

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN – TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL
OPTION : GÉOTECHNIQUE

CALCUL DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS
SUPERFICIELLES

Présenté par : KRIM AYA

Soutenu le : 18/06/2025 Devant le jury composé de :

M. DRAICHE Kada	Pr.	U. Tiaret	Président
M. TLIDJI Youcef	Pr.	U. Tiaret	Encadrant
M. BENFERHAT Rabia	MCA	U. Tiaret	Examineur
Mme OUAZIR Khatima	MCB	U. Tiaret	Examinatrice

Année Universitaire : 2024–2025

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude à mon encadreur, Monsieur **TLIDJI Youcef**, pour sa patience, sa disponibilité et sa confiance tout au long de ce travail. Ses conseils éclairés ont été d'un grand soutien à chaque étape de cette recherche.

Je remercie sincèrement tous les enseignants qui m'ont accompagnée tout au long de mon parcours scolaire, depuis l'école primaire jusqu'à l'université. Grâce à leur engagement, leur patience et leur savoir, j'ai pu progresser, apprendre et me construire aussi bien sur le plan intellectuel que personnel.

Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury, Monsieur **DRAICHE Kada** et Monsieur **BENFERHAT Rabia**, et Madame **OUAZIR Khatima** pour avoir accepté d'évaluer ce mémoire.

Enfin, je remercie de tout cœur toutes les personnes, nommément ou anonymement, qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ce modeste travail.

Dédicace

À mes chers parents ,

A Mes frères et sœur Khadidja,

À ma famille,

À tous ceux qui m'ont encouragée tout au long de ce travail.

Résumé

Depuis les temps anciens, l'homme construisait ses habitations et infrastructures en se basant uniquement sur ses observations et son expérience limitée, sans étude scientifique des caractéristiques du sol ni de sa capacité à supporter les charges. Avec l'évolution des sciences et de l'ingénierie, il est devenu essentiel d'étudier les propriétés du sol et de comprendre son comportement afin d'assurer la sécurité des structures. C'est ainsi qu'est né le domaine de la géotechnique, avec le développement des concepts de fondations. Dans ce cadre, notre étude vise à calculer la capacité portante des fondations superficielles sous différentes conditions de chargement, en utilisant la modélisation numérique selon deux approches largement reconnues en géotechnique : la méthode des différences finies à travers le logiciel FLAC 2D, et la méthode des éléments finis à l'aide du programme PLAXIS 2D. Ces deux méthodes offrant des moyens précis et efficaces de simuler le comportement des sols et des fondations sous diverses conditions. Grâce à l'utilisation de ces deux programmes, nous avons constaté que les résultats obtenus par les deux approches étaient très proches, validant ainsi la cohérence et la précision des méthodes utilisées.

Mots-clés : Fondations superficielles, Capacité portante, Analyse numérique, FLAC2D, PLAXIS2D

الملخص

منذ العصور القديمة، كان الإنسان يبشيد مساكنه ويُنَاهِ التحتية بالاعتماد فقط على ملاحظاته وخبرته المحدودة، دون أي دراسة علمية لخصائص التربة أو لقدرتها على تحمل الأحمال. ومع تطور العلوم والهندسة، أصبح من الضروري دراسة خصائص التربة وفهم سلوكها من أجل ضمان سلامة المنشآت. وهكذا نشأ مجال الجيوتقنية، مع تطور مفاهيم الأساسات. في هذا الإطار، تهدف دراستنا إلى حساب قدرة تحمل الأساسات السطحية تحت ظروف تحميل مختلفة، وذلك باستخدام النمذجة الرقمية وفق نهجين معترف بهما على نطاق واسع في الهندسة الجيوتقنية: طريقة الفروقات المنتهية من خلال برنامج **FLAC 2D** ، وطريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج **PLAXIS 2D** . هاتان الطريقتان توفران وسائل دقيقة وفعالة لمحاكاة سلوك التربة والأساسات تحت ظروف متنوعة. وبفضل استخدام هذين البرنامجين، لاحظنا أن النتائج التي تم الحصول عليها من خلال النهجين كانت متقاربة جداً، مما يؤكد اتساق ودقة الأساليب المعتمدة

الكلمات المفتاحية: الأساسات السطحية، قدرة التحمل، التحليل العددي، **FLAC2D** ، **PLAXIS2D**

Abstract

Since ancient times, humans built their dwellings and infrastructures based solely on their observations and limited experience, without scientific study of the soil's properties or its load-bearing capacity. As science and engineering advanced, it became essential to study the soil's characteristics and understand its behavior to ensure the safety of structures. This led to the emergence of geotechnical engineering, with the development of foundation concepts. In this context, our study aims to calculate the bearing capacity of shallow foundations under various loading conditions, using numerical modeling through two widely recognized approaches in geotechnical engineering : the finite difference method (FDM) with FLAC 2D, and the finite element method (FEM) with PLAXIS 2D. Both of these methods are essential tools in geotechnical analysis, offering precise and efficient ways to simulate the behavior of soils and foundations under different conditions. Through the use of these two programs, we found that both approaches provided closely comparable results, validating the consistency and accuracy of the methods.

Keywords : Shallow Foundations, Bearing Capacity, Numerical Analysis, FLAC 2D, PLAXIS 2D

Table des matières

Remerciements	II
Dédicace	III
Résumé	IV
V الملخص	
Abstract	VI
Liste des tableaux	X
Liste des figures	XIII
Liste des symboles	XIV
Introduction Générale	XV
1 Aperçu général sur les fondations	1
1.1 Introduction	2
1.2 Définition des fondations	2
1.3 Facteurs Influant la Conception des Fondations	3
1.3.1 Nature du Sol	4
1.3.2 Caractéristiques géotechniques et environnementales	4
1.3.3 Charge Structurale	4
1.4 Types de Fondations en Génie Civil	4
1.4.1 Fondations superficielles	4
1.4.2 Avantage et limites des fondation superficielles	6
1.4.3 Fondation semi-profond	6
1.4.4 Avantages et limites des fondation semi-profond	7
1.4.5 Les fondations profonds	7
1.4.6 Avantages et limites des fondations profond	8
1.4.7 Fondation mixte	9
1.4.8 Fondations spéciales	9
1.5 Conception des Fondations	10
1.5.1 Étude préliminaire	10
1.5.2 Analyse des charges	13
1.5.3 Choix de types de fondation	13
1.6 Les défis associant aux fondations	14
1.6.1 Effet de gel	14

1.6.2	Tassement différentiel	14
1.6.3	L'impact des eaux souterraines sur la stabilité du sol et des fondations	15
1.6.4	La liquéfaction des sols	15
1.7	Conclusion	16
2	Méthodes de calcul des fondations superficielles	17
2.1	Introduction	18
2.2	Comportement d'une fondation superficielle	18
2.3	États limites pour le calcul des fondations	20
2.3.1	Vérifications des états limites ultimes (ELU)	20
2.3.2	Vérifications des états limites de service (ELS)	21
2.4	Méthode de calcul de la capacité portante de fondation superficielles	21
2.5	Méthode basée sur les essais au laboratoire (Méthode de c et φ) . . .	21
2.5.1	Semelle filante – charge verticale et centrée	22
2.5.2	Rupture à court terme et à long terme	25
2.5.3	Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers . . .	26
2.5.4	Contraintes admissibles	32
2.6	Méthode basée sur les essais in situ	33
2.6.1	Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiomé- trique (PMT) et pénétrométrique (CPT)	33
2.6.2	Hauteur d'encastrement équivalente D_e	33
2.6.3	Pression limite nette équivalente au pressiomètre Ménard . .	35
2.6.4	Résistance de pointe équivalente avec le pénétromètre à cône (CPT)	36
2.6.5	Charge centrée inclinée sur sol horizontal	38
2.6.6	Charge verticale centrée à proximité d'un talus	39
2.6.7	Charge centrée inclinée à proximité d'un talus	39
2.6.8	Influence de l'excentrement	40
2.6.9	Essai de pénétration au carottier (SPT)	41
2.6.10	Catégories conventionnelles de sols	42
2.7	conclusion	43
3	Présentation de logiciel utilisé	44
3.1	introduction	45
3.2	Méthode des éléments finis	45
3.2.1	Discretisation	45
3.2.2	Approximation des variables fondamentales	46
3.2.3	Equations élémentaires	46
3.2.4	Equations globales	47
3.2.5	Conditions aux limites	47
3.3	Utilisation de MEF en géotechnique	47
3.4	Présentation de PLAXIS 2D	47
3.4.1	Programme d'entrée de données (Input)	48
3.4.2	Programme de calcul (Calculations)	48
3.4.3	Programme de résultats (Output)	49
3.4.4	Programme courbe (Curves)	49
3.5	Types de calcul dans PLAXIS	50

3.5.1	Calcul plastique	50
3.5.2	Analyse de consolidation	50
3.5.3	(φ - c) reduction	50
3.6	Modèles de comportement	51
3.6.1	Modèle élastique linéaire	51
3.6.2	Modèle de Mohr-coulomb	51
3.6.3	Modèle de sol avec écrouissage	52
3.6.4	Modèle pour les sols mous	52
3.7	Système d'options du code PLAXIS	52
3.7.1	Maillage	52
3.7.2	Conditions aux limites en déplacement	53
3.7.3	Chargement	53
3.7.4	Les conditions initiales	53
3.8	Description du code FLAC	53
3.8.1	Méthode des différences finies	54
3.8.2	Utilisation de MDF en géotechnique	54
3.8.3	Principe de base de la résolution numérique avec la méthode des différences finies	55
3.8.4	Déclaration des données dans le code FLAC2D	57
3.8.5	Lois de comportement utilisées par le code de calcul	58
3.9	Comparaison entre les logiciels Plaxis 2D et FLAC 2D	60
3.10	conclusion	60
4	Analyse des cas de fondations superficielles	61
4.1	introduction	62
4.2	Présentation du modèle étudié	62
4.2.1	Semelle reposant sur une seule couche de sol	62
4.2.2	Semelle sur sol hétérogène (bicouche)	67
4.3	Comparaison entre les résultats	75
4.4	conclusion	76
	Conclusion Générale et perspectives	77
	Références	78

Liste des tableaux

1.1	Paramètres caractérisant les sols et roches [7]	11
2.1	Variation de N_c en fonction de l'encastrement D [3]	24
2.2	Comparaison des valeurs de N_γ fournies par différents chercheurs [9]	25
2.3	Coefficients de forme proposés par Terzaghi [1943]	26
2.4	Coefficients de forme proposés par Meyerhof [1963]	26
2.5	Coefficients de forme proposés par Vesic [1973] [11]	27
2.6	Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994)	27
2.7	Valeurs des coefficients c_w [5]	42
2.8	Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)	42
3.1	Comparaison entre la méthode explicite et implicite [21]	56
3.2	Comparaison entre Plaxis et FLAC en géotechnique	60
4.1	Coordonnées du modèle géométrie	62
4.2	Propriétés des matériaux	63
4.3	Coordonnées du modèle géométrie	68
4.4	Propriétés des matériaux	68
4.5	Tableau comparatif des résultats PLAXIS 2D vs FLAC 2D	75

Liste des figures

1.1	Terminologie de conception des fondations superficielles [2]	3
1.2	Schéma de fonctionnement de différents types de fondations	3
1.3	Types de fondations superficielles [4]	5
1.4	exemple de fondations sur pieux	8
1.5	Réalisation des parois moulées	8
1.6	Classification des fondations couramment employées dans les projets de génie civil	10
1.7	Schéma des étapes de conception des fondations	14
1.8	tour de pise [3]	15
1.9	schéma de la liquéfaction d'un sol	16
2.1	Courbe de chargement d'une fondation superficielle[4]	18
2.2	Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle [9]	19
2.3	Modes de rupture des fondations dans le sable [9]	20
2.4	schématisation des états limites ultimes [5]	21
2.5	Schéma de rupture d'une fondation superficielle [4]	22
2.6	Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « $c-\varphi$ ») [4]	23
2.7	Largeur et longueur effectives B' et L' pour une fondation rectan- gulaire [4]	28
2.8	Représentation de la largeur et de la longueur effectives B' et L' pour une fondation circulaire [4]	28
2.9	Mécanismes de rupture pour les charges excentriques selon Meyerhof (1953) [4]	28
2.10	Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B [4]	30
2.11	Mécanismes de rupture pour des charges inclinées, selon Meyerhof (1953) [4]	30
2.12	Mécanismes de rupture pour des charges excentrées et inclinées, selon Meyerhof (1953) [4]	30
2.13	Définition du sol et de la charge. On appelle interface le plan de séparation des deux couches [13]	31
2.14	Méthode de la "semelle fictive" [4]	32
2.15	Définition de la hauteur d'encastrement équivalente pour une fon- dation superficielle [4]	34
2.16	Définition de la pression limite nette équivalente p_{le}^* [14]	35
2.17	facteur de portance pressiométrique K_p selon le DTU 13.12 [12] . . .	36
2.18	Définition de la résistance de pointe équivalente [4]	37

2.19	Facteur de portance pénétrométrique K_c selon le DTU 13.12	38
2.20	Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal [6]	38
2.21	Facteurs i_β (a) Sols cohésifs, (b) Sols frottants [4]	39
2.22	Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastrée et située près de la crête d'un talus [6]	40
2.23	Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur d'un talus [15]	40
2.24	Définition de la contrainte de référence pour un excentrement e [15]	41
2.25	Schéma récapitulatif des méthodes de calcul de la capacité portante	43
3.1	Éléments à une dimension [17]	46
3.2	Éléments à deux dimension [17]	46
3.3	Maillage en PLAXIS	46
3.4	Fenetre principale du programme d'entrée des données(Input) . . .	48
3.5	Fenetre du programme de calcul	49
3.6	Barre d'outils de la fenetre principale du programme output	49
3.7	la fenetre du programme courbe (Curves)	50
3.8	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [18]	51
3.9	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	52
3.10	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol [18]	53
3.11	Barre d'outils de définition des charges dans Plaxis	53
3.12	Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies [22] . . .	56
3.13	Bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC2D .	57
3.14	Génération du maillage	57
3.15	Définition des conditions aux limites dans FLAC	58
3.16	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	59
4.1	Schéma de la semelle sur sol argileux	62
4.2	maillage de la géométrie (PLaxis 2D)	63
4.3	maillage de la géométrie (Flac 2D)	64
4.4	pilan de calcul(charge verticale)	64
4.5	courbe contrainte-déformation (charge verticale)	65
4.6	pilan de calcul(charge horizontale)	65
4.7	courbe contrainte-déformation (charge horizontale)	66
4.8	pilan de calcul(charges horizontale et verticale)	66
4.9	courbe contrainte-déformation (charges horizontale et verticale) . .	67
4.10	Schéma de la semelle sur sol bicouche (argile + sable)	67
4.11	pilan de calcul(charge verticale)	69
4.12	courbe contrainte-déformation (charge verticale)	69
4.13	pilan de calcul(charge horizontale)	70
4.14	courbe contrainte-déformation (charge horizontale)	70
4.15	pilan de calcul(charges horizontale et verticale)	71
4.16	courbe contrainte-déformation (charges horizontale et verticale) . .	71
4.17	Schéma de la semelle sur sol bicouche (sable + argile)	72
4.18	pilan de calcul(charge verticale)	72
4.19	courbe contrainte-déformation (charge verticale)	73
4.20	pilan de calcul(charge horizontale)	73
4.21	courbe contrainte-déformation (charge horizontale)	74
4.22	pilan de calcul(charges horizontale et verticale)	74

4.23	courbe contrainte-déformation (charges horizontale et verticale) . .	75
4.24	Histogramme comparatif des résultats entre les deux logiciels	76

Liste des symboles

q_u	la charge limite
q_{adm}	Pression admissible
A	Aire de la fondation
B	Largeur de la semelle
D	Encastrement d'une fondation
L	Longueur d'une fondation
γ_{sat}	Poids volumique saturé
γ	Poids volumique du sol
γ_w	Poids volumique de l'eau
N_c, N_q, N_γ	Facteur de portance
i_γ, i_c, i_q	Coefficients correcteurs d'inclinaison
S_γ, S_c, S_q	Coefficients correcteurs de forme
F	Facteur de sécurité
q	Surcharge
e	Excentrement d'une charge
E	Module d'élasticité
ϕ	Angle de frottement interne
c	Cohésion du sol
D_e	Hauteur d'encastrement équivalente
p_{le}^*	la pression limite nette équivalente
p_l^*	La pression limite nette
q_c	la résistance de pointe
p_{ce}	La résistance de pointe équivalente
$N_{SPT,60}^1$	Le nombre de coups normalisé et corrigé

Introduction Générale

Depuis que l'homme est homme, il a cherché à améliorer son quotidien en répondant à ses besoins : se loger (bâtiments), se déplacer (routes), travailler (infrastructures et ouvrages industriels). Cela montre que la première préoccupation de l'homme a toujours été le bon choix du sol. Le sol sur lequel nous nous tenons joue un rôle essentiel dans la réalisation de divers projets de construction, tels que les routes, les ponts, les grandes infrastructures, et même lorsqu'il s'agit d'ouvrages simples. C'est dans ce contexte que se distingue l'importance de **la géotechnique**, puisqu'elle s'axe sur l'étude des propriétés du sol et de son comportement sous l'effet de différentes charges et dans diverses conditions, afin de garantir la sécurité et la stabilité des ouvrages. Parmi les sujets fondamentaux dans ce domaine, on trouve l'étude des **fondations**, qui représentent l'interface décisive entre la structure et le sol. Elles constituent le moyen par lequel les charges de l'ouvrage sont transmises au sol. Pour assurer la stabilité de toute construction, une estimation correcte de la capacité portante des fondations est donc indispensable et avérée.

Avec l'avènement de la technologie numérique, le monde du génie civil a engendré des techniques numériques afin de simplifier et d'améliorer de manière efficace le domaine des études des fondations et autres. Dans cette optique, le présent travail porte sur l'analyse des fondations superficielles à l'aide de la modélisation numérique, à savoir **FLAC 2D** (Fast Lagrangian Analysis of Continua) et **PLAXIS 2D**, afin d'analyser leur comportement sous l'effet de différentes conditions de chargement, et évaluer leur capacité portante avec plus de précision.

À cet effet, notre travail est réparti en quatre chapitres essentiels, traités en succession :

Le premier chapitre traite des concepts généraux liés aux fondations, comme leurs types, leur conception, et les problèmes qu'elles peuvent rencontrer.

le deuxième chapitre ce chapitre est consacré à la présentation des différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Il traite également des diverses situations susceptibles d'être rencontrées lors de l'estimation.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des logiciels utilisés FLAC 2D et PLAXIS 2D pour le calcul de la capacité portante, en fournissant une définition de chaque programme et en expliquant les méthodes spécifiques appliquées dans chacun d'eux.

Le quatrième chapitre est consacré au calcul de la capacité portante des fondations pour différentes situations à l'aide des deux programmes, suivi d'une comparaison entre les résultats obtenus avec chaque programme.

Et nous terminons la présente étude par une conclusion générale qui résume les principaux résultats obtenus, met en évidence les limites rencontrées au cours de notre travail, et propose des perspectives pour de futures recherches ou applications.

Chapitre 1

Aperçu général sur les fondations

1.1 Introduction

Les fondations sont un élément fondamental de toute structure en génie civil. Elles assurent la transmission des charges de l'ouvrage vers le sol, garantissant ainsi sa stabilité et sa sécurité. Le choix du type de fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature du sol, le niveau de la nappe phréatique, et l'importance des charges à supporter. Une bonne compréhension des caractéristiques mécaniques et géologiques du sol est donc essentielle pour concevoir des fondations adaptées et durables. Ce chapitre présente une vue d'ensemble des différents types de fondations, leurs fonctions, ainsi que les critères influençant leur choix et leur conception

1.2 Définition des fondations

Les fondations en construction sont des éléments structurels situés à la base d'un ouvrage ou d'un bâtiment. Le but fondamental des fondations est de transférer de manière sûre et adéquate les effets de charge, provenant et agissant sur toute structure donnée, au sol, [1]

Ils doivent satisfaire aux deux critères de conception suivants :

Capacité portante : Il ne doit y avoir aucun effondrement dans le sol environnant (c'est-à-dire ne pas provoquer une rupture de cisaillement globale du sol de support)

Le tassement : post-construction des unités de fondation doit être dans des limites tolérables. Les fondations courantes utilisées dans les projets de génie civil sont subdivisées en cinq catégories de techniques comme suit :

1. Fondation superficielle
2. Fondation semi-profond
3. Fondation profonde
4. Fondation mixte
5. Fondation spéciale

Les fondations sont classées selon la profondeur d'ancrage D et la largeur B

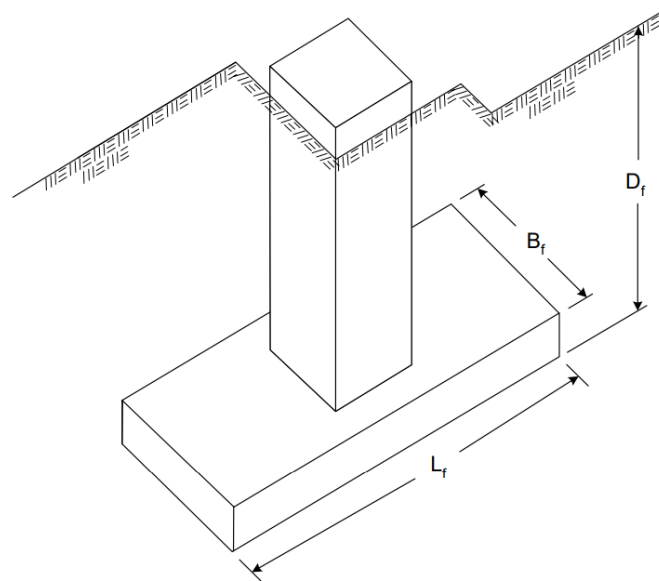


Figure 1.1 : Terminologie de conception des fondations superficielles [2]

$\frac{D}{B} < 4$	Fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers)
$4 \leq \frac{D}{B} < 10$	Fondations semi-profondes (puits)
$\frac{D}{B} \geq 10$	Fondations profondes (pieux)

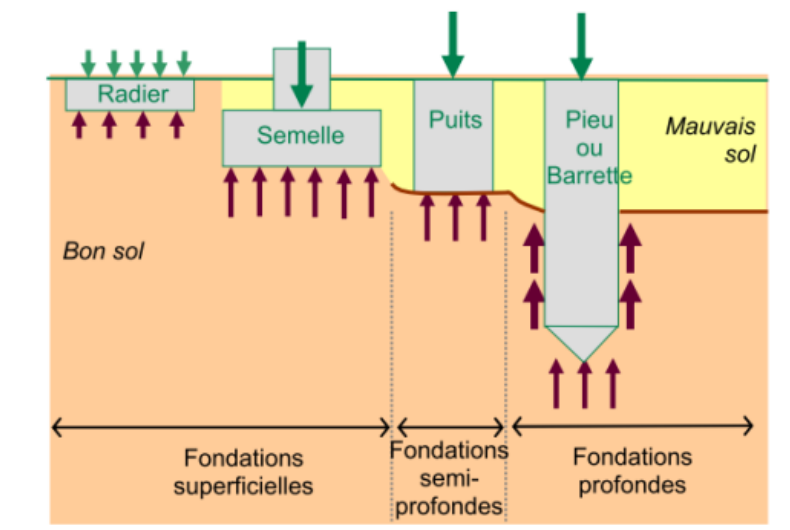


Figure 1.2 : Schéma de fonctionnement de différents types de fondations

1.3 Facteurs Influant la Conception des Fondations

La conception des fondations est un processus complexe qui requiert l'analyse de nombreux facteurs interdépendants. Chaque projet présente des particularités et des défis uniques, et le géotechnicien doit être capable de gérer avec ces différentes

contraintes pour proposer la solution la plus adaptée. Ainsi, plusieurs éléments essentiels influencent le choix et le dimensionnement des fondations.

1.3.1 Nature du Sol

Les caractéristiques géologiques et mécaniques du sol sur le site du projet jouent un rôle crucial dans la conception des fondations. Ces caractéristiques ne déterminent pas seulement le type de fondations approprié, mais influencent également le dimensionnement et de leur profondeur, contribuant ainsi à garantir la stabilité de la structure et sa capacité à supporter les charges requises sans déformation ni effondrement (la cohésion, l'angle de frottement interne, module de déformation ...)

