

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence : 2019/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع: 2020/ 2019

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

Contribution à l'étude des fondations Superficielles
par une approche Probabiliste

Nom et Prénom de l'étudiant :

Doubbakh rabie

ENCADREUR :
MESSAMEH ABDELHAMID

Année universitaire : 2019 – 2020

Dédicace :

Tout d'abord je tien à remercier ALLAH le Tout Puissant de m'avoir donné le courage, la patience et la santé qui m'ont permis de réaliser ce travail que je

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père et ma très chère mère.

À mes sœurs et mes frères

Toutes mes amies.

Toute la promotion du Master spécialité géotechnique 2019/2020

Remerciements

Je remercie tout d'abord le bon dieu qui m'a aidé de terminer ce travail «Allhamde li ALLAH».

*Je tiens à remercier mon encadreur Dr **MESSAMEH Abdelhamid** pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je le remercie aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.*

Mes remerciement vont ensuite aux membres de jury : pour avoir accepté de présider le jury de mon mémoire et qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude reconnaissance envers tous mes enseignants du « Département de Génie civil » à l'université de BISKRA.

Je tiens à remercier enfin toute ma famille surtout Mon Père, Ma Mère, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail.

Table de matières

Introduction générale	1
CHAPITRE I : NOTION SUR LES FONDATION ET LES METHODE DE DIMENSIONNEMENT	3
Introduction :	4
I.1. Généralités sur les fondations :	4
I.1.1. Définition :	4
I.2. ROLES DES FONDATIONS :	4
I.2.1. Rôle principal.....	5
I.2.1.1. Charges verticales :	5
I.2.1.2. Charge horizontale :	5
I.2.2. Rôles secondaires :	5
I.3. Choix du type de Fondation :	6
I.4. Types de fondations :	6
I.5. Les fondations superficielles :	8
I.5.1. Les type de fondations superficielles :	8
I.5.1.1. Les fondations filantes :	8
I.5.1.2. Les fondations isolées :	8
I.5.1.3. Les fondations radiers (les dalles) :	9
I.5.1.3.1 Les différents types de radier :	9
I.6. Fonctionnement des fondations superficielles :	10
I.6.1. Comportement d'une semelle sous charge verticale centrée :	10
I.6.2. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle :	11
I.7. Etude capacité portante des fondations superficielles :	13
I.7.1 Théorie de Terzaghi (1943) :	14
I.7.2. Théorie de Meyerhof (1963) :	17
I.7.3 Théorie de Hansen (1970) :	18
I.7.4 Théorie de Vesic (1973) :	20
I.8. PATHOLOGIE DES FONDATIONS :	20
Conclusion :	21
CHAPITRE II : METHODES D'ANALYSE PROBABILISTE UTILISEES EN GEOTECHNIQUE	22
Introduction :	23
II .1. APPROCHE PROBABILISTE	23
II.1.1. Principe général :	23
II.1.2. Principales étapes de l'approche probabiliste :	24
II.1.3. Modélisation des données aléatoires :	24

II.1.4. Choix du modèle et incertitudes associées :	25
II.1.5. Calculs probabilistes :	25
II.1.6. Exploitation des résultats :	25
II.2. Caractéristiques principales des variables aléatoires :	26
II.2.1. La distribution de probabilité et les fonctions de densité de probabilité :	26
II.2.2. La valeur moyenne :	27
II.2.3 La variance et l'écart type :	28
II.2.4. Le coefficient de variation :	29
II.2.5. L'asymétrie :	29
II.2.6. La covariance et le coefficient de corrélation :	29
II.3 Distribution de probabilité continue utile des variables aléatoires :	30
II.3.1. La distribution normale et la distribution normale standard :	31
II.3.2. Les distributions décalées et log-normales standards :	32
II.4. L'analyse probabiliste :	33
II.4.1. Analyse d'incertitude (Uncertainty analysis) :	34
II.4.2. L'analyse de fiabilité (Reliability analysis) :	34
II.4.3. Analyse de risque (Risk analysis) :	34
II.4.4. La conception probabiliste (Probabilistes design) :	34
II.5. Méthodes probabilistes pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles :	34
II.5.1. Etude probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur deux couches d'argile :	35
Conclusion :	38
CHAPITRE III : ETUDE DES FONDATION SUPERFICIELLES (QUELQUES APPLICATION)	
.....	39
Introduction :	40
III.1. Présentation du logiciel OptumG2 :	40
III.1.1. Théorie de plasticité :	41
III.1.1.1. Contrainte et rupture :	41
III.1.1.2. Déformation et écoulement :	41
III.1.2 Analyse limite :	42
III.1.2.1. Principe de la borne inférieure :	44
III.1.2.2 Principe de la borne supérieure :	44
III.1.3 Matériaux :	45
III.1.3.1 Mohr-coulomb :	45
III.1.3.2 Tresca :	47
III.2. FONDATION SUPERFICIELLE :	49
III.2.1. Analyse des limites :	50
III.2.1.1. Réseau adaptatif :	51

III.2.2 Analyse élastoplastique :	53
III.2.3. Analyse élastoplastique multiplicateur :	55
III.2.4 Variation de la résistance au cisaillement non drainée avec la profondeur :	57
Conclusion :	58
Conclusion générales	59
Références bibliographiques	60

Liste des figures

Figure I.1 : Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle.	4
Figure I.2 : La structure porteuse transmet toutes ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations ..	5
Figure I -3 : Classification des fondations.....	7
Figure I-4 : Classification des fondations selon le <i>DTU 13.12</i>	7
Figure I.5 : fondation filante	8
Figure I.6 : fondation isolée	9
Figure I.7 : fondation radier	9
Figure I.8 : les différents types de radier	10
Figure I.9 : Courbe chargement-tassement d'une semelle superficielle	11
Figure I.10 : Mécanisme de rupture d'une semelle rigide (<i>Vesic 1963</i>)	12
Figure I.11 : Nature de la rupture d'une fondation dans un sable d'après <i>Vesic (1963)</i>	13
Figure I.12 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [<i>Terzaghi (1943)</i>]	14
Figure I.13 : Schéma de principe de la théorie de <i>Terzaghi</i>	14
Figure I.14 : Méthode de superposition de <i>Terzaghi</i>	15
Figure I.15 : Modèle utilisé par <i>Terzaghi</i> pour la détermination des facteurs de portance.	16
Figure I.16 : Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ (<i>Terzaghi</i> : fondation rugueuse).	17
Figure I.17 : Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, d'après <i>Meyerhof (1951)</i>	18
Figure I.18 : Mécanisme de rupture pour le calcul de $N\gamma$ d'après <i>Lundgren et Mortensen (1953)</i>	19
Figure I.19 : causes des désordres des fondations superficielles.....	21
Figure II.1 : Schéma général de calcul par un modèle de type probabiliste.	23
Figure II.2 : Diagramme de fréquence d'un événement donné et fonctions de densité de probabilité [Lemaire2005]	26
Figure II.3 : CDF et PDF d'une variable aléatoire continue (<i>Russelli, 2008</i>).	27
Figure II.4 : Exemple de la valeur moyenne μ et l'écart type σ de deux distributions différentes, d'après <i>Fenton et Griffiths (2008)</i>	28
Figure II.5 : Exemples de corrélation entre les propriétés de sol (a) parfaitement corrélé positivement, (b) parfaitement corrélé négativement (c) non corrélé.	30
Figure II.6 : Fonctions de distribution des probabilités (a) distribution Normal (b) distribution Log normal d'après <i>Russelli (2008)</i>	31
Figure II.7 : Fonction log-normale décalée et sa transformation à la distribution normale standard d'après <i>Russelli (2008)</i>	33
Figure II.8 : Modèle utilisé d'après <i>Tian et al. (2013)</i>	35
Figure II.9 : Exemple d'une simulation stochastique (<i>Tian et al., 2013</i>).	36
Figure II.10 : Géométrie de problème (<i>Zaskórski et al., 2017</i>).	37
Figure II.11 : Capacité portante moyenne en fonction de l'épaisseur de la première couche (cas de forte sur faible couche), d'après <i>Zaskórski et al. (2017)</i>	37
Figure II.12 : Capacité portante moyenne en fonction de l'épaisseur de la première couche (cas de faible sur forte couche), d'après <i>Zaskórski et al. (2017)</i>	38
Figure III.1 : Surface de rupture.	41
Figure III.2 : Solide de volume V avec limite $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions αt sur S_σ et encastré en S_u	42

Figure III.3 : Présentation possibles de surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales. Dans (a) et (b) l'ordre des contraintes principales est $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ et dans (c) aucun ordre particulier n'est supposé (OptumG2, 2015).....	46
Figure III.4 : Surface de rupture de Tresca généralisé dans : (a) le plan déviatorique et (b) l'espace des contraintes principales pour une valeur intermédiaire de sue/suc (les point indique la correspondance à la compression triaxial (TC) et à l'extension triaxial (TE) (OptumG2, 2015).....	49
Figure III.5: Fondation superficielle dans le sol de l'USS Tresca.....	50
Figure III.6: Paramètres d'étape pour l'analyse de la limite inférieure. Le Time Scope n'est pas pertinent pour le Tresca modèle.	50
Figure III.7: Paramètres d'étape pour une adaptation de réseau d'analyse de la limite inférieure.	51
Figure III.8: Maillages initiaux et adaptés et solution d'effondrement avec intensité de dissipation (élément supérieur).....	52
Figure III.9: Paramètres de la scène Analyse élastoplastique avec adaptabilité du maillage. Le Time Scope n'est pas pertinent pour le modèle Tresca.....	53
Figure III.10: Déformations et distribution de la dissipation de cisaillement (en haut) et de l'énergie élastique (en bas) à partir de l'analyse élastoplastique (déplacements mis à l'échelle d'un facteur 30).....	54
Figure III.11: Paramètres de scène pour l'analyse élastoplastique multiplicateur avec adaptivité du maillage. Le Time Scope n'est pas pertinent pour le modèle Tresca.	55
Figure III.12: Configuration pour l'analyse élastoplastique multiplicateur : charge distribuée multiplicateur de 600 kN / m ² et point de résultat situé dans le coin supérieur gauche de la fondation (seule une section du domaine de problème complet est affichée).....	56
Figure III.13: Courbe charge-déplacement créée par l'outil Tracés XY. Les données réelles sont accessibles via l'onglet Données qui apparaît dans le coin inférieur droit lorsque la courbe est sélectionnée.....	56
Figure III.14: Spécification de la distribution linéaire de s_u	57
Figure III.15 : Variation de s_u	58

Liste des tableaux

Tableau 1.1: Coefficients de capacité portante de <i>Terzaghi</i> pour un cisaillement général	16
Tableau 1.2. : Facteurs de capacité portante de Hansen (1970).....	19
Tableau 2.1 : Résultats obtenus par Tian et al. (2013).....	36

Notations principales

D :	Profondeur de la fondation
B :	Largeur de la fondation.
L :	Longueur de la fondation
D_f :	Profondeur d'assise de la fondation
A :	Surface de la fondation
Q_u :	Charge ultime
q_u :	Contrainte de rupture
q_a :	Contrainte admissible
F :	Coefficient de sécurité
R :	Le rayon hydraulique de la fondation
P :	Périmètre de la fondation
C :	Cohésion du sol
φ :	Angle de frottement interne du sol
N_c :	Facteur de capacité portante, terme de cohésion
N_q :	Facteur de capacité portante, terme de profondeur
N_γ :	Facteur de capacité portante, terme de surface
K_{py} :	Le coefficient de poussée des terres (passive)
P_f :	Probabilité de rupture
$F_x(x)$:	Fonction de répartition
$f_x(x)$:	Fonction densité de probabilité
C' :	Cohésion effective du sol
μ_x :	Valeur moyenne d'une variable aléatoire
$\text{Var}(x)$:	Variance d'une variable aléatoire
σ_x :	Ecart type d'une variable aléatoire
Vx :	Coefficient de variation d'une variable aléatoire
ϑ_x :	Coefficient d'asymétrie d'une variable aléatoire
$\text{Cov}(X,Y)$:	Covariance
ρ_{xy} :	Coefficient de corrélation
Sc :	facteur de forme.
N_c^* :	facteur de capacité portante modifié.
μN_c^* :	facteur de capacité portante moyen modifié.
CDF :	fonction de distribution cumulative.
PDF :	fonction de densité de probabilité.

Résumé

La capacité portante des fondations superficielles est un sujet important dans le domaine de la mécanique des sols. De nombreuses méthodes déterministes ont été proposées pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles, en supposant des propriétés uniformes du sol. Cependant, le sol est un matériau hétérogène avec des caractéristiques mécaniques et physiques variable, ce qui entraîne l'incertitude des résultats. Dans le but de prendre en compte la variabilité aléatoire des sols, l'utilisation de la méthode probabiliste est plus raisonnable pour considérer toutes les valeurs possibles des paramètres de sol. L'objectif de cette thèse est de contribuer à l'analyse numérique et probabiliste du problème de la capacité portante du dimensionnement fondations superficielles. Le premier chapitre, présente un certain nombre de connaissances générales sur les fondations, Le deuxième chapitre, présente une théorie l'approche probabiliste et caractéristiques principales des variables aléatoires étude probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur deux couches d'argile. Le troisième chapitre est consacré à la présentation du logiciel OptumG2 et présente Le modèle de Mohr-Coulomb et Tresca .

Mots clé :

Capacité portante, fondations superficielles, analyse probabiliste, OptumG2.

Abstract

The bearing capacity of shallow foundations is an important subject in the field of soil mechanics. Many deterministic methods have been proposed for estimating the bearing capacity of shallow foundations, assuming uniform soil properties. However, soil is a heterogeneous material with varying mechanical and physical characteristics, which leads to uncertainty in the results. In order to take into account the random variability of soils, the use of the probabilistic method is more reasonable to consider all possible values of the soil parameters. The objective of this thesis is to contribute to the numerical and probabilistic analysis of the problem of the bearing capacity of the dimensioning of shallow foundations. The first chapter, presents a number of general knowledge about foundations, the second chapter, presents a theory the probabilistic approach and main characteristics of random variables probabilistic study of the bearing capacity of shallow foundations resting on two layers of clay. The third chapter is devoted to the presentation of the OptumG2 software and presents the model of Mohr-Coulomb and Tresca.

Key words:

Bearing capacity, shallow foundations, probabilistic analysis, OptumG2.

ملخص

تعد قدرة تحمل الأساسات السطحية موضوعاً مهماً في مجال ميكانيكا التربة. تم اقتراح العديد من الطرق لتقدير قدرة تحمل الأساسات السطحية ، بافتراض خصائص التربة الموحدة. ومع ذلك ، فإن التربة مادة غير متجانسة ذات خصائص ميكانيكية وفيزيائية مختلفة ، مما يؤدي إلى عدم اليقين في النتائج. من أجل مراعاة التباين العشوائي للتربة ، يكون استخدام الطريقة الاحتمالية أكثر منطقية للنظر في جميع القيم الممكنة لمعاملات التربة. الهدف من هذه الأطروحة هو المساهمة في التحليل العددي والاحتمالي لمشكلة القدرة على التحمل لتصميم الأساسات السطحية. يعرض الفصل الأول عددًا من المعارف العامة حول الأساسات ، بينما يعرض الفصل الثاني نظرية النهج الاحتمالي والخصائص الرئيسية للمتغيرات العشوائية دراسة احتمالية لقدرة تحمل الأسس الضحلة المستندة على طبقتين من الطين. الفصل الثالث مخصص لعرض برنامج OptumG2 ويعرض نموذج Mohr-Coulomb و Tresca.

الكلمات الدالة:

قدرة التحمل ، الأساسات السطحية ، التحليل الاحتمالي ، OptumG2.

Introduction générale

Introduction générale

Parmi les plus anciens et de base des problèmes dans Géotechnique est la mise en capacité portante des fondations superficielle, qui a été largement étudié à l'aide de méthodes déterministes basées sur l'équation de Terzaghi (1943). Il adopte des hypothèses prudentes qui peuvent conduire une architecture surestimée qui extrêmement coûteuse.

Dans le cas du problème de la capacité portante des fondations superficielles, les propriétés des terres telles que l'angle de frottement et la cohésion sont des variables aléatoires qui peuvent être exprimées sous la forme de fonctions de distribution de probabilité.

La variabilité élevée de paramètres géotechniques, leur caractère évolutif dans le temps et l'espace et l'incertitude importante qui les affectent, rendent nécessaire leur prise en compte sous forme de champs aléatoires. Ces derniers sont définis comme des variables aléatoires auxquelles on associe une localisation dans l'espace.

L'approche probabiliste, et c'est la méthode principale dans il s'agit, tient compte du caractère aléatoire des variables. Elle fournit un résultat exprimé en probabilité de rupture. Celle-ci constitue une mesure homogène de la fiabilité qui peut en outre s'intégrer dans une étude économique globale.

L'analyse fiabiliste en géotechnique est basée sur plusieurs méthodes probabilistes analytiques et numériques, la méthode la plus efficace et la plus utilisée est la méthode RFEM (Random Finité Élément Méthode) qui a été utilisée par Griffiths et Fenton (1993) pour un problème d'écoulement. Ensuite cette approche a été appliquée par les mêmes auteurs pour étudier de nombreux problèmes (Fenton et Griffiths, 2003 ; Griffiths et Fenton, 2001 ; Griffiths et al. 2006) et par d'autres auteurs comme (Cassidy et al. 2013 ; Luo et Bathurst, 2017). La méthode RFEM combine la théorie des champs aléatoires et la méthode déterministe des éléments finis en considérant des distributions de probabilités pour plusieurs propriétés du sol, ce qui permet la génération et la représentation graphique des champs aléatoires avec des valeurs spatialement variables.

Dans ce travail, on s'intéresse au problème de dimensionnement des fondations superficielles en étude quelques types avec les chargements en utilisant l'approche probabiliste.

La thèse est scindée en trois (03) chapitres :

Le premier chapitre : présente un certain nombre de connaissances générales sur les fondations et fonctionnement les fondations superficielles, et les différents mécanismes de rupture, et étude capacité portante des fondations superficielles et pathologie des fondations.

Le deuxième chapitre : présente une théorie l'approche probabiliste et caractéristiques principales des variables aléatoires et distribution de probabilité continue utile des variables aléatoires et étude probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur deux couches d'argile.

Le troisième chapitre : est consacré à la présentation du logiciel OptumG2 et présente Le modèle de Mohr-Coulomb et Tresca, en plus d'un exercice d'application sur les fondations superficielle avec logiciel optumG2.

Enfin, cette mémoire se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I

NOTIONS SUR LES FONDATIONS ET LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT

Introduction :

Un ouvrage s'appuie sur un sol d'assise et lui transmet un ensemble de charges. La partie inférieure d'une structure est généralement appelée la fondation. C'est un élément clé de toute construction dans le but d'assurer la stabilité d'un ouvrage.

Dans ce chapitre, on représente les différents types des fondations, le mode de rupture, les généralités sur le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, et pathologie des fondations.

I. Généralités sur les fondations :

I.1. Définition :

La fondation est la partie de la structure qui transmet les charges directement au sol. Si le sol proche de la surface du terrain permet de supporter d'une manière convenable les charges transmises par la fondation. (**Figure I.1**).

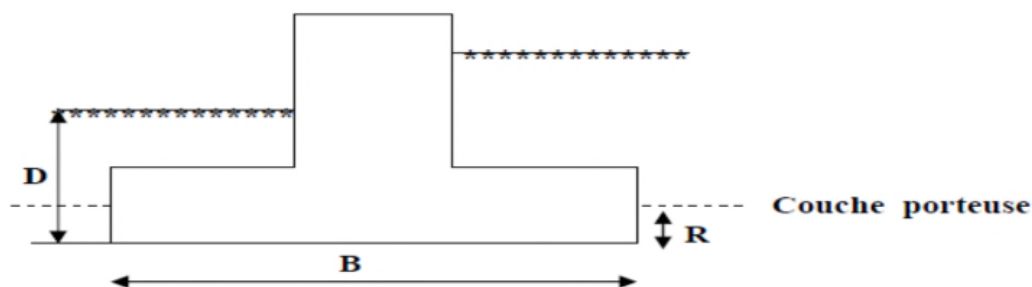


Figure I.1 : Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle.[1]

On considère habituellement que la fondation est superficielle quand la profondeur D du niveau de fondation par rapport à la surface du sol est inférieure à 3.0 m (ou 06 fois la largeur B de la fondation ($D/B < 6$)).

Si le sol superficiel est incapable de supporter les charges de la construction, alors il faut aller transmettre ces charges au bon sol situé en profondeur. Ce type de fondation est généralement constitué de pieux en béton armé, béton précontraint ou en acier, battus, foncés ou forés moulés et atteignant quelques dizaines de mètres pour relier la structure au bon sol. [1]

I.2. ROLES DES FONDATIONS :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi,

Quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

I.2.1. Rôle principal

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

I.2.1.1. Charges verticales :

- comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs,
- comme les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige,

I.2.1.2. Charge horizontale :

- comme des charges permanentes telles que la poussée des terres,
- comme les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.

