule :

$$De = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c(z).dz \quad \text{(III.128)}$$

Avec

q_{ce} : résistance de pointe équivalente ;

q_{ce} (z) : résistance de pointe lissée à la profondeur z ;

d : pris général égal à zéro ;

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

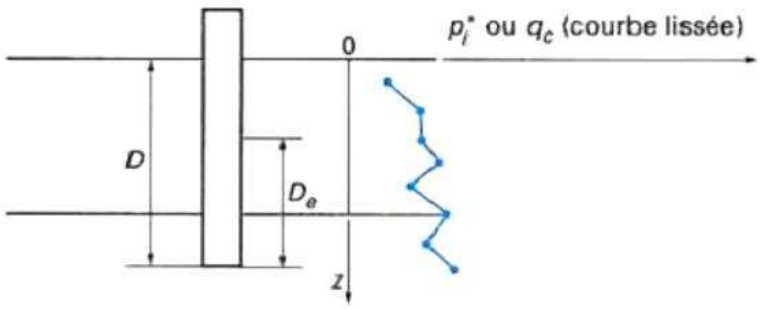


Figure (II.48) : *Définition de l'encastrement équivalent*

II.4.4.1.1-Contrainte limite de pointe

La contrainte limite de pointe q_{pu} est donnée par la formule :

$$q_{pu} = K_s \,.\, q_{ce}$$

(III.129)

Avec
K_s: Coefficient de portance ;
q_{ce}: Résistance de pointe équivalente.

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre. Ce coefficient dépend de la nature du sol et mode de mise en oeuvre du pieu (pieu foré ou battu). Les valeurs de k_c données dans le fascicule 62 figurent dans le tableau (II.9).

Tableau (II.9) valeur deK_s selon le fascicule 62

Nature du sol et catégorie	Pieux mis en œuvre sans refoulement du sol	Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile et limon A- mous B- fermes C- très fermes à dures	0,4	0,55
Sables et graves A- lâche B- moyennement compacts C- compacts	0,15	0,50
Craies A- molles B- altérée	0,20 0,30	0,30 0,45

Lorsque des essais de pénétration statique sont réalisés avec des pénétromètres de diamètre variable, les diagrammes obtenus sont différents. Plus le diamètre est petit, plus les courbes font apparaître les variations locales de résistance. Autrement dit, il y a un effet de lissage des courbes de pénétration croissante avec le diamètre. D'où la nécessité de déterminer la résistance de pointe équivalente du pieu de diamètre B fiché à la profondeur D par lissage de la courbe de pénétration statique.

La résistance de pointe équivalente est obtenue par la formule :

$$q_{ce} = \frac{1}{(b+3a)} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(Z).dz \qquad (II.130)$$

Selon le fascicule 62, les valeurs de a et b sont :

a = max (B /2 ; 0,50), B étant la largeur de la fondation et a étant exprimé en m ;

b = min (a ; h), h étant l'ancrage de la fondation dans la couche porteuse ;

q_{cc} : Résistance de pointe corrigée (figure II.49).

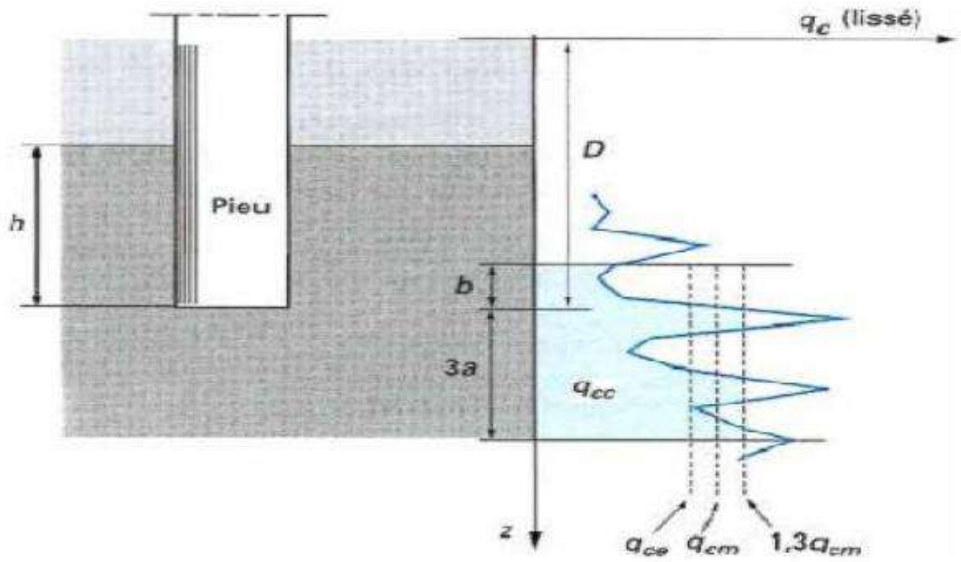


Figure (II.49) : résistance de pointe équivalente

q_{ce} Est obtenue comme suit :

- calcul de la contrainte moyenne qcm sur la hauteur (b) à + (3a) par rapport à la base du pieu.
- plafonnement à 1,3 qcm des résistances supérieures à cette valeur, soit q_{cc} (z) le diagramme écrêté.
- calcul de la nouvelle moyenneq_{ce} avec prise en compte des valeurs plafonds.

III.4.4.1.2-Frottement latéral unitaire limite

Il est tentant de relier directement le frottement latéral unitaire f_s mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement latéral unitaire limite q_s 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 directement sur la valeur de fs mais font référence à la résistance de pointe q_s .

L'interprétation statique des essais de pénétration statique a permis de corréler le rapport de frottement R_f=f_s /q_s avec la nature du sol. Il s'ensuit qu'il est possible de relier le frottement latéral unitaire limite q_s du pieu et la résistance à la pénétration statique q_c par la formule :

$$qs = \frac{q_c}{\beta} \qquad \text{(II.131)}$$

Toutefois, comme précédemment , il convient de plafonner la valeur de q_s donnée par cette formule, soit :

$$qs = \min\left[\frac{q_c}{\beta}\ ; q_c\ \max\right] \qquad \text{(II.132)}$$

III.4.4.2-La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai Pressiométrique :

La propriété la plus remarquable de la méthode pressiométrique est qu'elle est Applicable à tous les sols et à tous les types de pieux. Bien entendu, elle ne met pas à L'abri des évolutions de certains sites pour des causes naturelles ou artificielles (Frottement négatif, efforts parasites divers, etc.).

Comme pour le pénétromètre statique, il s'agit d'une méthode essentiellement empirique mais qui a pu être calée sur un très grand nombre d'essais de chargement ou d'arrachement.

La hauteur d'encastrement équivalente De est donnée par la formule :

$$De = \frac{1}{p^*_{le}} \int_d^D p *_l(\mathrm{Z}).\mathrm{dz} \qquad \text{(II.133)}$$

Avec :

$P_{le}{}^*$: Pression limite nette équivalente ;

$P_l{}^*(z)$: Pression limite obtenue à la profondeur z par interpolation linéaire entre les

$P_l{}^*$: mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur ;

d : pris en général égal à zéro ;

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu

II.4.4.2.1- Contrainte limite de pointe :

La contrainte limite de pointe q_{pu} est donnée par la formule :

$$q_{pu} = K_p \,.\, P^*_{le} \qquad \text{(II.134)}$$

Avec :

K_p : Coefficient de portance ;

P^*_{le} : Pression limite nette équivalente ;

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et la pression limite du sol sollicité horizontalement par la sonde pressiométrique.

Ce coefficient dépend de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu (Tableau II.10)

Tableau (II.10) : *valeurs de K_p selon le fascicule 62.*

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles-limons	A-argiles et limons mous	**1,1**	1,4
	B- argiles et limons fermes	1,2	1,5
	C- argiles très fermes à dures	1,3	1,6
Sables-graves	A- lâche	1,0	4,2
	B- moyennement compacts	1,1	3,7
	C- compacts	1,2	3,2
Craies	A- molles	1,1	1,6
	B- altérées	1,4	2,2
	C- compacts	1,8	2,6

Comme précédemment, les valeurs numériques peuvent varier sensiblement selon les hauteurs et les règlements. Dans l'attente d'une uniformisation, seules les valeurs extraites du fascicule 62 sont présentées. Elles doivent être assorties de certains commentaires.

La pression limite nette équivalente (figure II.50) est donnée (selon le fascicule 62) par la formule :

$$p_{le}^{*} = \frac{1}{(b+3a)} \int_{D-b}^{D+3a} p_{l}^{*}\,(z).dz$$

(III.135)

Avec
a : max (B /2 ; 0,50m) ;
b : min (a, h) ;
h : ancrage dans la couche ou se situe la pointe du pieu.