1.3.2 Caractéristiques géotechniques et environnementales

1.3.2.1 Présence d'eau

Le niveau de la nappe phréatique est l'un des facteurs les plus influents dans la détermination du type et de la profondeur des fondations. Ce facteur affecte directement la capacité portante et la stabilité du sol

1.3.2.2 Conditions climatiques et environnementales

Les conditions climatiques propres au site ont un impact direct sur le choix du type de fondation à réaliser. Des facteurs tels que le gel, les fluctuations de température et les aléas sismiques doivent être pris en compte pour garantir la stabilité et la durabilité de la structure.

1.3.3 Charge Structurelle

Le poids total de la structure, y compris les charges permanentes (poids propre) et variables (exploitation, neige, vent), détermine la capacité portante requise pour les fondations. Une compréhension détaillée de ces charges est nécessaire pour la conception et le choix de la fondation appropriée.

1.4 Types de Fondations en Génie Civil

1.4.1 Fondations superficielles

Quand le sol résistant est situé à une profondeur faible et qu'il est facilement accessible, on pose la fondation directement sur le sol près de sa surface.[3].

1.4.1.1 Les principaux types de fondations superficielles

a. Semelles filantes

se caractérisent par une largeur B (généralement de quelques mètres au maximum) et une longueur importante L , avec un rapport typique $L/B > 10$. Elles sont disposées sous les murs porteurs afin de répartir uniformément les charges sur toute leur longueur. De forme rectangulaire, elles suivent l'alignement du mur tout en assurant une bonne stabilité de la structure

b. Semelles isolées

Les fondations isolées, dont les dimensions B et L ne dépassent généralement que quelques mètres, comprennent des formes variées telles que les fondations carrées ($B=L$) et circulaires (de diamètre B). Ces fondations sont conçues pour supporter des colonnes ou poteaux isolés, en répartissant leur charge ponctuelle sur une surface plus large du sol, ce qui permet d'assurer une bonne stabilité et de réduire les contraintes exercées sur le sol

c. Radier général

Le radier, ou dalle de fondation, se distingue par ses grandes dimensions B et L . Il s'agit d'une grande dalle qui recouvre l'ensemble de la surface d'une structure. Ce type de fondation est privilégié lorsque le sol présente une faible capacité portante ou lorsque les charges transmises par la structure sont particulièrement élevées, garantissant ainsi une répartition uniforme des efforts sur le sol

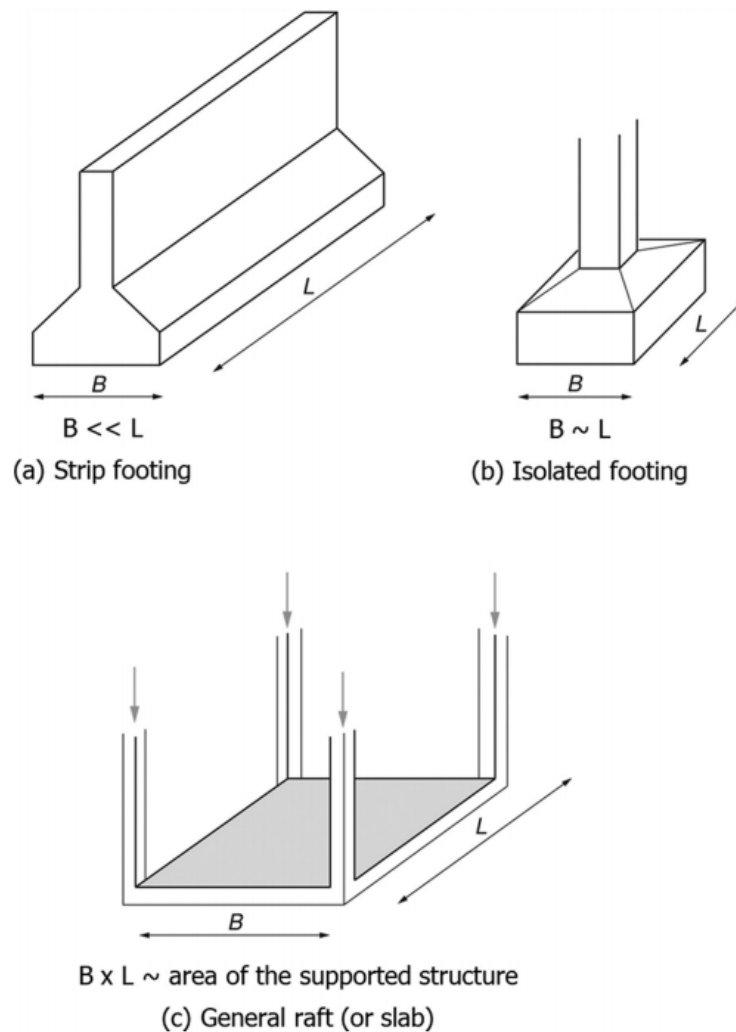


Figure 1.3 : Types de fondations superficielles [4]

1.4.2 Avantage et limites des fondation superficielles

1.4.2.1 Avantage

- Les fondations superficielles sont simples à concevoir et à exécuter par rapport aux fondations profondes
- Elles nécessitent moins d'équipement spécialisé
- Leur construction est généralement moins coûteuse en raison de la faible profondeur d'excavation et de la réduction des matériaux utilisés
- Les travaux sont rapides à réaliser, ce qui réduit la durée des projets
- Les inspections et les réparations sont plus simples, car les fondations sont facilement accessibles

1.4.2.2 Limites

- Elles ne sont pas adaptées pour supporter des structures massives ou de grande envergure
- Inadaptées aux sols faibles, instables ou soumis à des tassements différenciés
- Sensibles aux cycles de gel et dégel qui peuvent causer des soulèvements ou des affaissements
- Elles ne permettent pas de transférer les charges à des couches plus profondes et plus stables du sol
- Les zones à risque d'érosion ou de glissement de terrain ne sont pas idéales pour ce type de fondation
- Les sols hétérogènes ou inégalement compressibles peuvent entraîner des tassements non uniformes, affectant la stabilité de la structure
- Les fondations superficielles ne répartissent pas efficacement les forces en cas de tremblements de terre, ce qui augmente les risques pour la structure
- Les sols argileux qui gonflent ou se rétractent avec l'humidité peuvent endommager ces fondations

1.4.3 Fondation semi-profond

Les fondations semi-profondes se situent entre les fondations superficielles et les fondations profondes. Ce sont des fondations fichées à une profondeur D dans le sol telles que $4 \leq D/B < 10$.

Les fondations semi-profondes, appelées souvent (puits), ont en général une forme cylindrique de grand diamètre (B de 2 à 3 m environ) avec une fiche D dépassant 3 m, et sont réalisées en béton armé coulé sur place. Elles sont généralement disposées en fondations isolées [5]

1.4.4 Avantages et limites des fondation semi-profond

1.4.4.1 Avantage

- Les fondations semi-profondes sont habituellement moins onéreuses que les fondations profondes, étant donné qu'elles requièrent moins de travaux d'excavation et de matériel lourd
- Conviennent parfaitement aux terrains où les strates porteuses ne sont pas très profondes, mais où les conditions de surface ne peuvent pas soutenir efficacement les charges
- Comparées aux fondations profondes, les fondations semi-profondes génèrent souvent moins de perturbations au niveau du sol et de l'environnement, car elles ne nécessitent pas de grands travaux de forage ou de vibrations
- L'instauration de fondations semi-profondes peut être plus rapide que celle de fondations profondes, étant donné qu'elles ne requièrent pas les méthodes sophistiquées de forage ou d'enfoncement comme pour les pieux

1.4.4.2 Limites

- Les fondations semi-profondes sont limitées par la profondeur à laquelle elles peuvent atteindre des couches de sol suffisamment résistantes. Si le sol porteur se trouve à une trop grande profondeur ou présente une instabilité, ce type de fondation peut ne pas être approprié.
- Si le sol porteur est de mauvaise qualité ou si la répartition des charges est inégale, les fondations semi-profondes peuvent entraîner un tassement différentiel, ce qui peut affecter la stabilité du bâtiment
- Les fondations semi-profondes ne sont pas adaptées aux constructions très lourdes ou aux édifices de grande taille, car elles ne sont pas en mesure de supporter des charges massives aussi efficacement que les fondations profondes

1.4.5 Les fondations profonds

Celles-ci sont des fondations profondément fichées dans les sols, leur fiche D est telle que $D/B \geq 10$. Et elles permettent de transmettre les charges à un sol ou une roche située à une grande profondeur. Elles sont utilisées lorsque le sol de surface est de mauvaise qualité ou lorsque des charges importantes doivent être supportées

1.4.5.1 Types des fondations profonds

1.4.5.2 Pieux

Les pieux est une colonne élancée traversant le sol sur une grand profondeur, généralement fabriquée en acier, en béton ou en bois, Ils peuvent être fabriqués à l'avance ou coulés directement sur le site ; ils peuvent aussi être enfoncés, poussés, injectés, vissés, forés



Figure 1.4 : exemple de fondations sur pieux

1.4.5.3 Parois moulées porteuses (barrettes)

La paroi moulée est un écran vertical en béton armé (ou parfois non armé), qui est coulé directement dans une tranchée profonde, sans recours au drainage ou au coffrage. Cet écran peut présenter les dimensions suivantes : [6]

- Épaisseur : variant de 0,5 à 1,5 mètre
- Profondeur : de 10 à 20 mètres, atteignant jusqu'à 90 mètres
- Largeur : entre 3 et 5 mètres

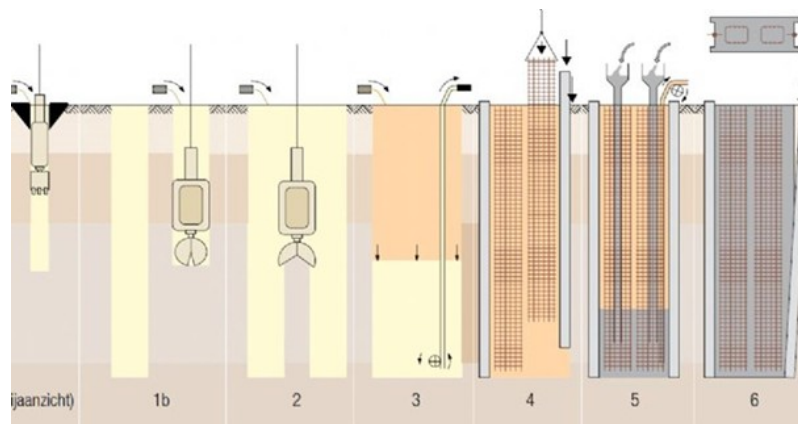


Figure 1.5 : Réalisation des parois moulées

1.4.5.4 Caissons

Sont des fondations immenses et profond de formes et de dimensions différents, ils peuvent être prêtes ou coulés sur place, sont utilisés dans le cas d'installations à charges très élevées (les travaux maritimes, les ponts ...)

1.4.6 Avantages et limites des fondations profond

1.4.6.1 Avantages

- Elles peuvent supporter des charges très importantes, idéales pour les bâtiments hauts, les ponts, ou les infrastructures lourdes

- Elles permettent de transférer la charge aux couches profondes du sol, qui sont plus stables et résistantes
- Efficaces dans des sols mous, saturés d'eau ou peu homogènes
- Les fondations profondes limitent les tassements différentiels grâce à leur capacité à s'ancrer dans des couches de sol fermes
- Employées dans des contextes marins, fluviaux et terrestres pour des projets complexes
- Appropriées pour des structures soumises à des charges dynamiques, telles que les vibrations ou les forces sismiques

1.4.6.2 Limites

- Le coût lié à la conception, l'équipement et l'implémentation est nettement supérieur à celui des fondations superficielles
- Leur mise en place nécessite des études géotechniques avancées et des équipements spécialisés
- En raison de la nature complexe des travaux, leur réalisation prend plus de temps
- Les vibrations et le bruit produits par les machines peuvent perturber l'environnement et le voisinage

1.4.7 Fondation mixte

C'est une fondation composée d'une fondation sur radier et pieux. L'idée est de répartir simultanément les efforts issus de la structure entre les pieux et le radier. Ce type de fondations est employé pour optimiser le dimensionnement des pieux (diminuer le nombre de pieux) en faisant fonctionner la semelle coiffant les pieux comme une dalle en béton. Il arrive des fois lorsqu'on étudie la solution d'une fondation sur radier qu'on rencontre des tassements non admissibles, ce qui peut avoir comme solution pour limiter les tassements du radier d'ajouter des pieux [5]

1.4.8 Fondations spéciales

Les fondations spéciales sont une solution économique pour renforcer un sol de mauvaise résistance, lorsque les fondations superficielles ne sont pas suffisantes à cause de la capacité portante du sol ou des tassements excessifs. Ces techniques permettent d'améliorer la portance du sol ou de réduire les tassements. Une des méthodes courantes consiste à utiliser un groupe d'inclusions rigides (comme des tubes en acier) sous un matelas de répartition des efforts, avec une fondation sur radier. Ce matelas joue un double rôle : il facilite la mise en place des inclusions et assure une répartition uniforme des charges vers le sol. D'autres exemples de fondations spéciales incluent les radiers sur inclusions souples (colonnes ballastées) et les micropieux [5]

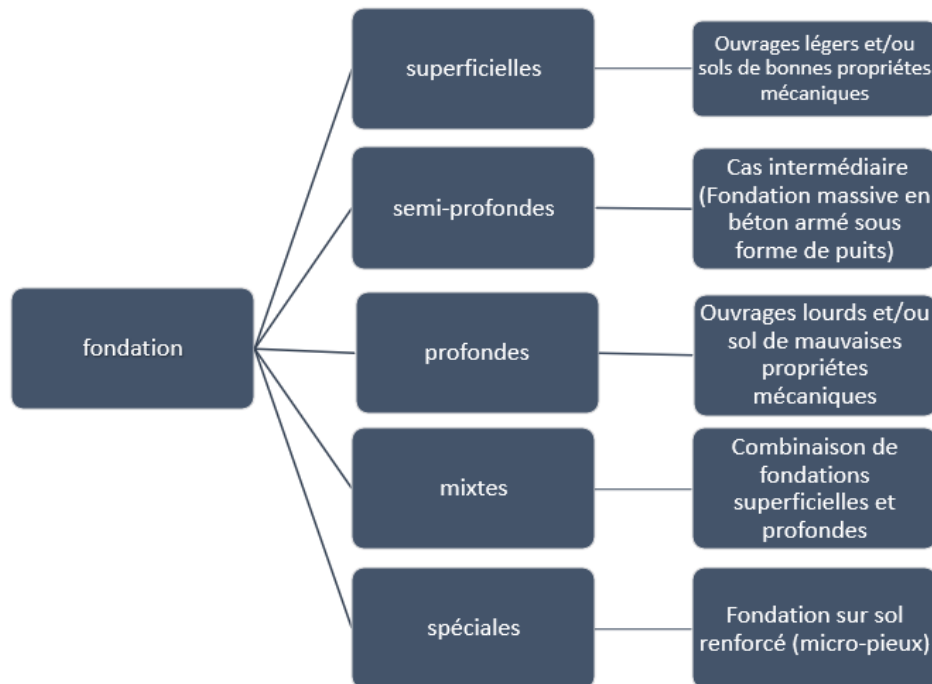


Figure 1.6 : Classification des fondations couramment employées dans les projets de génie civil

1.5 Conception des Fondations

1.5.1 Étude préliminaire

1.5.1.1 Étude de Sol

L'étude de sol est une étape fondamentale dans le processus de conception des fondations, car elle permet d'évaluer les caractéristiques géotechniques du terrain et de déterminer les conditions nécessaires pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure. Donc le géotechnicien nécessaire de recueillir des informations sûres :

- Caractérisation du sol ou (roches) permet de comprendre le comportement du sol

Tableau 1.1 : Paramètres caractérisant les sols et roches [7]

Sol	Roches
Courbe granulométrique	Minéralogie
Forme des particules	Pétrographie
Rugosité de surface	Teneur en eau
La densité	Poids volumique
Porosité	Porosité
Teneur en eau naturelles	Vitesse du son
Limites d'Atterberg	Coefficient d'inhibition rapide
Teneur en carbonates	Gonflement
Teneur en matières organiques	Index de durabilité
Résistance au cisaillement	-
Raideur du sol	Résistance à la compression simple
Perméabilité	Caractérisation des discontinuités
Consolidation	Perméabilité
Compacité	-

- La répartition et la classification des différentes zones de sol ou de roche, ainsi que des éléments constitutifs de l'ouvrage
- Les variations des niveaux des eaux souterraines
- Les effets de la corrosion chimique, d'altération, du gel
- La profondeur et la distribution des couches de sol
- Les conditions climatiques locales
- Les effets du nouvel ouvrage sur les ouvrages et les réseaux existants
- Les risques qui peuvent survenir sur le site et qui pourraient causer une instabilité des fondations (la liquéfaction, les zones susceptibles de tassement différentiel...)
- La sismicité régionale

1.5.1.2 Essais de Laboratoire et in Situ

1.5.1.3 Essais de laboratoire

L'analyse granulométrique

Cet essai est réalisé selon la norme (NF EN 933-1) le principe de l'essai est de déterminer la répartition des tailles des particules dans un échantillon de sol. Cela permet de mieux comprendre la texture du sol et de classer les sols selon leur composition en particules de différentes tailles

Essai de cisaillement direct

Cet essai est réalisé selon la norme (NF EN ISO 17892-10) Elle permet la détermination des paramètres de résistance au cisaillement effectifs des sols (Angle de frottement interne φ) et la Cohésion C

Essai odométrique

Cet essai est réalisé selon la norme (NF EN ISO 17892-5) déterminer les propriétés de déformation et compressibilité des sols, en particulier pour évaluer le comportement des sols sous charge les Informations obtenues à partir de cet essai est Coefficient de consolidation C_v , indice de compression C_c et l'indice de gonflement C_s . Cet essai permet de Prévision des tassements à long terme

Essai triaxiale

Cet essai est réalisé selon la norme (NF EN ISO 17892-8) Cet essai permet d'étudier le comportement du sol sous une contrainte triaxiale, c'est-à-dire sous l'effet de trois contraintes appliquées simultanément : une contrainte axiale et deux contraintes latérales les Informations obtenues est Paramètres de résistance au cisaillement (Cohésion (c) et angle de frottement (φ)), module de déformation

1.5.1.4 Essais in situ

Sondage carotté

Cet essai est réalisé selon la norme (NF EN ISO 22475-1) Les sondages permettent d'identifier la nature des sols en certains points du terrain et à différentes profondeurs et ainsi d'établir des cartes de profil du sous-sol. Les carottes prélevées peuvent également servir pour la fabrication d'éprouvettes qui seront ensuite testées au laboratoire [7]

Essai scissométrique

Cet essai est réalisé selon la norme (NF P 94-112) L'essai au scissomètre permet de mesurer en place la résistance au cisaillement des sols fins il consiste à enfoncer dans le sol à la profondeur désirée un dispositif muni d'une tige terminée à sa partie inférieure par un moulinet en forme de croix . L'enfoncement du dispositif est réalisé par vérinage ou par battage selon la rigidité du sol. Il peut également être réalisé à partir du fond d'un trou de sondage

Essai pénétrométrique

Cet essai est réalisé selon la norme (NF EN ISO 22476-2) Cet essai permet d'évaluer la résistance du sol en fonction de la profondeur de manière simple et rapide. Bien qu'il fournisse principalement des informations qualitatives, celles-ci sont souvent suffisantes pour concevoir certains ouvrages géotechniques. Cependant, pour une reconnaissance plus précise et complète du sol, il est recommandé de le combiner avec des sondages, même espacés. Il existe deux types de pénétromètres

- Le pénétromètre statique enfoncé à vitesse constante

- Le pénétromètre dynamique enfoncé par battage sous l'action de coups de mouton successifs appliqués sur le train de tiges

Essai pressiométrique

Cet essai est réalisé selon la norme (NF EN ISO 22476-4) L'essai pressiométrique est une technique géotechnique utilisée dans l'analyse des sols. L'objectif principal de l'essai pressiométrique est de déterminer les paramètres de compressibilité du sol (le module pressiométrique EM la pression Limite Pl, pression de fluage). Les résultats obtenus à une profondeur spécifique sont résumés sous forme de courbes :

- La courbe pressiométrique illustrant les pressions P en relation avec le volume de la cellule V à la fin du palier (à 60 secondes)
- La courbe du fluage représentant la différence de volume entre les volumes mesurés aux moments 30 s et 60 s par rapport à la pression

Essai à la plaque

Cet essai est réalisé selon la norme (NF P94-117-1) L'essai à la plaque consiste à appliquer une charge sur une plaque rigide posée au sol, permettant de déterminer le module de déformation et la capacité portante du sol superficiel, informations essentielles pour le dimensionnement des fondations superficielles et l'estimation des tassements à court terme

1.5.2 Analyse des charges

L'étude des fondations nécessite de prendre en compte l'étude du sol et l'analyse des charges en même temps, qu'elles soient permanentes ou variables, car négliger cet aspect peut entraîner des risques pour la construction, même si l'étude du sol est précise.

- Les charges permanentes (poids propre de la structure)
- Les charges variables (Vent, neige, séismes) En plus des charges liées à l'utilisation de la structure

1.5.3 Choix de types de fondation

Après l'étude approfondie du sol et l'analyse des charges résultant du bâtiment, ainsi que des conditions environnantes, en tenant compte de plusieurs facteurs tels que l'ingénierie de la structure, comme la hauteur et la conception du bâtiment, ces facteurs influencent considérablement la répartition des charges sur le sol, en plus des contraintes environnementales et économiques. En fonction de ces facteurs, le type de fondation le plus stable est choisi pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage

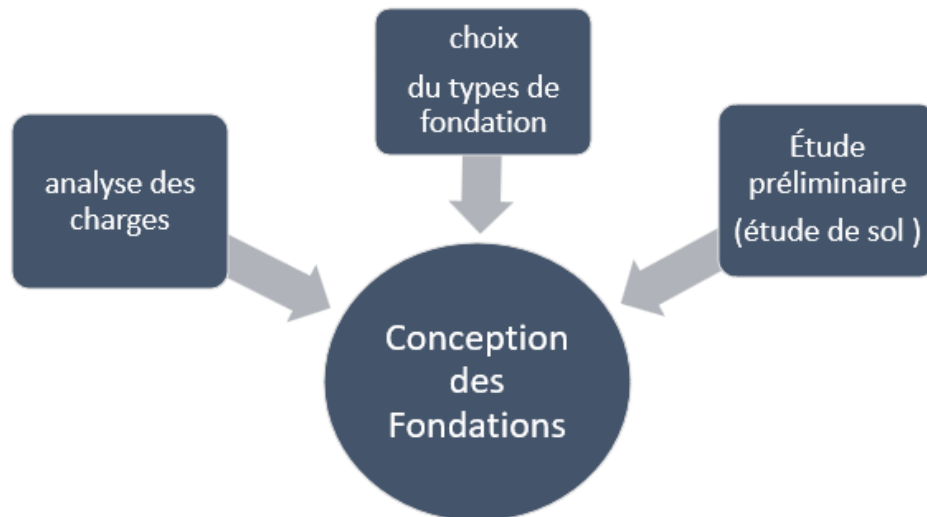


Figure 1.7 : Schéma des étapes de conception des fondations

1.6 Les défis associent aux fondations

La conception et l'exécution des fondations font face à de nombreux défis qui peuvent affecter la sécurité et la durabilité des structures. Parmi ces défis, on trouve

1.6.1 Effet de gel

Le sol peut geler lorsque la température extérieure descend en dessous de zéro pendant une période suffisamment longue. En réalité, la capacité de portance et la déformation du sol peuvent être grandement affectées, en particulier par l'alternance des phénomènes de gel et de dégel [3]. Cela peut entraîner le soulèvement des fondations et leur effondrement ou fissuration.

1.6.2 Tassement différentiel

Le tassement des sols sous l'effet des charges est un phénomène universel qui peut, dans certains cas, atteindre des proportions remarquables, comme c'est le cas à Mexico, à Pise ou à Bologne. Il convient d'y prêter une grande attention, car les tassements différentiels peuvent entraîner des désordres qui, bien qu'ils ne nuisent pas à la stabilité de l'ouvrage, nécessitent toutefois des réparations coûteuses et souvent peu esthétiques [3].