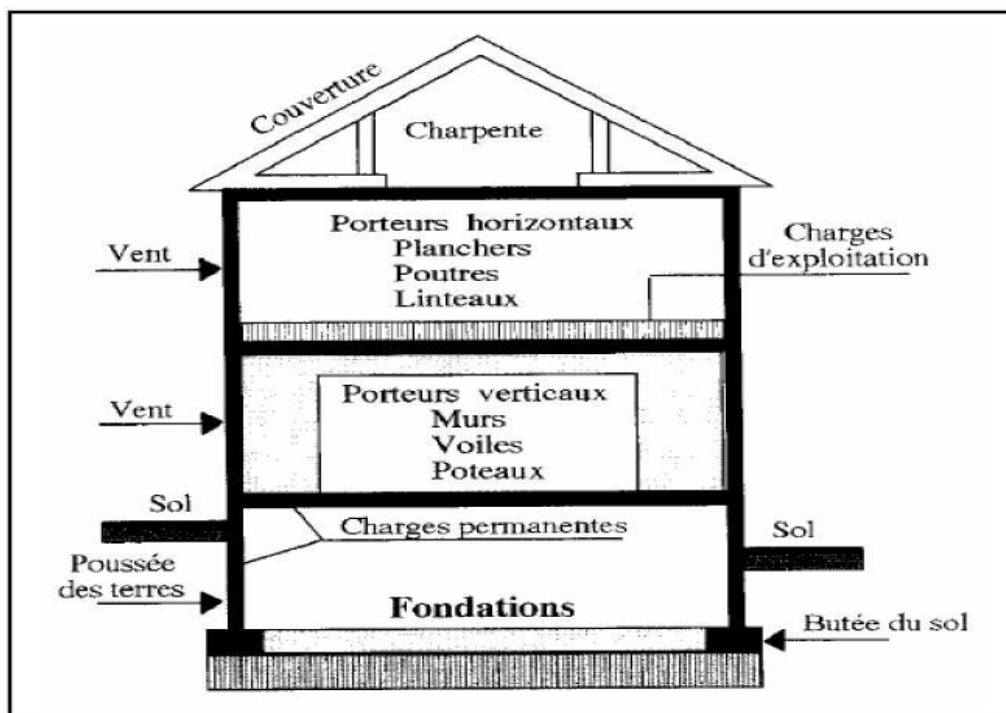


Figure I.2 : La structure porteuse transmet toutes ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations [2]

I.2.2. Rôles secondaires :

- 1) La fondation doit résister elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.

2) L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.

- **pas de glissement horizontal** : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales (poussées du vent, des terres...) de pousser l'ouvrage horizontalement.

- **pas de basculement** : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.

- **pas de déplacement vertical** : Le sol doit être suffisamment résistant pour éviter l'enfoncement du bâtiment de manière uniforme ou dissymétrique (tassements différentiels entre deux parties solidaires de l'ouvrage) et le bâtiment doit être suffisamment lourd pour éviter les soulèvements dus à l'action de l'eau contenue dans le sol (poussée d'Archimède).

3) Une fondation doit être durable. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.

4) Une fondation doit être économique. Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible. [2]

I.3. Choix du type de Fondation :

Le choix du type de fondation la plus appropriée est dicté par certains facteurs tels que :

- La nature de la structure ;
- Les charges appliquées par la structure ;
- Les caractéristiques du sol sous la fondation ;
- Les coûts des fondations.

Cependant, afin de décider du type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les Couches du sol concernées, 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 choix du type de fondation ; Superficielle ou profonde. [3]

I.4. Types de fondations :

Une fondation est dite superficielle si $D < 1,5 B$

Si $D > 6B$ la fondation est dite profonde ;

Si $1,5B < D < 6B$ la fondation est semi profonde.

Avec D : profondeur de la fondation et B : largeur de la fondation.

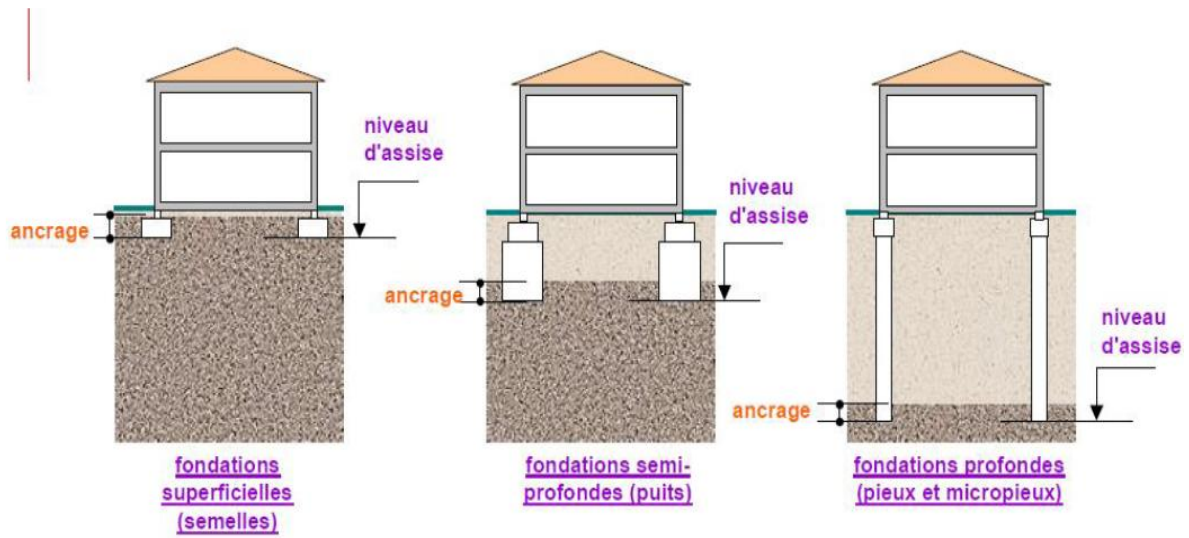


Figure I-3 : Classification des fondations.[4]

D'autres classifications ne considèrent que 2 types de fondations :

- les fondations superficielles
- les fondations profondes

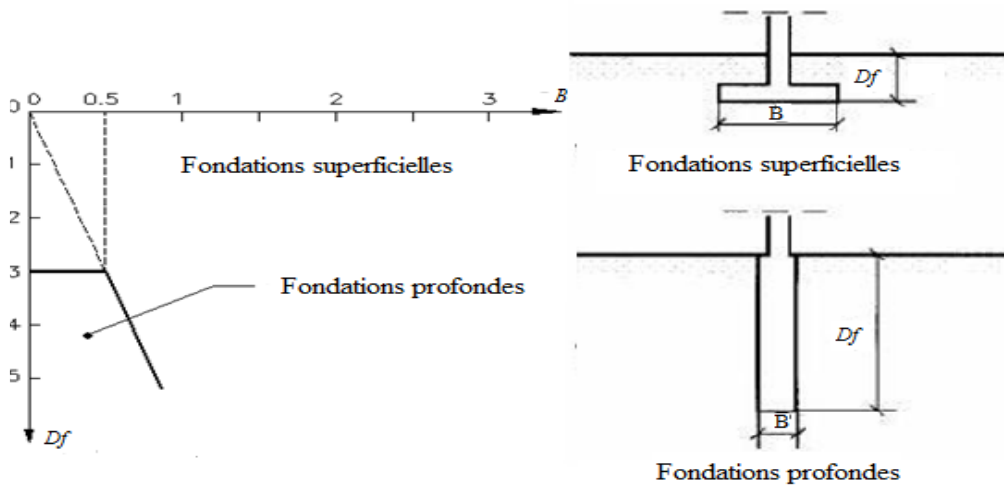


Figure I-4 : Classification des fondations selon le DTU 13.12 [5]

I.5. Les fondations superficielles :

La fondation superficielle, appelée aussi fondation directe, transmet directement les efforts sur les couches proches de la surface, elle est utilisée sur un terrain de bonne qualité, ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante, c'est le type des fondations le plus courant. Suivant la résistance du terrain, et l'importance de la structure on choisit le type de fondation superficielle.

[6]

I.5.1. Les type de fondations superficielles :

I.5.1.1. Les fondations filantes :

Les fondations filantes sont 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, on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé.

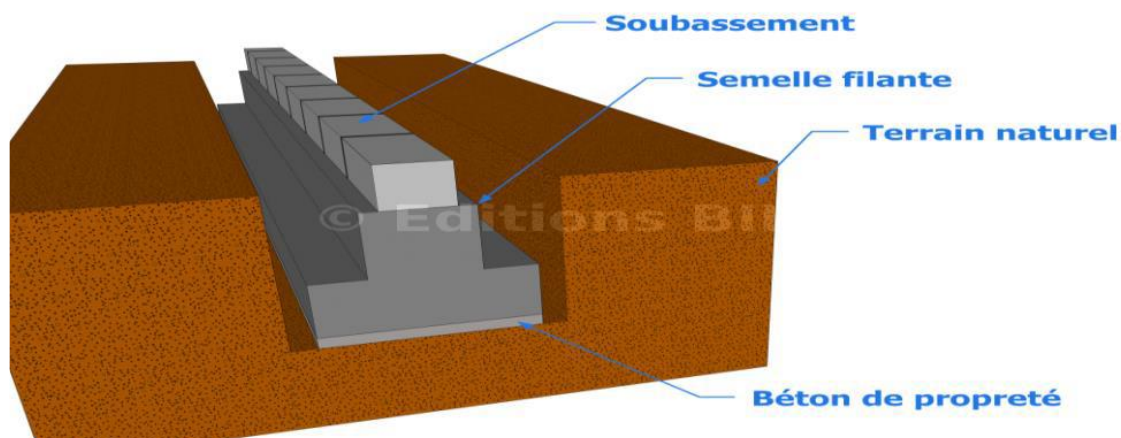


Figure I.5 : fondation filante [6]

I.5.1.2. Les fondations isolées :

Les fondations isolées présentant une géométrie proche du carré (ou du rond), 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).

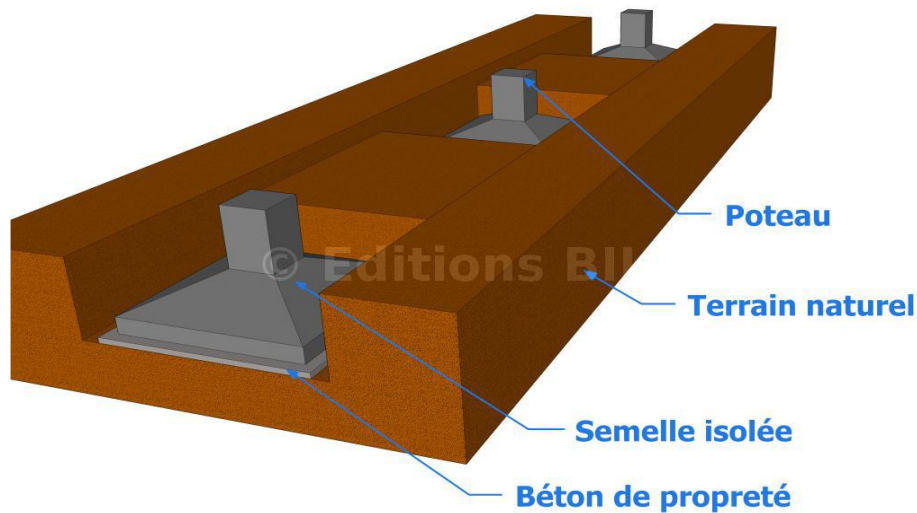


Figure I.6 : fondation isolée [6]

I.5.1.3. Les fondations radiers (les dalles) :

Les radiers ou les dalles ont des dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

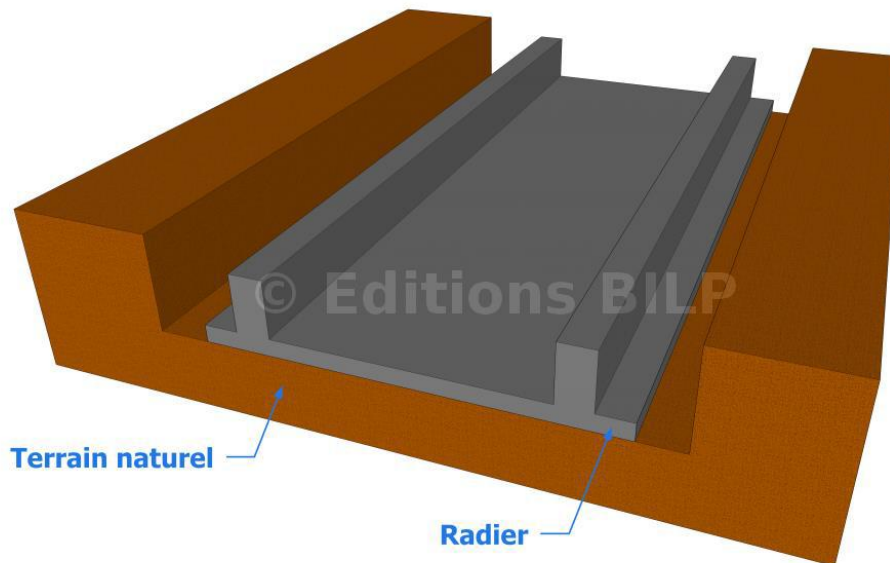


Figure I.7 : fondation radier [6]

I.5.1.3.1 Les différents types de radier :

A- Radier champignon :

Dans le cas d'une construction ossature on peut traiter le radier selon le principe des planchers champignons ; il ne comporte pas de nervure, ce qui permet d'avoir une surface plate et dégagée pour de grandes portées.

B-Radier voûte :

Les voûtes permettent d'augmenter les portées (distance entre les éléments porteurs) sans augmenter sensiblement l'épaisseur du radier.

C-Radier plat d'épaisseur constante :

Convient aux charges assez faibles et aux constructions de petite emprise.

D- Radier nervuré :

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessive, on dispose des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle ; elles peuvent être disposées dans un seul sens ou dans deux ; cela dépend de la portée, de la disposition des murs ou des poteaux.

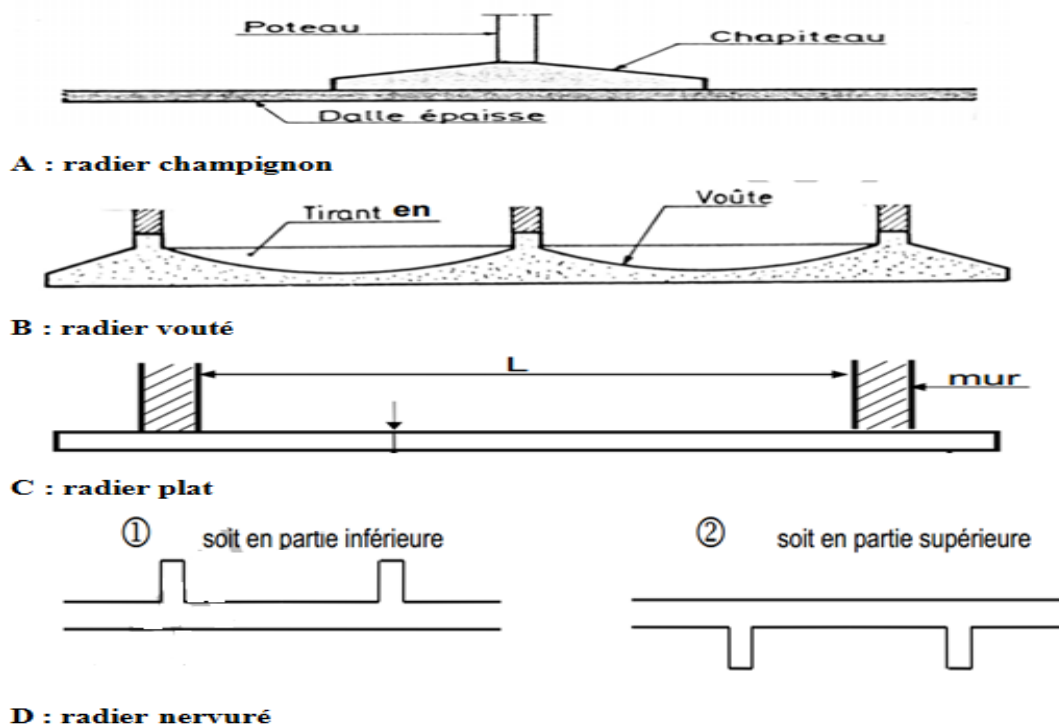


Figure I.8: les différents types de radier [7]

I.6. Fonctionnement des fondations superficielles :

I.6.1. Comportement d'une semelle sous charge verticale centrée :

La figure I.9 présente la courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle. On peut remarquer que tant que la charge est raisonnable, les tassements sont élastiques linéaires avec le chargement. La rupture pour une charge Q_u , appelée charge ultime qui provoque la rupture du sol de fondation dès qu'elle est atteinte.

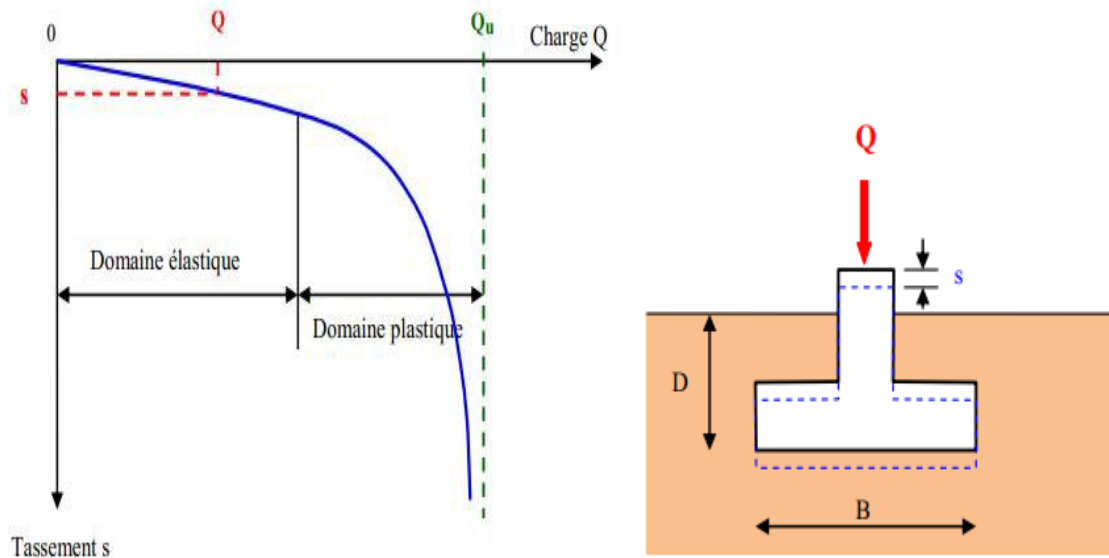


Figure I.9: Courbe chargement-tassement d'une semelle superficielle [8]

A, étant la surface d'impact de la semelle, la contrainte de rupture de la semelle est: $q_u = Q_u/A$. La contrainte admissible q_a , est obtenue en divisant la contrainte ultime par un coefficient de sécurité F , $q_a = q_u / F$, avec généralement $F = 3$. Les contraintes ultime et admissible sont par ailleurs à la base de la conception des fondations.

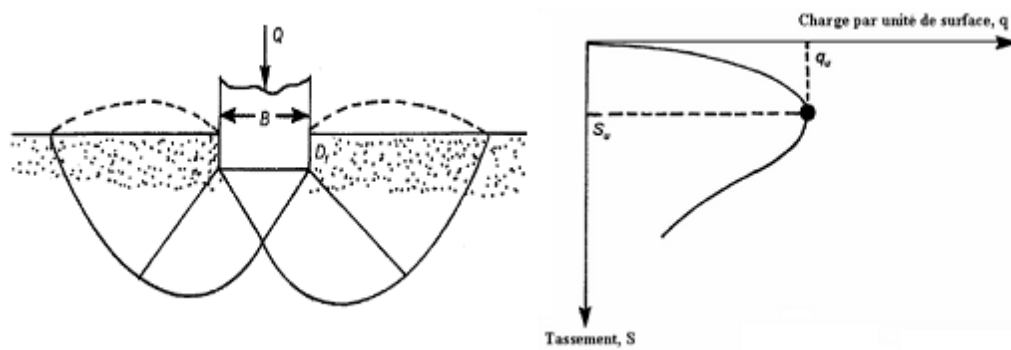
I.6.2. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle :

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol est en état d'équilibre élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol passe progressivement à l'état d'équilibre plastique. Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la figure (I.10) qui s'applique à une semelle continue (ou filante) reposant sur un massif homogène de sable.

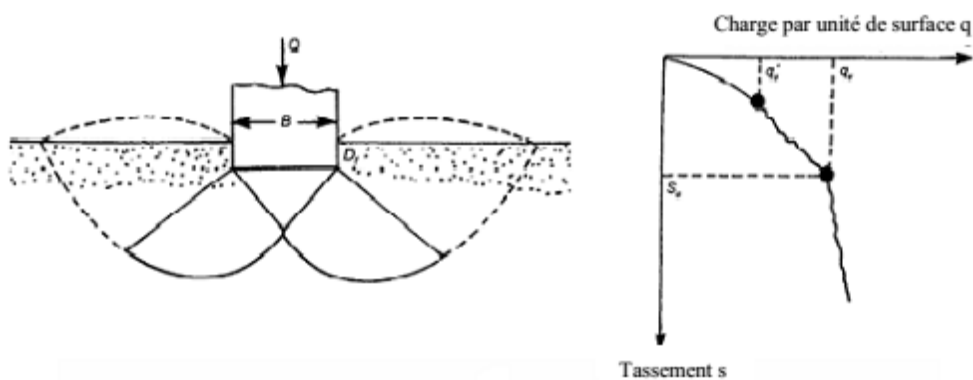
Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol:

- **rupture par cisaillement généralisé** : caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants (fig.1.10.a)
- **Rupture par cisaillement localisé** : qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (fig.1.10.b)

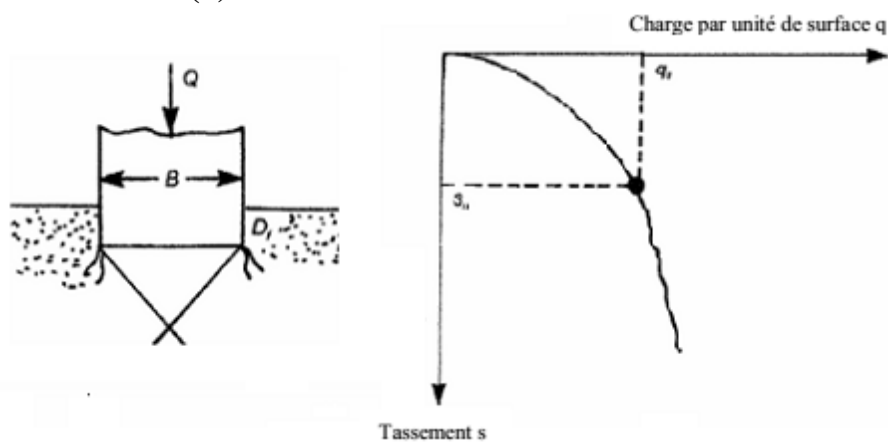
- **Rupture par poinçonnement :** La figure (1.10.c) montre la même fondation, mais cette dernière surmonte un sable lâche ou un sol argileux. Pour ce cas, la courbe de chargement-tassement sera comme celle montrée dans la même figure. Une valeur maximale de charge par unité de surface, q , n'est jamais observée. La capacité portante ultime (q_u) est définie comme le point où le rapport $\Delta S / \Delta q$ devient le plus grand et à peu près constant. Ce type de rupture dans le sol est appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend jamais à la surface du terrain.