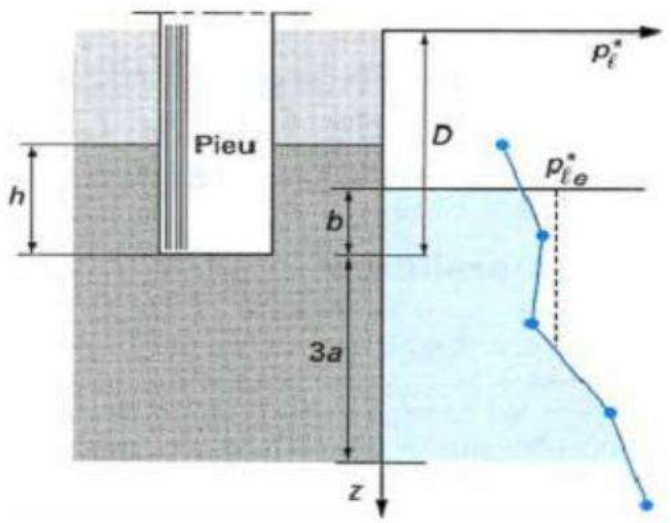


Figure (II.50) : *définition de la pression limite équivalente au pressiomètre Ménard.*

III.4.4.2.2-Frottement latéral unitaire limite

La similitude entre la sollicitation du sol par le pieu en frottement latéral et par le pressiomètre Ménard est loin d'être évidente **(figure III.55 a et b).** Toutefois, des corrélations ont été établies entre le frottement latéral unitaire q_s et la pression limite du sol P_l

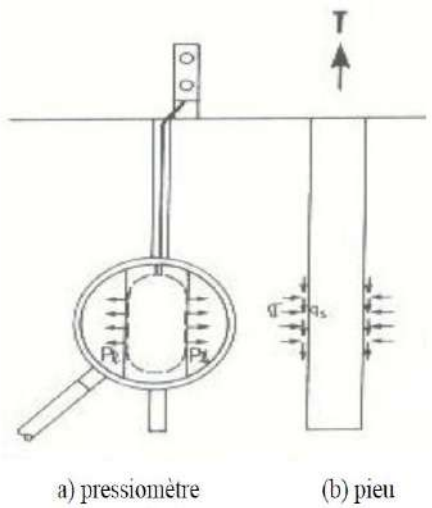


Figure (II.51) : *comparaison des sollicitations du sol.*

Cependant, le frottement latéral, qui peut s'apparenter à un cisaillement rectiligne au contact du sol et du fût du pieu, est différent dans un sable et une argile possédant la même pression limite. Il a donc été nécessaire d'établir des lois $q_s = f(P_l)$ différentes selon la nature du sol, son état et le type de pieu considéré.

La méthode générale consiste à choisir une courbe représentant une relation particulière entre $q_s et\ P_l$, ceci en fonction de la nature du sol et du type de pieu. Là encore, il existe actuellement des divergences plus ou moins importantes selon les règlements considérés.

La valeur de qs selon le fascicule 62 est donné par Les lois $q_s = f(P_l)$ sont données par les courbes Q_1à Q_7de la (figure II.52) et le choix de la courbe à considérer est donné par le tableau(II.11).

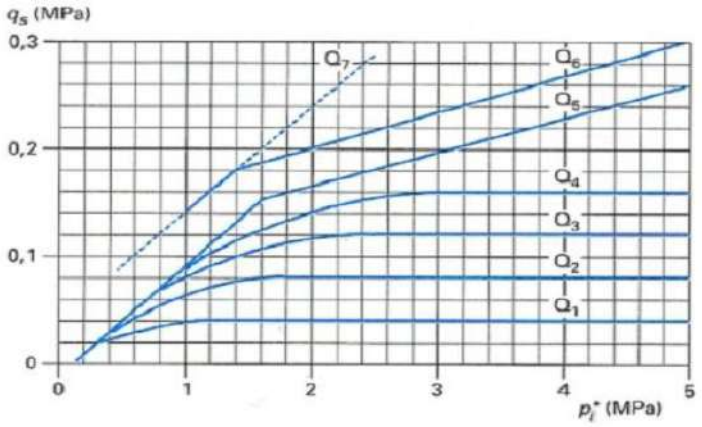


Figure (II.52) : courbes de frottement latéral

Tableau (II.11) *choix de la courbe de frottement latéral*

	Argils, Limon			*Sable, graves*			*Craies*			*Marnes*		*Roches*
	A	*B*	*C*	*A*	*B*	*C*	*A*	*B*	*C*	*A*	*B*	
Foré simple	Q_1	Q_1 Q_2	Q_2 Q_3				Q_1	Q_3	Q_4 Q_5	Q_3	Q_4 Q_5	Q_5
Foré boue	Q_1	Q_1 Q_2		Q_1	Q_2 Q_1	Q_3 Q_2	Q_1	Q_3	Q_4 Q_5	Q_3	Q_4 Q_5	Q_5
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1 Q_2		Q_1	Q_2 Q_1	Q_2 Q_3	Q_1	Q_2	Q_3 Q_4	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube peredu)	Q_1			Q_1		Q_2				Q_2	Q_3	
Puits	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_5
Metale battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3				Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3						Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4				Q_3	Q_4	
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		
Injecté haute pression		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6		Q_7

III.4.4.3-La capacité portante d un pieu isolé a l aide d essai de chargement statique :

C'est un essai à charges contrôlées, essai par paliers de fluage, qui consiste à mettre Le pieu en charge par incréments ΔQ égaux à $0{,}1Q_{max}$ jusqu'àQ_{max} . Il permet de déterminer la charge limite conventionnelle Q_{le} et la charge critique de fluage ConventionnelleQ_{ce}. Pendant chaque palier de fluage, maintenu 60 minutes, on enregistre le déplacement de la tête du pieu en maintenant la charge rigoureusement constante. Pour chaque palier Q_n on calcule la pente **αn** du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps entre 30 et 60 minutes **(Figure III.57.a).** La charge critique de fluage est déterminée par la construction

effectuée sur la courbe de **αn** en fonction de la charge au palier Q_n **(Figure III.57.b).** 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 bon fonctionnement de la structure.

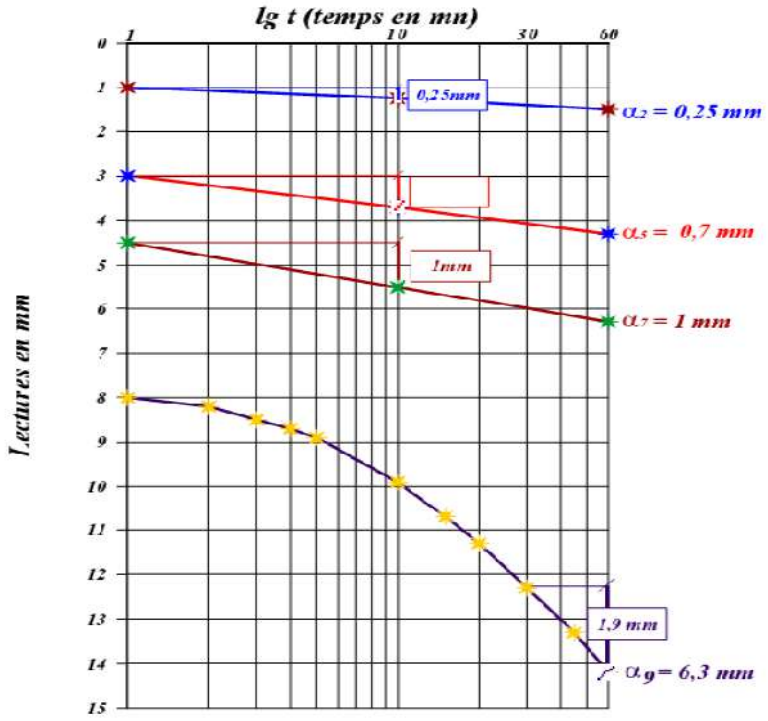


Figure (II.53.a) : *droite et courbes de fluage des 2éme, 5éme, 7éme , et 9éme palier*

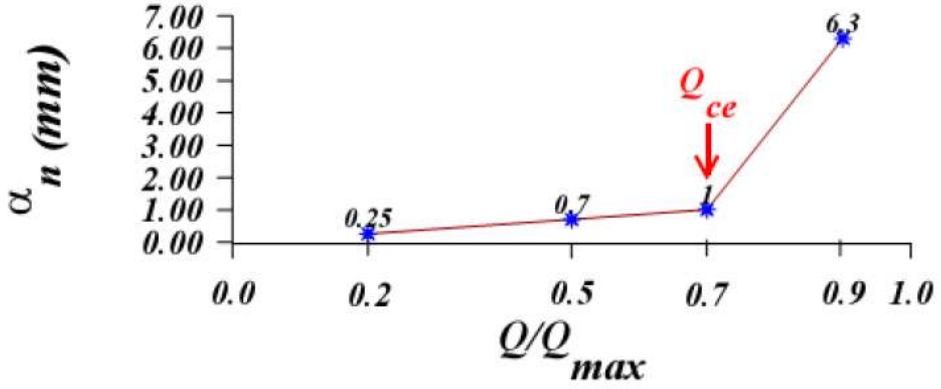


Figure (II.54.b) : *détermination de la charge critique de fluage Q_{cu} (vitesse de fluage α_n et calcul de Q_{ce})*

Considérons, pour simplifier, un pieu de longueur D, 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 (II.54).