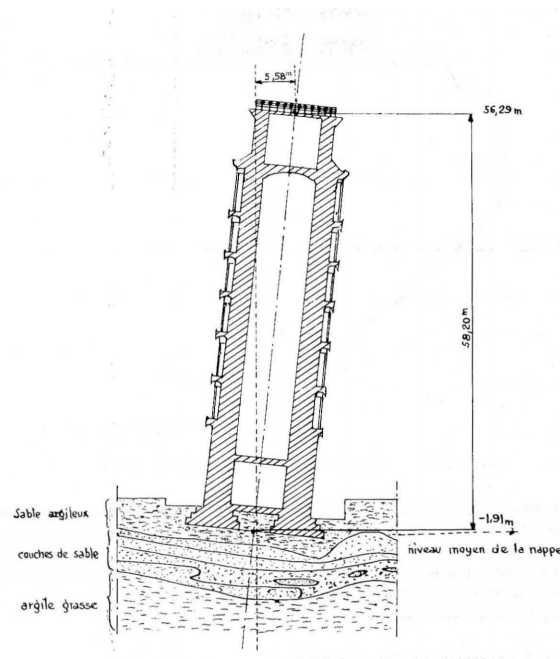


Figure 1.8 : tour de pise [3]

1.6.3 L'impact des eaux souterraines sur la stabilité du sol et des fondations

Les fondations sont particulièrement sensibles aux impacts de l'eau souterraine, ce qui peut compromettre la stabilité et l'intégrité de l'ensemble de la structure.

Parmi les problèmes causés par cette eau, on note notamment que lorsque sa pression dépasse le poids combiné de la structure et du sol qui la surplombe, elle peut littéralement soulever les fondations.

Les sols argileux sont particulièrement vulnérables à ce phénomène : ils ont tendance à gonfler en présence d'eau et à se rétracter en période de sécheresse, ce qui provoque des mouvements différentiels nuisibles à la stabilité des bâtiments.

De plus, l'eau souterraine surtout lorsqu'elle est chargée en minéraux ou en polluants peut accélérer la corrosion des éléments métalliques présents dans les fondations, compromettant ainsi leur durabilité à long terme. [8]

1.6.4 La liquéfaction des sols

constitue un phénomène géotechnique complexe susceptible de produire des effets dévastateurs lors de séisme une perte totale ou partielle de la capacité portante des fondations. Dans les cas extrêmes, cela peut conduire à l'effondrement complet de la structure

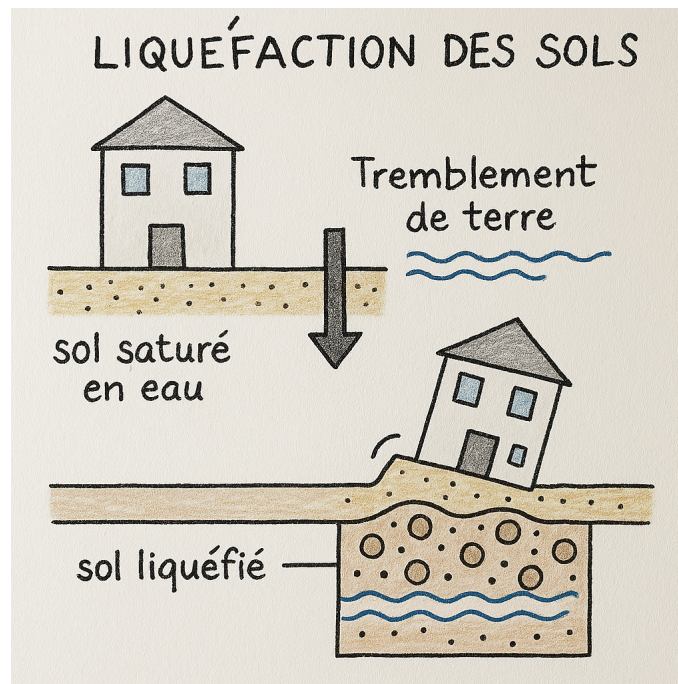


Figure 1.9 : schéma de la liquéfaction d'un sol

En plus de tout ce qui a été mentionné précédemment, La végétation à proximité d'une fondation peut provoquer une sécheresse du sol, ce qui diminue la quantité d'eau qu'il contient et sa densité, tout en augmentant les espaces vides entre les particules. Par conséquent, le sol peut se tasser davantage [5]

1.7 Conclusion

Les fondations, qui sont souvent invisibles après l'achèvement de la construction, constituent un élément essentiel de la structure du bâtiment, car elles garantissent sa stabilité et la répartition fiable des charges sur le sol. Il est donc nécessaire de choisir la fondation appropriée pour chaque projet, en tenant compte des aspects géotechniques, structurels et économiques. Cependant, les fondations font face à plusieurs défis, tels que la nature du sol, la présence d'eaux souterraines et le risque de tremblements de terre, ce qui peut affecter leur efficacité et leur durabilité, et entraîner la détérioration de la structure.

Pour relever ces défis, des études géotechniques approfondies et des calculs structurels précis doivent être réalisés, en s'appuyant sur des experts et des spécialistes qualifiés pour garantir la conception et la mise en œuvre de fondations solides et durables

Chapitre 2

Méthodes de calcul des fondations superficielles

2.1 Introduction

Les fondations sont un élément clé de la construction qui transmettent les charges d'une structure directement aux couches du sol leur conception repose sur une étude géotechnique approfondie et une analyse précise des charges appliquées par l'ouvrage. Pour assurer leur efficacité, il est impératif de respecter deux conditions essentielles : l'absence de défaillance du sol environnant et un tassement restant dans les limites tolérables.

Le choix de la méthode de calcul de base dépend principalement de la nature du sol, des charges et des conditions du site. Les méthodes de calcul pour estimer la résistance et la capacité portante du sol varient des méthodes théoriques et numériques.

2.2 Comportement d'une fondation superficielle

Le comportement des fondations superficielles, notamment en ce qui concerne la capacité portante et le tassement, est influencé par plusieurs facteurs interdépendants, tels que la nature du sol, la profondeur d'enfouissement, les charges appliquées et la configuration de la fondation. Ces paramètres interagissent lors de l'application d'une charge croissante, créant une relation entre la charge appliquée et les tassements, ce qui permet d'évaluer la performance de la fondation et d'assurer sa stabilité et son efficacité. Dès qu'une charge est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement. L'intensité du tassement final peut être étudiée en fonction de la charge appliquée, et cette relation est souvent représentée par une courbe de tassement. La figure ci-dessous (figure 2.1) illustre clairement les concepts de capacité portante et de tassement, montrant une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est « D ». Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s » obtenus en fonction de la charge appliquée « Q » [6].

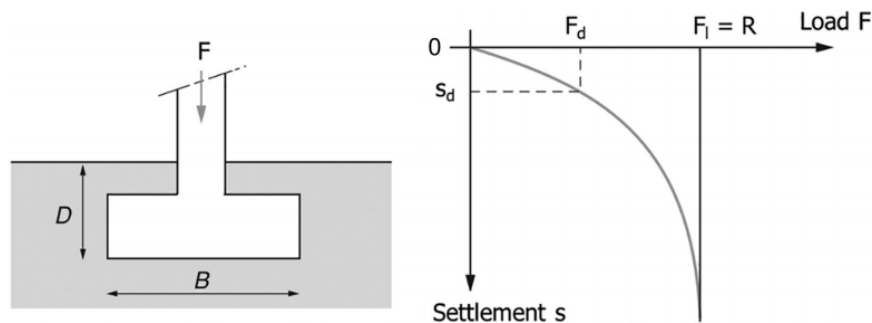


Figure 2.1 : Courbe de chargement d'une fondation superficielle[4]

On observe Au début du chargement, le comportement du sol est principalement linéaire, ce qui signifie que le tassement augmente proportionnellement à la charge appliquée. Après cela, le tassement est plus longtemps proportionnel à la charge.

appliquée (on peut dire que le sol est en train d'être plastifié, et ce se propage sous la fondation)

En outre, des fissures apparaissent dans le sol, ce qui indique que le tassement n'est plus sous contrôle. Le sol n'est plus capable de supporter une charge plus importante, ce qui signifie que le sol devenu plastique à cette charge limite, notée F_l , correspond à la capacité portante (R) du sol, qui représente sa résistance à la compression. Les termes "charge limite", "charge de défaillance" et "charge ultime" sont également couramment utilisés [4]

Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol quand la charge limite :

- Rupture générale du cisaillement (fondation reposant sur sable dense ou sol rigide et cohésif)
- Rupture locale (Si la fondation en dessous repose sur du sable ou de la terre argileuse de compaction moyenne)
- Rupture par poinçonnement (la fondation est soutenue par un sol assez lâche)

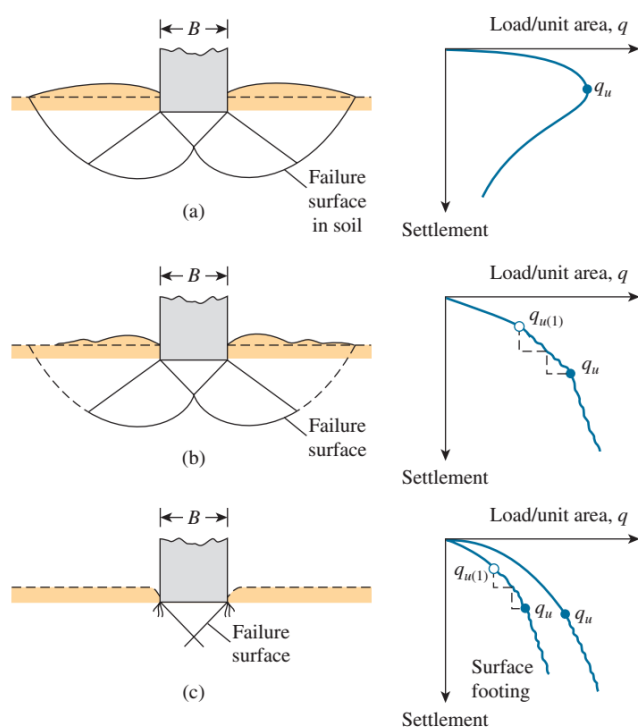


Figure 2.2 : Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle [9]

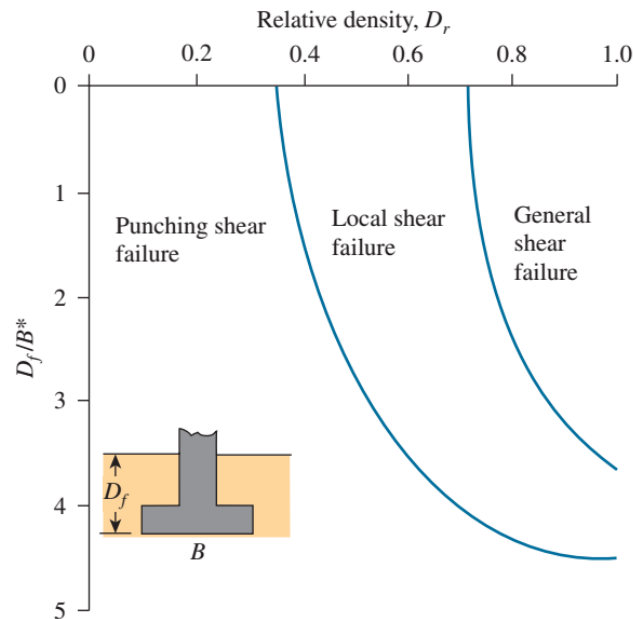


Figure 2.3 : Modes de rupture des fondations dans le sable [9]

2.3 États limites pour le calcul des fondations

2.3.1 Vérifications des états limites ultimes (ELU)

Selon Eurocode 7, il est essentiel de prendre en considération cinq états limites ultimes lors du calcul des fondations superficielles [10]

- Capacité portante du sol : Vérification de la capacité du sol à supporter les charges sans poinçonnement et en prendre en compte l'excès d'excentricité des charges
- La résistance au glissement de la fondation
- La stabilité générale (système sol /fondation)
- La rupture combinée dans le terrain et dans l'ouvrage [5]
- La résistance structurale des éléments de fondation (la rupture de l'ouvrage)

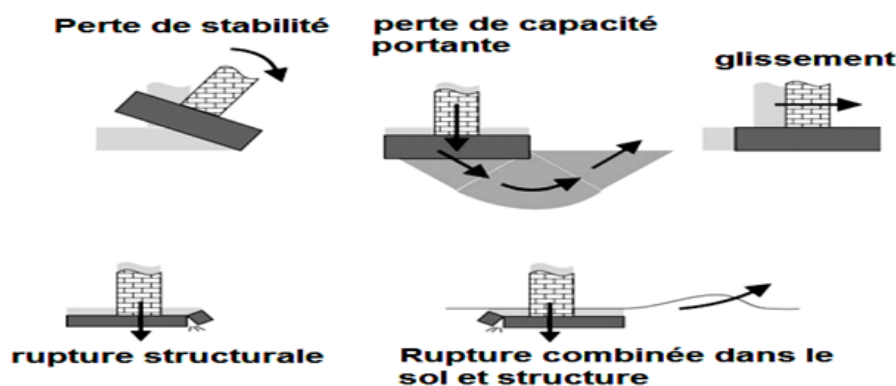


Figure 2.4 : schématisation des états limites ultimes [5]

2.3.2 Vérifications des états limites de service (ELS)

- La stabilité vis-à-vis des déplacements et des rotations y compris sous les actions liées au gel ou au gonflement des sols [10]
- Les charges de fluage incluant une vérification de la capacité portante et des critères d'excentricité du chargement appliqué à la fondation [10]
- Le fonctionnement et la durabilité des éléments de fondation [10]

2.4 Méthode de calcul de la capacité portante de fondation superficielles

Un certain nombre de règles s'appliquent nécessairement lors de la construction d'une fondation superficielle. Cependant, contrairement aux autres types de fondations (comme les pieux, les caissons, etc.), la méthode de construction ou d'installation précise n'influence pas la capacité portante ni le tassement de la fondation. Le seul paramètre qui influence les efforts d'interaction avec le sol est sa rigidité. En particulier, pour le calcul du tassement, il faut faire une distinction entre : [4]

les fondations souples on dit fondation souple lorsque sa rigidité est faible par rapport au sol sur laquelle a reposé et entraînent une répartition non uniforme des charges, provoquant des tassements différentiels plus importants

Les fondations rigides contrairement à fondation souple c-à-d sa rigidité très élevée par rapport à celle du sol et qui répartissent les charges de manière uniforme sur le sol.

Il y a deux méthodes utilisées pour calculer la capacité portante, à partir des essais au laboratoire et des à partir des essais in situ

2.5 Méthode basée sur les essais au laboratoire (Méthode de c et φ)

L'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles basée sur les paramètres de résistance au cisaillement c et φ constitue l'un des sujets fondamentaux en mécanique des sols moderne

2.5.1 Semelle filante – charge verticale et centrée

Pour une semelle filante de largeur B , la capacité portante q_l soumise à une charge verticale et centrée peut être déterminée à l'aide de la relation générale basée sur le principe de superposition de Terzaghi. [4]

$$q_l = \frac{1}{2}\gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + c N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (2.1)$$

Où :

q_l représente la capacité portante (par unité de longueur).

γ_1 poids volumique du sol sous la fondation.

γ_2 poids volumique du sol sur les côtés de la fondation.

q surcharge verticale latérale à la fondation.

c cohésion du sol sous la base de la fondation.

$N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$ sont les facteurs de portance dépendant de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

- Le premier terme $\frac{1}{2}\gamma_1 B N_\gamma(\varphi)$ est le terme de surface (ou terme de gravité). Il représente la limite pour une masse de sol purement frottant .
- Le deuxième terme $c N_c(\varphi)$ est le terme de cohésion. Il représente la charge limite pour un sol à la fois frottant et cohésif.
- Le troisième terme $(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$ est le terme de surcharge ou de profondeur. Il correspond à la charge limite pour un sol purement frottant soumis à une charge latérale, où γ_2 représente le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base.

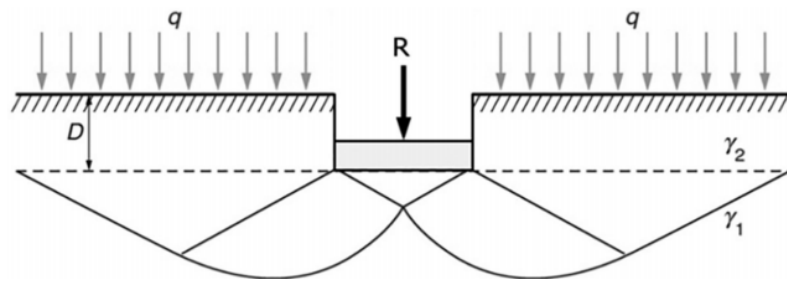


Figure 2.5 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle [4]

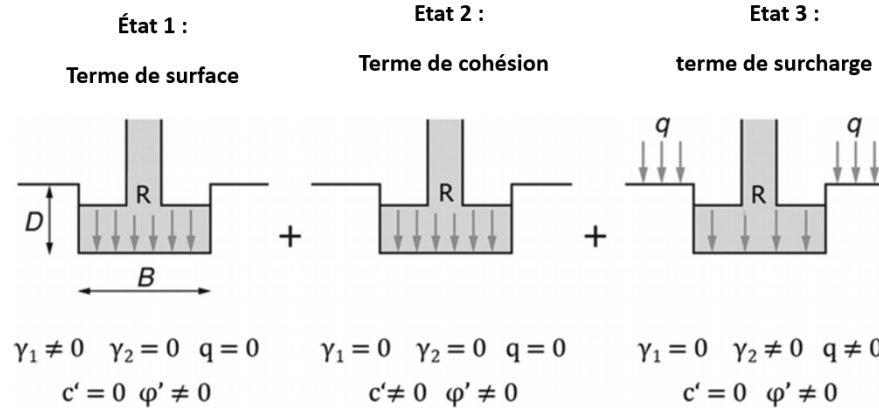


Figure 2.6 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c- φ ») [4]

1. **État 1 :** Cet état correspond à la résistance du sol due à la largeur de la fondation B et au poids du sol γ_1 sous le niveau de la semelle .
2. **État 2 :** Cet état correspond à la résistance du sol due à la cohésion.
3. **État 3 :** Cet état représente l'effet de la surcharge due aux terres situées au-dessus du niveau de la fondation.

Facteur de portance $N_q(\varphi)$

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (2.2)$$

Cette formule est quelquefois appelée formule de Prandtl-Cauchot [3]

Facteur de portance $N_c(\varphi)$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (2.3)$$

Cas d'un milieu purement cohérent : Lorsque φ approche de 0, la formule mathématique de N_c indique que ce facteur se rapproche de $\pi + 2$, soit :

$$N_c \approx 5,14 \quad \text{pour une fondation lisse}$$

$$N_c \approx 5,71 \quad \text{pour une fondation rugueuse}$$

Influence de l'encastrement : Lorsque l'on ne considère plus la partie supérieure du massif comme une surcharge, Skempton a étudié ce phénomène et a proposé d'utiliser, lorsque $\varphi = 0$, un coefficient correcteur égal à :

$$(1 + 0,2D/B), \quad \text{valable pour } D/B \leq 2,5$$

Tableau 2.1 : Variation de N_c en fonction de l'encastrement D [3]

$\varphi \backslash \frac{D}{B}$	0	1	2,5
20°	18	22	22
25°	25	35	35
30°	39	50	75

Facteur de portance N_γ

Plusieurs auteurs ont cherché à relier les valeurs de N_γ à celles de N_q , afin de pouvoir disposer également d'une formule littérale pour ce premier coefficient. [3]

On mentionnera la formule de Brinch Hansen :

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

La formule de Meyerhof :

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

On présentera également une formule empirique d'origine expérimentale, proposée par Fedar, qui fournit une expression approximative de N_γ , sans se référer cette fois au coefficient N_q .

$$N_\gamma = 0.01e^{\varphi/4}$$

Cette relation n'est valable que dans l'intervalle $25^\circ < \varphi < 45^\circ$, elle met en évidence l'augmentation rapide de N_γ avec φ . Cependant, il convient de noter qu'elle conduit à des valeurs de N_γ bien supérieures à celles généralement acceptées. Comparaison des valeurs de N_γ fournies par différents chercheurs :

Tableau 2.2 : Comparaison des valeurs de N_γ fournies par différents chercheurs [9]

ϕ' (°)	Meyerhof (1963)	Hansen (1970)	Biarez (1961)	Booker (1969)	Michalowski (1997)	Hijja et al. (2005)	Martin (2005)
0	0.00	0	0.00	0.10	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	0.12	0.04	0.01	0.01
2	0.01	0.01	0.01	0.15	0.08	0.03	0.02
3	0.02	0.02	0.03	0.17	0.13	0.05	0.04
4	0.04	0.05	0.05	0.20	0.19	0.08	0.07
5	0.07	0.07	0.07	0.24	0.26	0.11	0.10
6	0.11	0.11	0.14	0.29	0.34	0.15	0.14
7	0.16	0.16	0.17	0.34	0.42	0.20	0.18
8	0.22	0.22	0.23	0.40	0.51	0.26	0.23
9	0.28	0.30	0.36	0.47	0.59	0.36	0.26
10	0.37	0.39	0.47	0.56	0.84	0.46	0.36
11	0.47	0.50	0.60	0.65	1.00	0.56	0.44
12	0.58	0.62	0.75	0.76	1.18	0.67	0.53
13	0.70	0.75	0.94	0.92	1.45	0.82	0.67
14	0.85	0.90	1.16	1.10	1.72	1.02	0.87
15	1.13	1.18	1.42	1.29	2.04	1.25	1.02
16	1.38	1.44	1.72	1.53	2.40	1.45	1.29
17	1.67	1.73	2.08	1.81	2.82	1.72	1.56
18	2.01	2.08	2.49	2.14	3.26	2.02	1.92
19	2.41	2.48	2.98	2.52	3.86	2.42	2.25
20	2.88	2.95	3.54	2.99	4.51	2.86	2.69
21	3.43	3.50	4.20	3.53	5.27	3.38	3.20
22	4.07	4.14	4.97	4.17	6.14	3.98	3.80
23	4.84	4.89	5.87	4.94	7.17	4.69	4.52
24	5.73	5.76	6.91	5.84	8.36	5.51	5.32
25	6.78	6.77	8.13	6.90	9.75	6.48	6.29
26	8.02	7.96	9.55	8.16	11.37	7.63	7.48
27	9.49	9.35	11.22	9.65	13.28	8.97	8.77
28	11.22	10.97	13.16	11.41	15.52	10.57	10.35
29	13.27	12.87	15.45	13.50	17.95	12.45	12.25
30	15.71	15.11	18.13	15.96	21.27	14.68	14.44
31	18.62	17.74	21.29	18.87	24.95	17.34	17.07
32	22.09	20.85	25.02	22.31	29.33	20.51	20.20
33	26.25	24.52	29.42	26.39	34.55	24.30	23.94
34	31.25	28.86	34.64	31.20	39.70	28.36	28.41
35	37.28	34.03	40.84	36.90	48.28	34.33	34.39
36	44.58	40.19	48.23	43.63	57.31	40.98	40.28
37	53.47	47.55	57.06	51.59	68.22	49.03	48.13
38	64.32	56.38	67.65	61.00	81.49	58.85	57.67
39	77.64	67.01	80.41	72.14	97.69	70.87	69.02
40	94.09	79.85	95.82	85.30	117.57	85.67	83.60
41	114.49	95.44	114.53	100.87	142.09	103.97	101.21
42	139.96	114.44	137.13	119.28	172.51	126.75	126.07
43	171.97	137.71	165.25	141.04	210.49	155.25	150.52
44	212.47	166.34	196.78	168.78	258.21	191.13	184.40
45	264.13	201.78	242.13	197.21	318.57	236.63	227.53

2.5.2 Rupture à court terme et à long terme

Le comportement d'un sol fin saturé varie en fonction du temps écoulé depuis l'application des charges. Si les excès de pression interstitielle (appelée surpression) causés par les charges n'ont pas eu le temps de se dissiper, cela affecte la manière dont le sol réagit. Par conséquent, il est important de prendre en compte les calculs à court terme et à long terme pour bien évaluer la réponse du sol [6] À court terme : la pression interstitielle reste élevée, car elle n'a pas eu le temps de se dissiper, ce qui peut entraîner un affaissement rapide du sol ($c = c_u$ et $\varphi = \varphi_u$) Puisque $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$ pour $\phi = 0$, on obtient :

$$q_t = c_u(\pi + 2) + \gamma_{\text{sat}}D$$

À long terme : la surpression se dissipe progressivement, et le sol se stabilise, ce qui peut entraîner un affaissement lent, mais sur une période plus longue ($c = c'$ et $\varphi = \varphi'$).

$$q_l = \frac{1}{2}\gamma'BN_\gamma(\varphi') + c'N_c(\varphi') + \gamma'DN_q(\varphi')$$

2.5.3 Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers

2.5.3.1 Influence de la forme de la fondation avec une charge verticale et centrée

On ajoute à la relation précédente 2.1 des coefficients appelés coefficients de forme tels que S_γ , S_c et S_q pour ajuster la relation de base, en tenant compte de la forme de la fondation afin d'assurer la précision des calculs.

$$q_l = \frac{1}{2}S_\gamma\gamma_1BN_\gamma(\phi) + S_ccN_c(\phi) + S_q(q + \gamma_2D)N_q(\phi) \quad (2.4)$$

Tableau 2.3 : Coefficients de forme proposés par Terzaghi [1943]

Type de fondation	Rectangulaires	Carrées	Circulaires
S_γ	$1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	0,8	0,6
S_c	$1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	1,2	1,3
S_q	1	1	1

Tableau 2.4 : Coefficients de forme proposés par Meyerhof [1963]

Forme	Facteurs	$\varphi = 0^\circ$	$\varphi \geq 10^\circ$
Rectangulaire	S_γ	1	$1 + 0,1K_p \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
	S_c	$1 + 0,2K_p \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + 0,2K_p \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
	S_q	1	$1 + 0,1K_p \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
Carrée	S_γ	1	$1 + 0,1K_p$
	S_c	$1 + 0,2K_p$	$1 + 0,2K_p$
	S_q	1	$1 + 0,1K_p$

avec $K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$

Tableau 2.5 : Coefficients de forme proposés par Vesic [1973] [11]

	Circulaire	Rectangulaires
S_γ	0,6	$1 - 0,4 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
S_c	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$
S_q	$1 + \tan \varphi$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan \varphi$

Tableau 2.6 : Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994)

Facteur	Non drainé		Drainé	
	Rectangulaire	Carré/Circulaire ($B/L = 1$)	Rectangulaire	Carré/Circulaire ($B/L = 1$)
S_γ	—	—	$1 - 0.3 \frac{B}{L}$	0.7
S_c	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2	$(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi')^{\frac{N_q-1}{N_q-1}}$	$(1 + \sin \varphi')^{\frac{N_q-1}{N_q-1}}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

2.5.3.2 Influence de l'excentricité et de l'inclinaison de la charge

L'excentricité et l'inclinaison de la charge réduisent considérablement la capacité portante des fondations.

a.Charges verticales excentrées

Le cas étudié concerne une fondation rectangulaire soumise à une charge verticale V , avec des excentricités e_B et e_L parallèles respectivement à B et L .