(a) Mécanisme de cisaillement généralisé



(b) Mécanisme de cisaillement localisé



(c) Mécanisme de rupture par poinçonnement

Figure I.10: Mécanisme de rupture d'une semelle rigide (Vesic 1963) [8]

La nature de la rupture dans le sol à la charge ultime est fonction de plusieurs facteurs
 Tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D_f par rapport à la largeur de la fondation (B), et le rapport de la largeur à la longueur (B/L) de la fondation. Ceci a été clairement expliqué par *Vesic (1973)* qui a conduit plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ces résultats est montrée dans la figure I.11. Dans cette figure, D_r est la densité relative du sable, et R le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit :

$$R = \frac{A}{P}$$

Où

A : surface de la fondation = $B.L$

P : périmètre de la fondation = $2(B + L)$

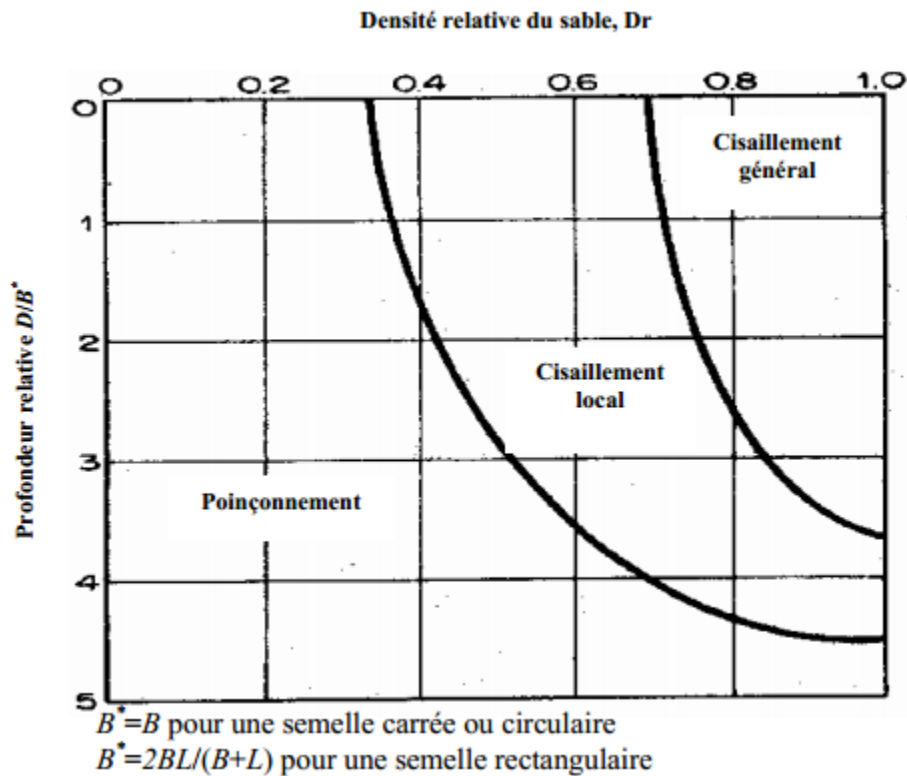


Figure I.11: Nature de la rupture d'une fondation dans un sable d'après *Vesic (1963)*

On remarque dans la figure 1.8, pour $D_f/R \geq 18$, la rupture par poinçonnant se produit quelle que soit la valeur de la densité relative du sable. [8]

I.7. Etude capacité portante des fondations superficielles :

La capacité portante ultime est l'intensité de la pression à laquelle le sol subit une rupture par cisaillement. La détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle, reposant sur

une couche de sol de résistance donnée, constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales de mécanique du sol.

I.7.1 Théorie de Terzaghi (1943) :

En 1943 Terzaghi améliora la solution de Prandtl 1920 pour inclure la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. Terzaghi était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi). Terzaghi a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante, présentée ci-dessous (figure I.12)

Il a basé sa théorie sur les conditions suivantes :

- Il a assumé que le coin au-dessous de la semelle est en équilibre élastique.
- Terzaghi a assumé que l'angle des surfaces du coin de rupture est α supérieur à $45^\circ + \frac{\phi}{2}$, qui résulte d'une prétenion des coins actifs de Rankine.
- La résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de fondation D , a été ignorée et contribue seulement comme une surcharge.
- On assume que la semelle est rugueuse.

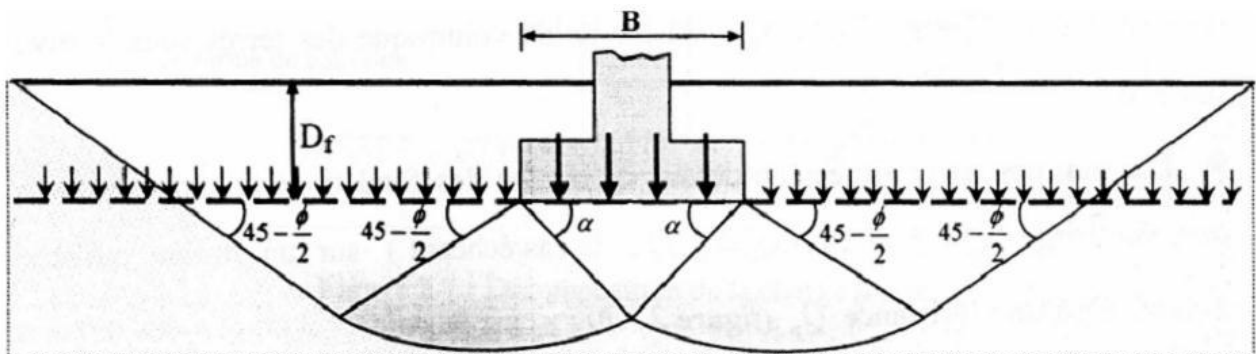


Figure I.12: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [Terzaghi (1943)]. [9]

En règle générale, la semelle de fondation est placée, après creusement, à une profondeur D_f dans un sol de poids spécifique γ à surface horizontale. La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale Qu/B à l'emplacement de la semelle et à $qs = \gamma * D_f$ à l'extérieur (Figure I.13).



Figure I.13: Schéma de principe de la théorie de Terzaghi [9]

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales applicables dans les états suivants (Figure I.14).

- Sol supposé sans poids et sans cohésion, la charge dépend alors uniquement de la surcharge q et de l'angle de frottement interne ϕ ;
- Sol pesant, mais sans cohésion ;
- Sol non pesant, et cohérent

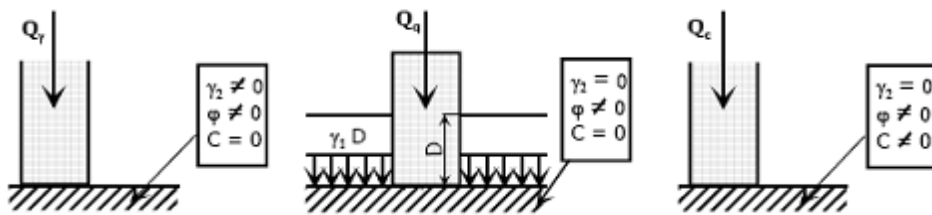


Figure I.14: Méthode de superposition de Terzaghi. [9]

Utilisant l'analyse d'équilibre, Terzaghi a exprimé la capacité portante ultime sous la forme :

$$q_u = c \cdot N_c + q N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (1.2)$$

Où : N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation.

$$N_c = \cos \phi \left[e^{2 \left(\frac{3\pi}{4 - \frac{\phi}{2}} \right) \tan \phi} - 1 \right] = \cot \phi (N_q - 1) \quad (1.3)$$

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4 - \frac{\phi}{2}} \right) \tan \phi}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{\pi + \phi}{4} \right)} \quad (1.4)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \quad (1.5)$$

Avec $K_{p\gamma}$ est le coefficient de poussée des terres (passive)

Cette équation, cependant, est soumise aux restrictions suivantes : rupture générale, semelle filante, semelle de base rugueuse.

Toujours dans sa théorie, Terzaghi divise la zone de rupture sous la fondation en trois zones (figure I.15) :

- Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation ou le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limite par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol ϕ .

- Une zone de cisaillement radial BCF où CF est un arc spirale logarithmique définie par la fonction : $r = r \cdot e^{\theta \tan \phi}$
- zone passive de Rankine triangulaire BFD.

Dans les zones de cisaillement radial et passif, les déplacements et les cisaillements sont très importants et il en résulte ainsi une rupture généralisée au-dessous de ces trois zones, le sol est peu ou non perturbé par la rupture (Salençon 1974).

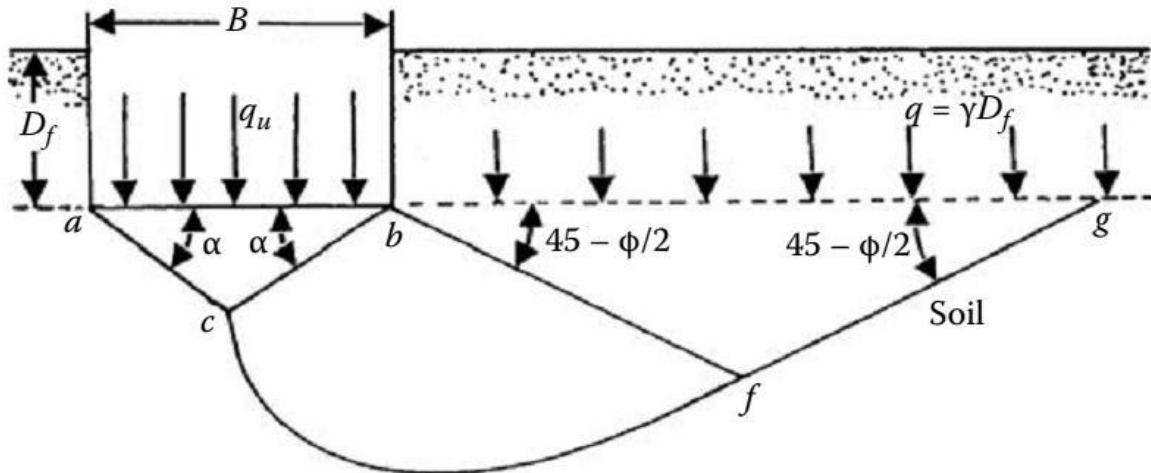


Figure I.15 : Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance. [9]

La variation des coefficients de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne ϕ est donnée par le tableau I.1, et la figure I.16 donne les mêmes valeurs sous une forme graphique.

Tableau I.1: Coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement général.[9]

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	11.35
2	6.30	1.22	0.18	28	31.61	17.81	15.15
4	6.97	1.49	0.38	30	37.16	22.46	19.73
6	7.73	1.81	0.62	32	44.04	28.52	27.49
8	8.60	2.21	0.91	34	52.64	36.51	36.96
10	9.61	2.69	1.25	36	63.53	47.16	51.70
12	10.76	3.29	1.70	38	77.50	61.55	73.47
14	12.11	4.02	2.23	40	95.67	81.27	100.39
16	13.68	4.92	2.94	42	119.67	108.75	165.69
18	15.52	6.04	3.87	44	151.95	147.74	248.29
20	11.69	7.44	4.97	46	196.22	204.20	426.96
22	20.27	9.19	6.91	48	258.29	287.86	742.61
24	23.36	11.40	8.85	50	347.52	415.16	1153.15

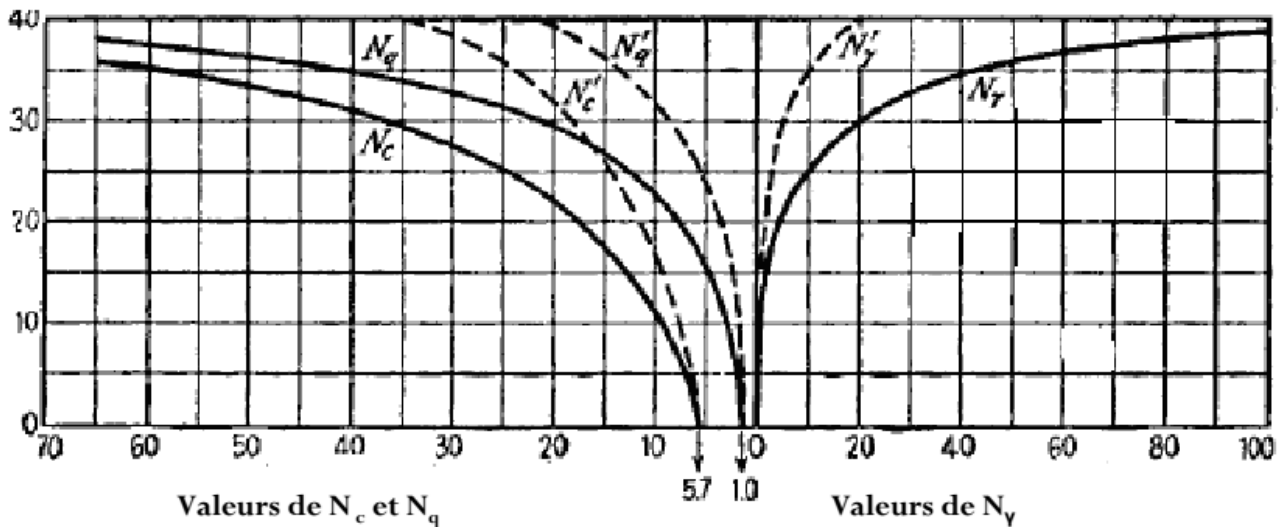


Figure I.16: Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ (Terzaghi : fondation rugueuse). [9]

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule générale de *Terzaghi*.

Ainsi le problème de la capacité portante se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante N_c , N_q et N_γ . Après la proposition de cette approche, diverses études ont été faites pour l'évaluation de ces facteurs. [8]

I.7.2. Théorie de Meyerhof (1963) :

Meyerhof (1951) a publié une théorie de la capacité portante qui pourrait être appliquée à la fondation rugueuse, superficielle et profonde. Mécanisme de la rupture à charge limite sous une fondation continue supposée par *Meyerhof* (1951) montrée sur la Figure I.17. Sur cette Figure, *abc* est une zone triangulaire élastique, *bcd* est une zone de cisaillement radial avec *cd* un arc d'une spirale logarithmique et *bde* est une zone de cisaillement mixte dans laquelle le cisaillement varie entre les limites de cisaillement radial et le plan duquel dépendant la profondeur et la rugosité de la semelle. Le plan *be* s'appelle la surface libre équivalente. Les contraintes normales et de cisaillements dans le plan *be* sont p_0 et s_0 , respectivement. La méthode de superposition a été utilisée pour déterminer la contribution de la cohésion c , p_0 , γ et ϕ dans la capacité portante ultime q_u d'une semelle continue et exprimée comme suit :

$$q_u = c \underbrace{[(N_q - 1) \cot \varphi]}_{N_c} + q \underbrace{\left[\exp(\pi \tan \varphi) \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \right]}_{N_q} + \frac{1}{2} \gamma B \underbrace{[(N_q - 1) \tan(1.4\varphi)]}_{N_\gamma} \quad (1.6)$$

où : N_c , N_q et N_γ les facteurs de la capacité portante B: largeur de la fondation

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (1.7)$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \quad (1.8)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad (1.9)$$

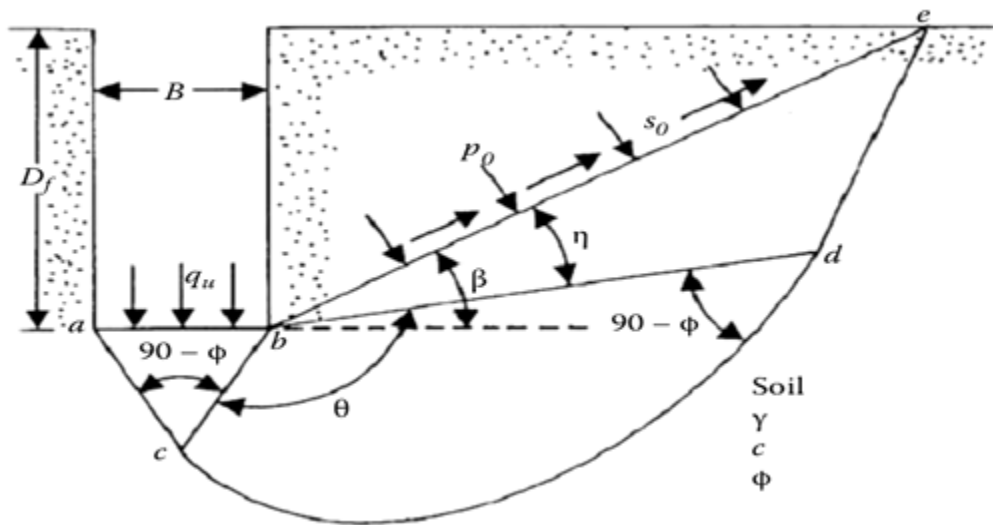


Figure I.17: Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, d'après Meyerhof (1951). [9]

I.7.3 Théorie de Hansen (1970) :

Pour le calcul de la force portante des fondations superficielles, *Brinch Hansen* a utilisé la même équation de base que celle de *Terzaghi*, excepté que la largeur de la fondation a été prise égale à B au lieu de $2B$. [9]

Les trois facteurs de portance ont pour expressions :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \varphi \end{cases} \quad (1.10)$$

Les résultats de la formule empirique de N_γ (équation 1.10) sont en bon accord avec les valeurs calculées par *Lundgren et Mortensen (1953)* en utilisant le mécanisme de rupture présenté sur la Figure I.18. La superposition des trois termes N_γ , N_q et N_c , conduit à une sous-estimation de la portance de la fondation, qui reste en général inférieure à 20% (*Lundgren et Mortensen, 1953*). Par ailleurs, en 1961, Hansen a proposé une expression différente pour N_γ :

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \varphi \quad (1.11)$$

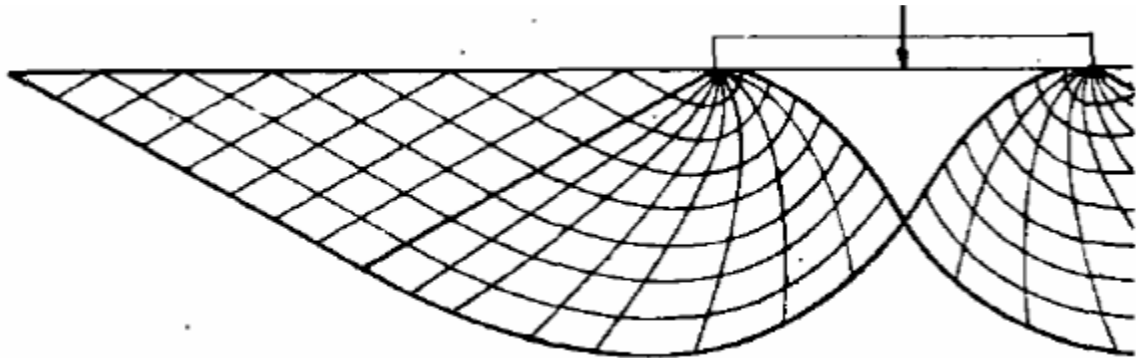


Figure I.18: Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ d'après *Lundgren et Mortensen (1953)*.