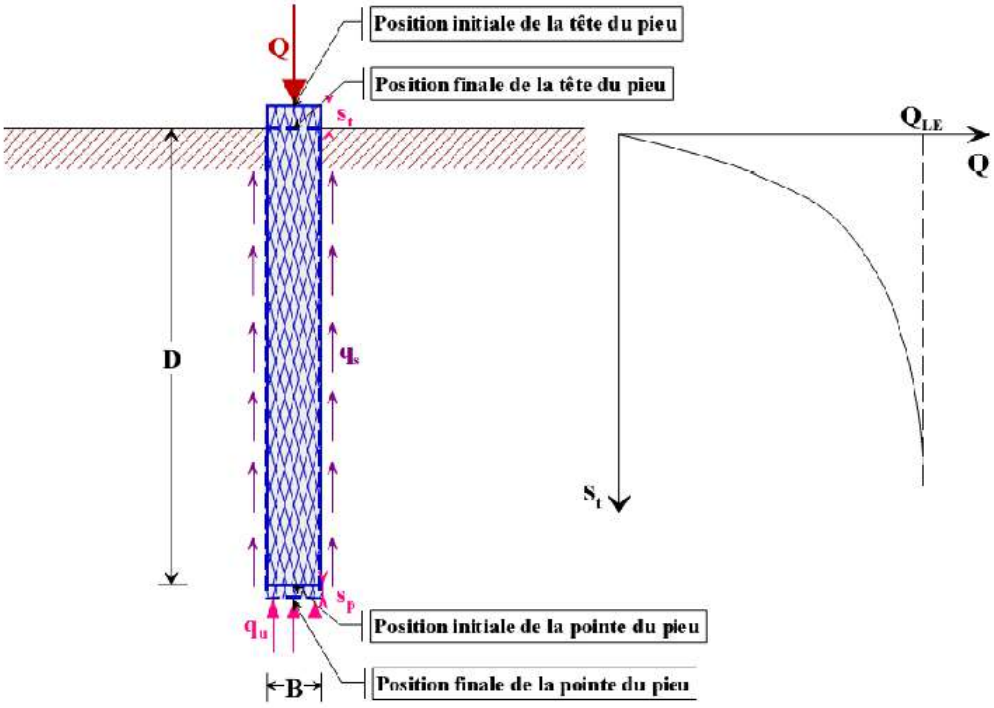


Figure (II.55) : *Courbe effort-déplacement en tête d'un essai de chargement de pieu*

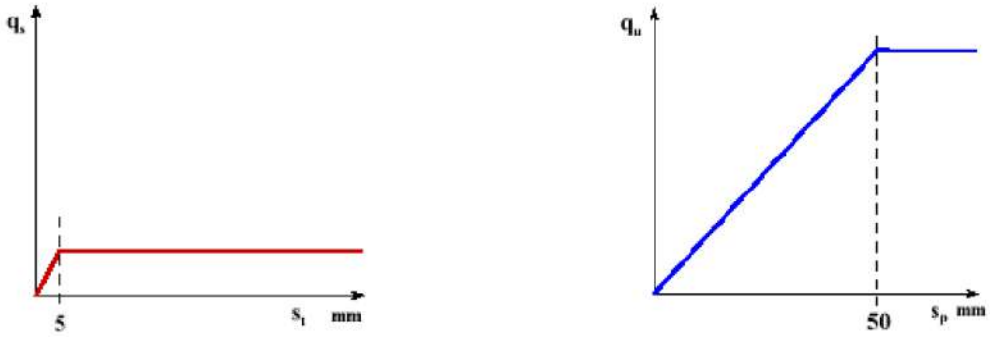
Cette courbe donne la charge limite Q_{le} ou Q_u qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites : la résistance de pointe q_u qui donne la charge limite de pointe $Q_{pu} = q_u .A$ (A : section droite de la pointe du pieu)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

$$Q_{le} = Q_{pu} + Q_{su} \qquad \text{(II.136)}$$

Pour atteindre cette charge limite Q_{LE} , le pieu s'est déplacé en tête de St et en pointe

De (St >Sp). Si on considère maintenant le chargement progressif du pieu de la charge 0 à la charge *LE Q* 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 st et la pointe de sp (st > sp) 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 qs que la résistance de pointe q_u (Figure II.56**).** On peut estimer en première approximation qu'il faut de l'ordre de 5mm pour atteindre le frottement latéral limite et de l'ordre de 5cm pour atteindre la résistance de pointe limite.



Figure(II.56.b) : *Loi de mobilisation simplifiée de frottement latéral unitaire* q_s

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 mous les premières charges Q le frottement latéral. Quand le frottement latéral sera momplètement 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. Pieu sous les charges de service travaillera essentiellement au frottement latéral et peu en pointe.

III.4.4.3.1-Evolution de la résistance de pointe qu en fonction de la Profondeur

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée profondeur critique Dc et reste quasi-constante **(Figure II.57)** en suite la valeur de Dc 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 Dc préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 :

- pour une seule couche de sol Dc = 6B avec un minimum de 3diametres d'ancrage du pieu dans la couche résistante.

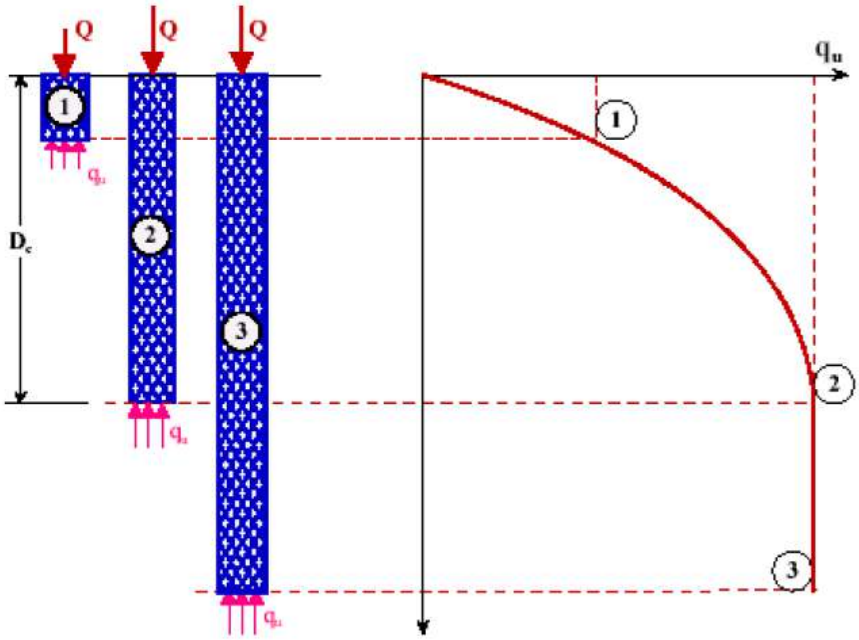


Figure (II.57) : Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur D'enfoncement du pieu

II.5-conclusion :

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol. Quelques solutions numérique ont résolu le problème de la capacité portante en tenant compte l'influence de la rugosité de la non associativité et qui n'impose pas la direction des plan de rupture, au contraire, ces méthodes permettent de vérifier le mécanisme de rupture sous la fondation. Elles sont d'un emploi peu courant à cause de leur complexité de mise en œuvre, elles sont cependant en train de généraliser.

Cette synthèse bibliographique nous a incité à utilise des outils numérique professionnels pressentent l'avantage de ne pas imposer des surfaces de rupture.

Chapitre III : Présentation de programme

Introduction :

Durant notre cursus universitaire, parmi les connaissances que nous avons acquises et qui Seraient d'une utilité importante dans la pratique pour les études et les réalisations d'ouvrages, nous citons ''le calcul de capacité portante des fondations ''.

L'application efficace de ces connaissances nécessite l'utilisation de logiciels adéquats permettant l'automatisation de chaque type de fondation.

Pour ce faire, nous avons pensé à établir un logiciel pour tous les types de fondations superficielles et par différents méthodes.