On applique le modèle de Meyerhof, qui suppose une réaction uniforme du sol sous une portion rectangulaire de la fondation, de largeur B' et de longueur L' . Ces dimensions sont déterminées en analysant l'équilibre statique de la fondation :[4]

$$B' = B - 2e_B \quad (2.5)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (2.6)$$

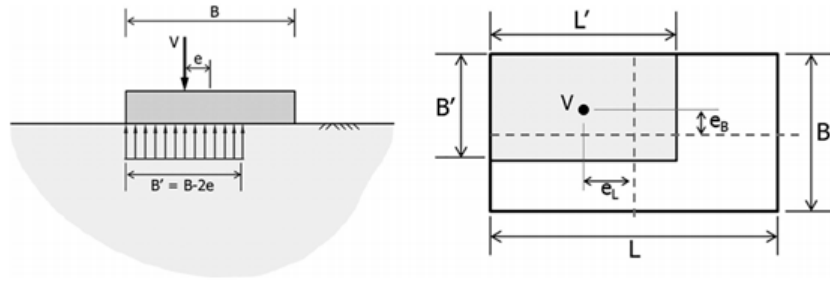


Figure 2.7 : Largeur et longueur effectives B' et L' pour une fondation rectangulaire [4]

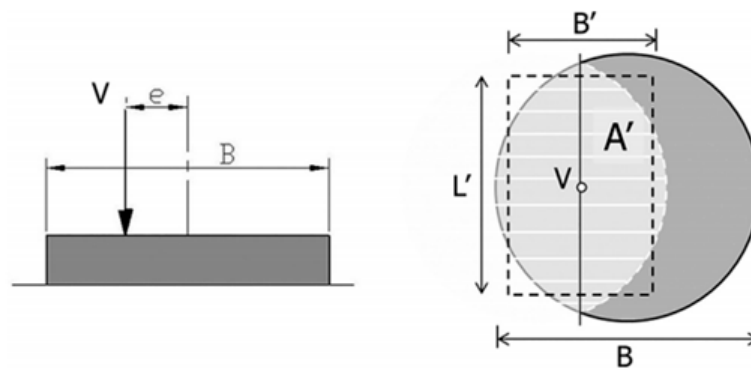


Figure 2.8 : Représentation de la largeur et de la longueur effectives B' et L' pour une fondation circulaire [4]

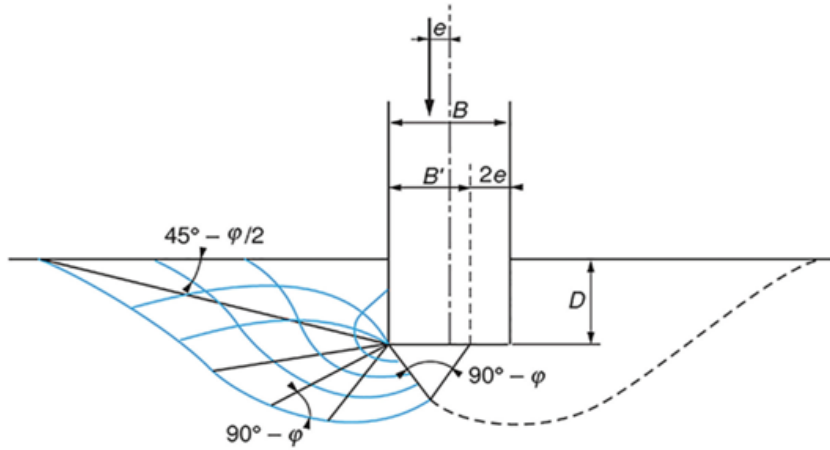


Figure 2.9 : Mécanismes de rupture pour les charges excentriques selon Meyerhof (1953) [4]

La capacité portante totale est alors obtenue par : [6]

- Pour une fondation rectangulaire ou carrée :

$$Q_l = q_l B' L' \quad (2.7)$$

- Pour une fondation circulaire :

$$Q_t = q_t \frac{\pi B' B}{4} \quad (2.8)$$

Avec :

- q_t : Contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients correctifs éventuels.
- B' : Largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement.
- L' : Longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.

La surface effective est donnée par :

$$A' = B' L' \quad (2.9)$$

On peut aussi calculer la charge limite par la formule suivante :

$$q_t = (1 - 2e^*) \left[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma(\varphi) + c N_c(\varphi) + \gamma D N_q(\varphi) \right] \quad (2.10)$$

Avec :

$$e^* = \frac{e}{B} \quad (\text{Excentricité relative}) \quad (2.11)$$

b. Influence de l'inclinaison de la charge

Lorsque la charge appliquée sur la fondation est inclinée par rapport au plan vertical, la relation suivante doit être appliquée :

$$q_t = \frac{1}{2} S_\gamma i_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + S_c i_c c N_c(\varphi) + S_q i_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (2.12)$$

Avec :

- i_γ, i_c, i_q : Coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

Lorsqu'une inclinaison est causée par une charge horizontale parallèle à B et formant un angle δ avec le plan vertical (voir figure 2.10), Meyerhof (1956) propose les relations suivantes pour les facteurs de réduction : [12]

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'} \right)^2 \quad (2.13)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi} \right)^2 \quad (2.14)$$

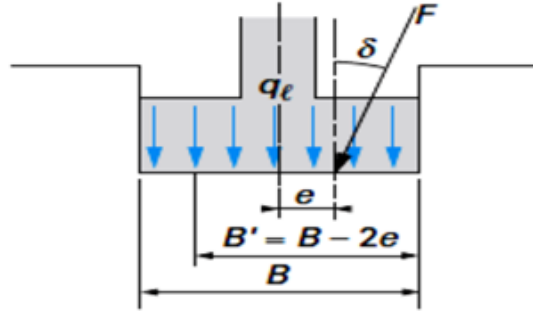


Figure 2.10 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B [4]

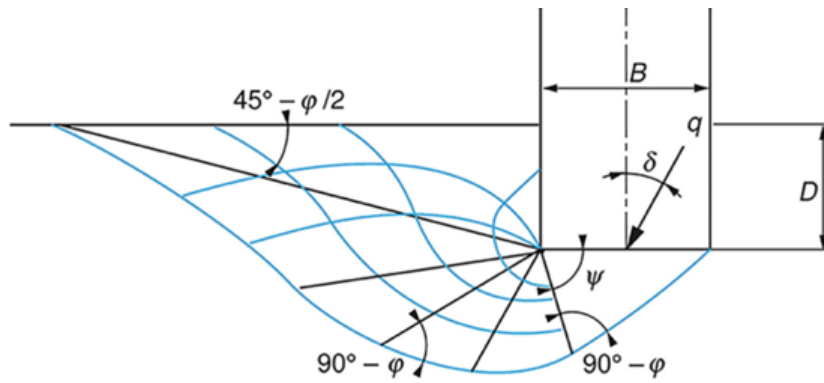


Figure 2.11 : Mécanismes de rupture pour des charges inclinées, selon Meyerhof (1953) [4]

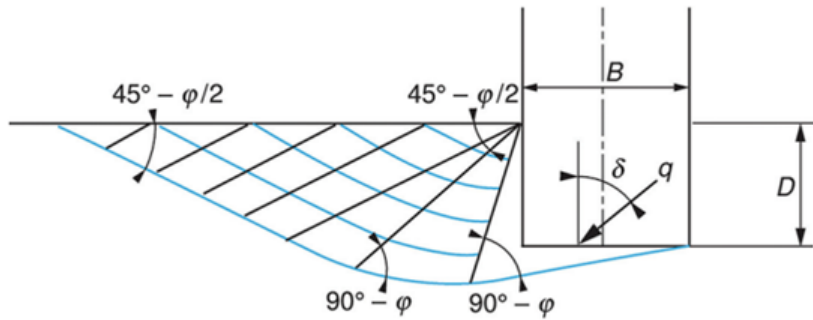


Figure 2.12 : Mécanismes de rupture pour des charges excentrées et inclinées, selon Meyerhof (1953) [4]

L'Eurocode 7-1 (BSI, 2004a) présente des relations plus complexes, qui dépendent de la surface effective A' de la base de la fondation. Cette surface effective A' tient compte des excentricités de la charge dans les deux directions [4]

Sous des conditions non drainées, pour une charge horizontale H :

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' C_u}} \right) \quad (2.15)$$

En conditions drainées :

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + \frac{A'c'}{\tan \phi'}} \right)^m \quad (2.16)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + \frac{A'c'}{\tan \phi'}} \right)^{m+1} \quad (2.17)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'} \quad (2.18)$$

Avec :

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad \text{lorsque } H \text{ agit dans la direction de } B' \quad (2.19)$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \text{lorsque } H \text{ agit dans la direction de } L' \quad (2.20)$$

Dans les cas où la composante de la charge horizontale agit suivant une direction faisant un angle θ avec la direction de L' , m est calculé en utilisant la formule suivante :

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (2.21)$$

2.5.3.3 Fondations sur sols hétérogènes (Cas d'un sol bicouche)

Le sol est constitué de deux couches horizontales (voir figure. 2.13). La première couche, d'épaisseur $H + D$, possède une cohésion c_1 et un angle de frottement interne φ_1 . Elle repose sur une deuxième couche d'épaisseur infinie, ayant des propriétés mécaniques c_2 et φ_2 . Le contact entre les deux couches peut mobiliser entièrement le frottement et la cohésion, si nécessaire. Le poids volumique du sol, γ , est supposé identique dans les deux couches. Dans le cas contraire, pour déterminer la pression limite, on calcule respectivement en utilisant la plus grande et la plus faible valeur du poids volumique [13]

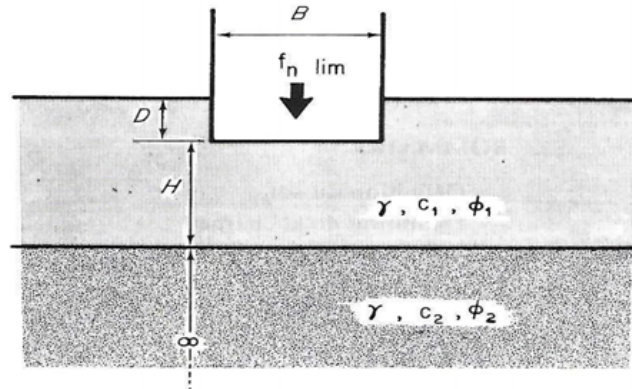


Figure 2.13 : Définition du sol et de la charge. On appelle interface le plan de séparation des deux couches [13]

Le problème se pose lorsque la couche inférieure présente des caractéristiques mécaniques inférieures à celles de la couche supérieure. Il est conseillé de procéder

de la manière suivante :

Cas 1 : si $\frac{H}{B} < 1.5$ La semelle poinçonne la couche supérieure et l'ensemble de bicouche se comporte comme un milieu purement cohérent, mais dont la cohésion est légèrement améliorée. [3]

Cas 2 : si $\frac{H}{B} > 3.5$ L'influence de la couche inférieure est négligeable, car l'ensemble des deux couches se comporte comme une seule couche dont la portance est principalement déterminée par la couche supérieure. [3]

Cas 3 : si $1.5 < \frac{H}{B} < 3.5$ La capacité portante d'une couche molle sous-jacente (située sous la couche portante) peut être vérifiée en appliquant la méthode de la semelle fictive (voir figure. 2.14). [4]

Cette méthode consiste à vérifier la capacité portante d'une fondation placée au sommet de la couche molle et ayant une largeur déterminée en supposant une diffusion des contraintes en profondeur selon un rapport compris entre 1/2 et 1/1.

Si la couche portante a une épaisseur H , alors la largeur de la semelle fictive est comprise entre :

$$B + H \quad \text{et} \quad B + 2H$$

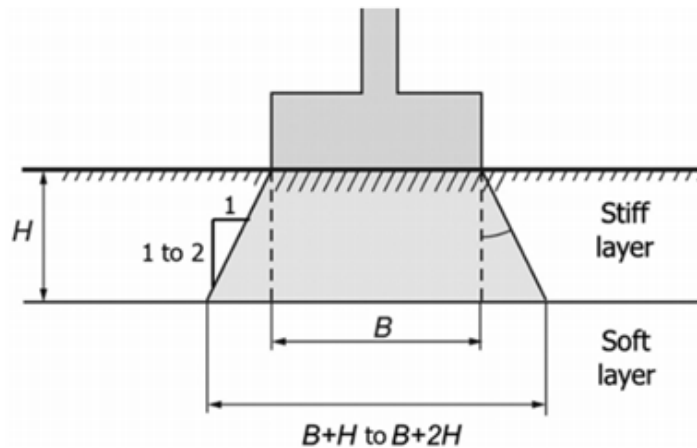


Figure 2.14 : Méthode de la "semelle fictive" [4]

2.5.4 Contraintes admissibles

2.5.4.1 Coefficient de sécurité

La théorie de la capacité portante présente certaines limites et divergences entre auteurs, notamment sur les valeurs des facteurs de portance et leur sensibilité aux variations de l'angle φ . L'interprétation des essais de cisaillement pose également des difficultés, nécessitant des améliorations futures.

Dans la pratique, les théories existantes restent un outil de référence, et les valeurs recommandées assurent un niveau de sécurité adéquat. L'angle de frottement interne mesuré en essai triaxial peut être majoré de 10 % pour le calcul de N_γ , et N_q peut être ajusté selon la nature du sol.

Pour pallier les incertitudes et garantir un calcul sécurisé, il est nécessaire d'introduire un coefficient de sécurité F . La contrainte admissible (q_{adm}) est généralement prise comme le tiers de la capacité portante. Toutefois, il est préférable de se baser sur la capacité portante nette $q_l - \gamma D$, surtout lorsque l'encastrement résulte d'un

terrassment. Ainsi, le coefficient de sécurité s'applique uniquement à cette valeur pour un calcul plus précis. [3]

Semelles filantes (ou continues)

$$q_{\text{adm}} = \gamma D + \frac{cN_c + \gamma D(N_q - 1)N_q + 0.5\gamma B N_\gamma}{F} \quad (2.22)$$

Semelles isolées

$$q_{\text{adm}} = \gamma D + \frac{(1 - 0.2\frac{B}{L}) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D(N_q - 1) + (1 + 0.2\frac{B}{L}) c N_c}{F} \quad (2.23)$$

Dans le cas d'une semelle circulaire, on prendra $L = B$ (où B représente le diamètre de la semelle).

À court terme

$$c = c_u \quad \text{et} \quad \varphi = \varphi_u$$

À long terme

$$c = c' \quad \text{et} \quad \varphi = \varphi'$$

2.6 Méthode basée sur les essais in situ

2.6.1 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique (PMT) et pénétrométrique (CPT)

Les méthodes de calcul basées sur l'essai pressiométrique et l'essai pénétrométrique sont définies par la norme NF P 94-261 (AFNOR, 2013), actuellement en vigueur en France. Elles s'appuient sur de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des Ponts et Chaussées, ainsi que sur des données expérimentales issues de la littérature internationale (Amar et al., 1998 pour le pressiomètre, Amar et Morbois, 1986 pour le pénétromètre, et la synthèse de Canépa et Garnier, 2003)[4]

L'exécution et l'interprétation de ces essais sont encadrées par les normes européennes suivantes :

- BS EN ISO 22476-4 (BSI, 2012b) pour l'essai pressiométrique de Ménard,
- BS EN ISO 22476-12 (BSI, 2009) pour le pénétromètre à cône mécanique,
- BS EN ISO 22476-1 (BSI, 2012a) pour le pénétromètre à cône électrique.

2.6.2 Hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalente est un paramètre conventionnel déterminé à partir des résultats des essais in situ, tels que l'essai pressiométrique ou pénétrométrique. Elle permet de tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture diffèrent de celles du sol porteur. Son rôle se limite à la distinction entre les différents types de fondations (fondation est dite superficielle si sa fiche équivalente D_e est inférieure à $1.5B$, et semi-profonde si elle est comprise entre $1.5B$ et $5B$). Elle est déterminée à partir des courbes représentant les valeurs caractéristiques des essais en fonction de la profondeur. [14]

- Pour l'essai pressiométrique, on considère la pression limite nette $p_1^* = p_1 - p_0$, où p_1 correspond à la pression limite mesurée et p_0 à la contrainte horizontale totale avant l'essai.
- Pour l'essai au pénétromètre statique, on utilise la résistance de pointe q_c .

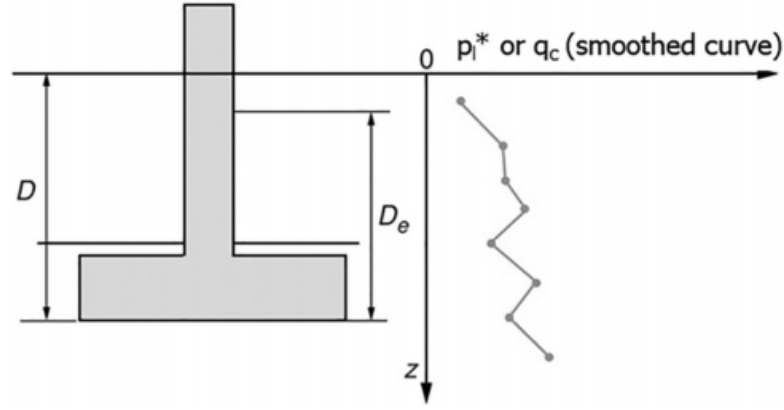


Figure 2.15 : Définition de la hauteur d'encastrement équivalente pour une fondation superficielle [4]

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est définie par :
Cas du pressiomètre :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \quad (2.24)$$

Cas du pénétromètre à cône :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_{cc}(z) dz \quad (2.25)$$

Où :

- p_{le}^* : La pression limite nette équivalente.
- p_{ce} : La résistance de pointe équivalente.
- p_l^* : La pression limite nette, définie par $p_l^* = p_l - p_0$.

Avec :

- p_l : Pression limite mesurée.
- p_0 : Contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai. Elle est obtenue à partir du coefficient de pression des terres au repos K_0 , égal à 0,5 pour les sols pulvérulents et 1 pour les sols purement cohérents saturés. Ce coefficient est lui-même estimé en fonction de la contrainte verticale effective q et de la pression interstitielle u , selon la relation :

$$p_0 = K_0 q + u$$

- p_c : La résistance de pointe (ou résistance de cône) mesurée.
- q_{cc} : Résistance du cône corrigée à la profondeur z .

2.6.3 Pression limite nette équivalente au pressiomètre Ménard

La pression limite nette équivalente p_{le}^* est déterminée pour une couche porteuse homogène d'une épaisseur minimale de $1,5B$. Un profil linéaire de la pression limite nette est alors établi selon l'expression : [14], [5], [4]

$$p_l^* = p_l - p_0 \quad (2.26)$$

La valeur retenue pour le calcul de p_{le}^* dépend de la nature du sol :

- **Sol homogène :**

$$p_{le}^* = p_l^* \left(D + \frac{2B}{3} \right) \quad (2.27)$$

- **Sol non homogène :** p_{le}^* est déterminé comme la moyenne géométrique des pressions limites nettes mesurées dans les différentes couches, soit :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1}^* \cdot p_{l2}^* \cdots p_{ln}^*} \quad (2.28)$$

où $p_{l1}^*, p_{l2}^*, \dots, p_{ln}^*$ sont les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées entre D et $D + 1,5B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

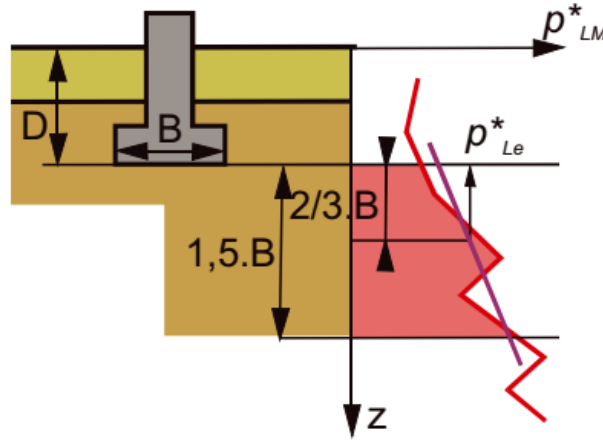


Figure 2.16 : Définition de la pression limite nette équivalente p_{le}^* [14]

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée est donnée par :

$$q_l = K_p p_{le}^* + q_0 \quad (2.29)$$

où :

- q_0 est la contrainte verticale initiale à la base de la fondation après travaux des fondations.

- K_p est le facteur de portance pressiométrique, déterminé en fonction de la nature du sol situé directement sous la base de la fondation ainsi que des dimensions de celle-ci. Il est donné par l'expression générale suivante, valable pour une fiche équivalente $D_e \leq 2B$

$$k_p = k_{p0} + \left(a + b \cdot \frac{D_e}{B} \right) \cdot \left(1 - \exp \left(-c \cdot \frac{D_e}{B} \right) \right) \quad (2.30)$$

Les coefficients a , b , c et k_{p0} dépendent de la nature du sol et de la forme de la fondation (continue ou carrée).