Tableau I.2. : Facteurs de capacité portante de Hansen (1970). [10]

ϕ (degrees)	N_q	N_c	N_γ
0	1.0	1.5	0.0
5	1.6	6.5	0.1
10	2.5	8.3	0.4
15	3.9	11.0	1.2
20	6.4	14.8	2.9
25	10.7	20.7	6.8
30	18.4	30.1	15.1
31	20.6	32.7	17.7
32	23.2	35.5	20.8
33	26.1	38.6	24.4
34	29.4	42.2	28.8
35	33.3	46.1	33.9
36	37.8	50.6	40.1
37	42.9	55.6	47.4
38	48.9	61.4	56.2
39	56.0	67.9	66.8
40	64.2	75.3	79.5
42	85.4	93.7	114.0
44	115.3	118.4	165.6
46	158.5	152.1	244.6
48	222.3	199.3	368.7
50	319.1	266.9	568.6

I.7.4 Théorie de Vesic (1973) :

Vesic (1973) présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi (1925, chapitre 24). Il évoque l'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- L'enveloppe des cercles de Mohr n'est pas une droite.
- La rupture se développe progressivement sur la surface de rupture.
- Il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels. [10]

I.8. PATHOLOGIE DES FONDATIONS :

Comme toute construction, les fondations superficielles sont sujettes à des désordres et il est bon de connaître les causes des principaux accidents. Une statistique intéressante a été établie par un bureau de contrôle orienté surtout sur les bâtiments d'habitation ; elle porte sur plus d'un millier de désordre survenu à des fondations superficielles entre 1950 et 1970. Lebergue Y. (1981) Et elle a abouti aux résultats suivants :

- 20 % sont dus à des remblais mal compactés
- 20 % à une circulation d'eau
- 20 % à une hétérogénéité du sol ou des charges
- 10 % à une assise molle trop compressible et pour laquelle des fondations profondes auraient été préférables.
- 10 % à la présence d'un sol instable ; affaissements miniers, pentes etc.
- 10 % ont été provoqués dans des immeubles déjà existant par la construction d'importants ouvrages dans leurs voisinages immédiats.
- 10% restant sont dus à des causes indéfinies.

La représentation graphique de ces désordres (en pourcentage) est illustrée dans la figure I.19 [11]

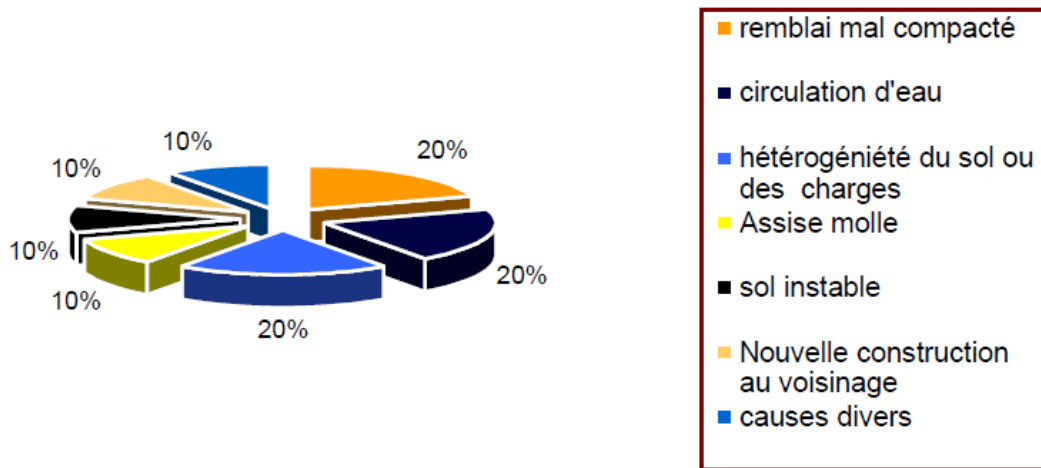


Figure I.19: causes des désordres des fondations superficielles[11]

Conclusion

Le choix et le type de fondation dépendent de :

- La nature de la structure
- Les charges appliquées par la structure
- Les caractéristiques du sol sous la fondation
- Enfin le coût des fondations

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes de calcul de la capacité portante. Toutes les approches proposées dans la littérature ont une allure identique puisqu'elles adoptent le principe de superposition proposé par Terzaghi (1943).

CHAPITRE II

METHODES D'ANALYSE PROBABILISTE UTILISEES EN GEOTECHNIQUE

Introduction :

La variabilité des propriétés du sol et les techniques différentes des essais sont en général des sources d'incertitude dans le domaine de la géotechnique. Les ingénieurs considèrent ces problèmes en utilisant des analyses déterministes, basées sur la notion classique du facteur de sécurité. Cependant, l'expérience pratique montre que l'approche déterministe donne des solutions conservatives sans prendre en compte l'incertitude ; ainsi, la fiabilité d'un système ne peut pas être correctement évaluée.

Par conséquent, une évaluation rigoureuse de l'incertitude liée aux problèmes géotechniques nécessite certainement l'application de la méthode probabiliste en complément des analyses déterministes classiques. En fait, les concepts des méthodes probabilistes, associés à la théorie statistique, offrent une base théorique pour quantifier les incertitudes d'une manière cohérente, en les traduisant en termes mathématiques précis, de cette manière, un cadre logique est fourni pour l'analyse de la fiabilité et des risques.

Ce chapitre présente tout d'abord une introduction sur les concepts de base de la théorie des probabilités puis l'utilisation des probabilités pour décrire les incertitudes géotechniques et enfin la présentation d'une synthèse bibliographique sur les travaux effectués pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles en utilisant la méthode probabiliste.

II .1. APPROCHE PROBABILISTE

II.1.1. Principe général :

L'approche probabiliste aborde les problèmes d'une manière toute différente, en postulant a priori le caractère aléatoire des grandeurs qui interviennent dans les phénomènes étudiés et dans les modèles de comportement utilisés pour décrire ces phénomènes. Dans une telle approche, on quantifie toutes les incertitudes attachées au modèle, aux paramètres, aux facteurs humains, etc. On en déduit ensuite des résultats qui sont eux-mêmes affectés d'incertitudes. On obtient ainsi, quelle que soit la nature du problème étudié, des résultats exprimés sous une forme homogène, à savoir la probabilité de voir se produire certains événements.

Dans le modèle de calcul (figure II.1), les données et les résultats sont affectés d'incertitudes. Ce ne sont plus des grandeurs uniques bien définies, mais des variables aléatoires.

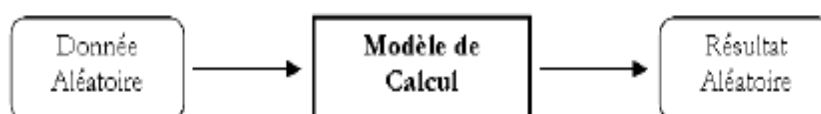


Figure II.1 : Schéma général de calcul par un modèle de type probabiliste. [12]

La nature exacte du modèle n'est pas précisée à ce stade, pas plus que les méthodes de calcul particulières qui devront être mises en œuvre pour utiliser des quantités aléatoires.

II.1.2.Principales étapes de l'approche probabiliste :

Le schéma général de calcul par un modèle de type probabiliste a déjà été présenté plus haut (figure II.1). On va maintenant examiner de plus près quelques-unes des nombreuses questions formulées et à résoudre :

- Comment obtenir les données du problème sous la forme de variables aléatoires de telle manière qu'elles soient une représentation assez fidèle de la réalité ?
- Comment choisir rationnellement un modèle de calcul utilisable dans le contexte probabiliste ?
- Comment transmettre, au travers du modèle de calcul, le caractère aléatoire (les variations) de ces données ?
- Comment enfin utiliser les résultats, eux aussi exprimés sous la forme de variable aléatoires, pour obtenir les réponses recherchées ?

II.1.3. Modélisation des données aléatoires :

Dans le domaine de la mécanique des sols, la quantification des paramètres d'entrée, (données) s'appuie souvent sur un traitement statistique de données expérimentales. En l'absence d'un nombre suffisant de mesures relatives au site étudié, on s'appuie sur des valeurs considérées comme vraisemblables sur la base de considérations plus générales, géologiques et autres. En réalité donc, les paramètres de type géotechnique seraient considérés à priori comme des variables aléatoires, c'est-à-dire affectés d'une incertitude, mais dont on pourra pour certains négliger la dispersion.

Notons dès à présent que le traitement statistique dont il est question est presque toujours un simple processus, qui traite les données comme des valeurs extraites au hasard d'une seule population d'éléments tous de nature identique.

Ce traitement peut aussi être un processus plus complexe, prenant en compte la position dans l'espace des valeurs mesurées. De telles grandeurs, sont ainsi définies à la fois par :

- La valeur du paramètre mesuré.
- La position dans l'espace où ce paramètre a été mesuré (ou la position dans l'espace où l'échantillon étudié en laboratoire a été prélevé), Ces grandeurs forment un champ aléatoire.

Dans les traitements statistiques particuliers pour traiter les caractéristiques du sol, on insistera particulièrement sur la nécessité de toujours prendre en compte la variabilité spatiale de ces

Grandeurs, même si le nombre de données disponibles est très faible et peut sembler à première vue insuffisant.

II.1.4. Choix du modèle et incertitudes associées :

La quantification des incertitudes liées aux paramètres est difficile à estimer à ce stade du travail, c'est le cas aussi des incertitudes liées aux modèles. Même si cet aspect n'est pas très développé dans cette étude, il ne sera pas ignoré. Il en sera tenu compte à travers la variation des paramètres qui sont considérés comme des variables aléatoires. Il en sera de même pour les résultats des modèles.

Dans l'approche qui nous concerne, la prédominance est donnée à la variabilité spatiale des paramètres plutôt qu'aux incertitudes. Ceci est justifié par les problèmes qui nous préoccupent.

On pourra ainsi considérer que leurs conséquences sont négligeables devant les causes liées à la variabilité spatiale des paramètres géotechniques. Pour cela, on adoptera, comme dans une approche classique, des modèles de calcul déterministes ayant fait leurs preuves. La principale différence consistera dans le type de données à introduire et le type de résultats obtenus, qui seront tous des variables aléatoires. Les calculs ainsi menés sont des calculs probabilistes.[12]

II.1.5. Calculs probabilistes :

Une étape cruciale de la mise en œuvre des méthodes de calcul probabiliste est celle qui consiste à transférer, à travers le modèle de calcul (déterministe) choisi, les incertitudes des différents paramètres. Ces derniers sont en effet des variables aléatoires, et les méthodes rigoureuses permettant de réaliser des calculs exacts sur de telles variables ne s'appliquent qu'à quelques cas extrêmement simples sans aucun intérêt pratique.[13]

II.1.6. Exploitation des résultats :

Les résultats obtenus par les calculs probabilistes sont donc des variables aléatoires. Mais les problèmes posés aux ingénieurs ont besoin de réponses qui ne peuvent pas être facilement exprimés sous cette forme probabiliste. Ainsi, il est nécessaire de pouvoir formuler des réponses à des interrogations précises, qui pourraient être entre autres :

- La probabilité de voir se produire un évènement bien déterminé, comme la rupture ou la mise hors service d'un ouvrage ou d'une partie d'un ouvrage ;
- Les formes, dimensions et caractéristiques des matériaux de l'ouvrage ou de la partie de l'ouvrage conduisant à un niveau de probabilité de rupture ou de mise hors service choisi à priori (calcul de dimensionnement) ;

- Connaissant les coûts respectifs des opérations de constructions, d'entretiens et ceux entraînés par un éventuel accident, on peut optimiser le dimensionnement en terme économique en recherchant la solution conduisant au coût global minimum, etc. [13]

II.2. Caractéristiques principales des variables aléatoires :

Les paramètres statistiques les plus importants liés à la variabilité de la couche de sol sont la valeur moyenne, l'écart-type, l'asymétrie et les coefficients de corrélation entre les propriétés du sol. Une autre caractéristique importante est la longueur d'autocorrélation, ou échelle de fluctuation, qui décrit la variabilité spatiale d'une propriété du sol dans la direction horizontale et verticale. Comme l'information sur ce paramètre est assez limitée dans la littérature, elle est ignorée dans cette étude. Toutefois, son examen peut contribuer à réduire l'incertitude du modèle. Pour définir tous ces paramètres, nous devons recueillir beaucoup de données expérimentales sur les propriétés du sol à l'aide de tests in situ et en laboratoire.

La variabilité de ces données peut alors être tracée graphiquement sous forme d'histogrammes ou de diagrammes de fréquence, comme le montre la Figure (II.2).

L'utilisation des histogrammes, permet de vérifier la cohérence des données d'un certain événement et d'identifier les tendances, les biais dans les mesures, les erreurs dans les résultats et les valeurs aberrantes.

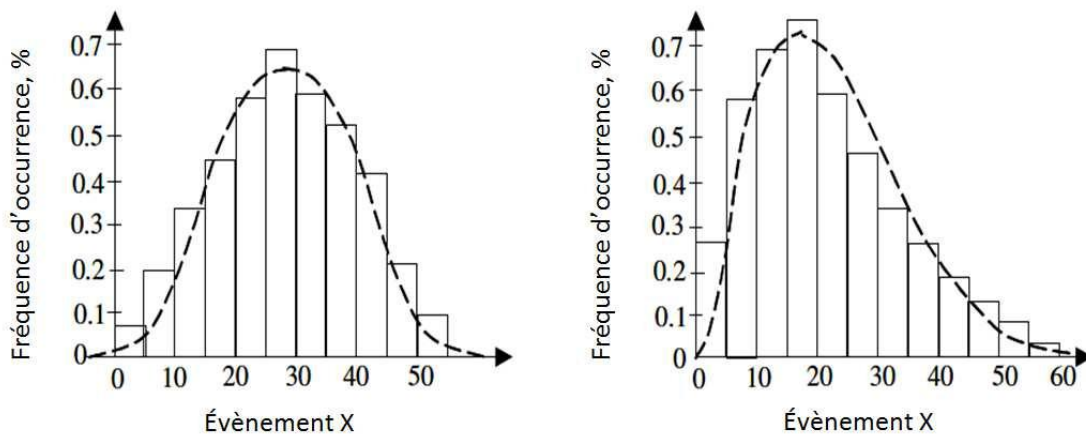


Figure II.2 : Diagramme de fréquence d'un événement donné et fonctions de densité de probabilité [Lemaire2005] [14]

II.2.1. La distribution de probabilité et les fonctions de densité de probabilité :

La fonction de distribution de probabilité (X), souvent appelée fonction de distribution cumulative ou simplement CDF, décrit les mesures de probabilité qu'une variable aléatoire X prend

sur une valeur inférieure ou égale à un nombre x , pour toute valeur x . Cette fonction est définie comme suit :

$$F(x) = P(X \leq x), \text{ Pour } -\infty < x < +\infty \quad (2.1)$$

Pour une variable aléatoire discrète, la fonction de distribution cumulative se détermine en additionnant toutes ses mesures de probabilité sur un espace d'échantillon donné. Alors, si la variable aléatoire est continue, ses mesures de probabilité peuvent également être décrites en termes de fonction de densité de probabilité ($f_X(X)$), ou simplement PDF. Cette fonction peut être intégrée pour obtenir la probabilité que la variable aléatoire prend une valeur comprise dans un intervalle donné.

Formellement, la PDF est la dérivée du CDF, exprimée par la relation suivante :

$$f_X(X) = \frac{dF_X(X)}{dX} \quad (2.2)$$

Considérant les équations. (II.1) et (II.2), la probabilité qu'une variable aléatoire X soit dans l'intervalle $[x_1, x_2]$ peut être évalué comme suit :

$$\int_{x_1}^{x_2} f_X(X) = F(X_2) - F(X_1) = P(X_1 < X \leq X_2) \quad (2.3)$$

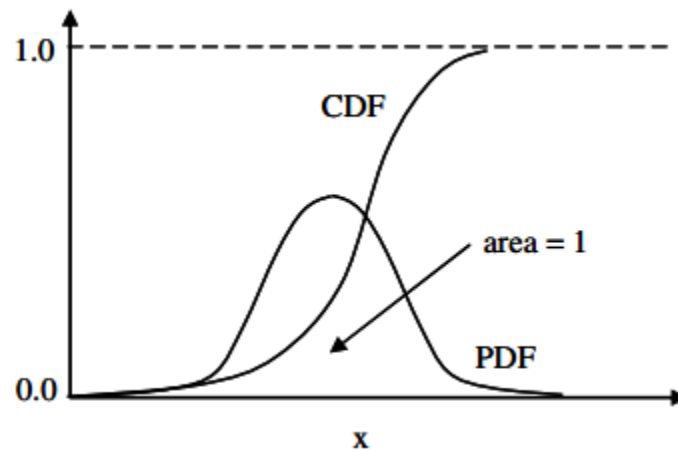


Figure II.3 : CDF et PDF d'une variable aléatoire continue (Russelli, 2008). [14]

La CDF doit être une fonction continue non décroissante avec des valeurs comprises dans l'intervalle $[0,1]$. En conséquence, la PDF est une fonction non négative pour toutes les valeurs x et la surface totale sous cette fonction est toujours égale à l'unité. Les deux fonctions sont représentées sur la Figure II.3 (Russelli, 2008).

II.2.2. La valeur moyenne :

La valeur moyenne d'une variable aléatoire, aussi défini comme valeur centrale ou attendue, est la somme de la probabilité de chaque résultat possible d'une expérience multipliée par sa valeur. Ainsi, elle représente la moyenne pondérée de toutes les données expérimentales disponibles de la variable en fonction de la fréquence d'occurrence correspondante. En général, si X est une variable

aléatoire continue, telle que la cohésion effective d'un sol, et (X) est sa fonction de densité de probabilité, alors sa valeur moyenne est donnée par :

$$\mu_X = \int_{-\infty}^{+\infty} X f_X(X) dX \quad (2.4)$$

La valeur moyenne est également appelée le premier moment central, ou le centre de gravité d'une fonction de densité de probabilité (Figure II.4), qui peut être (avec la variance) la seule information pratiquement disponible sur les données de sol.

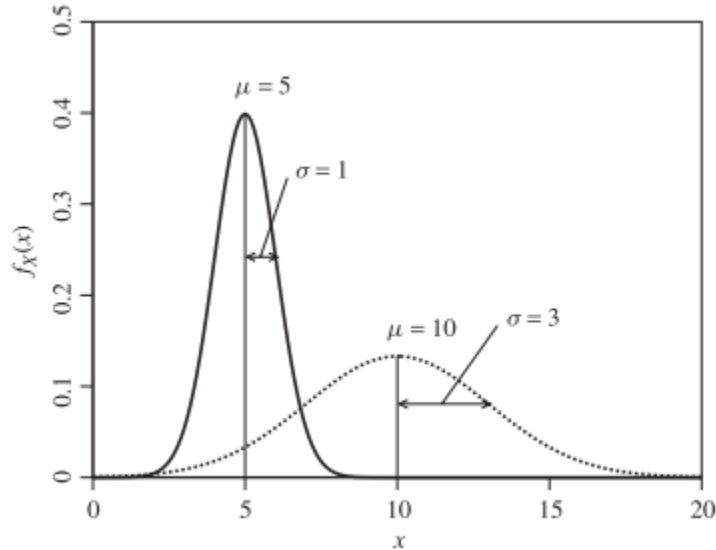


Figure II.4 : Exemple de la valeur moyenne μ et l'écart type σ de deux distributions différentes, d'après Fenton et Griffiths (2008). [14]

II.2.3 La variance et l'écart type :

En plus de la valeur moyenne, une autre caractéristique importante d'une variable aléatoire est sa mesure de dispersion ou de variance, également appelée deuxième moment central, ou moment d'inertie de la variable. Cette quantité indique la mesure de la dispersion des valeurs de la variable aléatoire autour de la valeur moyenne. Pour une variable aléatoire continue X avec une fonction de densité de probabilité (X) et en utilisant l'éq. (2.4), la variance est donnée par :

$$Var(X) = \sigma_X^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu_X)^2 f_X(X) dX \quad (2.5)$$

Une mesure plus compréhensible de la dispersion est l'écart type σ donné par la racine carrée de la variance, c'est-à-dire :

$$\sigma_X = \sqrt{Var(X)} \quad (2.6)$$

Cette mesure donne sous une forme standard une indication des écarts possibles par rapport à la valeur moyenne (Figure II.4) d'après Fenton et Griffiths (2008).

II.2.4. Le coefficient de variation :

Comme il est difficile de spécifier si la dispersion d'une variable est grande ou petite uniquement sur la base de l'écart type, il est plus pratique d'utiliser le coefficient de variation, ou brièvement COV. Ce coefficient non dimensionnel indique si la dispersion par rapport à la valeur centrale d'une certaine variable aléatoire est grande ou petite. Il est défini comme le rapport de l'écart type sur la valeur moyenne de la variable aléatoire :

$$COV_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (2.7)$$

II.2.5. L'asymétrie :

Un autre descripteur utile d'une variable aléatoire est l'asymétrie ou troisième moment central. C'est une mesure du degré d'asymétrie de la fonction de densité de probabilité (X) d'une variable aléatoire X . Elle est définie comme :

$$skew(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu_X)^3 f_X(X) d_X \quad (2.8)$$

Pour les fonctions de densité de probabilité continue bien connues, telles que la distribution gaussienne, des formules sont disponibles dans la littérature pour évaluer directement l'asymétrie, sans résoudre l'intégrale (2.8).

II.2.6. La covariance et le coefficient de corrélation :

La covariance est une mesure du degré de dépendance linéaire entre deux variables aléatoires ou plus.

Considérant les variables aléatoires continues X et Y , la covariance est définie comme :

$$COV(X, Y) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)(y - \mu_Y) f_{XY}(x, y) \quad (2.9)$$

Lorsque les variables X et Y sont statistiquement indépendants, la covariance sera égale à zéro. Au lieu de la covariance, il est préférable d'utiliser la covariance normalisée ou le coefficient de corrélation, qui est donné par :

$$\rho_{XY} = \frac{COV(X, Y)}{\sigma_X \sigma_Y}, \quad -1 \leq \rho_{XY} \leq 1 \quad (2.10)$$

Lorsque le coefficient de corrélation est égal à ± 1 , il existe une relation linéaire parfaitement positive, respectivement négative, entre les variables X et Y , comme le montrent les Figures II.5 (a) et II.5 (b) pour la cohésion et l'angle de frottement effectif. Cependant, lorsqu'il est nul, X et Y ne sont pas corrélés, comme sur la Figure II.5 (c).