Malheureusement le temps qui nous est alloué pour la réalisation d'un projet de fin d'étude, ne nous permet pas la finalisation de cet ambitieux projet ; Alors nous avons décidé de nous

Concentrer sur le développement d'un logiciel qui calcule la capacité portante par 3 théories :

A) TERZAGHI
B) MEYRHOF
C) HANSEN

Une foi la méthodologie de travail acquise il serait facile de développer des logiciels pour toutes les autres théories. Le nom que nous avons donné à notre logiciel est **« Capacité portante »**

III.2- Manuel d'utilisation de « capacité portante »

III.2.1- Fenêtre principale :

La fenêtre principale du programme « Capacité portante » englobe trois éléments secondaires qui sont :

1. Le menu du programme
2. La boite de dialogue du programme

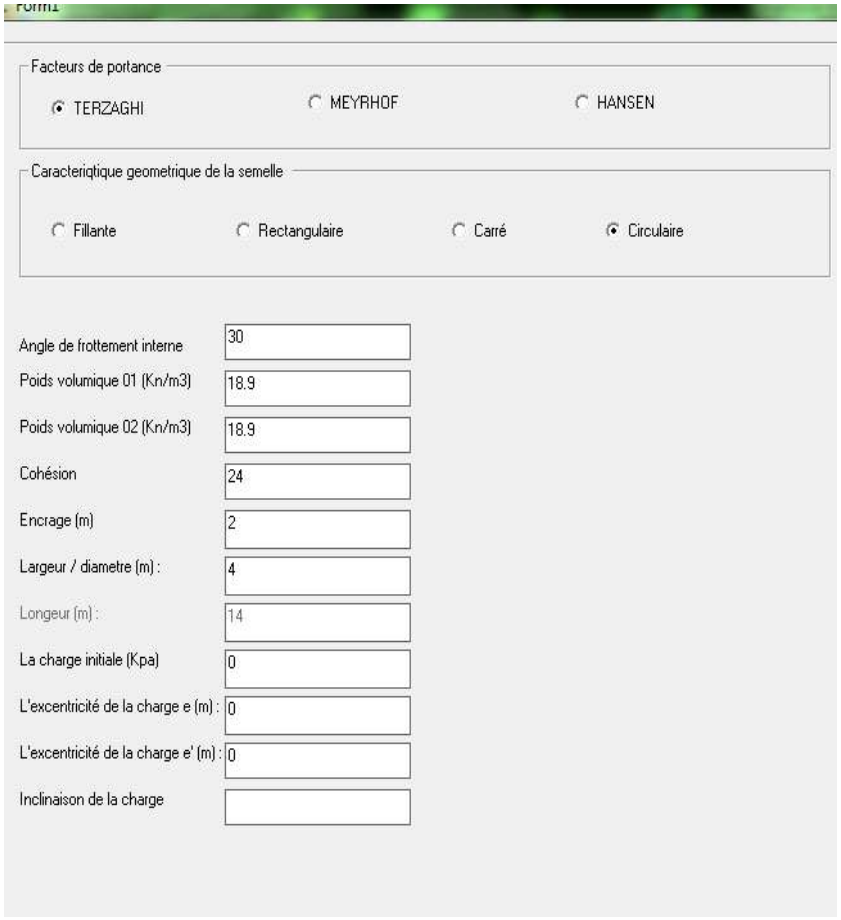


Figure III.1 : Fenêtre principale de**« Capacité portante ».**

III. 2.2-La boite de dialogue du programme

Par cette boite de dialogue l'utilisateur peut insérer presque toutes les données nécessaires pour le fonctionnement du programme.

Dans cette boite on trouve :

- Sous boite pour les facteurs de portance
- Sous boite pour la caractéristique géométrique de la semelle
- Sous boite pour les caractéristiques géométriques du sol
- Bouton de traitement

Donc dans la sous boite des méthodes de calcul on trouve trois méthodes :

- méthode de terzaghi
- méthode de meyhouf
- méthode de hansen



Figure III .2 :les theories de calcul

1. *Sous boite pour les facteurs de portance :*

Pour la determination du coefficient Nq, Nc,Nγ. Déterminé les facteurs portance (Nc , Nq,Nγ)de chaque méthode (terzaghi,meyrhof, Hansen) a partir d'interpolation donnés en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ sous la base de la fondation on a construire une course de φ=f(N)

$$\tan\alpha = \frac{Nq2-Nq1}{\varphi 2-\varphi 1} = \frac{Nq-Nq1}{\varphi-\varphi 2}$$

$$Nq = \frac{\varphi-\varphi 1}{\varphi 1-\varphi 2}(Nq2-Nq1)+Nq1$$

$$\tan\alpha = \frac{Nc2-Nc1}{\varphi 2-\varphi 1} = \frac{Nc-Nc1}{\varphi-\varphi 2}$$

$$Nc = \frac{\varphi-\varphi 1}{\varphi 1-\varphi 2}(Nc2-Nc1)+Nc1$$

$$\tan\alpha = \frac{N\gamma 2-N\gamma 1}{\varphi 2-\varphi 1} = \frac{N\gamma-N\gamma 1}{\varphi-\varphi 2}$$

$$Nq = \frac{\varphi-\varphi 1}{\varphi 1-\varphi 2}(N\gamma 2-N\gamma 1)+N1\gamma$$

2. *: La sous boite des types des semelles :*

On Détermine les coefficients de forme de chaque type de fondation à l'aide du tableau suivant :

Fondations	filante	rectangulaires	carrées	circulaires
$S\gamma$	1	1-0.2B/L	0.8	0.6
Sc	1	1+0.2B/L	1.2	1.3
Sq	1	1	1	1

Tableau III.1 : Type de fondation

on trouve les 4 types des semelles accompagnés par ses images

- semelle filante :

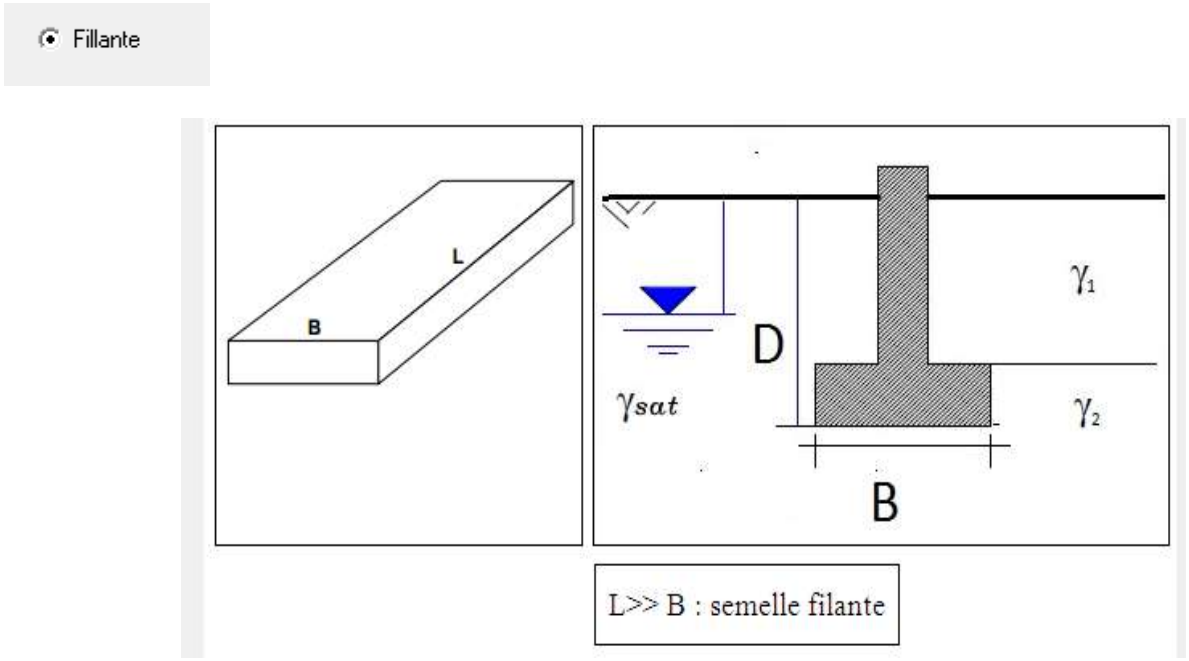


Figure III. 3 : semelle filante

- semelle rectangulaire

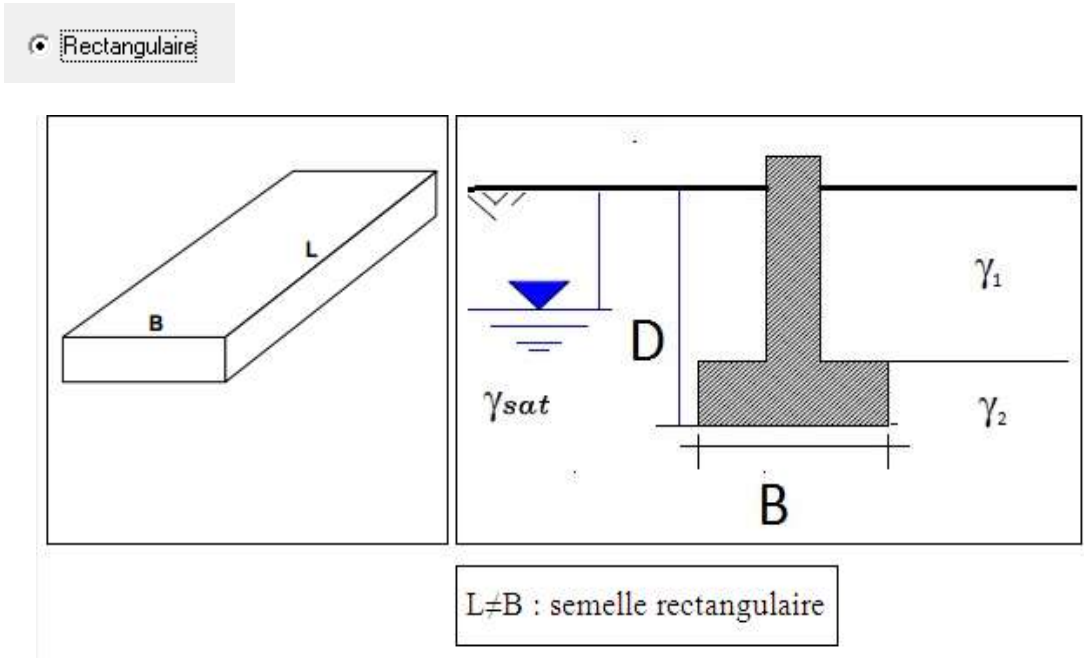


Figure III. 4 : semelle rectangulaire

Semelle carrée :