En cas d'une fondation rectangulaire :

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L} \right) \quad (2.31)$$

où K_p^1 et K_p^0 correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, et sont donnés par (voir figure. 2.17) en fonction de l'élancement D/B et de la nature du sol

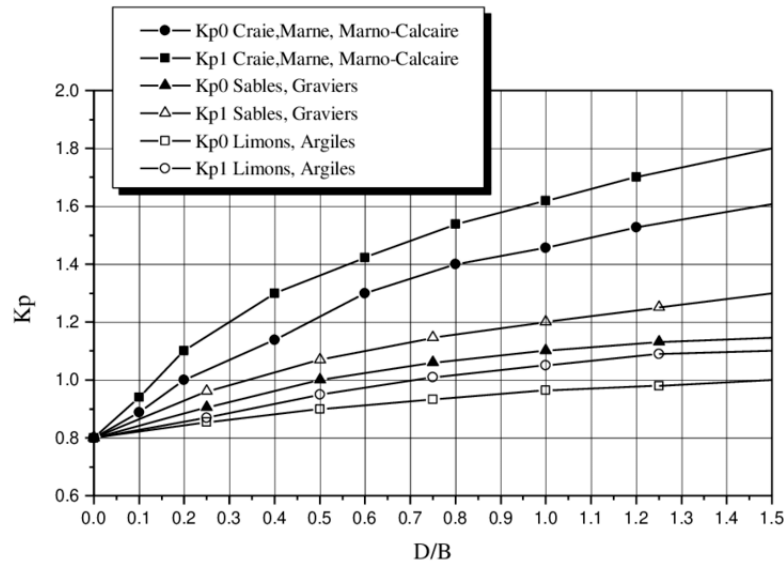


Figure 2.17 : facteur de portance pressiométrique K_p selon le DTU 13.12 [12]

En cas d'une charge inclinée et/ou en présence d'un terrain en pente, les facteurs de correction i_δ et i_β , dus respectivement aux effets de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un terrain en pente, sont à appliquer à la capacité portante nette :

$$q_l = i_\delta \cdot i_\beta \cdot K_p \cdot p_{le}^* + q_0 \quad (2.32)$$

2.6.4 Résistance de pointe équivalente avec le pénétromètre à cône (CPT)

La résistance de cône équivalente est la moyenne de la résistance de cône sous la base de la fondation, déterminée à partir de la courbe lissée $q_c(z)$: [14], [4], [5]

$$q_{ce} = \frac{1}{H_r} \int_D^{D+H_r} q_{cc}(z) dz \quad (2.33)$$

q_{cc} représente les valeurs de résistance du cône, limitées à un maximum de 1,3 fois q_{cm} .
où :

$$q_{cm} = \frac{1}{H_r} \int_D^{D+H_r} q_c(z) dz \quad (2.34)$$

Quant au pressiomètre, $H_r = 1.5B$.

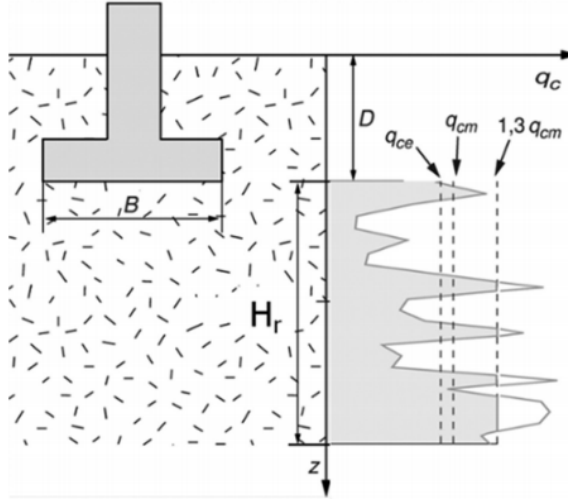


Figure 2.18 : Définition de la résistance de pointe équivalente [4]

La capacité portante sous une fondation superficielles soumis à une charge verticale et centrée est donnée par :

$$q_l = K_c \cdot p_{ce}^* + q_0 \quad (2.35)$$

K_c le facteur de portance pénétrométrique est déterminé en fonction de la nature du sol situé directement sous la base de la fondation ainsi que des dimensions de celle-ci. Il est donné par l'expression générale suivante, valable pour une fiche équivalente $D_e \leq 2B$

$$K_c = K_{c0} + \left(a + b \cdot \frac{D_e}{B} \right) \cdot \left(1 - \exp \left(-c \cdot \frac{D_e}{B} \right) \right) \quad (2.36)$$

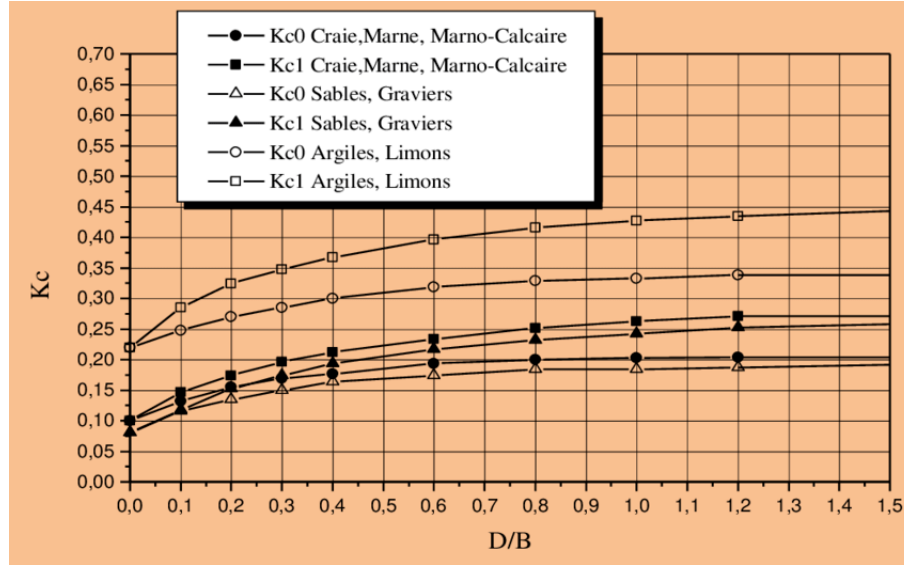
ou :

Où a , b , c et K_{c0} sont donnés en fonction de la nature du sol et de la forme de la fondation (continue ou carrée).

En cas d'une fondation rectangulaire :

$$K_c = K_c^1 \frac{B}{L} + K_c^0 \left(1 - \frac{B}{L} \right) \quad (2.37)$$

K_c^1 et K_c^0 correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, et sont donnés par la figure 2.19.

Figure 2.19 : Facteur de portance pénétrométrique K_c selon le DTU 13.12

Lorsqu'une charge est inclinée et/ou que le sol est en pente, il est nécessaire d'appliquer les facteurs de correction i_δ et i_β , correspondant respectivement à l'effet de l'inclinaison de la charge et à la proximité d'un terrain en pente.

2.6.5 Charge centrée inclinée sur sol horizontal

$$q_l = i_\delta K_c p_{ce}^* + q_0 \quad (2.38)$$

Pour les sols cohérents :

$$i_\delta = \varphi_1(\delta) \quad (2.39)$$

Et pour les sols pulvérulents :

$$i_\delta = \varphi_2(\delta) \quad (2.40)$$

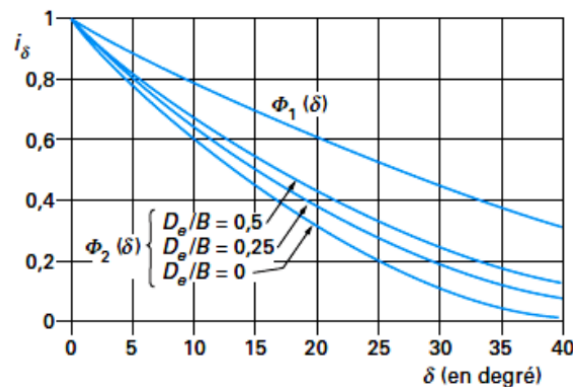


Figure 2.20 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal [6]

L'angle δ représente l'inclinaison de la charge appliquée par rapport à la verticale (figure 2.23)

2.6.6 Charge verticale centrée à proximité d'un talus

$$q_l = i_\beta K_c p_{ce}^* + q_0 \quad (2.41)$$

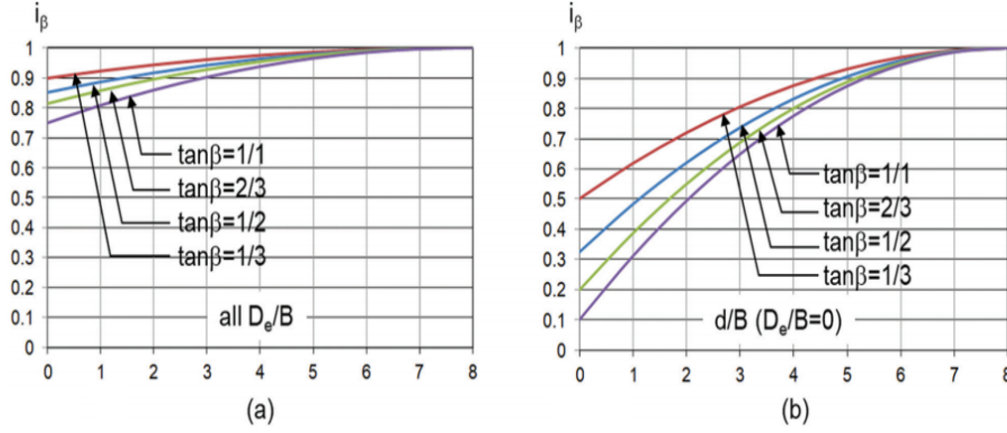


Figure 2.21 : Facteurs i_β (a) Sols cohésifs, (b) Sols frottants [4]

L'angle β est l'angle de la pente du talus par rapport à l'horizontale et « d » est la distance au talus de la base de la fondation

2.6.7 Charge centrée inclinée à proximité d'un talus

$$q_l = i_{\delta\beta} K_c p_{ce}^* + q_0 \quad (2.42)$$

Dans le cas où l'inclinaison est dans le plan de plus grande pente, on peut utiliser la méthode suivante :

- Si l'inclinaison est dirigée vers l'extérieur du talus :

$$i_{\delta\beta} = \varphi_2(\delta + \beta')$$

- Si l'inclinaison est dirigée vers l'intérieur du talus :

$$i_{\delta\beta} = \min \{ \varphi_1(\delta) \text{ ou } \varphi_2(\delta); \varphi_2(|\beta' - \delta|) \}$$

Où φ représente la réduction pour une charge inclinée

Dans le cas d'une fondation encastrée, on remplace dans un premier temps « β » par l'angle « β' » qui donnerait, pour un encastrement nul. « β' » est représenté graphiquement sur la figure 2.22

Puis, on prend, pour la valeur réelle de l'encastrement « D_e/B », la réduction pour une charge inclinée de « β' » en sol pulvérulent.

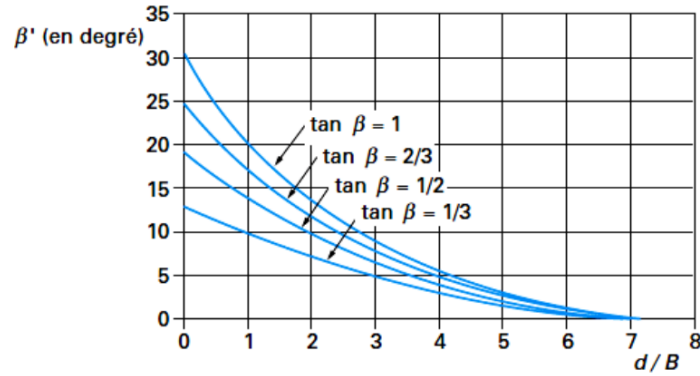


Figure 2.22 : Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastrée et située près de la crête d'un talus [6]

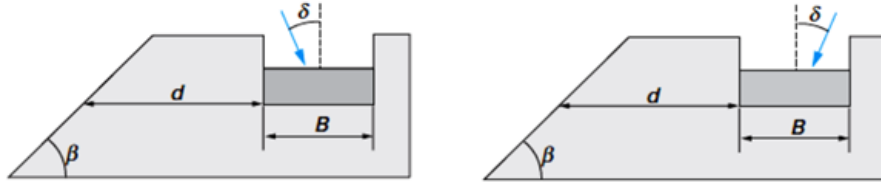


Figure 2.23 : Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur d'un talus [15]

2.6.8 Influence de l'excentrement

L'effet de l'excentrement de la charge est pris en compte, selon les règles du **fascicule 62-V**, à travers la contrainte de référence $q_{\text{réf}}$ exercée par la semelle sur le sol. Cette contrainte est ensuite comparée à la contrainte de rupture du sol. La contrainte $q_{\text{réf}}$ est définie comme étant la contrainte localisée aux $\frac{3}{4}$ de la largeur comprimée de la semelle, en supposant que le sol ne réagit pas aux contraintes de traction dans la zone décomprimée.[15]

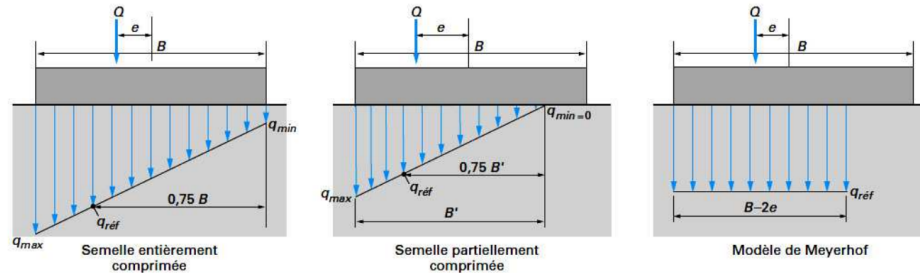
$$q_{\text{réf}} = \frac{3q_{\text{max}} + q_{\text{min}}}{4}$$

Les valeurs q_{max} et q_{min} sont déterminées en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de la fondation, de façon à assurer l'équilibre entre la force Q et le moment Qe par rapport au centre. Pour les semelles rectangulaires, la méthode de Meyerhof peut être utilisée en considérant une largeur réduite $B - 2e$, où e représente l'excentrement de la charge Q , c'est-à-dire la distance entre son point d'application et le centre. La contrainte de référence $q_{\text{réf}}$ correspond alors à une contrainte uniforme.[15]

$$q_{\text{réf}} = \frac{Q}{B - 2e}$$

Dans le cas où l'on a également un excentrement e' dans la direction parallèle à L , la contrainte uniforme appliquée $q_{\text{réf}}$ est alors :

$$q_{\text{réf}} = \frac{Q}{(B - 2e)(L - e')}$$

Figure 2.24 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement e [15]

2.6.9 Essai de pénétration au carottier (SPT)

Le **DTR** exige désormais l'utilisation d'un appareillage normalisé et suit la méthode de calcul directe prescrite par le règlement américain **AASHTO**, qui repose sur le nombre de coups normalisé et corrigé $(N_{SPT})_{60}^1$.

La capacité portante q_l (en kPa) est calculée à l'aide de la formule suivante, avec la largeur de fondation B exprimée en mètres :

$$q_l^N = 31,42 \cdot (N_{SPT})_{60}^1 \cdot (c_{wq} \cdot \frac{D}{B} + c_{w\gamma}) \cdot B$$

La diversité des équipements **SPT** et l'influence de leurs caractéristiques sur les valeurs mesurées de N_{SPT} ont nécessité une normalisation et une correction afin d'obtenir une valeur calibrée uniforme $(N_{SPT})_{60}$.

Cette valeur corrigée est la référence principale pour les calculs géotechniques, et non la valeur brute N_{SPT} .

La normalisation des valeurs mesurées se fait selon les normes **ASTM-D6066-96** et **ISO-22476-2**, en utilisant un coefficient de correction C_N égal à 1 lorsque la contrainte verticale σ'_v atteint 100 kPa.

Cela permet d'obtenir un nombre de coups normalisé $(N_{SPT})_1$ correspondant à une contrainte de référence de 100 kPa. D'après la norme ISO 22476-3, le coefficient de normalisation C_N doit toujours rester inférieur à 2.

$$N_{SPT,60}^1 = N_{SPT}^m C_N C_{60}$$

Le facteur C_N est calculé en introduisant la contrainte effective σ'_v en kPa dans l'expression suivante, sans toutefois dépasser 2 :

$$C_N = 0,77 \log_{10} \left(\frac{2000}{\sigma'_v} \right)$$

Le coefficient C_{60} corrige l'énergie du battage en tenant compte des caractéristiques de l'équipement : dimensions et masse du mouton, hauteur de chute, dimensions du carottier échantillonneur et diamètre du forage.

Le nombre de coups normalisé et corrigé $N_{SPT,60}^1$, représente la moyenne arithmétique mesurée sur une profondeur équivalente à $1,5B$ sous la base de la fondation.

[5] Les coefficients c_{wq} et $c_{w\gamma}$, liés au niveau de la nappe phréatique H_w par rapport à la surface, sont fournis dans le tableau 2.7

Tableau 2.7 : Valeurs des coefficients c_w [5]

H_w	C_{wg}	$C_{w\gamma}$
0.0	0.5	0.5
D	1.0	0.5
$> 1.5B + D$	1.0	1.0

2.6.10 Catégories conventionnelles de sols

Pour la conception des fondations à partir de l'essai pressiométrique de Ménard ou du pénétromètre à cône (CPT), le Fascicule 62-V (1993) définit des catégories conventionnelles de sols présentées dans le tableau 2.8 :

Tableau 2.8 : Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)

	Classe de sol	Pressionnètre P_1 (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argile, limon	A- Argiles et limons mous	$< 0,7$	$< 3,0$
	B- Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C- Argiles très fermes à dures	$> 2,5$	$> 6,0$
Sables, graves	A- Lâches	$< 0,5$	$< 5,0$
	B- Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 16,0
	C- Compacts	$> 2,5$	$> 20,0$
Craies	A- Molles	$< 0,7$	$< 3,0$
	B- Altérées	1,0 à 2,5	3,0 à 6,0
	C- Compactes	$> 2,5$	$> 6,0$
Marnes	A- Tendres	1,5 à 4,0	—
	B- Compacts	$> 4,5$	—
Roches (1)	A- Altérées	2,5 à 4,0	—
	B- Fragmentées	$> 4,5$	—

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.[15]

En résumé, plusieurs méthodes permettent d'évaluer la capacité portante des fondations superficielles. Chaque méthode présente ses avantages et limites selon la nature du sol, les données disponibles et le degré de précision requis. Le schéma suivant regroupe les principales approches de manière synthétique.

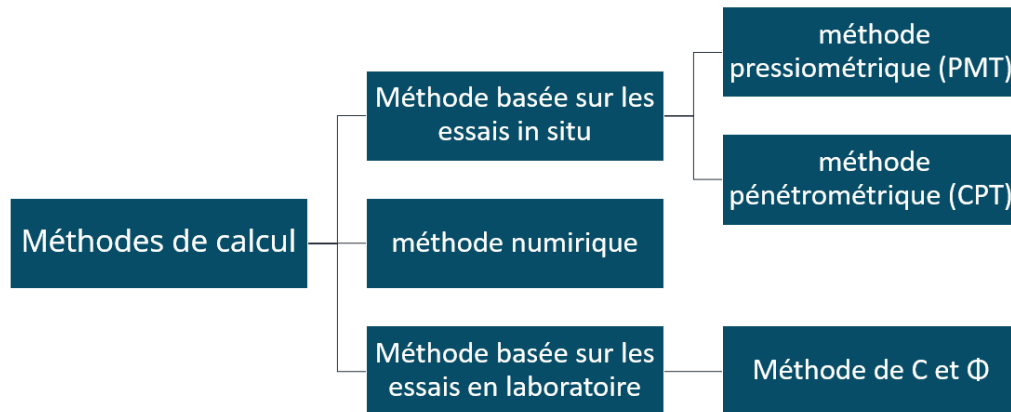


Figure 2.25 : Schéma récapitulatif des méthodes de calcul de la capacité portante

2.7 conclusion

Le calcul de la capacité portante des fondations constitue l'un des principaux défis de la mécanique des sols. Ce chapitre a exploré en détail les différentes méthodes de calcul des fondations superficielles, en nous appuyant sur les résultats des essais au laboratoire et in situ, tout en mettant en lumière leur importance cruciale dans la conception et la stabilité des structures.

Cependant, face à la complexité croissante de certains projets et au besoin d'une meilleure précision dans les résultats dans des délais réduits, les ingénieurs ont progressivement eu recours aux méthodes numériques. Ces dernières ont permis le développement de logiciels performants, capables de simuler avec plus de réalisme le comportement du sol et des fondations sous charge

Chapitre 3

Présentation de logiciel utilisé

3.1 introduction

L'évolution de la technologie a conduit au développement de logiciels d'ingénierie avancés facilitant l'analyse et la prévision du comportement des sols et des ouvrages. Ces outils jouent un rôle essentiel dans l'amélioration de la précision des calculs et la réduction des marges d'erreur associées aux méthodes traditionnelles. Dans ce chapitre, nous présenterons les logiciels **PLAXIS 2D** et **FLAC 2D**, en mettant en évidence leurs fonctionnalités principales, leurs domaines d'application en géotechnique, ainsi que leurs avantages respectifs pour la modélisation numérique des sols et des structures.

PLAXIS 2D repose sur la méthode des éléments finis (FEM - Finite Element Method). Ce qui en fait un outil idéal pour l'étude des efforts et des déformations dans les sols et les structures géotechniques. Quant à FLAC2D utilise la méthode des différences finies (FDM - Finite Difference Method), permettant une simulation précise du comportement non linéaire des sols, en particulier dans les cas de grandes déformations.

3.2 Méthode des éléments finis

Méthode des éléments finis (MEF) (en anglais : FEM - Finite Element Method) est une méthode numérique de résolution des équations aux dérivées partielles largement utilisée en géotechnique pour résoudre les problèmes physiques complexes en divisant la géométrie étudiée en plus petits éléments (maillage) reliés entre eux par des points appelés nœuds.

Dans la MEF, les contraintes et les déformations sont calculées séparément pour chaque élément, puis assemblées pour obtenir une solution globale. Elle est intégrée dans la plupart des logiciels de calcul d'ingénierie, notamment ceux dotés d'une interface graphique comme le PLAXIS.

La résolution d'un problème général par la méthode des éléments finis se fait toujours par étapes successives :

3.2.1 Discrétisation

La discrétisation est le processus de division du domaine d'étude en un nombre fini de sous-domaines appelés éléments finis. L'ensemble de ces éléments forme ce qu'on appelle un maillage. Ces éléments sont reliés entre eux par des nœuds, qui représentent les points de connexion. [16]

On distingue principalement :

Éléments 1D : utilisés pour modéliser des structures linéaires comme les poutres ou les barres.

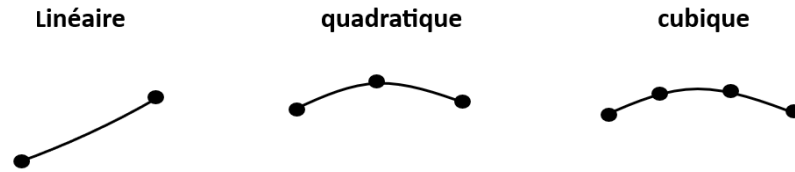


Figure 3.1 : Éléments à une dimension [17]

Éléments 2D : utilisés pour représenter des structures planes

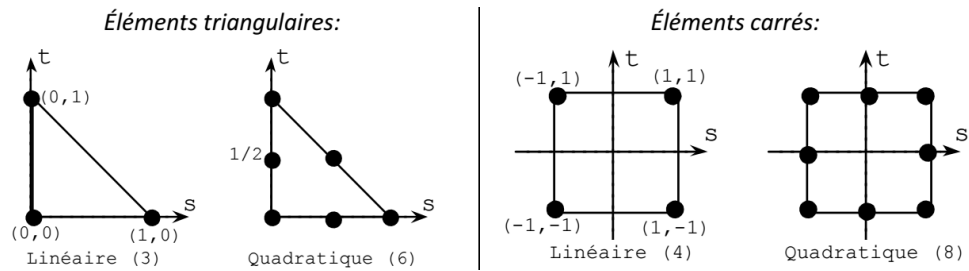


Figure 3.2 : Éléments à deux dimension [17]

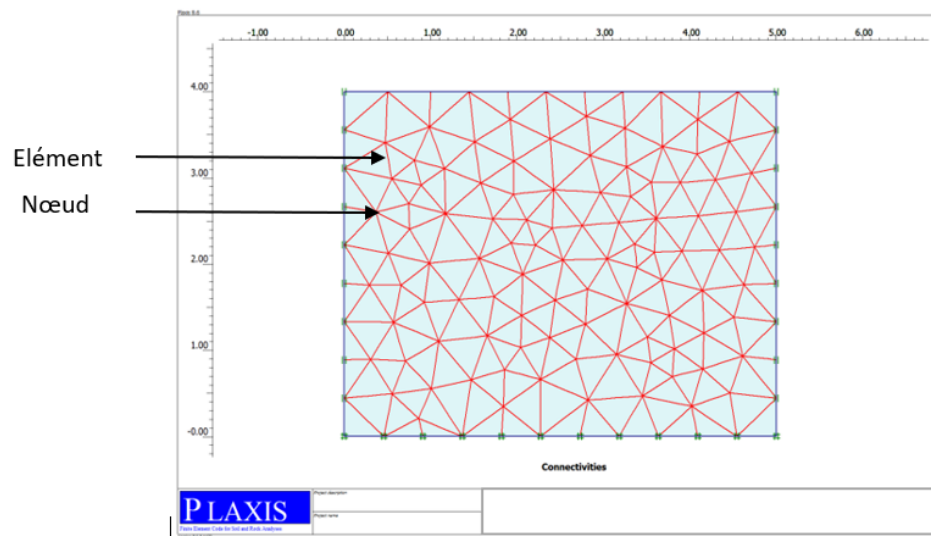


Figure 3.3 : Maillage en PLAXIS

3.2.2 Approximation des variables fondamentales

Une variable fondamentale, comme les déplacements, doit être choisie et définie. Sa variation à l'intérieur de l'élément fini est exprimée à partir des valeurs nodales

3.2.3 Equations élémentaires

Utilisation d'un principe variationnel (ex : énergie potentielle minimale) pour obtenir les équations de chaque élément

3.2.4 Equations globales

Assemblage des équations de tous les éléments pour former le système global

$$[K]\{U\} = \{F\}$$

Avec :

- $[K]$: Matrice de rigidité,
- $\{U\}$: Vecteur d'inconnues (ex : vecteur des déplacements),
- $\{F\}$: Vecteur des chargements (ex : vecteur des forces nodales).