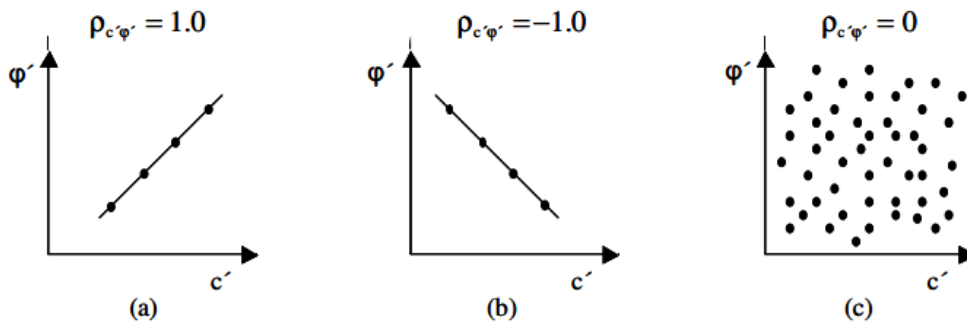


Figure II.5 : Exemples de corrélation entre les propriétés de sol (a) parfaitement corrélé positivement, (b) parfaitement corrélé négativement (c) non corrélé.[14]

II.3 Distribution de probabilité continue utile des variables aléatoires :

Les caractéristiques principales d'une variable aléatoire peuvent être complètement décrites si la fonction de densité de probabilité et ses paramètres associés sont connus. Malheureusement, dans de nombreux cas, la forme de la fonction de distribution est inconnue et une description approximative est souvent nécessaire. Plusieurs distributions continues, qui jouent un rôle important dans le génie civil ainsi que dans de nombreux autres domaines de l'ingénierie, peuvent être utilisées comme une bonne approximation pour une variable aléatoire.

- **Distribution Normale :** C'est la distribution la plus connue et la plus communément utilisée parmi toutes les lois de distribution de probabilité. Elle est caractérisée par deux moments statistiques qui sont la moyenne et l'écart-type
- **Distribution Log-normale :** La loi Log-normale décrit la distribution d'une variable dont le logarithme suit une loi normale. Elle est surtout utilisée pour modéliser des variables qui n'admettent pas des valeurs négatives. Comme pour la distribution normale, la distribution log-normale est caractérisée par deux moments statistiques qui sont la moyenne et l'écart-type
- **Distribution Exponentielle :** C'est une fonction à un seul paramètre. Elle est souvent utilisée pour la modélisation des données géométriques comme par exemple la distance séparant les joints des roches. Elle est aussi adaptée à la modélisation des charges sismiques (Haldar et Mahadevan 2000)
- **Distribution Gamma :** Cette distribution ressemble à la distribution Log-normale.
- **Distribution Bêta :** Cette distribution est recommandée due à sa flexibilité et à ses bornes inférieure et supérieure. Elle est surtout utilisée pour modéliser des variables bornées telles que l'angle de frottement interne du sol (Harr 1987, Fenton et Griffiths 2003). Cette distribution dépend de quatre paramètres.

Les travaux reportés dans la littérature ont montré que chaque propriété du sol peut suivre des distributions de probabilité différentes suivant les sites. Harr (1977), Ejezie et Harrop-Williams

(1984) et Failmezger (2001) recommandent une distribution Bêta pour les propriétés de cisaillement du sol (φ . et c.). Lacasse et Nadim (1996) proposent que la densité de probabilité de l'angle de frottement interne du sol est normalement distribuée dans les sables. Ils ont suggéré aussi une distribution Log-normale pour la cohésion dans les argiles et une loi Normale pour les limons argileux. Fenton et Griffiths (2003) suggèrent une loi Log-normale pour la cohésion et une loi Bêta pour l'angle de frottement interne. Ces distributions continues sont appliquées lorsque les variables aléatoires peuvent prendre n'importe quelle valeur dans une certaine plage, telle que les distributions normale et log-normal décalée.

II.3.1. La distribution normale et la distribution normale standard :

La distribution gaussienne (ou normale) est la distribution de probabilité la plus fréquemment utilisée en raison de sa symétrie et de sa simplicité mathématique. Elle est couramment utilisée pour caractériser de nombreuses variables aléatoires dont le coefficient de variation est inférieur à environ 30%. Une variable aléatoire X est dite gaussienne ou normalement distribuée avec une moyenne μ_X et un écart type σ_X si sa fonction de densité de probabilité $f_X(X)$ est donnée par :

$$f_X(X) = N(\mu_X, \sigma_X^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_X} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{X-\mu_X}{\sigma_X}\right)^2\right], \quad -\infty < X < \infty \quad (2.11)$$

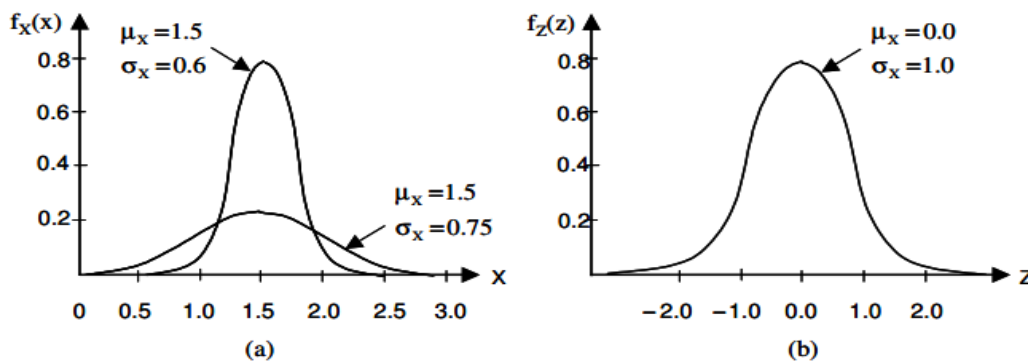


Figure II.6 : Fonctions de distribution des probabilités (a) distribution Normal (b) distribution Log normal d'après Russelli (2008) [14]

Dans la Fig. II.6 (a) la fonction de densité de la distribution normale est donnée pour deux ensembles de valeurs de paramètres. On voit que, en maintenant la valeur moyenne μ_X constante, l'écart type σ_X régit l'étalement des courbes.

Pour simplifier les calculs en utilisant l'équation (2.12), une distribution normale arbitraire peut être convertie en une distribution normale standard, tracée dans la Fig. II.6 (b), par transformation de la variable normale X en une variable centrée réduite Z , comme elle est décrite ci-dessous :

$$Z = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (2.12)$$

Où Z a la moyenne 0 et l'écart type 1, c'est-à-dire $N(0,1)$. Sa fonction de densité de probabilité correspondante est donnée par :

$$\Phi_z(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right), \quad -\infty < X < \infty \quad (2.13)$$

Les probabilités associées à la distribution $\Phi Z(z)$ sont largement répertoriées dans la littérature et sont facilement disponibles dans les bibliothèques de logiciels de la plupart des systèmes informatiques. Du point de vue géotechnique, cette distribution permet des valeurs négatives des propriétés du sol, qui sont physiquement irréalistes. Pour cette raison, cette distribution ne pourrait jamais être plus qu'une approximation grossière au mieux.

II.3.2. Les distributions décalées et log-normales standards :

La distribution log-normale joue un rôle important dans la conception probabiliste car les valeurs négatives des phénomènes d'ingénierie sont parfois physiquement impossibles. On trouve des utilisations typiques de la distribution log-normale dans les descriptions des défaillances en fatigue, des taux d'échec et d'autres phénomènes impliquant un large éventail de données.

Une variable aléatoire X a une distribution log-normale si son logarithme naturel $Y = \ln(X)$ a une distribution normale. La distribution log-normale de la variable aléatoire X peut être spécifiée par sa moyenne μ_X , son écart type σ_X et son coefficient d'asymétrie ν_X . Alternativement, il peut être spécifié par la valeur moyenne $\mu_{\ln(X)}$ et l'écart type $\sigma_{\ln(X)}$ de la variable normale $\ln(X)$.

La formule générale de la fonction de densité de probabilité d'une distribution log-normal décalée Fig. (II.7), définie aussi comme distribution logarithmique de trois paramètres, est donnée par la relation :

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(x-x_0)\sigma_{\ln(x)}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}}\right]^2\right\}, \quad X_0 < X < +\infty \quad (2.14)$$

Où x_0 est l'emplacement ou le paramètre de décalage de la variable aléatoire X .

Lorsque ce paramètre est égal à zéro, on retourne à la distribution log-normale standard, appelée alors distribution à deux paramètres, log-normale.

L'utilisation de la distribution log-normal décalée, est possible en faisant correspondre non seulement la valeur moyenne et l'écart-type d'une certaine population de données, comme dans le cas de la fonction log-normale standard, mais aussi le coefficient d'asymétrie. Ce qui permet un ajustement de données plus réaliste. Ceci est possible en utilisant les équations suivantes, qui

Permettent la transformation de la variable aléatoire log-normale X en la variable normale standard $Y=\ln(X)$ par l'intermédiaire des équations suivantes :

$$\mu_{\ln(x)} = \ln(\mu_x - x_0) - \frac{1}{2} \ln \left[1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x - x_0} \right)^2 \right] \quad (2.15)$$

$$\sigma_{\ln(x)} = \sqrt{\ln \left[1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x - x_0} \right)^2 \right]} \quad (2.16)$$

$$v_x = 3 \frac{\sigma_x}{\mu_x - x_0} + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x - x_0} \right)^3 \quad (2.17)$$

Tout d'abord, l'Eq. (2.17), qui est un polynôme du troisième degré, devrait être résolu numériquement pour obtenir l'estimation requise du paramètre d'emplacement x_0 . Lorsque le coefficient d'asymétrie v_x est nul, alors l'Eq. (2.17) ne converge pas vers une solution. Une fois que x_0 est connu, les deux paramètres $\mu_{\ln(X)}$ et $\sigma_{\ln(X)}$ sont facilement trouvés en utilisant Eqs. (2.15) et (2.16).

La Figure II.7 montre un exemple de la fonction log-normale décalée et de sa transformation à la distribution normale standard. La distribution log-normale est généralement acceptée pour modéliser raisonnablement de nombreuses propriétés du sol, car elle est strictement non négative. On peut conclure que la distribution log-normale pourrait bien représenter la distribution naturelle de nombreuses propriétés du sol variant dans l'espace.[10]

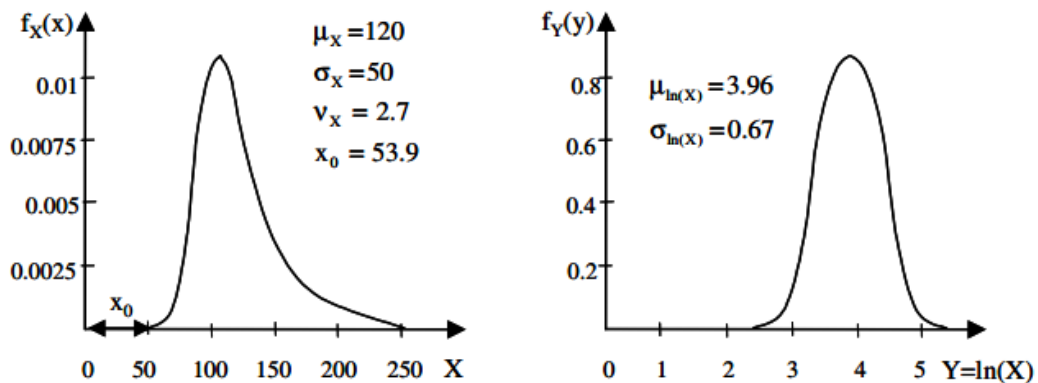


Figure II.7 : Fonction log-normale décalée et sa transformation à la distribution normale standard d'après Russelli (2008). [14]

II.4. L'analyse probabiliste :

L'analyse stochastique des incertitudes peut être utilisée pour différentes raisons, dans la liste suivante (Schweckendiek, 2006) il y a plusieurs catégories des méthodes, qui considèrent les incertitudes pour différents buts :

II.4.1. Analyse d'incertitude (Uncertainty analysis) :

Elle est pour but de la description de distribution des résultats ou ces caractères principaux comme les moments statiques (valeur moyenne, écart type, etc.) de la réponse du système.

II.4.2. L'analyse de fiabilité (Reliability analysis) :

La fiabilité d'un système est analysée en utilisant un critère de rupture prédéfini qui décrit les évènements défavorables. Le résultat est généralement présenté avec un index de fiabilité β ou une probabilité de rupture P_f .

II.4.3. Analyse de risque (Risk analysis) :

Prend en considération les conséquences possibles de certaines actions. Elle est alors reliée à l'adoption de la décision.

II.4.4. La conception probabiliste (Probabilistes design) :

Elle inclut tous les méthodes présidentes avec un critère de conception économique rationnelle.

Dans cette thèse on concentre sur l'analyse d'incertitude où les résultats cherchés sont la valeur moyenne et coefficient de variation de la charge limite.[15]

II.5. Méthodes probabilistes pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles :

L'analyse basée sur la fiabilité a été largement appliquée pour l'étude des problèmes de la stabilité des pentes, ensuite cette méthode a été adoptée pour l'analyse et la conception fiabiliste des fondations. Récemment, beaucoup d'attention a été apportée à ce problème, certains auteurs ont modélisé les paramètres incertains comme des processus aléatoires et ont examiné l'effet de la variabilité spatiale de ces paramètres sur le tassement ou sur la capacité portante des fondations (Griffiths et Fenton, 2001 ; Griffiths et al., 2002 ; Popescu et al., 2005...etc.). La plupart de ces études ont examiné l'incertitude d'un seul paramètre (tel que la cohésion, l'angle de frottement interne du sol ou le module d'élasticité du sol). Plusieurs auteurs ont essayé de modéliser les incertitudes des différents paramètres comme des variables aléatoires (Abdel Massih et al..., 2008 ; Ashraf et Soubra, 2010 ; Chew et al.,2015) ...etc.).

II.5.1. Etude probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur deux couches d'argile :

Tian et al. (2013) ont étudié l'évaluation probabiliste du facteur de la capacité portante d'une fondation filante posée sur une couche d'argile résistante surmontant une couche d'argile faible, en considérant une loi de comportement élastique parfaitement plastique et le critère de Tresca. L'analyse applique la méthode des éléments finis aléatoires, qui associe la simulation par éléments finis, l'analyse de variabilité spatiale et la simulation par la méthode de Monte Carlo. Les analyses par éléments finis sont réalisées avec le code ABAQUS. La cohésion non drainée pour les deux couches supérieure et inférieure a été modélisé par un champ aléatoire avec une distribution normal. Le modèle d'analyse par éléments finis utilisés est illustré sur la **Figure II.8**.

La résistance au cisaillement moyenne de la couche supérieure a été définie comme deux fois la couche inférieure, $\mu_{sut} = 20\text{kPa}$ and $\mu_{sub} = 10\text{kPa}$, le Cov, la longueur de corrélation verticale et horizontale (θ_v et θ_h) pour la couche supérieure et inférieure varient systématiquement.

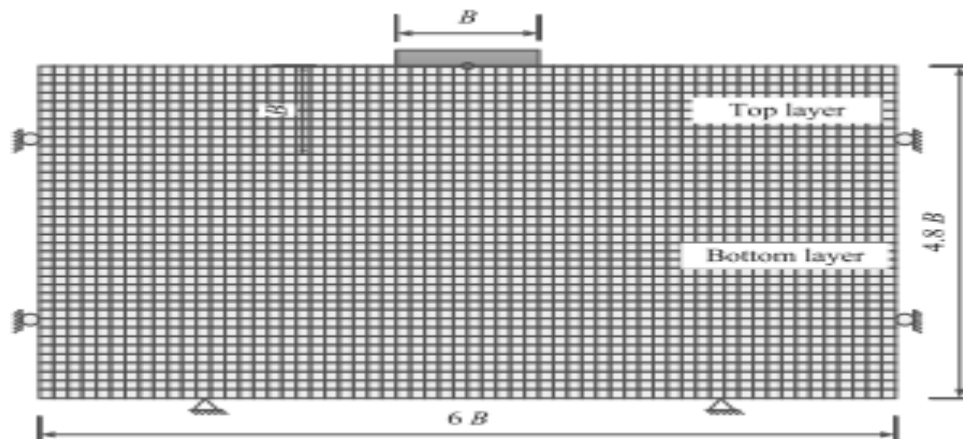


Figure II.8 : Modèle utilisé d'après Tian et al. (2013).[15]

La valeur moyenne des facteurs de capacité portante et les distributions statistiques ont été fournies pour 12 cas (Tableau 2.1) où $Nc^* = 4.66$ pour un cas déterministe et les valeurs de N^*cr du champ aléatoire de 1000 simulations pour chaque cas ont été présentés. Une des 1000 simulations des champs aléatoires est présentée sur la **Figure II.9**.

Le Tableau récapitulatif (2.1) indique que la forte variabilité spatiale de la cohésion non drainée conduit à une réduction significative de la capacité portante. Dans le cas où l'épaisseur de la couche supérieure égale à la largeur de la fondation, Tian et al. (2013) ont montré que la variation spatiale de sol dans la couche supérieure a un effet plus important sur la réduction de la capacité portante (lorsque la distance de corrélation est maintenue constante).

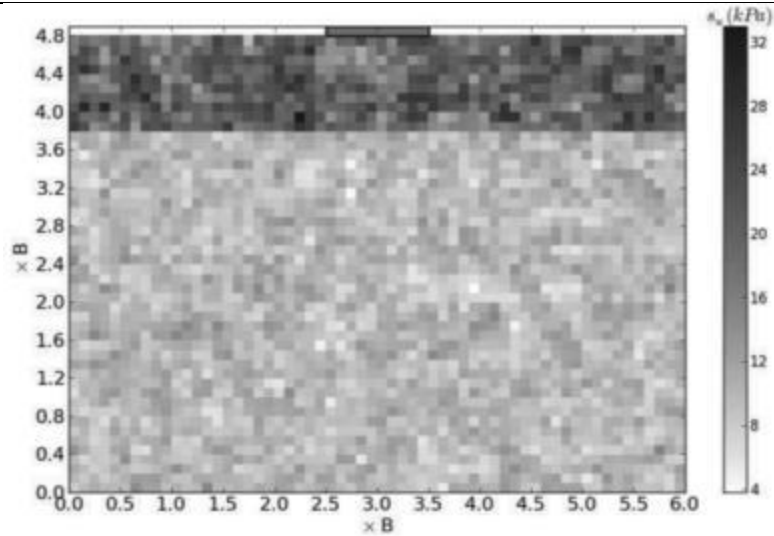


Figure II.9 : Exemple d'une simulation stochastique (Tian et al., 2013).[15]

Tableau 2.1 : Résultats obtenus par Tian et al. (2013).

Case	Input parameters						Analysis results		
	Bottom layer			Top layer			$N_{c\text{cr}}^*/N_c^*$	$\sigma(N_{c\text{cr}}^*/N_c^*)$	P_r
	θ_{rb}	θ_{ls}	COV_θ	θ_{rt}	θ_{nt}	COV_θ			
1	0.1	0.1	0.3	0.1	0.1	0.3	0.95	0.02	$5.0 \cdot 10^{-4}$
2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.98	0.01	$1.3 \cdot 10^{-3}$
3	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.3	0.95	0.02	$5.6 \cdot 10^{-3}$
4	0.1	0.1	0.3	0.1	0.1	0.1	0.96	0.01	$1.0 \cdot 10^{-4}$
5	0.1	0.1	0.3	0.1	10	0.3	0.94	0.07	0.144
6	0.1	0.1	0.3	0.1	1	0.3	0.93	0.05	0.057
7	0.1	0.1	0.3	1	10	0.3	0.93	0.18	0.277
8	0.1	0.1	0.3	1	1	0.3	0.89	0.12	0.133
9	0.1	10	0.3	0.1	0.1	0.3	0.92	0.04	0.022
10	0.1	1	0.3	0.1	0.1	0.3	0.92	0.03	$4.0 \cdot 10^{-4}$
11	1	10	0.3	0.1	0.1	0.3	0.90	0.09	0.149
12	1	1	0.3	0.1	0.1	0.3	0.90	0.05	0.054

Zaskórski et al. (2017) ont effectué une analyse stochastique de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur deux couches de sol, en utilisant la méthode RFEM. Ils ont considéré que l'angle de frottement et la cohésion sont des champs aléatoires en utilisant la distribution bornée et la distribution log normal respectivement. Les résultats sont présentés pour deux cas « forte sur faible couche » et « faible sur forte couche » en considérant plusieurs épaisseurs des couches, des longueurs de corrélation anisotropes et des coefficients de variations de l'angle de frottement et de la cohésion.

La fondation a une largeur $B=0.8\text{m}$ et encastré à 1 m. La profondeur de la fondation dans le modèle est représentée par la charge appliquée sur le niveau de la fondation qui égale au poids unitaire de la couche supérieure multiplié par $H=1\text{ m}$. le modèle est présenté sur la **Figure II.10**

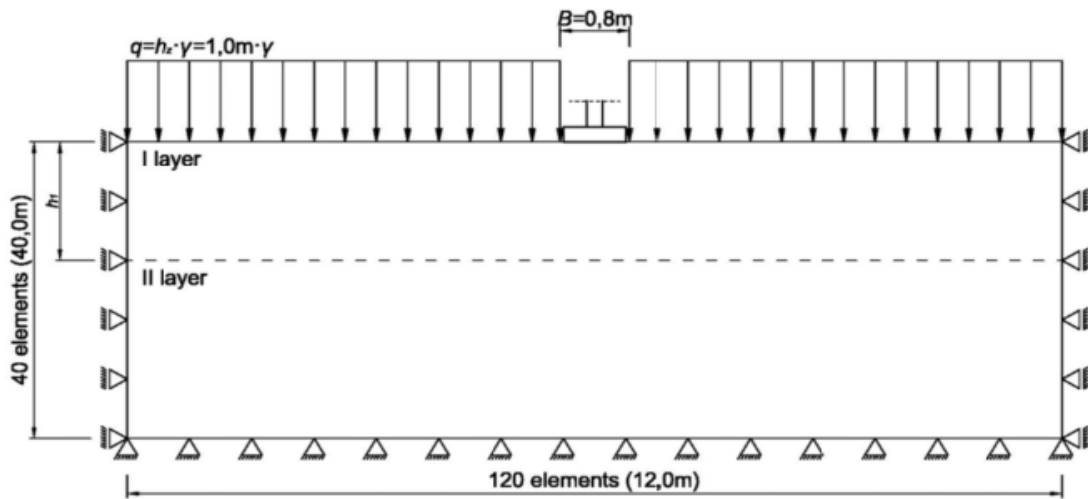


Figure II.10 : Géométrie de problème (Zaskórski et al., 2017).