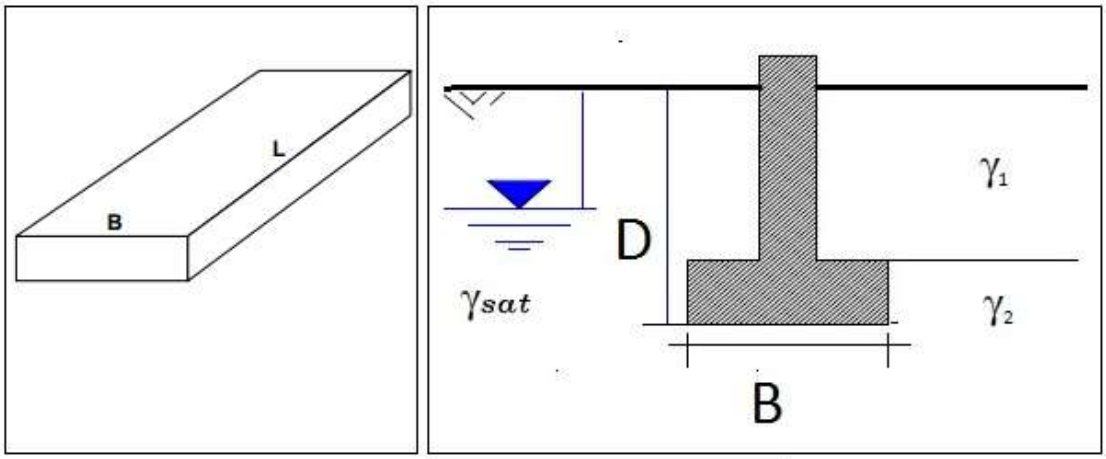


Figure III. 5: semelle carrée

- semelle circulaire

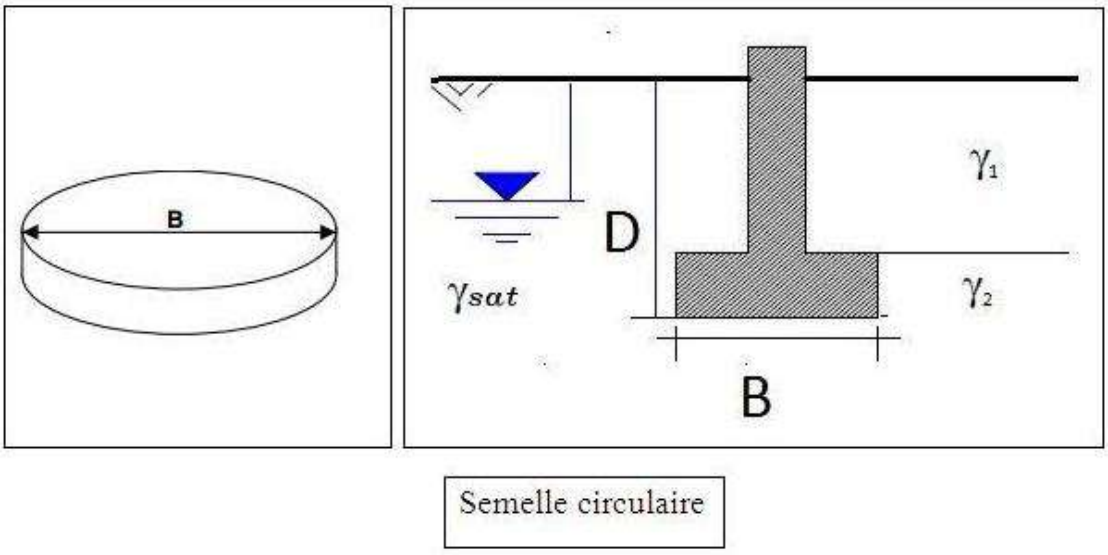


Figure III. 6 : semelle circulaire

3. ***La sous boite de dialogue Des caractéristiques mécaniques du sol*** :
   - Phi :Angle de frottement interne
   - P1 : poids volumique 01(kn /m^3)
   - P2 :Poids volumique 02(kn /m^3)
   - C : Cohésion
   - D : Encrage (m)
   - B : Largeur de la semelle
   - q : La charge initiale (kpa)
   - L : longeur

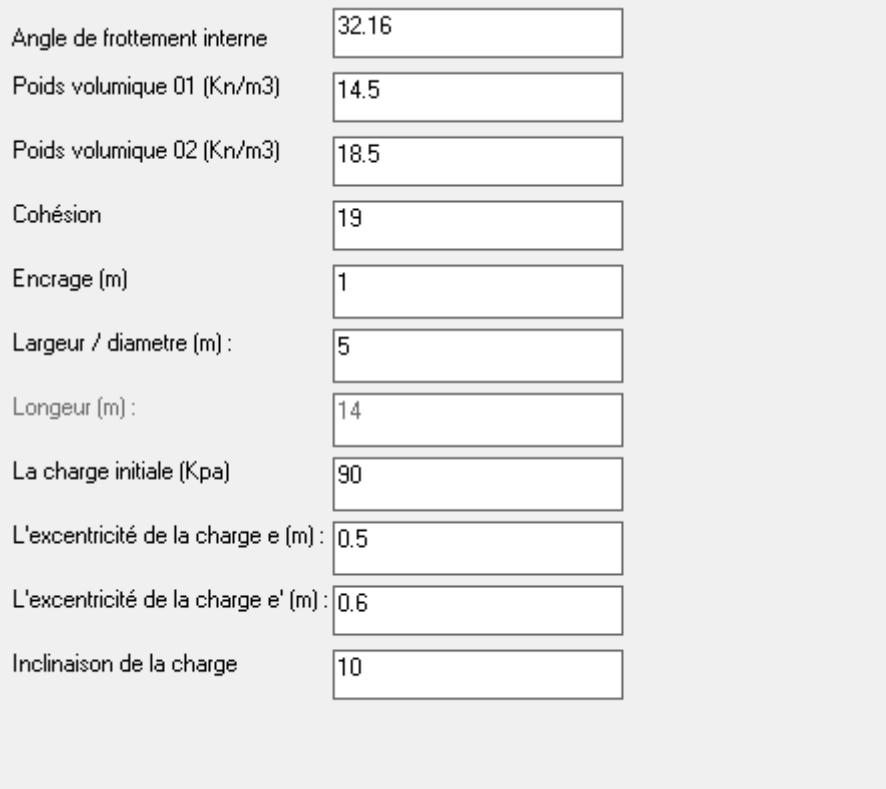


Figure III. 7 : les caractéristiques mécaniques du sol.

4. *Le bouton traitement :*

En cliquant sur cet bouton pour afficher les résultats des calculs :

V .2.3.La fenêtre d'affichage des résultats du programme :

Dans la fenêtre ci après, le programme « capacité portante » affiche tous les résultats et les données du Traitement dans une forme agréable, donc dans cette fenêtre affiche ce qui suit :
- la méthode utilisée
-la forme de la semelle
- les facteur portance: Nq ,Nc ,Nγ
-la valeur de la capacité portante pour chaque type de semelle ; chaque méthode et pour différents cas de charge appliquées.