3.2.5 Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont appliquées, puis le système d'équations est résolu pour obtenir les déplacements aux nœuds, ainsi que les contraintes et déformations

3.3 Utilisation de MEF en géotechnique

- Permet d'analyser avec précision les sols complexes, ce qui est important en géotechnique.
- Permet de simuler l'interaction sol-fondations, ce qui assure la stabilité des structures.
- La MEF traite les déformations importantes qui peuvent se produire dans le sol.
- La plupart des logiciels d'ingénierie géotechnique, comme **PLAXIS**, reposent sur la MEF.
- Peut être utilisée sur la plupart des projets géotechniques, tels que les fondations des tunnels, et également aider à l'analyse du tassement et du glissement.

3.4 Présentation de PLAXIS 2D

PLAXIS 2S est un logiciel en éléments finis en deux et trois dimensions conçu spécifiquement pour modéliser le comportement des sols et des structures et il permet d'analyser les déformations et évaluer la stabilité dans diverses applications géotechniques. Ce programme a été initialement élaboré pour analyser la stabilité des digues aux Pays-Bas un pays confronté à des défis majeurs en matière de gestion de l'eau et de stabilité des sols, Par la suite, PLAXIS a évolué pour devenir un outil complet, utilisé dans une large variété d'applications géotechniques. Plusieurs lois de comportement sont disponibles dans la bibliothèque de PLAXIS, telles que : [18]

- La loi élastique linéaire.
- Le critère de rupture Mohr-Coulomb.

- Le critère *Soft Soil Model*.
- Le critère *Hardening Soil Model*.
- Le critère *Soft Soil Creep Model*.

L'interface utilisateur se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves)

3.4.1 Programme d'entrée de données (Input)



Le programme "Input" de PLAXIS permet à l'utilisateur de créer et de modifier un modèle géométrique, de générer un maillage d'éléments finis et de définir les conditions initiales. Lors du lancement du programme, l'utilisateur peut choisir de démarrer un nouveau projet ou d'ouvrir un projet existant. En sélectionnant "Nouveau projet", les paramètres de base du modèle sont définis, tandis que si un "Projet existant" est choisi, la géométrie du projet est affichée dans la fenêtre principale

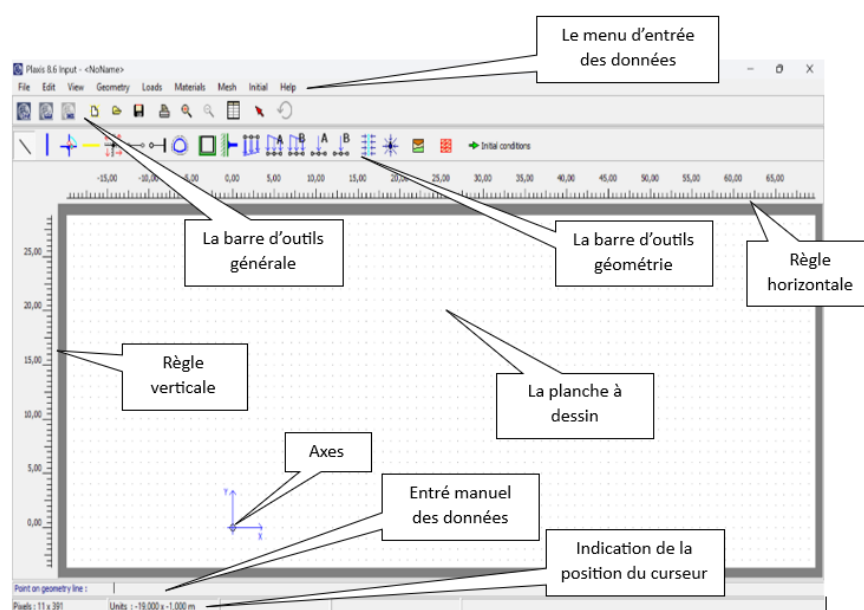


Figure 3.4 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données(Input)

3.4.2 Programme de calcul (Calculations)



Le programme "Calculations" dans PLAXIS permet à l'utilisateur de définir et de lancer des calculs par éléments finis. Lors de son lancement, l'utilisateur doit choisir le projet sur lequel il souhaite effectuer les calculs. Il peut sélectionner un projet récent ou rechercher un fichier PLAXIS spécifique. Si l'utilisateur se trouve en mode "Conditions initiales" dans le programme d'entrée (Input), le projet actuel est sélectionné automatiquement. Une fois le projet choisi, la fenêtre principale du programme s'affiche avec les outils nécessaires pour les calculs

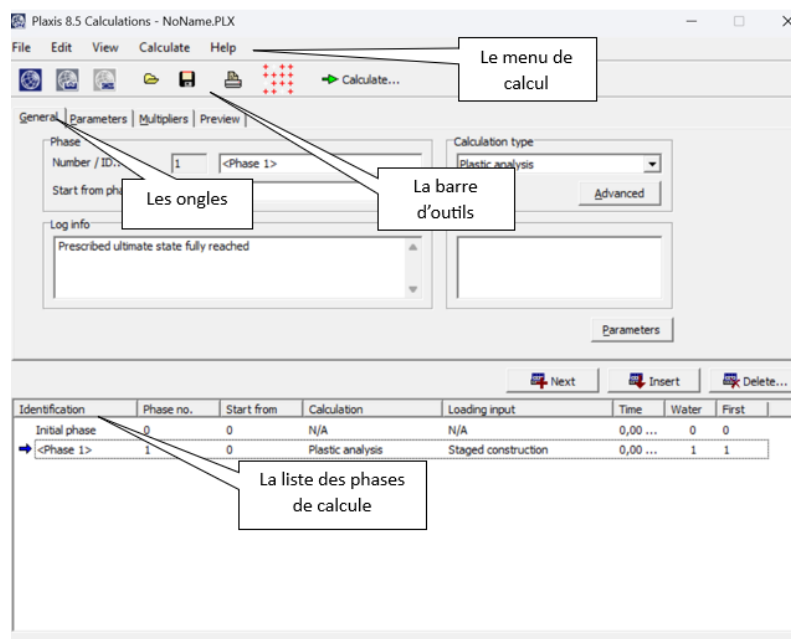


Figure 3.5 : Fenetre du programme de calcul .

3.4.3 Programme de résultats (Output)



Le programme "Sorties" dans PLAXIS permet à l'utilisateur de consulter les résultats des données d'entrée et des calculs par éléments finis. Lors du lancement du programme, l'utilisateur doit sélectionner le modèle ainsi que la phase de calcul ou le numéro de l'étape pour visualiser les résultats. Ensuite, une fenêtre s'ouvre affichant le maillage déformé

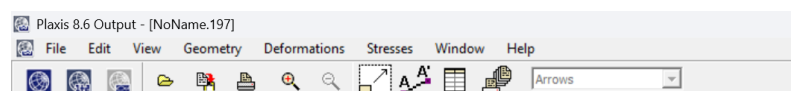


Figure 3.6 : Barre d'outils de la fenetre principale du programme output

3.4.4 Programme courbe (Curves)



Le programme "Courbes" dans PLAXIS permet de créer des courbes telles que charge-déplacement et contrainte-déformation

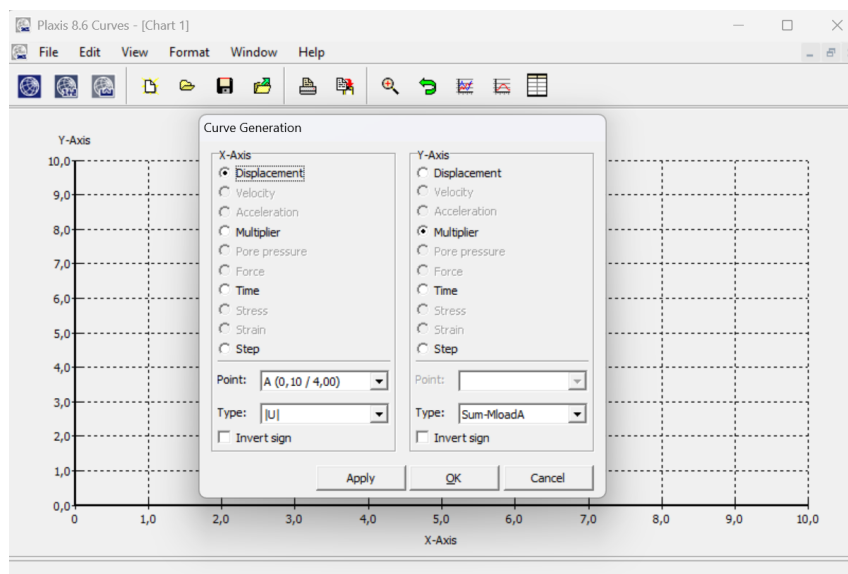


Figure 3.7 : la fenetre du programme courbe (Curves)

3.5 Types de calcul dans PLAXIS

On distingue trois types de calculs de base : le calcul plastique, l'analyse de consolidation et l'analyse de sécurité par réduction des paramètres φ - c .

3.5.1 Calcul plastique

Le calcul plastique est utilisé pour analyser les déformations élasto-plastiques sans prendre en compte les effets du temps sur les pressions interstitielles. Il se base sur la géométrie initiale non déformée et est adapté aux applications géotechniques pratiques.[18]

3.5.2 Analyse de consolidation

L'analyse de consolidation permet d'étudier les pressions interstitielles dans les sols argileux saturés d'eau au fil du temps. PLAXIS permet des analyses élasto-plastiques et peut appliquer des charges pendant l'analyse. Certaines améliorations ont été apportées, comme l'application des étapes de construction et la possibilité de traiter les grandes déformations.[18]

3.5.3 (φ - c) reduction

L'analyse de sécurité dans PLAXIS est réalisée par la réduction(φ - c) des paramètres de résistance du sol pour calculer un facteur de sécurité global. Elle ne peut pas être utilisée comme phase de départ pour une autre analyse, car elle termine l'analyse par un état de défaillance. Les charges ne peuvent pas être augmentées simultanément et la réduction φ - c est un type de calcul plastique.[18]

3.6 Modèles de comportement

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication

3.6.1 Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de HOOK pour l'élasticité linéaire isotrope, où les déformations sont proportionnelles aux contraintes appliquées et disparaissent après le déchargement, le modèle comporte de paramètre : Le module de Young E : définit la rigidité du matériau Le coefficient de Poisson ν : est la déformation transversale par rapport à la déformation longitudinale

3.6.2 Modèle de Mohr-coulomb

Ce modèle bien connu utilisé généralement comme une approximation de premier ordre du comportement réel du sol, Il repose sur une formulation élasto-plastique parfaite et requiert la définition de cinq paramètres fondamentaux : Le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance ψ : caractérisent la variation de volume d'un sol sous l'effet d'un cisaillement Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (3.1)$$

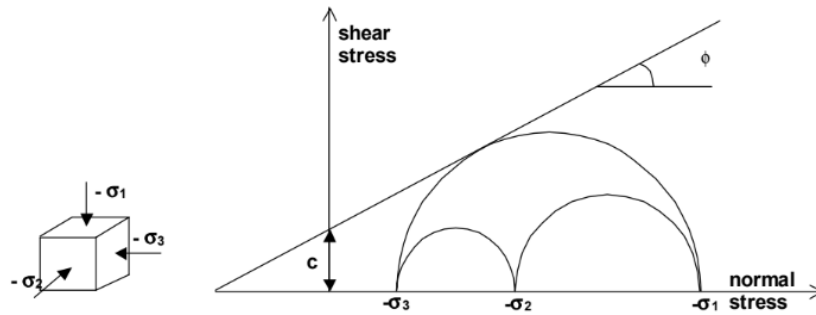


Figure 3.8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [18]

Figure 3.9 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

3.6.3 Modèle de sol avec écouvissage

Ce modèle hyperbolique de type élastoplastique est formulé dans le cadre de la plasticité à écouvissage par frottement. De plus, le modèle intègre un écouvissage en compression afin de simuler la compaction irréversible du sol sous l'effet d'une compression primaire. Ce modèle de second ordre peut être utilisé pour simuler le comportement des sables et des graviers, ainsi que celui de types de sols plus tendres tels que les argiles et les limons [18]

3.6.4 Modèle pour les sols mous

Il s'agit d'un modèle de type Cam-Clay qui peut être utilisé pour simuler le comportement des sols meubles tels que les argiles normalement consolidées et la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante [18]

3.7 Système d'options du code PLAXIS

3.7.1 Maillage

Lorsque le modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont attribuées à tous les amas (clusters) et objets structuraux, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin d'effectuer des calculs par éléments finis. Cette composition d'éléments finis est appelée un maillage. Ce maillage est composé d'éléments triangulaires, principalement à 15 nœuds, offrant une meilleure précision, ou à 6 nœuds, plus simples mais moins précis

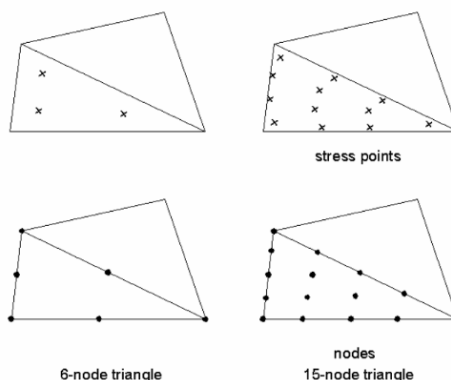


Figure 3.10 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol [18]

3.7.2 Conditions aux limites en déplacement

Lorsque les conditions aux limites en déplacement sont complexes, il est nécessaire de définir certains aspects avec précision, comme rendre nul le vecteur déplacement à la base du domaine étudié et rendre nul le vecteur déplacement horizontal sur les faces latérales. Dans ce cas, l'application peut être effectuée automatiquement via les menus du programme, avec un contrôle immédiat des résultats affichés à l'écran pour en vérifier la validité

3.7.3 Chargement

Le sous-menu "Charges" permet d'ajouter différents types de charges, comme des charges réparties, linéaires ou ponctuelles, ainsi que des déplacements prescrits dans le modèle géométrique.

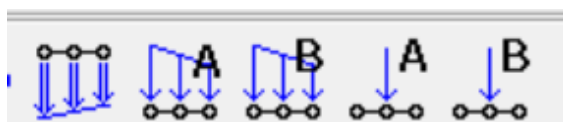


Figure 3.11 : Barre d'outils de définition des charges dans Plaxis

3.7.4 Les conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage généré, il faut définir l'état de contrainte initial et la configuration du modèle. Cela se fait dans la section des conditions initiales du programme. Il existe deux modes : un pour définir les pressions d'eau initiales et un autre pour la configuration géométrique et la génération du champ de contraintes effectives initial

3.8 Description du code FLAC

FLAC (Fast Lagrangien Analysis of Continua), c'est un code en différences finies développé par la société Américaine ITASCA Consulting Group. Il simule le com-

portement des structures en Sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Disponible en versions bidimensionnelle (FLAC2D) et tridimensionnelle (FLAC3D)

Les matériaux sont représentés par des éléments formant un maillage ajustable, permettant une modélisation précise des objets étudiés. Chaque élément suit une loi contrainte-déformation linéaire ou non linéaire, en fonction des charges appliquées et des conditions aux limites. Le maillage peut également se déformer et se déplacer avec le matériau en mode grande déformation

Une particularité de FLAC est l'intégration du macro-langage FISH (Fast Interpreted Script for High-level modeling), qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, voire d'implémenter sa propre loi de comportement. Cette flexibilité rend FLAC particulièrement adapté aux problèmes géomécaniques complexes, notamment pour modéliser des phases successives d'excavation, construction et chargement [19]

3.8.1 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est une des plus anciennes méthodes de simulation numérique qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Cette méthode est particulièrement utile dans les domaines de l'ingénierie, de la physique et des mathématiques appliquées, où il est souvent nécessaire de résoudre des problèmes complexes qui ne peuvent être résolus de manière analytique

Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. [20]

La résolution d'un problème général par la méthode des différences finies se fait toujours par étapes successives :

3.8.1.1 Discrétisation

La discrétisation du domaine géométrique consiste à subdiviser ce dernier en un nombre fini (des grilles), avec des nœuds placés aux extrémités de chaque sous-intervalle.

3.8.1.2 Approximation

L'approximation de l'équation différentielle en remplaçant les dérivées par leurs approximations en adoptant au choix un des schémas étudiés puis appliquer l'équation différentielle sur les nœuds

3.8.1.3 Application des conditions aux limites

À cette étape, on applique les conditions aux limites aux bords du domaine

3.8.2 Utilisation de MDF en géotechnique

- Bien adaptée pour les problèmes impliquant de grandes déformations ou ruptures.

- Essentielle dans les études dynamiques, notamment celles liées aux effets des secousses sismiques
- utilisée sur la plupart des projets géotechniques, tels que les fondations des tunnels

3.8.3 Principe de base de la résolution numérique avec la méthode des différences finies

La procédure générale de calcul intégrée dans FLAC est représentée sur la figure ?? . Elle commence par l'utilisation des équations du mouvement pour déterminer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, qui est dérivée de la résultante des forces et des contraintes. Ensuite, les déformations sont obtenues à partir des déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes sont calculées en fonction de ces déformations en utilisant les relations du modèle rhéologique. Chaque cycle dans cette boucle correspond à un pas de temps. Le pas de temps choisi par le logiciel est si petit que l'information ne peut pas se transmettre d'un élément à un autre durant cet intervalle. Cette condition essentielle du calcul numérique garantit la stabilité et l'amortissement du système, et la convergence de l'algorithme respecte des critères de stabilité mécanique [21]

La méthode de résolution implémentée dans FLAC présente des avantages et des inconvénients, notamment lorsqu'on la compare à d'autres approches bien établies, telles que la méthode implicite, généralement utilisée dans les méthodes des éléments finis. Le Tableau 3.1 résume les principales différences entre ces deux méthodes.

Tableau 3.1 : Comparaison entre la méthode explicite et implicite [21]

Méthode Explicite	Méthode Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur limite pour assurer la stabilité.	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution.
Peu de calcul par pas de temps.	Nombreux calculs par pas de temps.
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques.	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables.
Prise en compte des lois de comportement non-linéaires sans itérations supplémentaires.	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non-linéaires.
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non-linéaire est toujours suivie d'une manière physiquement valide.	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable, et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct.
Aucune matrice (de rigidité) n'est construite. Les besoins en mémoire sont toujours minimaux.	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante.
Aucune matrice n'étant construite, de grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire.	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements.

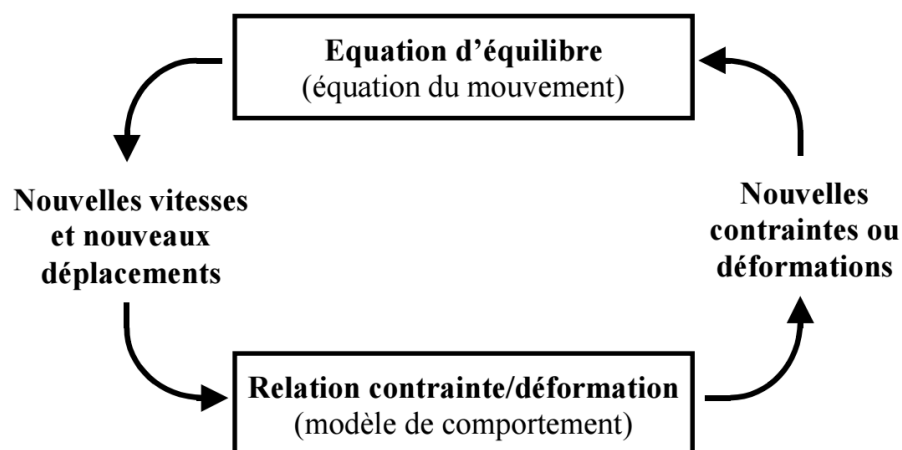


Figure 3.12 : Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies [22]

3.8.4 Déclaration des données dans le code FLAC2D

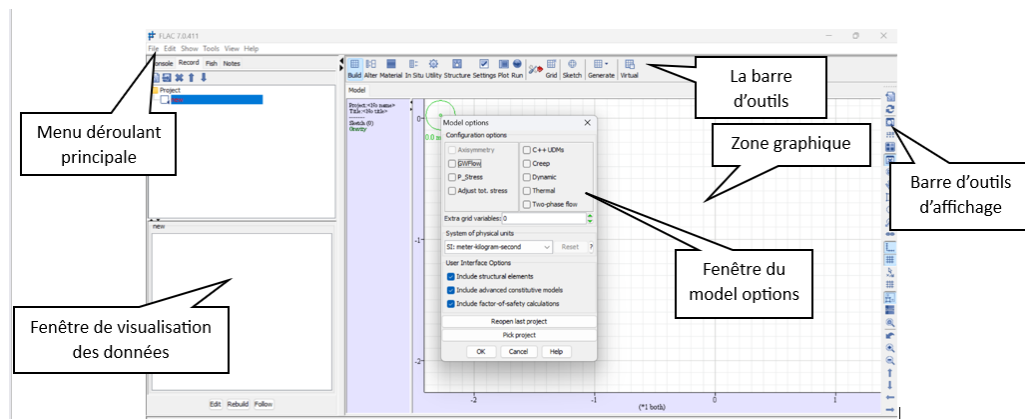


Figure 3.13 : Bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC2D

3.8.4.1 Générations des grilles (ou maillage)

La géométrie des problèmes dans FLAC est définie par des grilles et points nodaux. Le logiciel organise ces grilles et points nodaux sous forme de lignes et de colonnes, ils sont dispensés dans la direction horizontale exprimée en termes de « i » et dans la direction verticale exprimée en termes de « j »

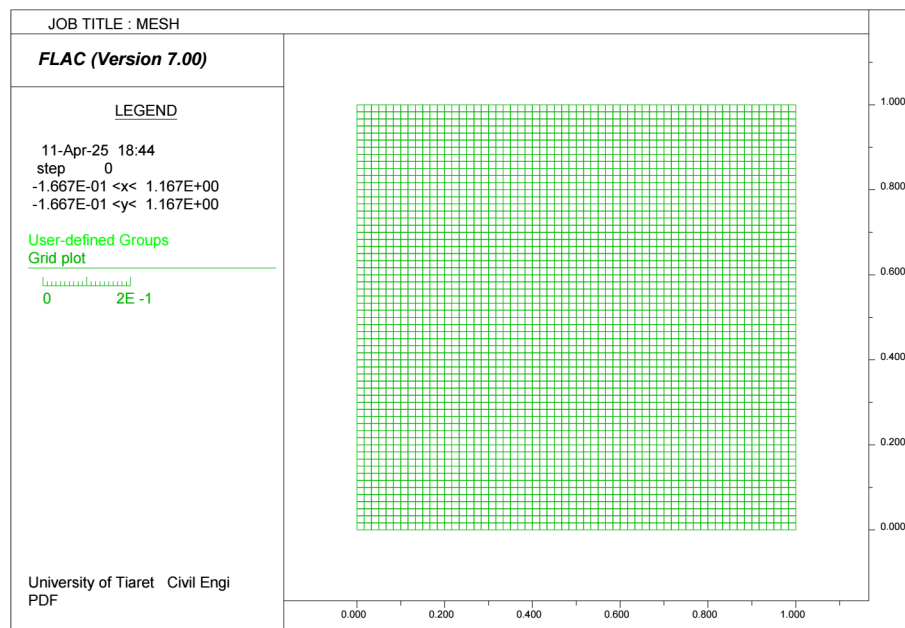


Figure 3.14 : Génération du maillage

3.8.4.2 Conditions aux limites

Elles présentent la possibilité de fixer les vitesses, la saturation, les pressions interstitielles ou les températures