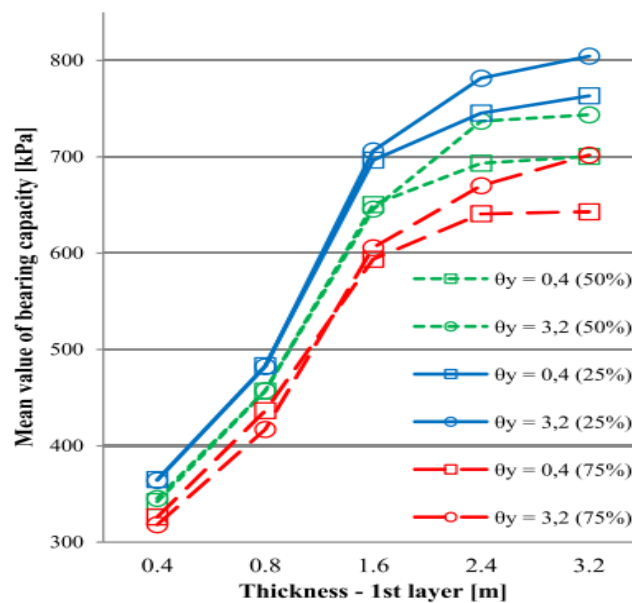


Figure II.11: Capacité portante moyenne en fonction de l'épaisseur de la première couche (cas de forte sur faible couche), d'après Zaskórski et al. (2017).

Les résultats de Zaskórski et al. (2017) montrent que la valeur moyenne de la capacité portante augmente avec la hauteur de la première couche pour le cas « forte sur faible couche » Figure II.11.

La capacité portante moyenne se stabilise pour le niveau 3B ($h_1=2.4m$), cette observation n'est pas identique avec les approches déterministes qui consiste que la présence de deuxième couche est négligeable si la hauteur de la première couche est supérieure à 2B. Un résultat opposé est observé pour le cas « faible sur forte couche », quand l'épaisseur de la première couche augmente la capacité portante diminue, dans cette situation la valeur moyenne se stabilise pour le niveau 1B ($h_1=0.8m$) Figure II.12.

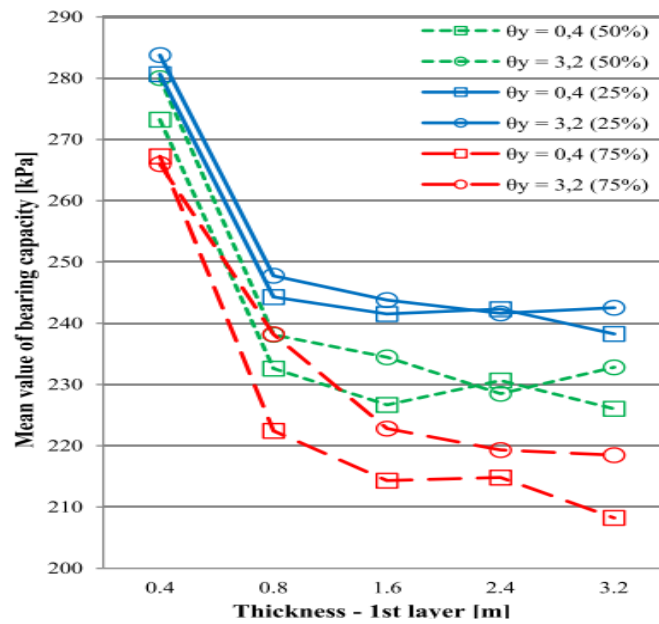


Figure II.12 : Capacité portante moyenne en fonction de l'épaisseur de la première couche (cas de faible sur forte couche), d'après Zaskórski et al. (2017).[15]

Conclusion :

L'approche probabiliste (fiabiliste) en géotechnique est souvent mise en œuvre dans le cadre des contrôles de qualité. Ceux-ci permettent d'observer la dispersion de telle ou telle quantité, et de suivre leur variabilité. Les statistiques sont l'outil essentiel et les modélisations par variables aléatoires s'appuient sur un retour d'expérience. Il est à noter aussi, que les méthodes probabilistes fondées sur une certaine connaissance statistique dont l'évaluation des probabilités pouvait apporter une précision supplémentaire qui se révèle, utile dans plusieurs champs disciplinaires et techniques. Ceci nous permet de présenter dans ce qui suit les bases des méthodes de fiabilité en géotechnique pour un dimensionnement optimisé.

:

CHAPITRE III

ETUDE DES FONDATION SUPERFICIELLES (QUELQUES APPLICATION)

Introduction :

L'approche probabiliste ou semi- probabiliste de la sécurité des ouvrages est à la mode. On l'a introduite dans les règlements de calcul des ouvrages en béton, béton armé, béton précontraint et métal et certains responsables la verraient bien pénétré en force dans le Domaine des fondations de ces ouvrages et même dans le dimensionnement de tous les Ouvrages de génie civil.

Dans cette section, nous discuterons de la définition de logiciel optumG2, de son fonctionnement et de ses propriétés, en plus d'un exercice pratique.

III.1. Présentation du logiciel OptumG2 :

Dans cette étude, le programme OptumG2 était choisi pour la modélisation numérique des fondations superficielles. OptumG2 est un programme des éléments finis en 2D basé sur les principes de l'optimisation numérique moderne, spécialement conçus pour les applications géotechniques. L'interface graphique d'utilisateur permet la réalisation rapide des modèles EF compliqués.

Bien qu'il partage certaines fonctionnalités avec les autres programmes des éléments finis il permet aussi :

- De donner des réponses directes aux questions directes, sans avoir à passer par des analyses très longues. Un exemple est l'Analyse limite, qui permet une évaluation rapide de la capacité portante des géo-structures, sans avoir à passer par une analyse élasto-plastique très longue.
- Le calcul des limites supérieures et inférieures très proches à la charge de rupture, en conséquence, borner la solution exacte dans un intervalle très serré.
- La possibilité d'effectuer une analyse probabiliste basée sur le concept des champs aléatoires : Des distributions aléatoires d'un paramètre spécifique sont réalisées, et l'analyse est effectuée avec les simulations de Monte Carlo. Au lieu d'obtenir une seule valeur de la capacité portante, le résultat final est des distributions de probabilités de cette dernière.

Selon l'OptumG2 (2015), certains principes concernant la plasticité théorie, limite l'analyse et certaines formes de matières qui se produisent dans OptumG2 seront être discutées dans la prochaine section.[16]

III.1.1. Théorie de plasticité :

III.1.1.1. Contrainte et rupture :

Le principe clé de l'hypothèse de plasticité est qu'il y a un point après lequel la condition de contrainte n'existe pas. Cette limite est définie par la fonction de rupture $F(\sigma)$ où $F(\sigma) \leq 0$ définit le domaine de contrainte admissible, et $F(\sigma) = 0$ définit la surface de rupture (Figure III.1). La surface de rupture peut être ouverte ou fermée mais elle est toujours convexe.

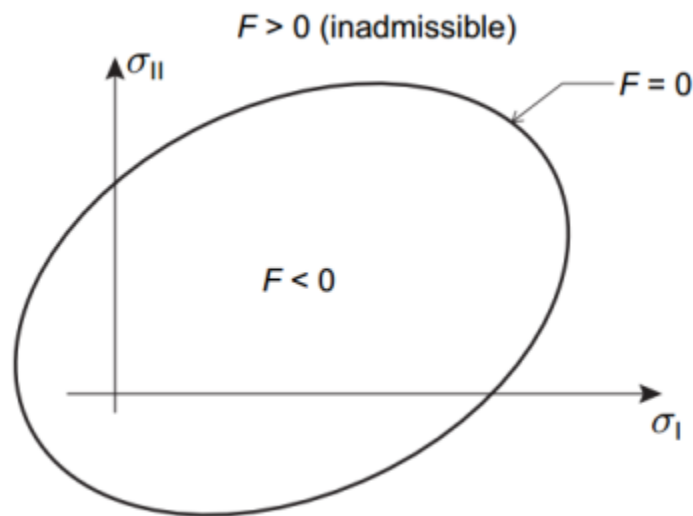


Figure III.1 : Surface de rupture.[16]

III.1.1.2. Déformation et écoulement :

La théorie de plasticité classique travaille avec le postulat de décomposition additive des déformations totales en deux parties élastique et plastique :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.1)$$

Où ε sont les déformations totales, ε^e sont les déformations élastiques et ε^p sont les déformations plastiques.

Les déformations élastiques sont reliées aux contraintes avec une relation de type :

$$\varepsilon^e = \mathbb{C}\sigma \quad (3.2)$$

Où \mathbb{C} est un module de conformité élastique.

Le taux de changement en déformation plastique est généralement spécifié avec une règle d'écoulement de type :

$$\dot{\epsilon}p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (3.4)$$

Où $\lambda \geq 0$ est un multiplicateur plastique et G est le potentiel d'écoulement. Tandis que la valeur de λ est inconnue, elle doit être d'une façon que les déformations plastiques ne se produisent qu'avec $(\sigma)=0$, c'est-à-dire quand l'état de contrainte est à la rupture. Cela est garanti par la condition :

$$\lambda(\sigma)=0 \quad (3.5)$$

Concernant le potentiel d'écoulement, en principe il y a aucune limite pour les formes de G mais de point de vue mathématique, il y a des avantages significatives du choix $G = F$. La règle d'écoulement est alors associée au contraire du cas général non associée $G \neq F$. Aussi, en pratique, même si F et G ne sont pas identiques, G est généralement de même forme fonctionnelle que F mais contient un ensemble différent de paramètres.[16]

III.1.2 Analyse limite :

On considère une structure d'un matériau rigide plastique soumise à un ensemble des charges de volume b , provenant par exemple du poids propre. Un ensemble des tractions t , sont appliqués aux limites de la structure. La question principale de l'analyse limite est posée comme : quelle est la magnitude maximale des tractions qui peut être soutenu sans avoir la rupture. Ou alternativement, quelle est la magnitude minimale des tractions qui cause la rupture.

On définit un multiplicateur de charge α d'une façon que les tractions appliquées sur la structure sont données par αt (Figure III.2). En supposant que la structure est en rupture, les déplacements dans ce cas sont infinis. Alors il est nécessaire d'introduire une grandeur des déplacements ou une quantité de travaille approprié ou une autre chose similaire.

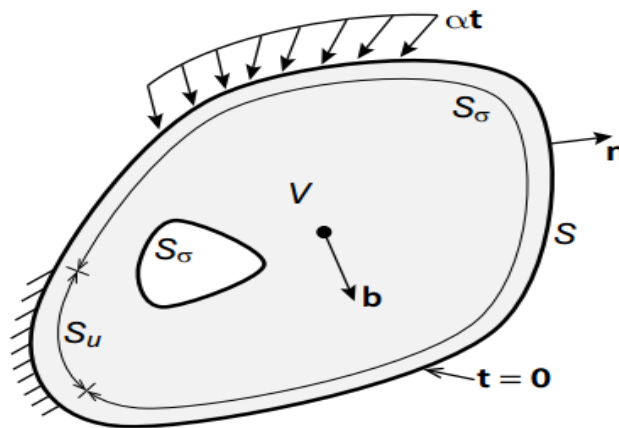


Figure III.2 : Solide de volume V avec limite $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions αt sur S_σ et encasté en S_u . [16]

Les équations gouvernantes sont données par :

- L'équilibre et les conditions aux limites statiques :

$$\nabla^T \sigma + b = 0, \quad \text{dans } V$$

$$P^T \sigma = \alpha t, \quad \text{sur } S \sigma$$

Où :

$$\text{Où :} \quad \nabla^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

$$\text{et} \quad P^T = \begin{bmatrix} n_x & 0 & n_y \\ 0 & n_y & n_x \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

- Les conditions de rupture :

$$(\sigma) \leq 0 \quad (3.8)$$

On considère une condition de rupture linéarisé à la place de celle originale qui est non linéaire, alors on remplace $F(\sigma) \leq 0$ par un ensemble des restrictions linéaire de type :

$$f_i^T \sigma - k_i \leq 0, \quad i=1, \dots, n \quad (3.9)$$

Ou d'une forme matricielle :

$$F^T \sigma - k \leq 0 \quad (3.10)$$

Où F et K regroupent les contributeurs f_i et k_i respectivement, de chaque restriction linéaire. Alternativement, introduire les variables indolents, les restrictions de rupture sont écrites comme suit :

$$F^T \sigma - k + s = 0, \quad s \geq 0 \quad (3.11)$$

$$F^T \sigma - k + s = 0 \quad (3.12)$$

- La compatibilité de la règle découlement associé avec les déformations et les déplacements :

$$\nabla \dot{u} = F \dot{\lambda} \quad (3.13)$$

- Grandeur :

$$\int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1 \quad (3.14)$$

- Les conditions complémentaires :

$$s^T \dot{\lambda} = 0, s \geq 0, \dot{\lambda} \geq 0 \quad (3.15)$$

D'où la grandeur a été appliquée en respectant le taux de travail appliqué par référence des tractions t . Il est clair que la solution des équations au-dessus, si elle existe, elle est unique en termes de multiplicateur α . Cependant, il peut exister plus qu'une seule distribution des contraintes ou champ de déplacements qui conduit à la même valeur de multiplicateur de rupture. Les équations gouvernantes peuvent être présentées en termes d'un nombre des principes variationnels qui permettent, dans certain cas, l'établissement des bornes au multiplicateur de rupture exacte α pour être déterminer.

III.1.2.1. Principe de la borne inférieure :

Une possibilité d'écrire les équations gouvernantes est en termes du principe de la borne inférieure :

$$\begin{aligned} & \text{Maximiser} && \alpha \\ & \text{Sujet à} && \nabla^T \sigma + b = 0 \quad \text{dans } V \\ & && P^T \sigma = \alpha t \quad \text{sur } S_\sigma \\ & && F^T \sigma - k + s = 0, \quad s \geq 0 \end{aligned} \quad (3.16)$$

En d'autres termes, la solution pour le problème ci - dessus satisfait les équations dominantes. Les quantités cinématiques, qui sont absentes dans le problème ci-dessus, évident comme les multiplicateurs de Lagrange quand on résout le problème.

Le point fort principal du principe de la limite inférieure est qu'il permet d'obtenir une borne inférieure du multiplicateur de rupture exacte, principalement par la construction d'un champ de contrainte qui satisfait les restrictions sans nécessairement être optimale.

III.1.2.2 Principe de la borne supérieure :

Les équations gouvernantes peuvent aussi être écrites en termes du problème d'optimisation suivant :

$$\begin{aligned}
 \text{Minimiser} \quad & \int_V k^T \dot{\lambda} dV - \int_V b^T \dot{u} dV \\
 \text{Sujet à} \quad & \nabla \dot{u} = F \dot{\lambda}, \quad \dot{\lambda} \geq 0 \\
 & \int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1
 \end{aligned} \tag{3.17}$$

Ce problème nécessite la considération des quantités cinématiques et offre la possibilité de calculer une borne supérieure du multiplicateur de rupture exacte, principalement en supposant un champ du déplacement compatible qui satisfait la règle d'écoulement. Cela est fait d'une manière que le taux de travail appliqué par référence des tractions est de grandeur d'unité. La fonction objective, qui contient le taux de travail interne moins la contribution des forces de volume constantes, est alors le multiplicateur de rupture cherché. [16]

III.1.3 Matériaux :

III.1.3.1 Mohr-coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb est utilisé pour décrire la rupture par cisaillement des sols. Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour représenter le comportement des sols pulvérulents (sable) et des sols cohérents à court et long terme (argiles et limons). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma \tan(\varphi) + c \tag{3.18}$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

Dans OptumG2, le modèle Mohr-Coulomb donne trois types distincts d'élasticité : isotrope linéaire, isotrope non linéaire et anisotrope non linéaire.

Ensemble A :	Ensemble B :
<ul style="list-style-type: none"> Module de Young, E [MPa] : $E = \frac{3KG}{3K + G}$ <ul style="list-style-type: none"> Coefficient de poisson, ν : $\nu = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$	<ul style="list-style-type: none"> Module de masse, K [MPa] $K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$ <ul style="list-style-type: none"> Module de cisaillement, G [MPa] : $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

La fonction de charge de Mohr coulomb est donné par :

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad (3.19)$$

Où σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales majeurs et mineurs respectivement et les paramètres de matériau sont :

- La cohésion, c [kPa]
- L'angle de frottement, ϕ [°]

La Figure 3.3 montre les présentations possibles de surface de charge de Mohr coulomb.

La règle d'écoulement est donnée par :

$$G = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad (3.20)$$

Il y a deux cas de la règle d'écoulement : associée où $G = F$ et non associée où l'introduction d'un angle de dilatation ψ_0 est nécessaire.

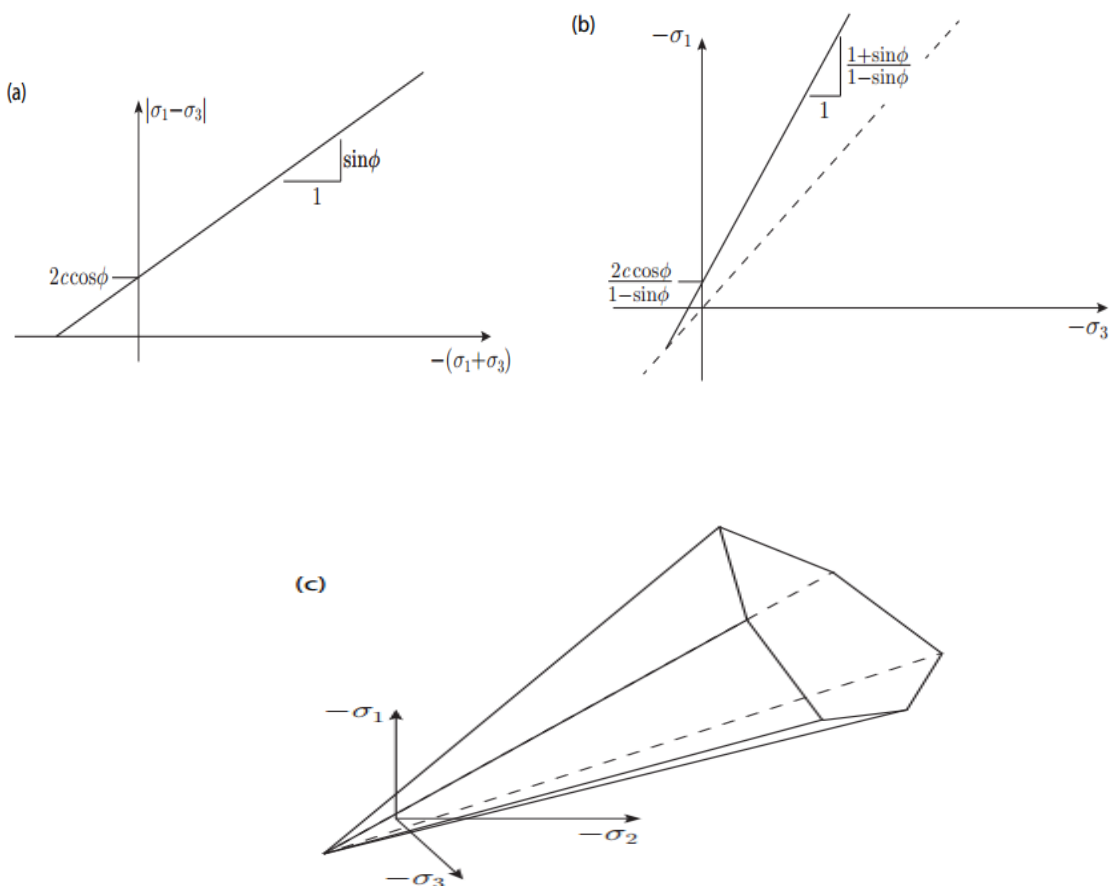


Figure III.3 : Présentation possibles de surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales. Dans (a) et (b) l'ordre des contraintes principales est $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ et dans

(c) aucun ordre particulier n'est supposé (OptumG2, 2015).[15]

III.1.3.2 Tresca :

Le critère de Tresca est un cas particulier du critère Mohr-coulomb où $\phi=0$. Il est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle.

En supposant les conditions de la déformation plane, il est montré que la somme des contraintes effectives reste constante. Cette somme peut être identifiée comme la somme de contraintes effectives majeures et mineures. La fonction de charge de Mohr Coulomb est écrite alors comme :

$$\begin{aligned}
 |\sigma_1 - \sigma_3| &= 2c \cos\phi - (\sigma_1' + \sigma_3')_0 \sin\phi \\
 &= 2c \cos\phi - (\sigma_x' + \sigma_y')_0 \sin\phi \\
 &= 2c \cos\phi + (1+K_0)'_{v,0} \sin\phi \\
 &= 2S_u
 \end{aligned} \tag{3.21}$$

Où $\sigma'_{v,0} = -\sigma'_{y,0}$ est la contrainte effective initial vertical (positive en compression) et $K_0 = \sigma_{x,0}/\sigma_{y,0}$ est le coefficient des pressions des terres initial. Dans les conditions non drainées, le critère de rupture de Mohr Coulomb alors réduit à Tresca avec la cohésion égale à la résistance au cisaillement non drainé S_u .