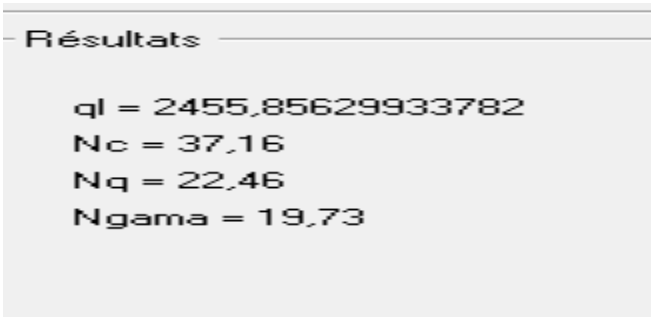


Figure III.8: résultat final

Chapitre IV :

Validation de programme

IV .1-Introduction :

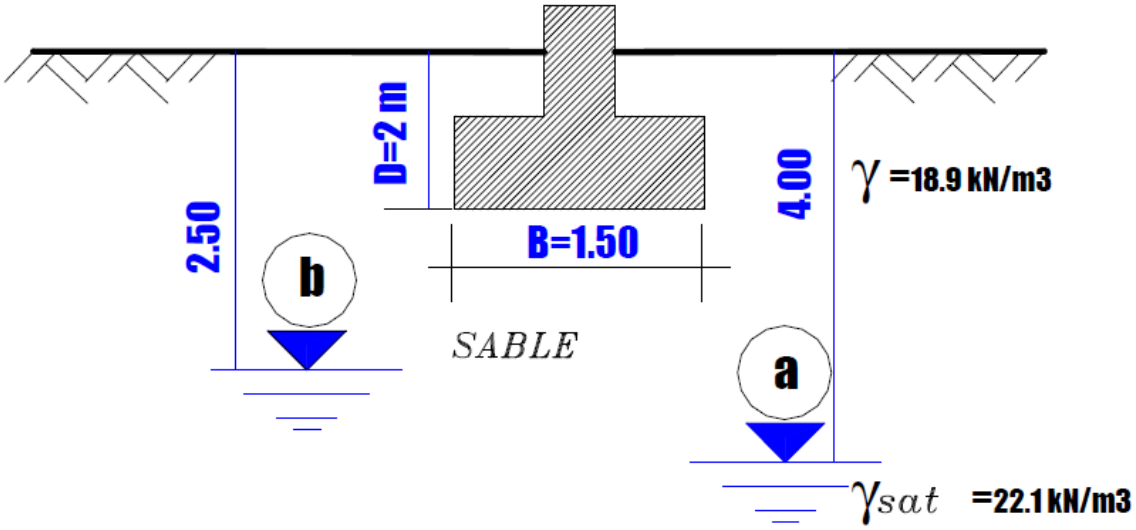
Dans ce chapitre on va comparer les résultats du programme avec celle qui sont calculés manuellement.

IV.2-Application :

Dans ce qui suit-on vas calculer la capacité portante sous différentes semelles dans les deux cas :

- Cas d un sable (c=0, $\emptyset = 30$)
- Cas d un sol argileux(c=24, $\emptyset = 10$)

1. La nappe est au niveau (a).
2. La nappe est au niveau (b).
3. Charge initiale 100 Kpa
4. Charge excentrée de e =1m
5. Charge excentrée de e' =1m
6. Charge inclinée δ=50 °



Figure(IV.1) : schéma pour une semelle filante

Calcul manuel :
Cas d' un sol sableux :

Methode de terzaghi :

- **Nappe en (a)**

La nappe phréatique se trouve sous la profondeur d'influence de la semelle
$Hw > (D + B)\ puisque\ 4 > (2 + 1.5)$
$Pour\ \varphi = 30°$

$Nq = 22.46$

$Nc = 37.16$

$N\gamma = 19.73$

$q = 0.5\ \gamma' B N\lambda + (\gamma\ D) Nq$

$q = 18.9 * 1.5 * 22.64 + 18.9 * 2 * 19.73$

$= 1128\ .66 Kn/m^2$

- **Nappe en (B) :**

La nappe phréatique se trouve à une profondeur intermédiaire entre la profondeur de la semelle et la profondeur d'influence de la semelle. Il faut alors déjauger le sol dans le terme de surface.

$q = O.5\gamma' B N\lambda + (\gamma\ D) Nq$

q=0.5*18.9*1.5* 22.64+12.1*2*19.73

=832 .20kp

- **Charge initial de 100kpa :**

q=18.9*1.5* 22.64+(100+18.9*2)*19.73

=3374.66kpa

- **Charge initiale 100 kpa appliquée et une présence d un nappe phréatique :**

q=18.9*1.5* 22.64+(100+12.1*2)*19.73

=3069.20kpa

- **Dans le cas d'une charge excentrée:**

e=1m parallèle à B :
B'=B-2e
B'=1.5-2(1)
=-0.5m
q=18.9*(-0.5)* 22.64+18.9*2*19.73

=775.76kpa

- ***Méthode de MEYRHOF :***

La mm application :

Pour φ=30

On a :

Nq=18.4

Nγ =15.67

Nc=30.14

A.N :

Q= 0.5*18.9*1.5*15.67+18.9*2*18.4

=917.63KN /m²

- Dans le cas d'une charge inclinée δ =50° :

Ic=Iq=(1-50 /90)=0.19
Iγ=(1-50 /30)=O.64
Q=292kpa

- Pour le cas d une nappe phréatique :

Q=1 .2*18.9*1.5*15.67+12.1*2*18.4

=667.39KN /m²

- Pour une charge appliquée de 100 kpa :

Q= 0.5*18.9*1.5*15.67+18.9*1.5*18.4*2 .47

=2757.64kn /m²

- Pour une charge appliquée de 100 kpa et une présence d une nappe phréatique :

Q=1 .2*18.9*1.5*15.67+(100+12.1*2)* 18.4

=2507.39kn/m²

- Dans le cas d'une charge excentrée :

e=1m parallèle à B :
B'=B-2e
B'=1.5-2(1)
B'=1.5-2(1)
=-0.5m

Q= 0.5*18.9*(-0.5)*15.67+18.9*2*18.4

=621kn/m²

- Dans le cas d'une charge inclinée δ =50°

Ic=Iq=(1-50 /90)=0.19
Iγ=(1-50 /30)=O.64
Q=18.9.2.18.4.0.19+0.4.18.9.1.5.15.67.0.64

=196.6O9 kn/m²

Méthode de Hansen :

- Pour la mm application :

Q=299.04 kn /m²

- Pour la présence d une nappe phréatique :

Q=256.46kn /m²

- Pour une charge appliquée de 100 kpa

Q= 546.04 kn /m²

- Pour la présence d une nappe phréatique et une charge initial de 100 kpa :

Q=2672.28kn /m²

- Dans le cas d'une charge excentrée :

e=1m parallèle à B :
B'=B-2e
B'=1.5-2(1)
=-0.5m
Q=1.2* 18.9 *(-0.5) *15.07 + * 18.9 *2 *18.4

= 624 .31Kn/m²

Cas d' un sol argileux :

Methode de terzaghi :

- ***Nappe en (a)***

La nappe phréatique se trouve sous la profondeur d'influence de la semelle
$Hw > (D + B)\ puisque\ 4 > (2 + 1.5)$
$Pour\ \varphi = 10°$

$Nq = 2.69$

$Nc = 9.61$

$N\gamma = 1.25$

q = 0.5 γ'BNλ +(γ D)Nq+C*Nc

$q = 18.9 * 1.5 * \ 1.25 + 18.9 * 2 * 2.69$+24*9,61

$= 350.04 Kn/m^2$

- ***Nappe en (B) :***

La nappe phréatique se trouve à une profondeur intermédiaire entre la profondeur de la semelle et la profondeur d'influence de la semelle. Il faut alors déjauger le sol dans le terme de surface.

q = 0.5 γ'BNλ +(γ D)Nq+C*Nc

$q = 18.9 * 1.5 * \ 1.25 + 12.1 * 2 * 2.69$+24*9,61

=313.98kp

- ***Charge initial de 100kpa :***

$q = 0.5 * 18.9 * 1.5 * \ 1.25 + (18.9 + 100) * 2 * 2.69 + 24 * 9{,}61$

=619.03kpa

- ***Charge initiale 100 kpa appliquée et une présence d un nappe phréatique :***

$q = 18.9 * 1.5 * \ 1.25 + (18.9 + 100) * 2 * 2.69$+24*9.61

=582.44kpa

- ***Dans le cas d'une charge excentrée :***

e=1m parallèle à B :
B'=B-2e
B'=1.5-2(1)
=-0.5m
q=0.5*18.9*(-0.5)* 1.25+18.9*2*2.69+24*9 .61

= 326.41 kpa

- ***Méthode de MEYRHOF :***

La mm application :

Pour φ=10

On a :

Nq=2.47

$N\gamma$ =0.37

Nc=8.34

A.N :

Q= 0.5*18.9*1.5*0.37+18.9*2*2.47+200.16

= 298 kpa

- Pour le cas d une nappe phréatique :

Q=1 /2*18.9*1.5*0.37+12.1*2*2.47+200.16

=265.1 kpa

- Pour une charge appliquée de 100 kpa :

Q= 0.5*18.9*1.5*0.37+2*(18.9+100)2 .47+200.16

=545.76kpa

- Pour une charge appliquée de 100 kpa et une présence d une nappe phréatique :