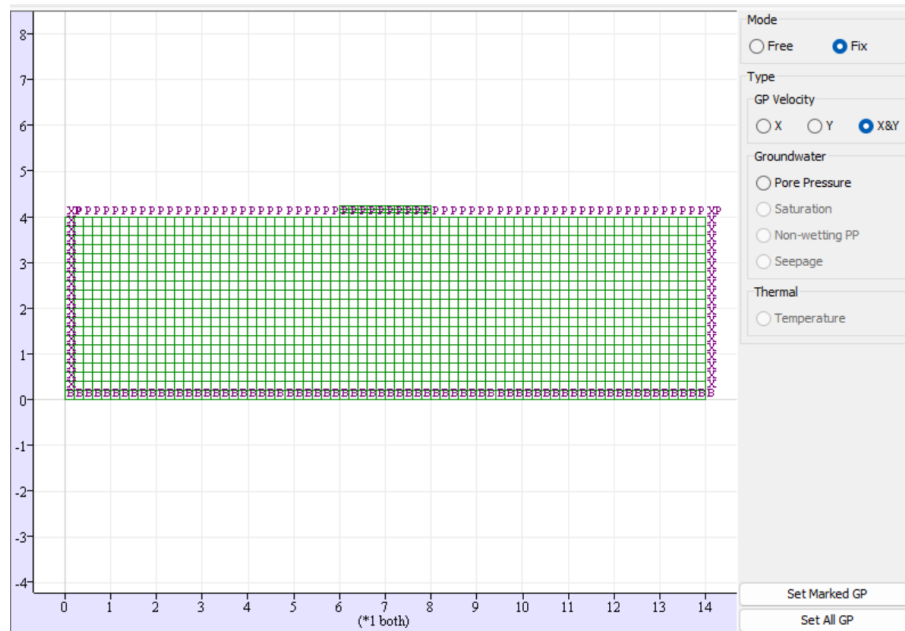


Figure 3.15 : Définition des conditions aux limites dans FLAC

3.8.4.3 Conditions initiales

L'état initial le plus représentatif est généralement déterminé à partir de mesures in situ. Dans FLAC 2D, la commande « INITIAL » est utilisée pour définir ces conditions. En l'absence de données de terrain, il est recommandé d'ajuster les paramètres afin de reproduire au mieux les conditions réelles du site étudié

3.8.5 Lois de comportement utilisées par le code de calcul

Le logiciel FLAC intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau. On classe en trois groupes

Modèle nul : contient un seul modèle utilisé dans le cas où on représente une excavation

Modèles élastiques : Le modèle élastique est le modèle de matériau le plus simple. Il est caractérisé par une relation linéaire – réversible. Ce comportement est caractérisé par deux paramètres : le module d'Young (E) en traction/compression et le module de cisaillement (G) en cisaillement, ainsi que le coefficient de Poisson (ν)

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad G = \frac{\tau}{\gamma}$$

Modèles plastiques : ce groupe contient huit modèles plastiques, ils sont les suivants : Drucker rager, Mohr-Coulomb, Stain Softening/Hardening, Double yield, Modèle de Cam-Clay modifié, Modèle de Hoek-Brown, Ubiquitous-joint et Bilinear Strain Softening/Hardening Ubiquitous-joint model

3.8.5.1 Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb

Ces paramètres : Le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance ψ , K module d'incompressibilité

, G module de cisaillement du matériau

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

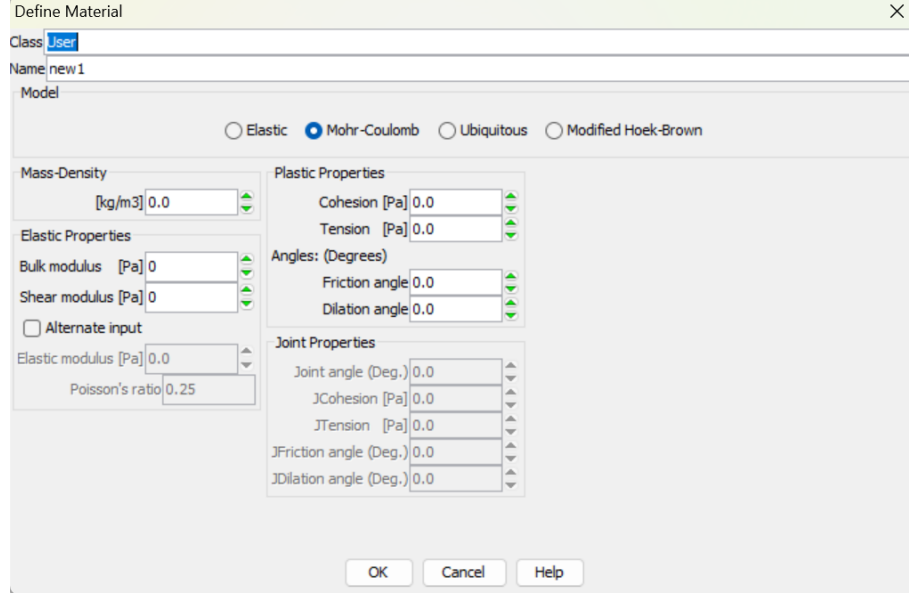


Figure 3.16 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

3.8.5.2 Le modèle élastoplastique de Hoek-Brown

Le modèle de Hoek-Brown, a été proposé par Hoek et Brown en 1980 dans le but d'estimer la résistance des roches fracturées. Cette approche repose sur l'analyse des interactions entre les blocs rocheux ainsi que sur les propriétés des surfaces de discontinuité. Le critère permet de déterminer les conditions de contraintes à partir desquelles une roche commence à se déformer plastiquement, pouvant conduire à la rupture. Il s'applique principalement aux matériaux présentant un comportement isotrope. Toutefois, lorsqu'une anisotropie marquée est observée — par exemple, en présence d'une direction dominante de discontinuités — ce modèle devient moins pertinent. Dans de tels cas, il est préférable d'avoir recours à des modèles continus anisotropes ou à des approches discontinues plus adaptées à la structure réelle du massif rocheux. [21]

Le critère de Hoek-Brown « généralisé » (Hoek et Brown, 1980 et 1998), en adoptant la convention des contraintes de compression positives, est :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Où :

σ_1 et σ_3 représentent respectivement les contraintes principales effectives majeure et mineure,

m_b , s , a et σ_{ci} sont des constantes du matériau, pouvant être reliées à l'indice de résistance géologique (GSI) et au degré d'altération de la roche

À titre indicatif, la résistance à la compression uniaxiale est donnée par :

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

et la résistance à la traction par :

$$\sigma_t = -\frac{\sigma_{ci} \cdot s^a}{m_b}$$

3.9 Comparaison entre les logiciels Plaxis 2D et FLAC 2D

Tableau 3.2 : Comparaison entre Plaxis et FLAC en géotechnique

Critère	Plaxis	FLAC
Méthode numé-rique	Méthode des éléments finis (MEF)	Méthode des différences finies (MDF)
Utilisation princi-pale	Analyses géotechniques (stabilité, consolidation, fondations, tunnels, etc.)	Problèmes dynamiques, déformations importantes, instabilités rapides
Interface utilisateur	Interface graphique conviviale, intuitive	Interface textuelle, basée sur les commandes
Maillage	Maillage non structuré, éléments triangulaires/quadrilatéraux	Maillage structuré, grille rectangulaire
Modèles de matériaux	Large choix de modèles de sol (Mohr-Coulomb, Hardening Soil, etc.)	Modèles complexes pour les sols et les roches, adapté aux grandes déformations
Souplesse géométrique	Très bonne, adapté aux géométries complexes	Moins flexible (nécessite géométries simples)

3.10 conclusion

les deux logiciels Plaxis et FLAC sont très utiles en géotechnique, bien qu'ils diffèrent par leur méthode de calcul chacun d'eux offre des avantages spécifiques ,Leur utilisation conjointe permet non seulement d'approfondir l'analyse des sols et des fondations, mais aussi d'appréhender avec plus de précision le comportement des structures sous différentes conditions de chargement .Ces outils offrent ainsi des solutions robustes et réalistes aux défis géotechniques courants. Par ailleurs, l'évolution constante de ces technologies, avec l'intégration de meilleures interfaces utilisateurs, et de capacités de calcul plus puissantes, ouvre de nouvelles perspectives prometteuses pour géotechnique

Chapitre 4

Analyse des cas de fondations superficielles

4.1 introduction

Ce chapitre présente l'analyse de cas de fondations superficielles afin d'évaluer leur capacité portante. Pour cela, on utilise deux logiciels, Plaxis 2D et FLAC 2D, chacun reposant sur une méthode numérique différente : la Méthode des Éléments Finis (MEF) et la Méthode des Différences Finies (MDF). À la fin du chapitre, les résultats obtenus à partir des deux approches sont comparés.

4.2 Présentation du modèle étudié

4.2.1 Semelle reposant sur une seule couche de sol

On s'intéresse à l'étude du comportement d'une semelle filante reposant à la surface d'un sol argileux homogène . on applique différentes conditions de chargement afin d'évaluer la capacité portante du sol selon plusieurs configurations. la figure ?? illustre la géométrie du modèle

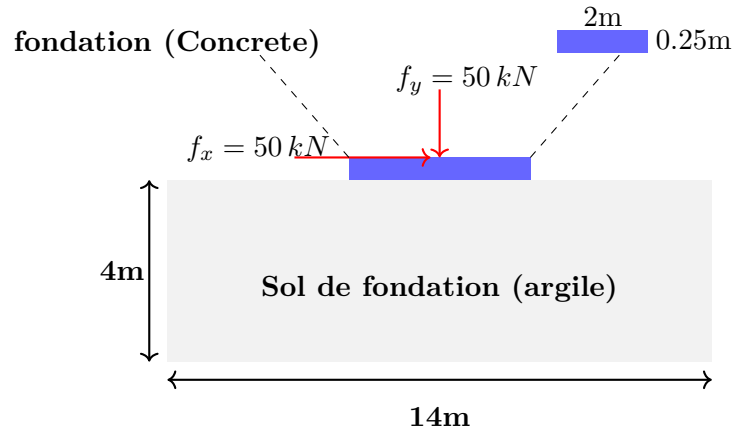


Figure 4.1 : Schéma de la semelle sur sol argileux

Tableau 4.1 : Coordonnées du modèle géométrie

Point	1	2	3	4	5	6	7	8	9
X [m]	0	14	14	0	6	6	8	8	7
Y [m]	0	0	4	4	4	4.25	4.25	4	4.25

4.2.1.1 Caractéristiques des matériaux

La semelle repose à la surface d'un sol argileux homogène . Les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans les calculs sont résumées dans le tableau suivant

Tableau 4.2 : Propriétés des matériaux

Paramètre	Nom	Argile	béton	Unité
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	élastique	-
Type de comportement du matériau	Type	Drainé	non poreux	-
Poids volumique "non saturé"	γ_{usat}	16	24	kN/m ³
Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	18	-	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	0.001	-	m/day
Perméabilité verticale	k_y	0.001	-	m/day
Module d'Young (constant)	E_{ref}	10000	2×10^7	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0.35	0.15	-
Cohésion	c_{ref}	5	-	kN/m ²
Angle de frottement	φ_{ref}	25	-	°
Angle de dilatance	ψ	0	-	°

4.2.1.2 Génération du maillage

pour assurer une modélisation numérique précise du comportement de la semelle et du sol, un maillage adapté a été généré. Les éléments utilisés sont des triangles à 15 nœuds, Dans le modèle PLAXIS 2D, le domaine modélisé est composé de 1274 éléments finis et de 10381 nœuds, tandis que dans le modèle FLAC2D, il comprend 416 éléments et 459 nœuds.

Le maillage a été raffiné au niveau de la semelle pour mieux représenter les fortes variations de contraintes et de déplacements dans cette zone

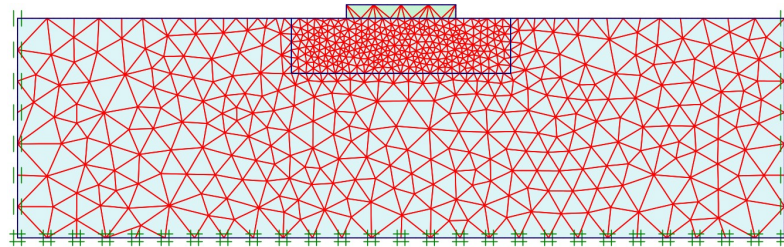


Figure 4.2 : maillage de la géométrie (PLaxis 2D)

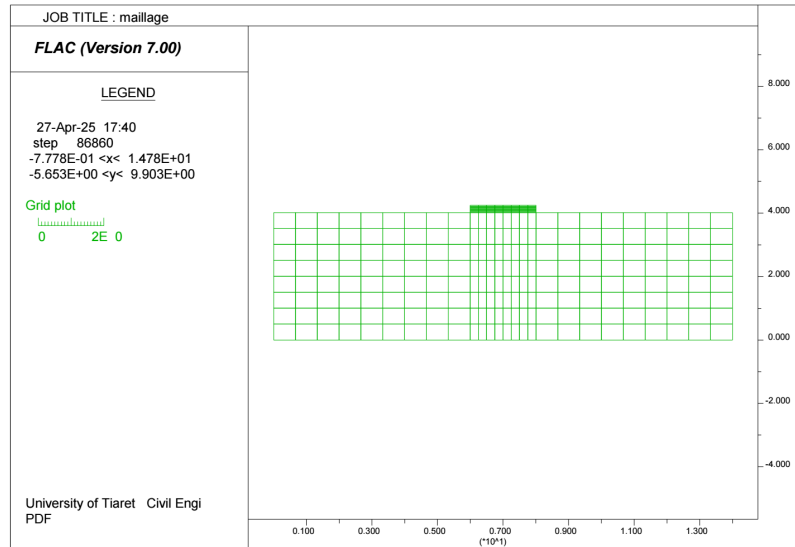


Figure 4.3 : maillage de la géométrie (Flac 2D)

4.2.1.3 Résultats

4.2.1.4 Cas d'une charge verticale

Le calcul du modèle est effectué en une seule phase (active la charge verticale), suivant un ordre précis. Cette analyse est réalisée à travers un calcul plastique. La capacité portante pour chaque modèle numérique est obtenue par la relation :

$$q_u = \frac{\sum M_{\text{stage}} \times Q}{S} \quad (4.1)$$

Avec : Q (kN/m) représente la charge appliquée durant la phase de calcul
et : S (m²) : la section de la semelle = $B \times 1$ m

Les résultats sont ensuite présentés, comme montré dans la figure 4.4

Le calcul va jusqu'à son terme (Load $A = 50$ kN/m). L'effort appliqué à la rupture est déterminé en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{\text{stage}}$, ce qui permet de calculer la capacité portante, qui s'élève à $\frac{50}{2} \times 1,000 = 25$ kPa.

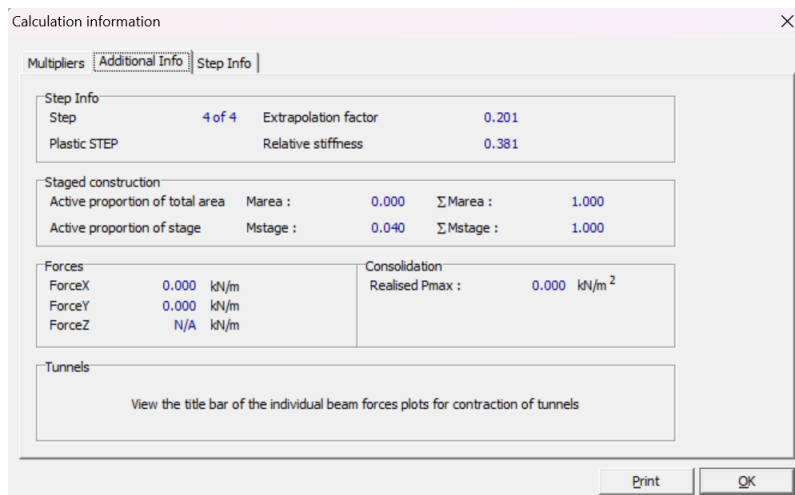


Figure 4.4 : pilan de calcul(charge verticale)

Dans l'autre programme (FLAC), la capacité portante est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation figure 4.5 $q_u = 27,09 kPa$

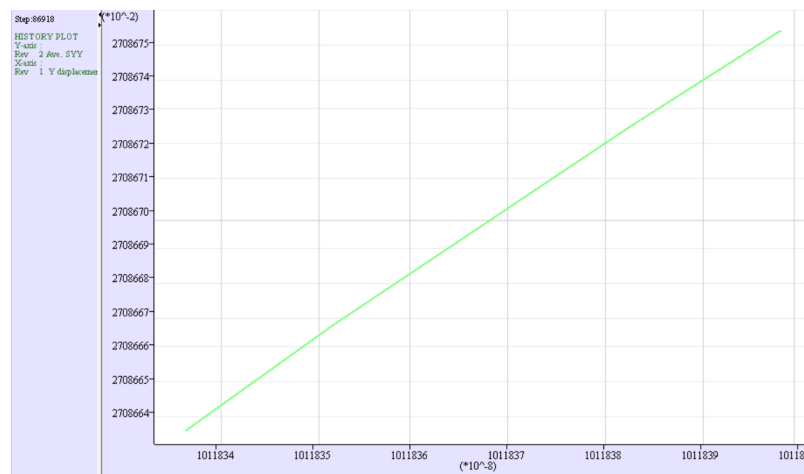


Figure 4.5 : courbe contrainte-déformation (charge verticale)

4.2.1.5 Cas d'une charge horizontale

Le calcul du modèle est effectué en une seule phase (active la charge horizontale) Les résultats sont ensuite présentés, comme montré dans la figure 4.6

Le calcul n'est pas allé jusqu'à son terme (Load $B = 50 \text{ kN/m}$). L'effort appliqué à la rupture est déterminé en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{\text{stage}}$, ce qui permet de calculer la capacité portante, qui s'élève à $\frac{50}{2} \times 0,293 = 7,325 \text{ kPa}$.

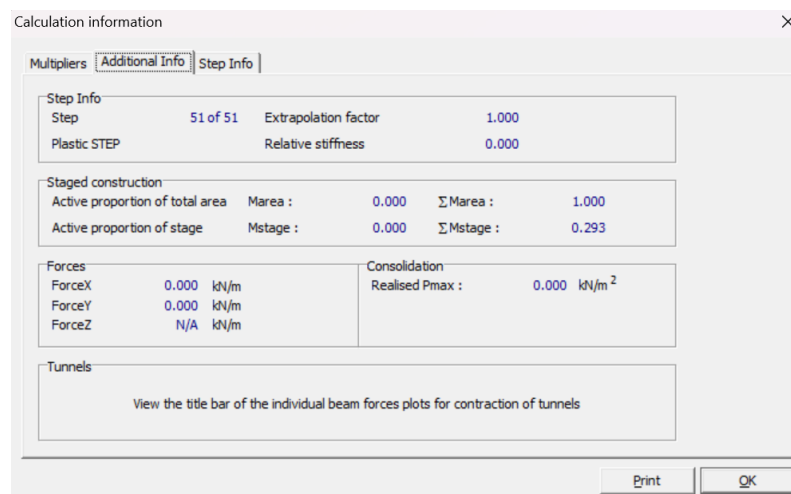


Figure 4.6 : pilan de calcul(charge horizontale)

Dans l'autre programme (FLAC), la capacité portante est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation figure 4.7 $q_u = 7,150 kPa$

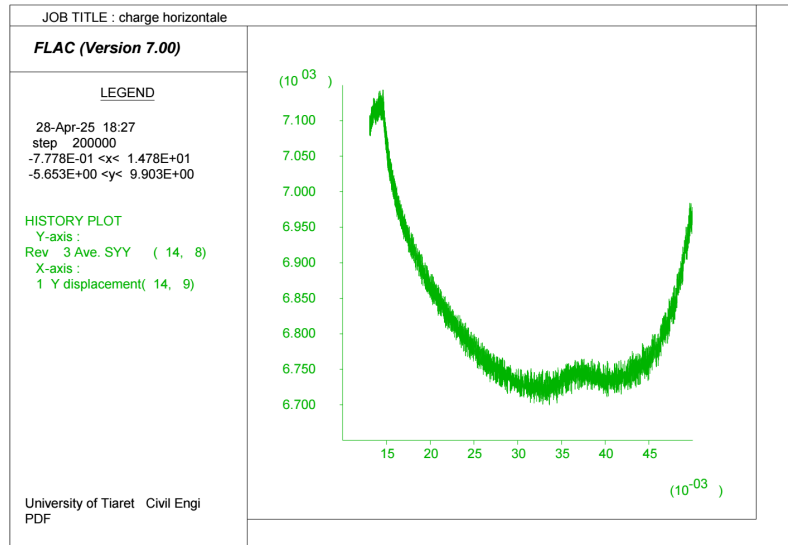


Figure 4.7 : courbe contrainte-déformation (charge horizontale)

4.2.1.6 Cas de charges horizontale et verticale

Le calcul du modèle est effectué en deux phase (active les deux charges) Les résultats sont ensuite présentés, comme montré dans la figure 4.8

Le calcul n'est pas allé jusqu'à son terme (Charges $A = 50 \text{ kN/m}$ et $B = 50 \text{ kN/m}$, avec A étant une charge verticale et B une charge horizontale, soit une charge totale $Q_{\text{total}} = \sqrt{50^2 + 50^2} \approx 70,711 \text{ kN/m}$). L'effort appliqué à la rupture est déterminé en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{\text{stage}}$, ce qui permet de calculer la capacité portante, qui s'élève à $\frac{70,711}{2} \times 0,611 = 21,602 \text{ kPa}$.



Figure 4.8 : pilan de calcul(charges horizontale et verticale)

Dans l'autre programme (FLAC), la capacité portante est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation figure 4.9 $q_u = 23 \text{ kPa}$

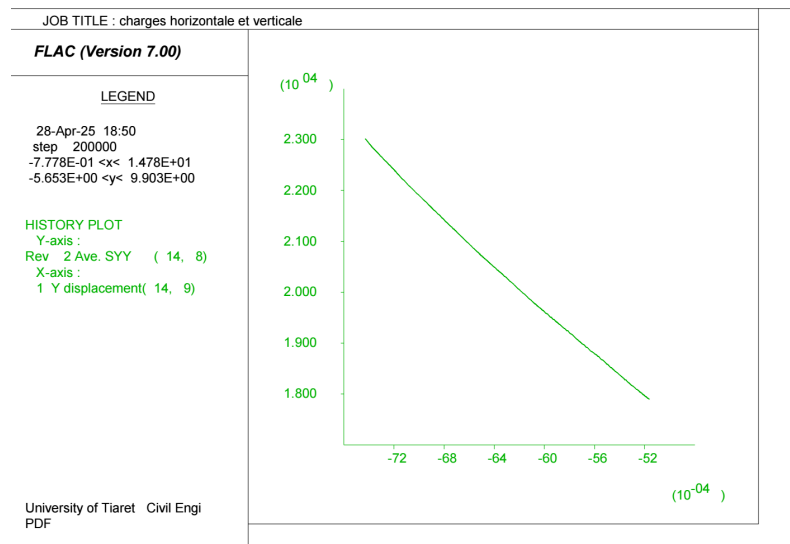


Figure 4.9 : courbe contrainte-déformation (charges horizontale et verticale)

4.2.2 Semelle sur sol hétérogène (bicouche)

Dans ce cas on s'intéresse à l'étude du comportement d'une semelle filante reposant sur un sol hétérogène composé de deux couches de nature différente : argile et sable. J'ai commencé par un modèle où la couche argileuse se trouve en surface, reposant sur une couche sableuse puis l'ordre des couches a été inversé en plaçant le sable au-dessus de l'argile, afin d'évaluer l'effet de la disposition des couches sur la capacité portante du sol. La figure 4.10 illustre la géométrie du modèle analysé.