Le modèle Tresca utilise les paramètres élastiques non drainées : E_u (ensemble A) ou G (ensemble B). Concernant la résistance, deux options sont disponibles :

- Standard, nécessite l'entrée de la résistance au cisaillement non drainé, s_u (kPa).
- Généralisé, nécessite l'entrée de la résistance au cisaillement non drainé en compression triaxial et en extension triaxial s_{uc} and s_{ue} (kPa), respectivement.
- **Tresca Standard :**

Le critère de rupture Tresca standard est donné par :

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| - 2S_u \tag{3.22}$$

Avec S_u est la résistance au cisaillement non drainé. En déformation plane, le sens physique de S_u est clair, il signifie la résistance au cisaillement mesurée en cisaillement direct simple. En convention avec le modèle Mohr coulomb, la résistance au cisaillement est écrite comme :

$$S_u = c \cos\phi + \frac{1}{2}(1+K_0)\sigma'_{v,0} \sin\phi \tag{3.23}$$

Où il est supposé que les contraintes effectives initiales sont reliées par

$\sigma'_x / \sigma'_y = \sigma'_z / \sigma'_y = K_0$. En tous cas, l'idée du modèle Tresca, c'est que S_u est spécifié directement, sans avoir référence aux autres paramètres, et il est possible de croître avec la profondeur pour refléter la dépendance avec la contrainte verticale initiale.

• **Tresca Généralisé :**

Il est bien connu expérimentalement que la résistance au cisaillement non drainé est en fonction de trajectoire de contrainte qui conduit à la rupture. Par exemple, les résistances au cisaillement non drainé mesuré à la compression triaxiale et à l'extension triaxiale peut diffère considérablement. Cependant, le modèle Tresca standard prédit des résistances aux cisaillements égaux sans considérer la trajectoire de contrainte ou le type de l'essai. Le modèle Tresca généralisé prend en considération ces points en utilisant la fonction de charge suivante :

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_3 - \sigma_2) - k \quad (3.24)$$

Où les contraintes compressives sont négatives et les contraintes principales sont à l'ordre :

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3.$$

En convention avec le modèle Mohr-Coulomb en terme de domaine de résistance est obtenu par la sélection des paramètres α et k comme :

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{3 - \sin \phi}, k = \frac{6}{3 - \sin \phi} \left[\frac{1}{3} (1 + 2K_0) \sigma'_{v,0} \sin \phi + c \cos \phi \right] \quad (3.25)$$

Où il est supposé que les contraintes effectives initiales sont reliées par

$$\sigma'_{x,0} / \sigma'_{y,0} = \sigma'_{z,0} / \sigma'_{y,0} = K_0 \quad (3.26)$$

En axisymétrie par ($\sigma'_{x,0} / \sigma'_{y,0} = \sigma'_{\theta,0} / \sigma'_{y,0} = K_0$).

Alternativement, les paramètres α et k sont reliées aux résistances au cisaillement non drainé mesurées en compression triaxial et extension triaxial :

$$\alpha = \frac{S_{uc}}{S_{ue}} - 1, k = 2S_{uc} \quad (3.27)$$

Où S_{uc} est la résistance au cisaillement non drainé mesuré en compression triaxial et S_{ue} est la résistance au cisaillement non drainé mesuré en extension triaxial.

Ces paramètres S_{uc} et S_{ue} sont demandé comme des paramètres d'entrée en OptumG2. La surface de charge du modèle Tresca généralisé est montrée sur la Figure III.4. Il est à noter que l'intervalle admissible de paramètre est :

$$\frac{1}{2} \leq \frac{S_{uc}}{S_{ue}} \leq 1 \quad (3.28)$$

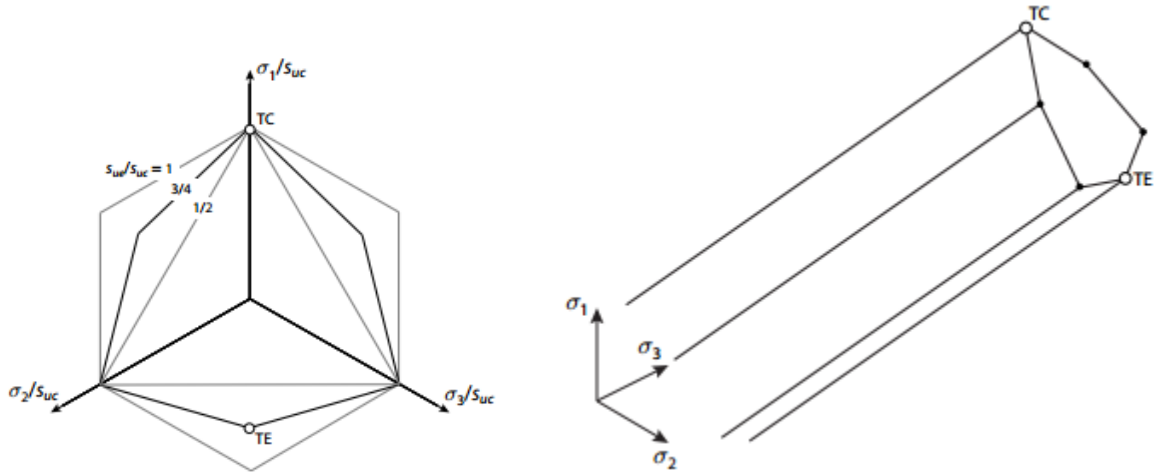


Figure III.4 : Surface de rupture de Tresca généralisé dans : (a) le plan déviatorique et (b) l'espace des contraintes principales pour une valeur intermédiaire de s_{ue}/s_{uc} (les points indiquent la correspondance à la compression triaxiale (TC) et à l'extension triaxiale (TE) (OptumG2, 2015).

III.2. FONDATION SUPERFICIELLE :

Cet exemple traite d'une fondation chargée de manière excentrique, comme le montre la figure III.5. Le sol est argile saturée et l'analyse doit être effectuée dans des conditions non drainées. Dans ce but une approche d'analyse totale des contraintes est adoptée. Le sol est modélisé à l'aide du modèle Tresca avec une résistance au cisaillement non drainée $s_u = 30$ kPa et un module de Young non drainé de $E_u = 40$ MPa. La fondation est modélisée en matériau rigide avec un poids unitaire de 24 kN / m³. Les propriétés du matériau sont illustrées dans la fenêtre des propriétés sur la droite de la figure III.5.

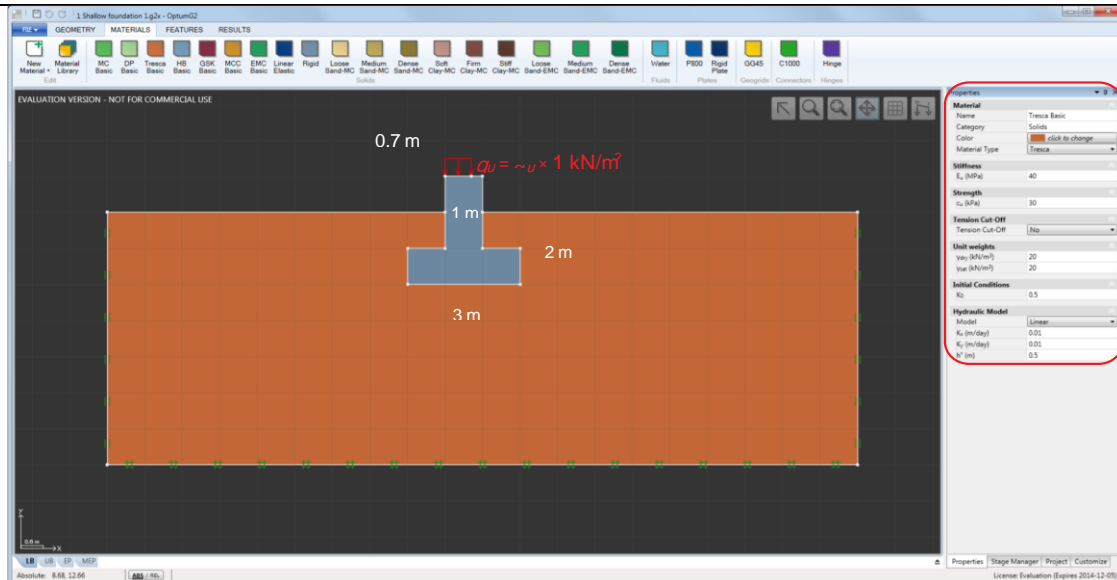


Figure III.5: Fondation superficielle dans le sol de l'USS Tresca.[17]

La tâche de mise en place du problème se poursuit en créant la géométrie puis en attribuant des matériaux et charger. Les conditions aux limites sont ensuite appliquées par le bouton Fixités standard dans les rubans fonctionnalités.

III.2.1. Analyse des limites :

Le premier objectif de l'analyse est de déterminer la grandeur ultime, u , de la référence verticale charge de $1 \text{ kN} / \text{m}^2$ travaillant sur la fondation. À cette fin, l'analyse des limites est utilisée. Le résultat de cette analyse c'est le multiplicateur de charge u , c'est-à-dire le facteur par lequel la charge multiplicatrice (indiquée en rouge) grossie afin d'induire un état d'effondrement.

Pour le présent Le multiplicateur d'analyse doit être défini sur Charge car le but est de déterminer la magnitude ultime d'une charge externe. Le Time Scope est dans ce cas (pour le modèle Tresca) non pertinent et peut être réglé sur Long terme. Plutôt que de déterminer une solution approximative au problème.

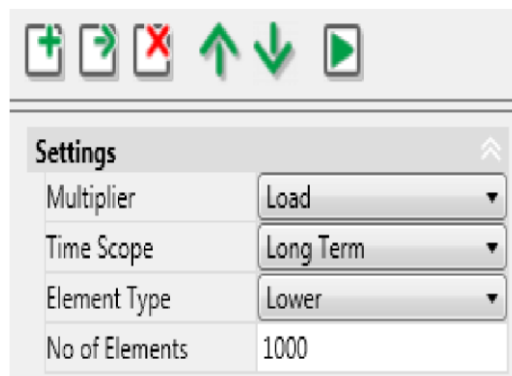


Figure III.6: Paramètres d'étape pour l'analyse de la limite inférieure. Le Time Scope n'est pas pertinent pour le Tresca modèle.[17]

Les limites supérieure et inférieure doivent être définies avec précision L'endurance sera calculée. Cela nécessite deux calculs séparés qui peuvent être organisés en deux étapes avec Type d'élément = Inférieur et Supérieur respectivement. Pour les deux analyses, Le nombre d'éléments (le nombre d'éléments dans les paramètres) est défini sur 1000.

L'exécution des analyses entraîne des multiplicateurs d'effondrement des bornes inférieure et supérieure de 851,1 et 1017,4 respectivement. En d'autres termes, la charge verticale maximale qui peut être soutenue est : 851,1 :

$$851.1 \times 1 \text{ kN/m}^2 \leq q_u \leq 1017.4 \times 1 \text{ kN/m}^2$$

Ou, en termes de force totale (la charge travaille sur 0,8 m) :

$$680.9 \text{ kN/m} \leq Q_u \leq 813.9 \text{ kN/m}$$

Le résultat peut également être indiqué comme :

$$q_u = 934.2 \text{ kN/m}^2 \pm 8.9\%$$

En d'autres termes, l'erreur sur la valeur moyenne entre les bornes supérieure et inférieure est de 8,9%.

III.2.1.1. Réseau adaptatif :

L'écart entre les limites supérieure et inférieure peut être réduit soit en augmentant le nombre d'éléments ou en utilisant l'adaptabilité du maillage. Dans ce qui suit, nous optons pour ce dernier.

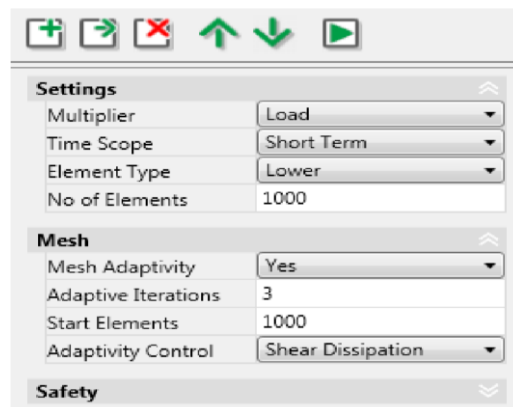


Figure III.7: Paramètres d'étape pour une adaptation de réseau d'analyse de la limite inférieure.[17]

L'adaptabilité du maillage est définie dans la catégorie Maillage dans Stage Manager (voir Figure III.7). Dans ce qui suit, nous utiliserons 3 étapes d'adaptabilité avec l'option par défaut de Dissipation de cisaillement comme contrôle de l'adaptabilité. Cela signifie qu'un total de 3 calculs

Sera effectué, chacun avec un maillage adapté selon la répartition précédente de la dissipation de cisaillement et tel que le nombre de éléments dans le maillage final est égal au nombre d'éléments spécifié dans les paramètres (1000 comme précédemment).

Les résultats de l'analyse sont :

$$860.0 \text{ kN/m}^2 \leq q_u \leq 930.0 \text{ kN/m}^2$$

Où : $q_u = 895.0 \text{ kN/m}^2 \pm 3.9\%$

Ce qui est une amélioration substantielle par rapport à la solution précédente. Autres améliorations - au détriment du coût de calcul - peut être atteint en augmentant le nombre d'éléments.

Les maillages initiaux et adaptés pour 1000 éléments sont représentés sur la figure III.8 avec l'effondrement Solution.

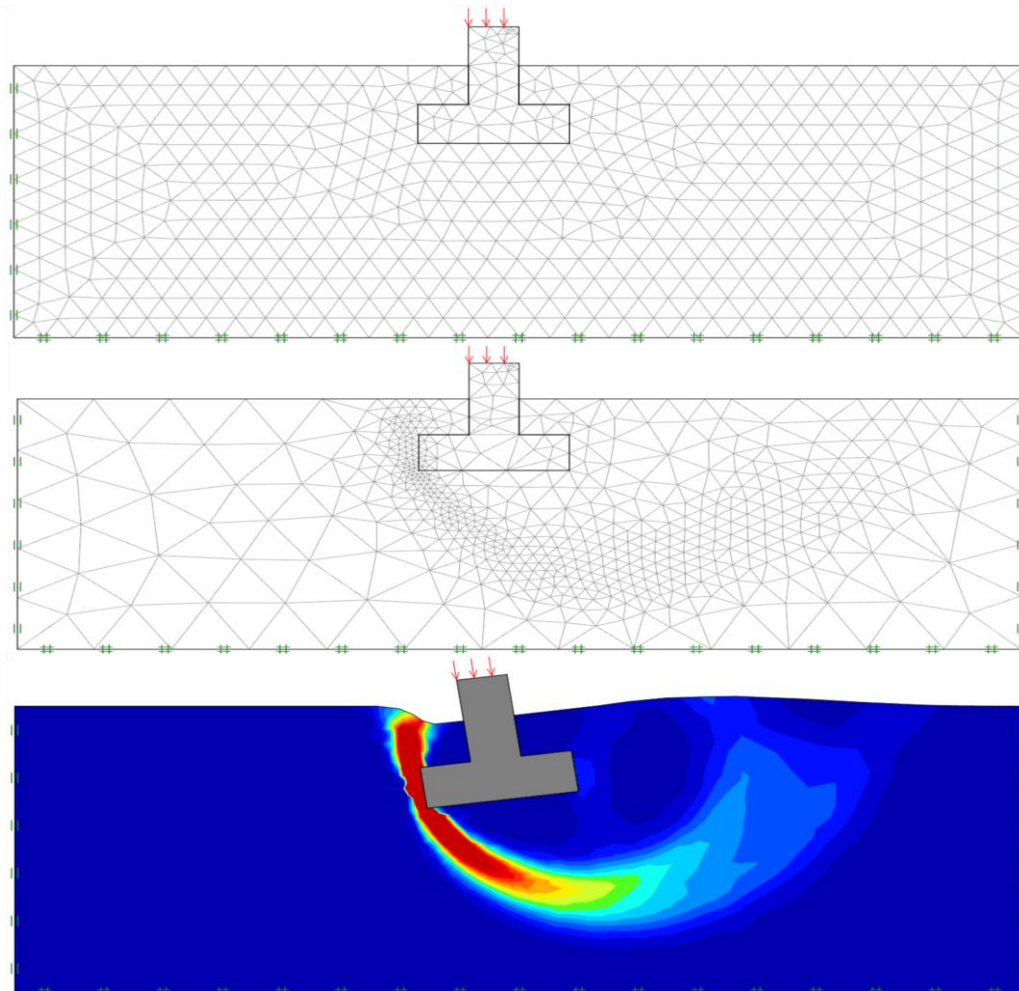


Figure III.8: Maillages initiaux et adaptés et solution d'effondrement avec intensité de dissipation (élément supérieur).[17]

III.2.2 Analyse élastoplastique :

Ensuite, avec l'information que la charge d'effondrement est d'environ $895 \text{ kN} / \text{m}^2$, les déformations pour une charge fixe de $600 \text{ kN} / \text{m}^2$ doivent être déterminées. à cet effet, une analyse élastoplastique est effectuée. Il est plus pratique de cloner la dernière étape et de spécifier élastoplastique dans la colonne Analyse de la moitié supérieure de la fenêtre Stage Manager. Dans la moitié inférieure, les réglages de la scène apparaissent alors. La portée temporelle est à nouveau hors de propos. Le type d'élément est sélectionné comme Gauss à 6 nœuds, ce qui est bien adapté à l'analyse de déformation. Le nombre d'éléments est défini sur 1000. Le nombre d'étapes de chargement est défini sur 1. Cela signifie que toute la charge est appliquée en une seule étape. Pour des charges relativement éloignées de l'effondrement comme celle actuelle ($600 \text{ kN} / \text{m}^2$ contre une charge d'effondrement de $895 \text{ kN} / \text{m}^2$), cela est généralement suffisant.

Remarque : contrairement à l'analyse des limites précédente, les charges de l'analyse actuelle sont fixes (affichées en vert).

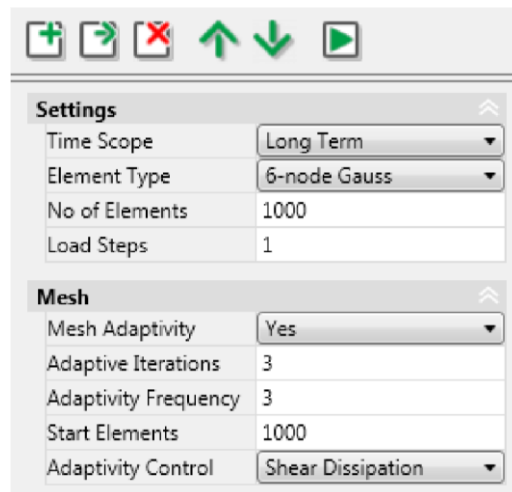


Figure III.9: Paramètres de la scène Analyse élastoplastique avec adaptabilité du maillage. Le Time Scope n'est pas pertinent pour le modèle Tresca. [17]

Comme pour l'analyse des limites, l'adaptabilité du maillage peut être utilisée. Encore une fois, cette fonction est activée en définissant Adaptive du maillage = Oui. Un certain nombre de champs apparaît alors. Les itérations d'adaptive ont la même signification qu'avant et sont définies sur 3. La fréquence d'adaptabilité n'est pertinente que si plus d'un échelon de charge est utilisé et reste à la valeur par défaut de 3. Et comme précédemment, le contrôle de l'adaptive est réglé sur Dissipation de cisaillement. Dans le cas de l'analyse élastoplastique, la variable de contrôle intègre à la fois la dissipation de cisaillement et l'énergie élastique.

Toute analyse élastoplastique nécessite un état de contrainte initial. Dans le présent exemple, aucune étape Frome n'est spécifiée, et par conséquent, les contraintes initiales sont calculées automatiquement.

La configuration déformée est représentée sur la figure III.10 avec les distributions de dissipation de cisaillement et d'énergie élastique. Comme prévu, les zones plastiques sont moins développées qu'à l'effondrement complet (comparer à la figure III.8).