Q=1 .2*18.9*1.5*0.37+(100+12.1*2)* 2.47+200.16

=512.1kpa

- Dans le cas d'une charge excentrée :

e=1m parallèle à B :
B'=B-2e
B'=1.5-2(1)
B'=1.5-2(1)
=-0.5m
Q= 0.5*18.9*(-0.5)*0.37+18.9*2*2.47+200.16

=291.76kpa

- Dans le cas d'une charge inclinée δ =50°

Ic=Iq=(1-50 /90)=0.19
Iγ=(1-50 /30)=O.64
Q=30 kpa

Méthode de Hansen :

- Pour la mm application :

Nq=2.47

Nc=8.34

$N\gamma = 0.39$

Q= 299.05 kn /m²

- Pour la présence d une nappe phréatique :

Q=265.46kn /m²

- Pour une charge appliquée de 100 kpa

Q= 546.05 kn /m²

- Pour la présence d une nappe phréatique et une charge initial de 100 kpa :

Q=512.45kn /m²

- Dans le cas d'une charge excentrée :

e=1m parallèle à B :
B'=B-2e
B'=1.5-2(1)
=-0.5m
Q= 291.67kpa

- Dans le cas d'une charge inclinée δ =50°

Q=146.42

V.2.1-Par coefficient de TERZAGHI :

- *Cas d'une semelle Filante :*

	Calcul manuel		**Calcul par logiciel « Capacité Portante »**	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au nivau (a)	1128.66	350.03	1128.66	350.04

La nappe est au niveau (b)	832.20	313.98	832.20	313.99
Charge intaille de 100 Kpa	3374.66	619.03	3374.66	619.04
Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	3069.20	582.44	3069.20	582.45
Charge excentrée (e=1)	775.76	326.41	775.76	326.41
Charge inclinée $\delta = 50º$	292	349.13	292.00	349.1438

- *Cas d'une semelle carrée :*

	Calcul manuel		**Calcul par logiciel « Capacité Portante »**	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au niveau (a)	1072.72	392.6	1072.72	392.62
La nappe est au niveau (b)	767.27	356.02	767.27	365.04
Charge intaille de 100 Kpa	3318.71	661.61	3013.27	661.62
Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	3013.26	625.O4	3013.27	625.041
Charge excentrèe(e=1)	774.40	373.72	774.40	373.72
Charge inclinée $\delta = 50º$	267.10	361.54	267.14	361.55

- *Cas d'une semelle circulaire :*

	Calcul manuel		**Calcul par logiciel « Capacité Portante »**	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au niveau (a)	1296.46	412.00	1296.464	412.14

La nappe est au niveau (b)	991	357.32	991.008	357.56
Charge intaille de 100 Kpa	3542.46	412.2	3542.464	412.14
Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	3237	375.33	3237.008	375.56
Charge excentrée (e=1)	336.56	681	336.579	681.14
Charge inclinée $\delta = 50º$	282	249.33	282.67	249.41

- *Cas d'une semelle rectangulaire :*

	Calcul manuel		**Calcul par logiciel « Capacité Portante »**	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au niveau (a)	1107.62	366.0	1107.68	366.00
La nappe est au niveau (b)	589 .41	635.00	802.22	589 .42
Charge intaille de 100 Kpa	3353.67	635.00	3353.68	635.00
Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	3048.22	598.41	3048.29	598.42
Charge excentrée (e=1)	1086.70	314.57	1086.709	314.58
Charge inclinée $\delta = 50º$	282 .66	331.29	282.677	331.29

Le resultat du programme Par coefficient de TERZAGHI :

Cas d'une semelle Filante :

La nappe est au niveau (a)

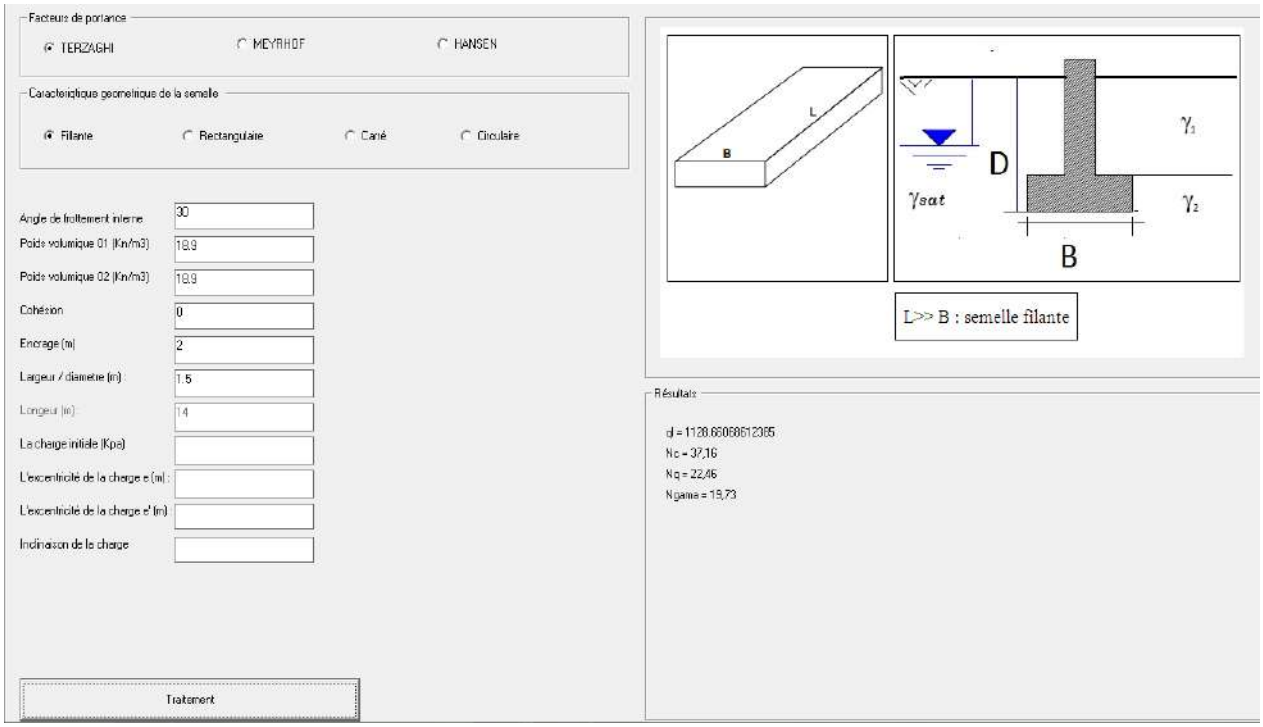


Figure IV.1 :

IV.2.2-Par coefficient de MEYRHOF:

- *Cas d'une semelle Filante :*

	Calcul manuel		Calcul par logiciel « Capacité Portante »	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au niveau(a)	98.60	298	98.61	298
La nappe est au niveau (b)	96.71	265.1	96.72	265.17
Charge intaille de 100 Kpa	345.60	545.76	345.61	545.77
Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	312.01	512 .1	312.01	512.17
Charge excentrée (e=1)	621.39	291.76	621.479	291.77
Charge inclinée $\delta = 50º$	141.86	30	141.89	30

- *Cas d'une semelle carrée :*

	Calcul manuel		Calcul par logiciel « Capacité Portante »	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au niveau (a)	873.21	337.65	873.21	333.75
La nappe est au niveau (b)	662.96	304.16	622.97	3O4.16
Charge intaille de 100 Kpa	2669.78	584.74	2668.79	584.75
Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	2418.54	551	2418.56	551.16
Charge excentrée (e=1)	651.0	332	651.09	332.15
Charge inclinée $\delta = 50º$	196.60	133	196.61	133. O2

- *Cas d'une semelle circulaire :*

	Calcul manuel		Calcul par logiciel « Capacité Portante »	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au niveau (a)	1050.90	356.71	1050.91	356.72
La nappe est au niveau (b)	800.67	323	800.67	323.1
Charge intaille de 100 Kpa	1069.30	603.71	1069.31	603.72
Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	570.OO	570	570.12	570.12
Charge excentrée (e=1)	336.56	352.42	295.34	352.52
Charge inclinée $\delta = 50º$	249	12O	249.17	12O.19