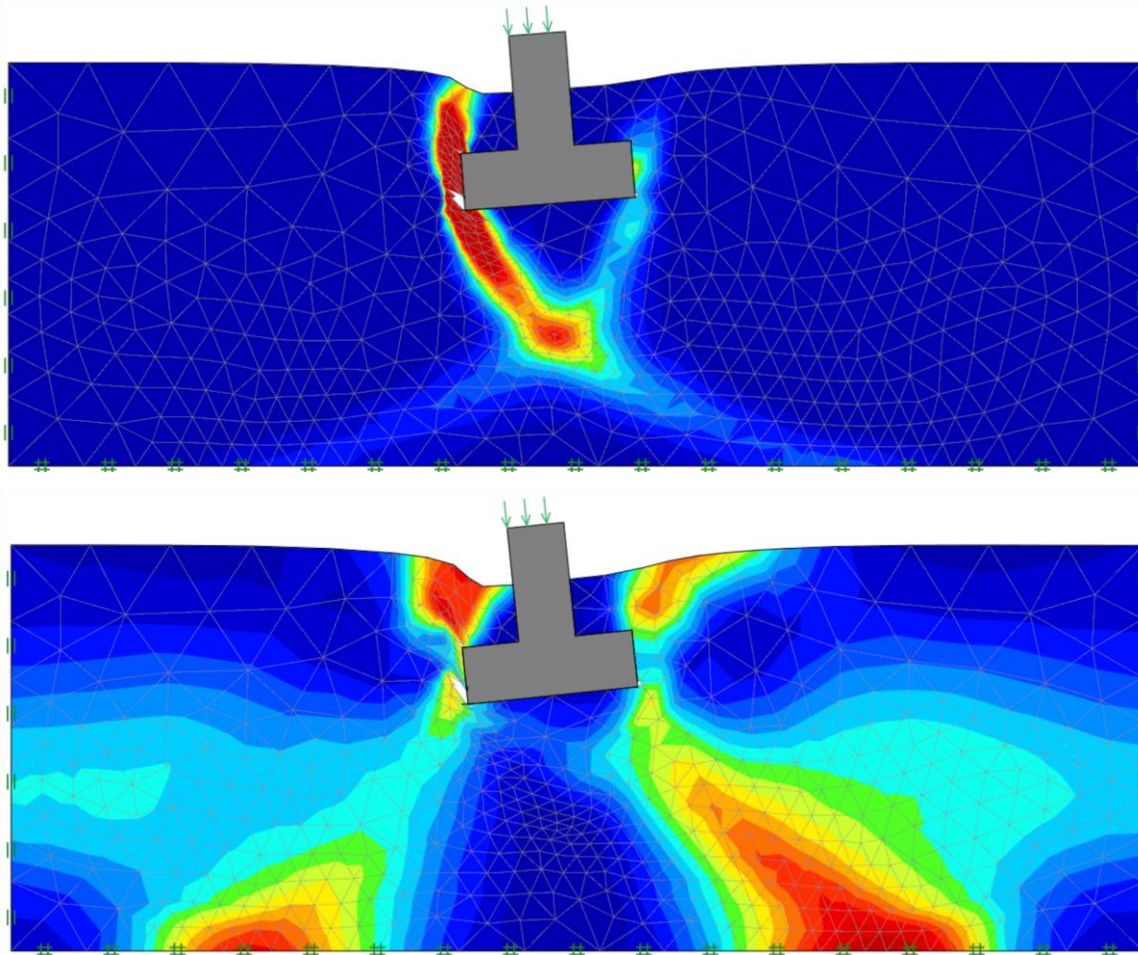


Figure III.10: Déformations et distribution de la dissipation de cisaillement (en haut) et de l'énergie élastique (en bas) à partir de l'analyse élastoplastique (déplacements mis à l'échelle d'un facteur 30).

Les déplacements aux points sélectionnés sont accessibles par clic de souris. De cette façon, les déplacements au bord supérieur gauche de la fondation se retrouvent comme suit :

$$u_x = -6.0 \text{ mm} \text{ et } u_y = -13.8 \text{ mm}$$

Ces résultats peuvent être légèrement améliorés en augmentant le nombre d'éléments et le nombre d'étapes de chargement.

III.2.3. Analyse élastoplastique multiplicateur :

En plus de déterminer la capacité portante ultime et les déformations dans des conditions de service de manière directe et rapide, OptumG2 permet également de tracer la réponse de déplacement de charge complète. Ces analyses sont réalisées à l'aide du type d'analyse élastoplastique multiplicateur. Ce type d'analyse peut être considéré comme combinant les deux types d'analyse précédents. Comme dans l'analyse des limites, un ensemble de charges multiplicatives (affichées en rouge) est incrémenté dans une séquence d'étapes jusqu'à la réduction. Et comme dans l'analyse élastoplastique, les déformations sont déterminées pour chaque pas de charge.

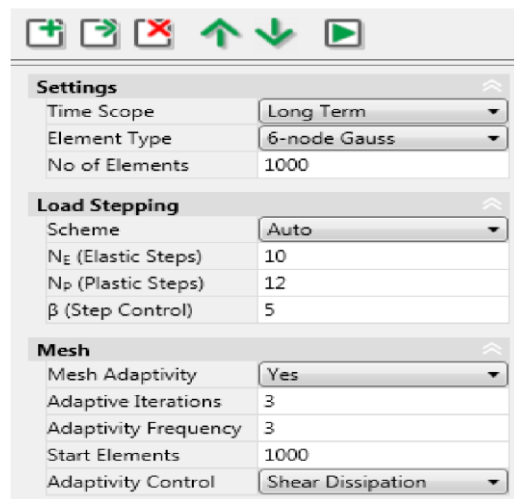


Figure III.11: Paramètres de scène pour l'analyse élastoplastique multiplicateur avec adaptivité du maillage. Le Time Scope n'est pas pertinent pour le modèle Tresca. [17]

Dans ce qui suit, nous appliquons une charge multiplicatrice de $600 \text{ kN} / \text{m}^2$ (telle qu'un multiplicateur $\alpha = 1$ correspond à l'état obtenu lors de l'analyse précédente). Tous les autres paramètres conservent leurs valeurs par défaut, sauf que le nombre d'éléments est défini sur 1 000 et que l'adaptabilité du maillage est utilisée, là encore avec les valeurs par défaut. La Fréquence d'adaptivité (= 3) indique ici que le maillage est adapté aux étapes de charge 1, 4, 7, etc. La spécification des contraintes initiales suit celle de l'analyse élastoplastique précédente. Aucune étape De n'est spécifiée, ce qui implique que les contraintes initiales seront calculées automatiquement.

Les résultats de l'analyse en termes de déplacement, de contrainte, etc. par rapport au multiplicateur de charge peuvent être tracés à l'aide de l'outil Tracés XY situé dans le ruban Résultats. Afin de spécifier un point auquel collecter ces données pendant l'analyse, l'outil Point de résultat situé dans

le ruban Caractéristiques peut être utilisé. Dans ce cas, un point de résultat est défini (avant d'exécuter l'analyse) dans le coin supérieur gauche de la fondation (voir la figure III.12).

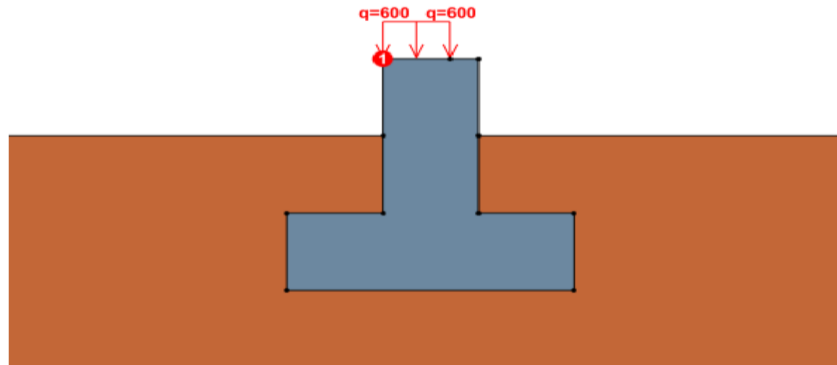


Figure III.12: Configuration pour l'analyse élastoplastique multiplicateur : charge distribuée multiplicateur de 600 kN / m2 et point de résultat situé dans le coin supérieur gauche de la fondation (seule une section du domaine de problème complet est affichée).

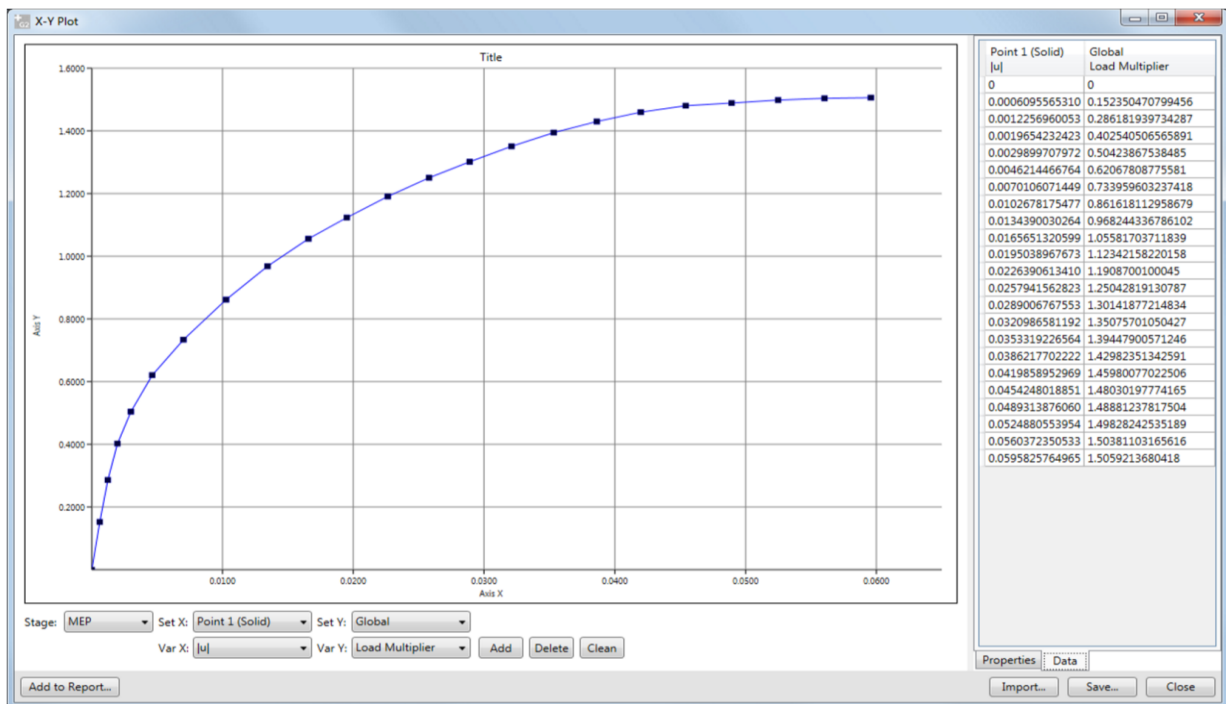


Figure III.13: Courbe charge-déplacement créée par l'outil Tracés XY. Les données réelles sont accessibles via l'onglet Données qui apparaît dans le coin inférieur droit lorsque la courbe est sélectionnée. [17]

À l'aide de l'outil Tracés XY, le déplacement $|u| = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$ est tracé en fonction du multiplicateur de charge comme illustré à la figure III.13. On note que le résultat précédemment trouvé au moyen de l'analyse élastoplastique (en une seule étape de chargement),

$u| = \sqrt{0.006^2 + 0.0138^2} = 0.01477$ est en bon accord avec le résultat de l'analyse Elastoplastique Multiplicateur (qui utilise 8 étapes de charge pour atteindre un multiplicateur de charge de 1 contre une seule étape dans l'analyse précédente). De même, le multiplicateur de charge finale d'environ 1,5, correspondant à une charge totale de $1,5 \times 600 = 900 \text{ kN / m}^2$, est en bon accord avec les résultats des analyses limites ($q_u = 895 \text{ kN / m}^2 \pm 3,9\%$).

III.2.4 Variation de la résistance au cisaillement non drainée avec la profondeur :

L'utilisation d'une résistance au cisaillement constante non drainée est souvent une approximation assez grossière de la réalité où l'on observera généralement une augmentation de la résistance au cisaillement avec la profondeur. Dans OptumG2, les variations linéaires de tous les paramètres peuvent être spécifiées via l'icône de droite qui apparaît lorsqu'un champ de paramètre est sélectionné (voir Figure III.14).

Dans ce qui suit, on utilise une résistance au cisaillement variant de $s_u = 15 \text{ kPa}$ à la surface supérieure (au niveau de $y = 16 \text{ m}$) et augmentant de 5 kPa / m avec la profondeur. Une telle variation peut être définie à l'aide de la boîte de dialogue Paramètres de matériau illustré à la figure (III.14).

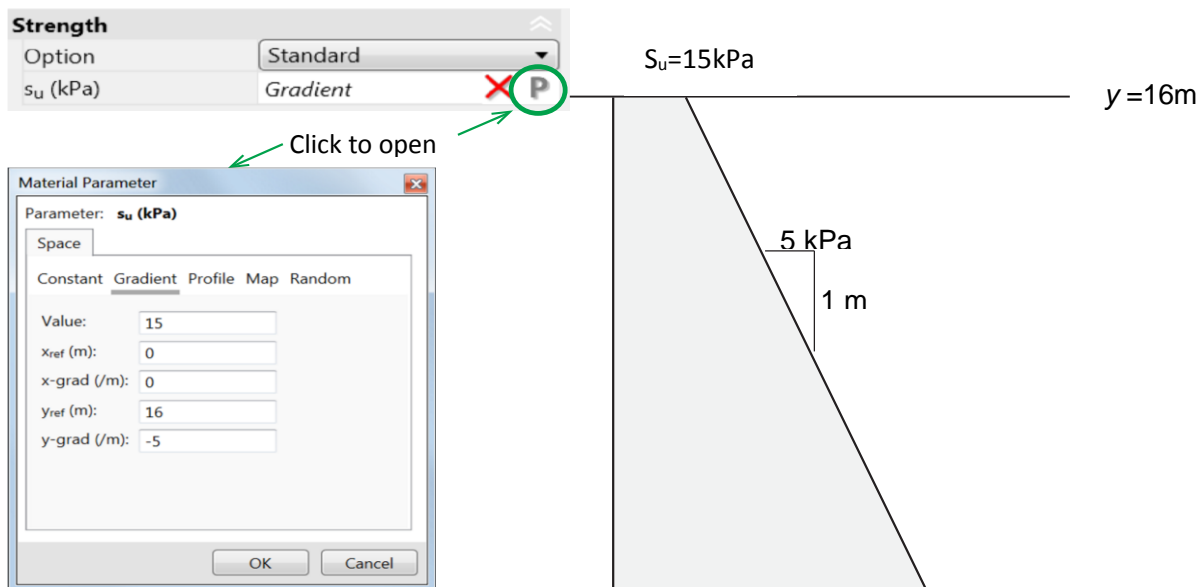


Figure III.14: Spécification de la distribution linéaire de s_u . [17]

L'exécution d'une analyse des limites supérieures et inférieures pour ce problème donne :

$$q_u = 833.5 \pm 3.5\% \text{ kN/m}^2$$

Par rapport à la valeur de $q_u = 895,0 \text{ kN / m}^2$ pour une constante $s_u = 30 \text{ kPa}$.

Enfin, pour vérifier que la distribution correcte de s_u a été spécifiée, la distribution de tous les paramètres du matériau peut être visualisée sous Résultats (voir Figure III.15).

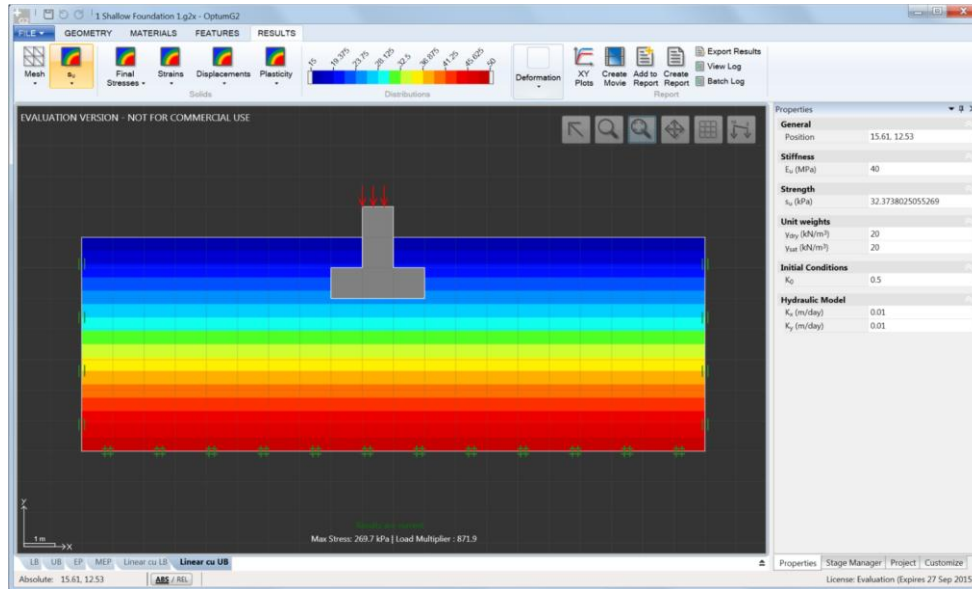


Figure III.15 : Variation de s_u . [17]

Conclusion :

L'utilisation de la probabiliste méthode pour la numérique mesure de la réalisation potentielle de la superficielle fondation implique un numérique instrument qui prend en compte espace hétérogénéité de la terre propriétés, OptumG2 offre la possibilité de faire une probabiliste mesure en utilisant le statistique champ procédé combiné avec le fini élément méthode.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le dimensionnement de la surface des fondations dépend principalement de la capacité portante, qui n'est pas facile de décider précisément en raison de nombreux facteurs qui influencent cette importance. En pratique, l'analyse de la portance des fondations est basée sur des approches déterministes où la variabilité spatiale des propriétés du sol n'est pas prise en compte avec certitude.

Le but de ce mémoire est d'aider à l'étude probabiliste du problème de la capacité portante des dimensions de la fondation superficielle. Dans ce travail, nous avons abordé trois parties :

- Notions sur les fondations et les méthodes de dimensionnement
- Méthodes d'analyse probabiliste utilisées en géotechnique
- Dimensionnement des fondations superficielles (quelques applications)

Le calcul d'analyse de l'exécution potentiel d'une faible profondeur de base en utilisant l'approche probabiliste est un enjeu dynamique qui implique un instrument de calcul bien adapté. Le code OptumG2 a été adopté dans cette étude, car il permet la simulation de la variabilité spatiale des sols basée sur le concept de champs aléatoires . .

J'ai rencontré des difficultés pour terminer ce mémoire en raison de la situation sanitaire que traverse le monde, qui a provoqué la fermeture de bibliothèques, d'universités et d'instituts.

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles est toujours un sujet de recherche très important qui a évolué et continu à évoluer.

Enfin, nous demandons aux ingénieurs d'accorder une grande importance à l'approche probabiliste du calcul de la capacité portante des fondations superficielles, car ces calculs seront d'une importance évidente en raison des résultats plus précis donnés par l'approche probabiliste..

Références bibliographiques

- (1) benkaci saida. oubraham lamia. 2015/2016**, « *calcul des fondations et étude de la stabilité du site d'implantation de la station d'épuration de sidi aïch, wilaya bejaia* », (mémoire de magister Université Abderrahmane MIRA de Bejaïa)
 - (2) PROF. AMAR KASSOUL –(2015/2016)** ,« *cours : ossatures bâtiment-chapitre2: les fondation-uhbchlef* »
 - (3) MSALEM ILIMAN, 2015/2016**, « *étude géotechnique de site de Construction d'une station d'épuration à tamanghasset* » (mémoire de magister université université larbi tebssi – tébessa)
 - (4) oum el kheir mehenni, 2015/2016** « *étude numérique du comportement d'une fondation située à proximité d'une pente* », (mémoire de magister université Mohamed Boudiaf - Msila)
 - (5) dtu 13.12 (1988)**. « *règles pour le calcul des fondations superficielles. Cstb* »
 - (6) touati salma, 2019** « *calcul numérique de la capacité portante sismique d'une fondation filante* », (mémoire de magister université badji-mokhtar annaba)
 - (7) www.cours-genie-civil.com /les fondations superficielles**
 - (8) saifi insaf , 2017** « *contribution à l'évaluation de la portance non-drainée des fondations circulaires et annulaires par approche numérique* », (doctorat en génie civil- université Mohamed khider – Biskra), page (8-11)
 - (9) djeridi safa ,2018** « *analyse numérique de la portance des fondations superficielles sur sol renforcé* », (doctorat en génie civil- université mohamed khider – biskra) , page (10-14)
 - (10) benmoussa samir,2013** « *analyse numérique de l'influence de la stratification sur la portance des fondations superficielles* » (doctorat en génie civil- université Mohamed khider – biskra) ,page(64-65)
 - (11) madani hamlaoui, 2005** « *influence de la variabilité des propriétés physiques et mécaniques des sols sur la stabilité des ouvrages" approche stochastique* » (mémoire de magister université des sciences et de la technologie houari Boumediene), page (17-18)
 - (12) fatma zibani, 2012** « *effet de la variabilité des paramètres de sol sur le comportement des ouvrages de géotechnique* », (mémoire de magister université mouloud mammeri- tizi-ouzou) .
 - (13) YUCEF HOUMADI.2011** « *prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres géotechniques* » (doctorat en génie civil- université aboubekr belkaid tlemcen) .
 - (14) SEKFALI NASSER 2000**, *fiabilite des ouvrages geotechniques, doctorat en génie civil- université 8 mai 1945 de guelma*),page (11,20)
- Russelli C (2008)** *Probabilistic Methods applied to the bearing capacity problem. These de doctorat, Université de Stuttgart, Allemagne.*

Lemaire M (2005) fiabilité des structures-Couplage mécano-fiabiliste statique. Hermès.

(15) Narimane brahmi ,2020, « *analyse probabiliste et numérique de la capacité portante des fondations superficielles* », (doctorat en génie civil- université mohamed khider – biskra) , page (36-37)et(54-57)

(16) Krabbenhoft, K., Lyamin, A., Krabbenhoft, J. (2015). « *optum computationnel engineering (optumg2). Computer software* ». retrieved from [https://www. optumce . com](https://www.optumce.com).

(17) SHALLOW FOUNDATION. [https://www. Optumce.Com](https://www.Optumce.Com)