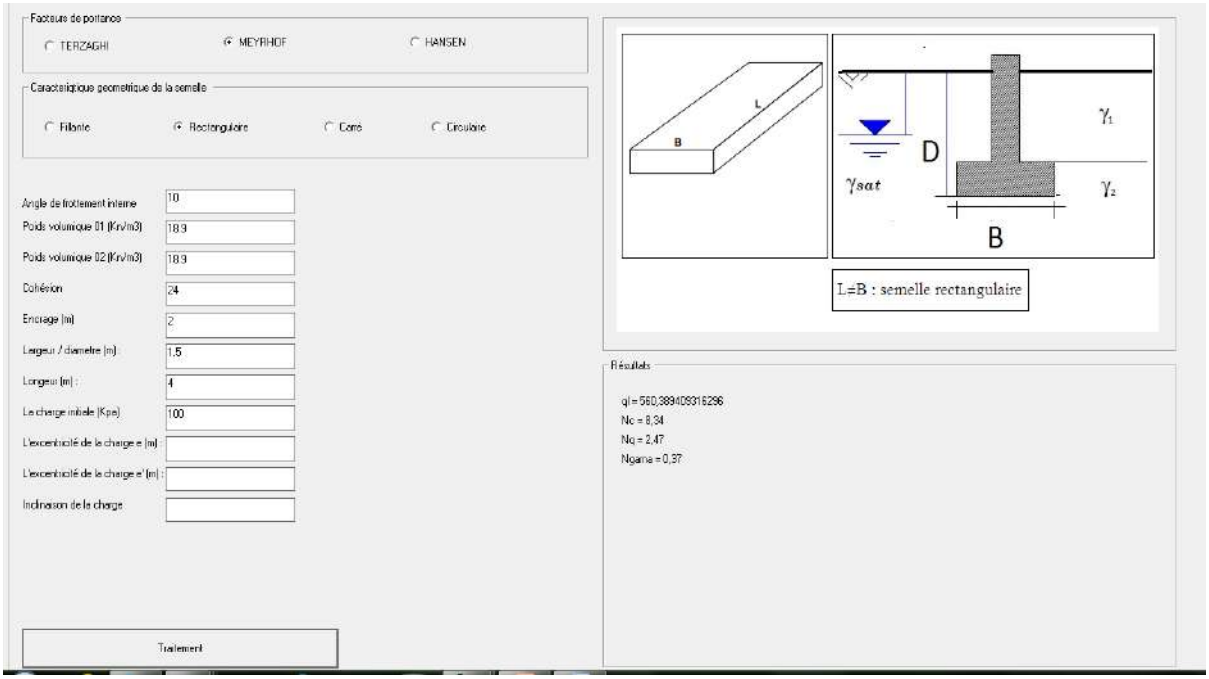
- *Cas d'une semelle rectangulaire :*

	Calcul manuel		Calcul par logiciel « Capacité Portante »	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au niveau (a)	899.98	356.72	900.98	356.71
La nappe est au niveau (b)	650	279.59	650.74	279.79
Charge intaille de 100 Kpa	2740.98	56O	2740.983	560.38
Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	2490	286.53	2490.743	286.73
Charge excentrée (e=1)	620.88	328	619.628	328
Charge inclinée $\delta = 50º$	382	138.3	382.30	138.56

Le resultat du programme Par coefficient de MEYRHOF :

Cas d'une semelle rectangulaire :

Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)



IV.2.3-Par coefficient de HANSEN:

- *Cas d'une semelle Filante :*

	Calcul manuel		Calcul par logiciel « Capacité Portante »	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au niveau (a)	909.1	299.04	909.137	299.05
La nappe est au niveau (b)	832.2	265.45	832.280	265.46
Charge initial de 100 Kpa	1069.3	546.05	1069.31	546.05
Charge initial de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	2672.2	512.45	2672.280	512.46
Charge excentrée (e=1)	624.3	291.68	624.314	291.68
Charge inclinée $\delta = 50º$	232.3	146.42	232.327	146.43

- *Cas d'une semelle carrée :*

	Calcul manuel		Calcul par logiciel « Capacité Portante »	
	Sable	**Argile**	**Sable**	**Argile**
La nappe est au niveau(a)	866.4	337.97	866.413	337.98
La nappe est au niveau (b)	616.10	304.37	616.173	304.38
Charge intaille de 100 Kpa	2706.0	584.97	2706.413	584.98
Charge intaille de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	2456.1O	551.37	2456.173	551.38
Charge excentrée (e=1)	638.50	579.07	638.55	579.08
Charge inclinée $\delta = 50º$	213.3	136.63	213.339	136.64

- *Cas d'une semelle circulaire :*

	Calcul manuel		Calcul par logiciel « Capacité Portante »	
	Sable	**Sol argileux**	**Sable**	**Sol argileux**
La nappe est au niveau (a)	1037.3	362.40	1037.307	362.41
La nappe est au niveau (b)	787.0	328.81	787.067	328.82
Charge initial de 100 Kpa	2877.3	609.40	2877.307	609.41
Charge initial de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	289.2	575.81	289.292	575.82
Charge excentrée (e=1)	652.69	357.98	652.79	357.99
Charge inclinée $\delta = 50º$	194.25	211	194.35	211

- *Cas d'une semelle rectangulaire :*

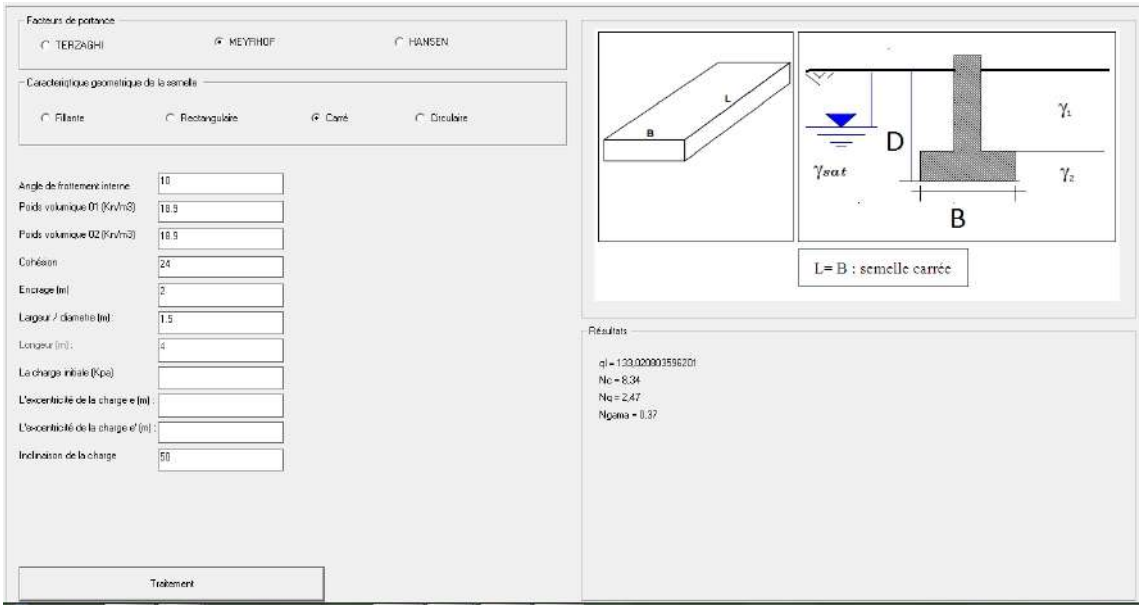
	Calcul manuel	Calcul par logiciel « Capacité Portante »

	Sable	Argile	Sable	Argile
La nappe est au niveau (a)	893	313.55	893	313.65
La nappe est au niveau (b)	642	280	642	280.05
Charge initial de 100 Kpa	560.55	560.55	560.65	560.65
Charge initial de 100 Kpa avec la nappe est au niveau(b)	372.19	286.53	372.29	286.63
Charge excentrée (e=1)	622 .43	328	622 .53	328.28
Charge inclinée $\delta = 50º$	225	142.66	225.2	142.76

Le resultat du programme Par coefficient de MEYRHOF :

Cas d'une semelle carrée :

Charge inclinée $\delta = 50º$



IV.3-Conclusion :

En fin de compte, on peut dire que nous avons élaboré un logiciel nommé (capacité portante) qui permettra l'automatisation de l'essai au laboratoire, qui est d'une grande dans les études géotechniques.

Les applications qu'on a utilisées montrent la validité el la fiabilité de notre ((capacité portante)).

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le dimensionnement des fondations est un domaine si complexe et si vaste qu'on ne saurait prétendre en couvrir tous les aspects au cours d'un seul projet de fin d'études.

Le but de notre étude était de passer en revue l'analyse de la capacité portante par les essais in situ, et au laboratoire, dans les fondation superficielle et profonde ; Et en fin, l'élaboration d'un utilitaire de calcul, programme en Visual Basic nommé « capacité portante » qui permet l'automatisation de l'essai au laboratoire en fondation superficielle.

Le programme ne peut fournir des résultats fiables si les données entrées ne sont pas correctes.

La méthodologie d'élaboration de logiciel étant acquise durant notre travail, il serait facile de développer d'autres logiciels pour tous les essais en laboratoire, que ce soit dans le domaine professionnel ou dans celui des études.

Dans le souci de compléter et parfaire ce travail, nous formulons les recommandations suivantes:

- Logiciel pourrait contenir des Insuffisances. Nous souhaitons qu'il soit poursuivi, que l'interface en soit améliorée et qu'il soit beaucoup plus interactif.

- Nous recommandons d'élaborer un logiciel de calcul des capacités portantes pour les fondations profondes