4.2.2.1 semelle sur sol bicouche (argile + sable)

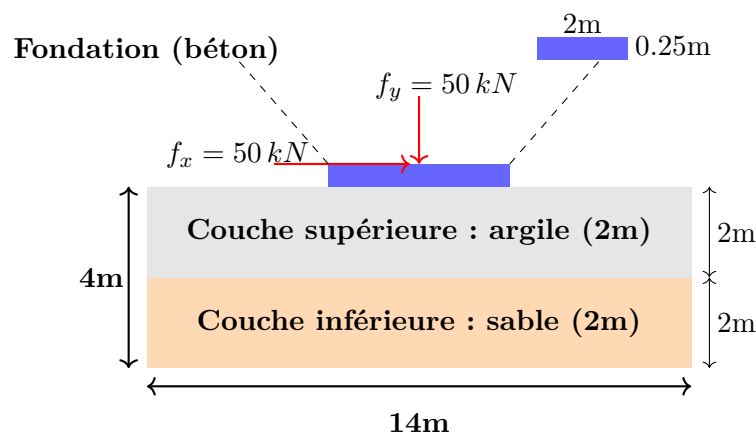


Figure 4.10 : Schéma de la semelle sur sol bicouche (argile + sable)

Tableau 4.3 : Coordonnées du modèle géométrie

Point	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
X [m]	0	14	14	0	6	6	8	8	0	14	7
Y [m]	0	0	4	4	4	4.25	4.25	4	2	2	4.25

4.2.2.2 Caractéristiques des matériaux

La semelle repose sur un sol hétérogène composé de deux couches. Les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans les calculs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4.4 : Propriétés des matériaux

Paramètre	Nom	Argile	Sable	Béton	Unité
Modèle du matériau	Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Élastique	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	Non poreux	-
Poids volumique "non saturé"	γ_{usat}	16	17	24	kN/m ³
Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	18	20	-	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	0.001	1	-	m/jour
Perméabilité verticale	k_y	0.001	1	-	m/jour
Module d'Young (constant)	E_{ref}	5000	13000	$2 \cdot 10^7$	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0.35	0.30	0.15	-
Cohésion	c_{ref}	5	1	-	kN/m ²
Angle de frottement	φ_{ref}	20	31	-	°

4.2.2.3 Génération du maillage

J'ai conservé le même maillage que dans le premier cas (Semelle reposant sur une seule couche de sol)

4.2.2.4 Les résultats

4.2.2.5 cas d'une charge verticale

Le calcul du modèle est effectué en une seule phase (active la charge verticale), suivant un ordre précis. Cette analyse est réalisée à travers un calcul plastique. Les résultats sont ensuite présentés, comme montré dans la figure 4.11

Le calcul va jusqu'à son terme (Load $A = 50$ kN/m). L'effort appliqué à la rupture est déterminé en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{stage}$, ce qui permet de calculer la capacité portante, qui s'élève à $\frac{50}{2} \times 1,000 = 25$ kPa.

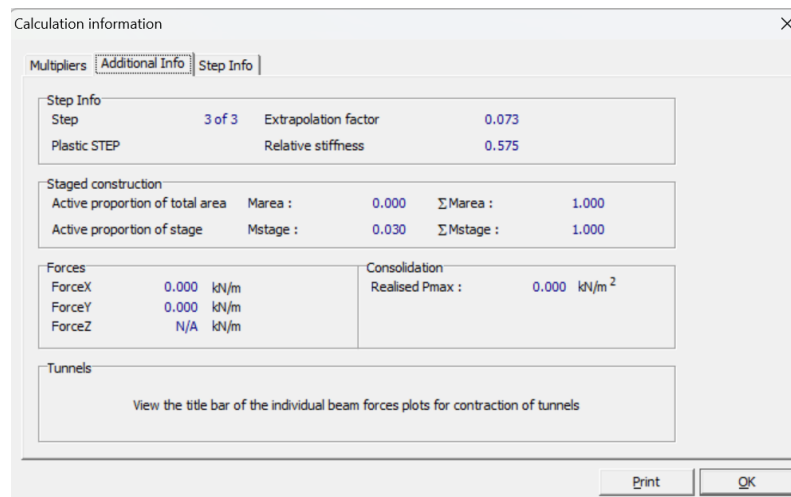


Figure 4.11 : pilan de calcul(charge verticale)

Dans l'autre programme (FLAC), la capacité portante est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation figure 4.12 $q_u = 26kPa$

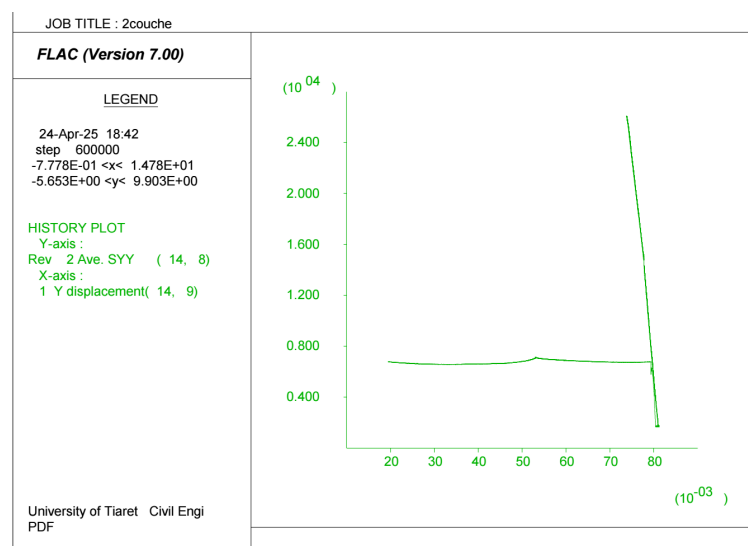


Figure 4.12 : courbe contrainte-déformation (charge verticale)

4.2.2.6 cas d'une charge horizontale

Le calcul du modèle est effectué en une seule phase (active la charge horizontale) Les résultats sont ensuite présentés, comme montré dans la figure 4.13
Le calcul n'est pas allé jusqu'à son terme (Load $B = 50 \text{ kN/m}$). L'effort appliqué à la rupture est déterminé en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{\text{stage}}$, ce qui permet de calculer la capacité portante, qui s'élève à $\frac{50}{2} \times 0,327 = 8,175 \text{ kPa}$.

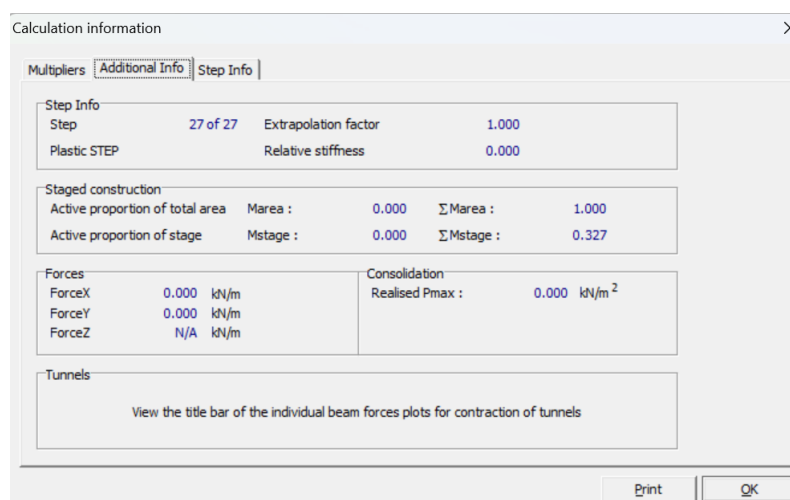


Figure 4.13 : pilan de calcul(charge horizontale)

Dans l'autre programme (FLAC), la capacité portante est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation figure 4.14 $q_u = 7,2 \text{ kPa}$

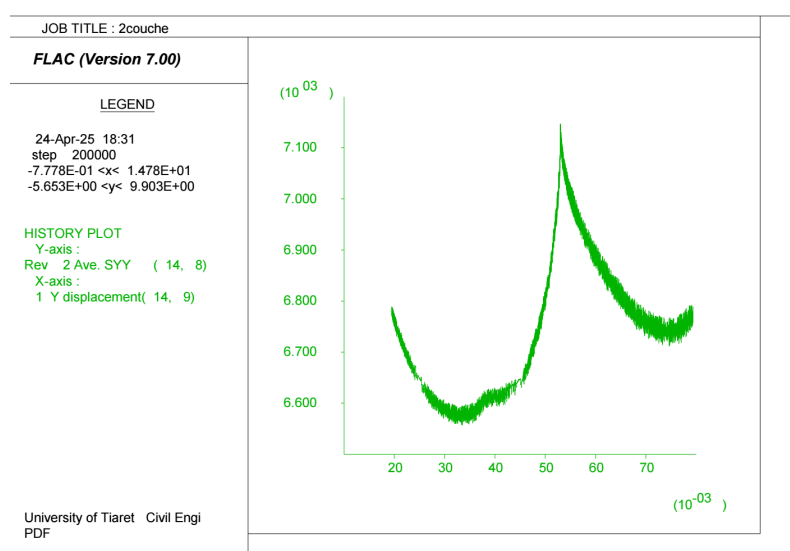


Figure 4.14 : courbe contrainte-déformation (charge horizontale)

4.2.2.7 Cas de charges horizontale et verticale

Le calcul du modèle est effectué en deux phase (active les deux charges) Les résultats sont ensuite présentés, comme montré dans la figure 4.15

Le calcul n'est pas allé jusqu'à son terme (Charges $A = 50 \text{ kN/m}$ et $B = 50 \text{ kN/m}$, avec A étant une charge verticale et B une charge horizontale, soit une charge totale $Q_{\text{total}} = \sqrt{50^2 + 50^2} \approx 70,711 \text{ kN/m}$). L'effort appliqué à la rupture est déterminé en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{\text{stage}}$, ce qui permet de calculer la capacité portante, qui s'élève à $\frac{70,711}{2} \times 0,649 = 22,946 \text{ kPa}$.

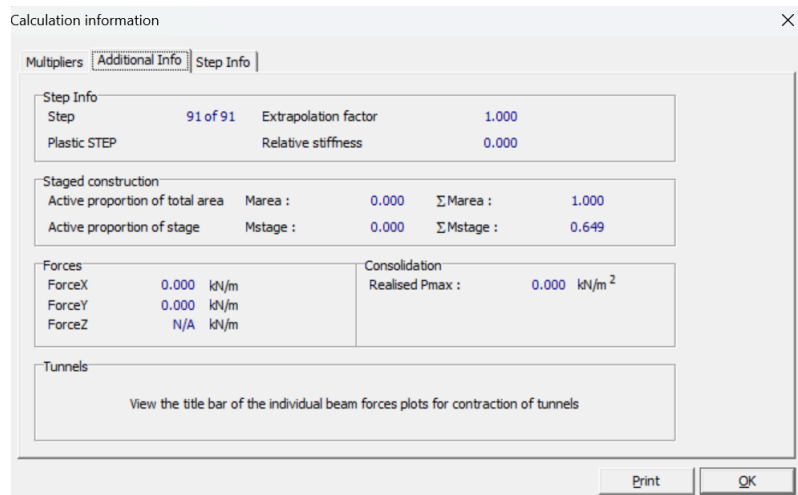


Figure 4.15 : pilan de calcul(charges horizontale et verticale)

Dans l'autre programme (FLAC), la capacité portante est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation figure 4.16 $q_u = 24kPa$

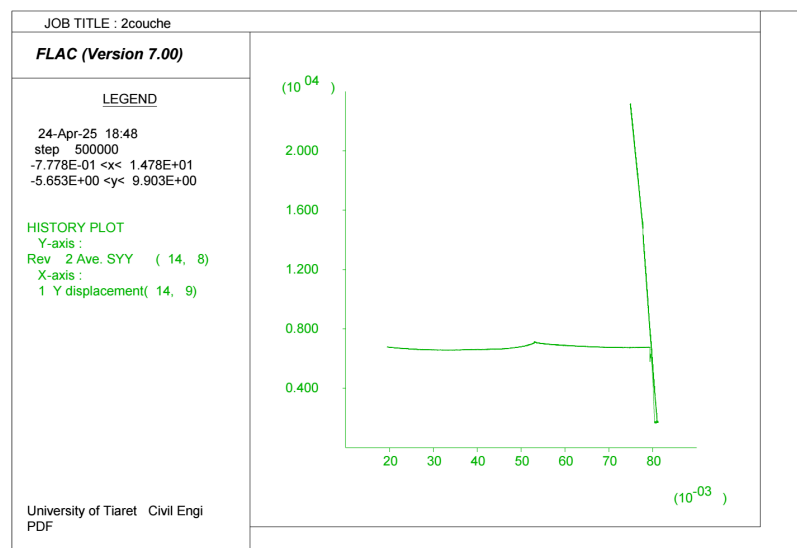


Figure 4.16 : courbe contrainte-déformation (charges horizontale et verticale)

4.2.2.8 semelle sur sol bicouche (sable + argile)

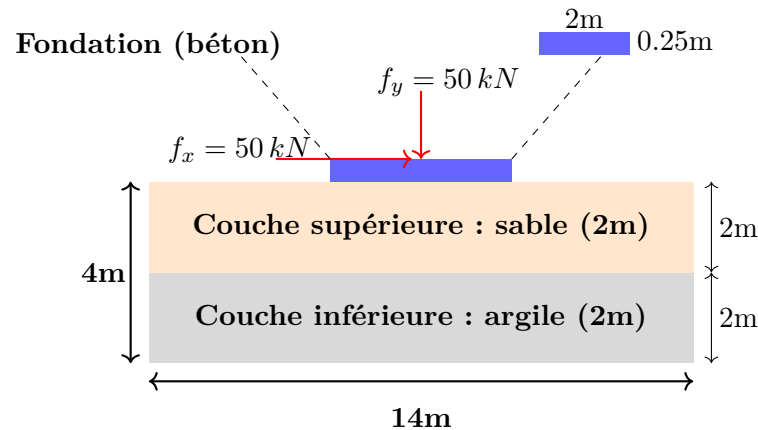


Figure 4.17 : Schéma de la semelle sur sol bicouche (sable + argile)

4.2.2.9 cas d'une charge verticale

Le calcul du modèle est effectué en une seule phase (active la charge verticale), suivant un ordre précis. Cette analyse est réalisée à travers un calcul plastique. Les résultats sont ensuite présentés, comme montré dans la figure 4.18

Le calcul va jusqu'à son terme (Load $A = 50 \text{ kN/m}$). L'effort appliqué à la rupture est déterminé en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{\text{stage}}$, ce qui permet de calculer la capacité portante, qui s'élève à $\frac{50}{2} \times 1,000 = 25 \text{ kPa}$.

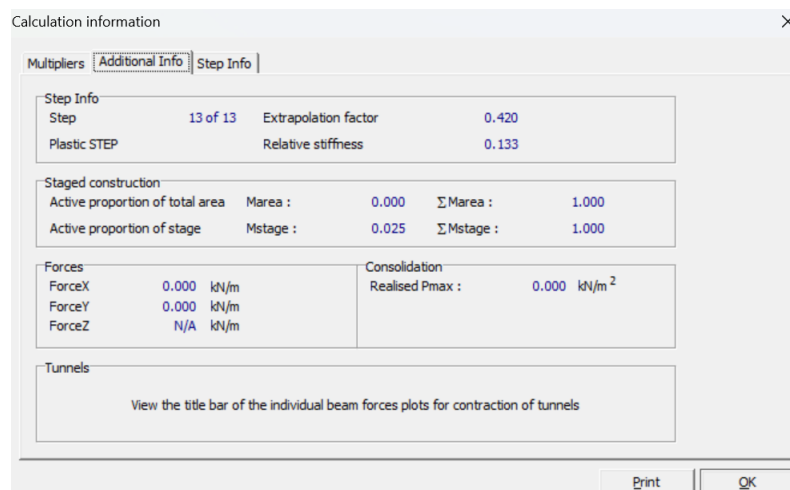


Figure 4.18 : pilan de calcul(charge verticale)

Dans l'autre programme (FLAC), la capacité portante est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation figure 4.19 $q_u = 24,75 \text{ kPa}$

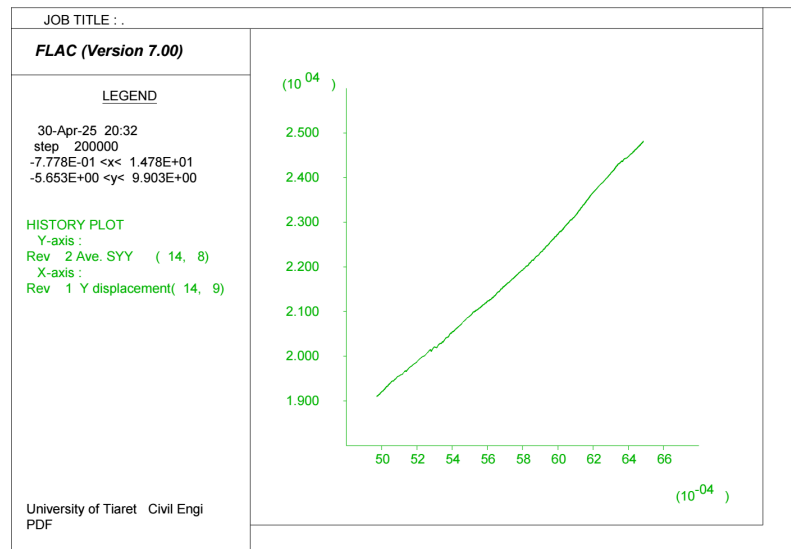


Figure 4.19 : courbe contrainte-déformation (charge verticale)

4.2.2.10 cas d'une charge horizontale

Le calcul du modèle est effectué en une seule phase (active la charge horizontale) Les résultats sont ensuite présentés, comme montré dans la figure 4.13 Le calcul n'est pas allé jusqu'à son terme (Load $B = 50 \text{ kN/m}$). L'effort appliqué à la rupture est déterminé en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{\text{stage}}$, ce qui permet de calculer la capacité portante, qui s'élève à $\frac{50}{2} \times 0,209 = 5,225 \text{ kPa}$.



Figure 4.20 : pilan de calcul(charge horizontale)

Dans l'autre programme (FLAC), la capacité portante est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation figure 4.21 $q_u = 6,725 \text{ kPa}$

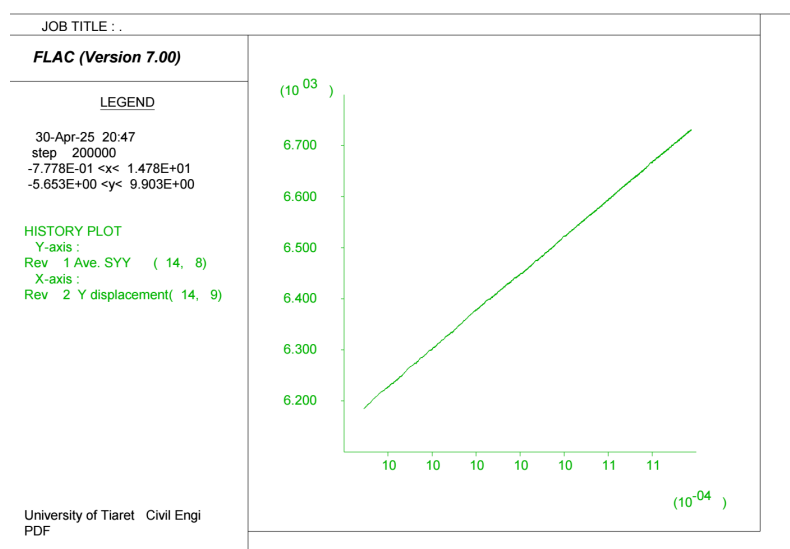


Figure 4.21 : courbe contrainte-déformation (charge horizontale)

4.2.2.11 Cas de charges horizontale et verticale

Le calcul du modèle est effectué en deux phase (active les deux charges) Les résultats sont ensuite présentés, comme montré dans la figure 4.22

Le calcul n'est pas allé jusqu'à son terme (Charges $A = 50 \text{ kN/m}$ et $B = 50 \text{ kN/m}$, avec A étant une charge verticale et B une charge horizontale, soit une charge totale $Q_{\text{total}} = \sqrt{50^2 + 50^2} \approx 70,711 \text{ kN/m}$). L'effort appliqué à la rupture est déterminé en examinant la valeur finale du facteur $\sum M_{\text{stage}}$, ce qui permet de calculer la capacité portante, qui s'élève à $\frac{70,711}{2} \times 0,662 = 23,405 \text{ kPa}$.

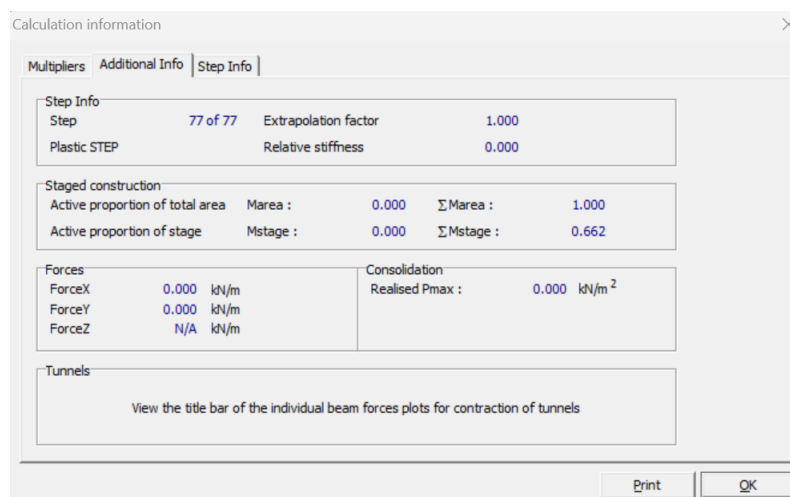


Figure 4.22 : pilan de calcul(charges horizontale et verticale)

Dans l'autre programme (FLAC), la capacité portante est calculée à partir de la courbe contrainte-déformation figure 4.24 $q_u = 25 \text{ kPa}$

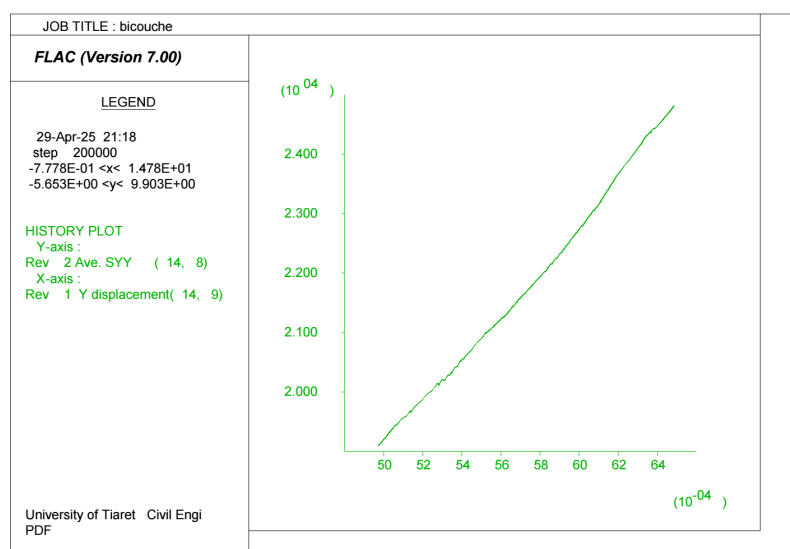


Figure 4.23 : courbe contrainte-déformation (charges horizontale et verticale)

4.3 Comparaison entre les résultats

Cette étude porte sur l'évaluation de la capacité portante d'une fondation dans différents cas, à l'aide de deux logiciels reposant sur des méthodes numériques différentes FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) et PLAXIS 2D. Les mêmes conditions géotechniques et géométriques ont été appliquées dans les deux logiciels, afin d'assurer une comparaison fiable. Une comparaison des résultats obtenus est ensuite réalisée afin d'en analyser les éventuelles divergences.

Tableau 4.5 : Tableau comparatif des résultats PLAXIS 2D vs FLAC 2D

	Type de charge	q_u (PLAXIS (KPA))	q_u (FLAC (KPA))
Couche unique (argile)	Charge verticale	25	27.09
	Charge horizontale	7.25	7.1
	Charge verticale et horizontale	21.6	23
Bicouche (argile + sable)	Charge verticale	25	26
	Charge horizontale	8.15	7.2
	Charge verticale et horizontale	23.02	24
Bicouche (sable + argile)	Charge verticale	25	24.75
	Charge horizontale	5.225	6.725
	Charge verticale et horizontale	23.4	25

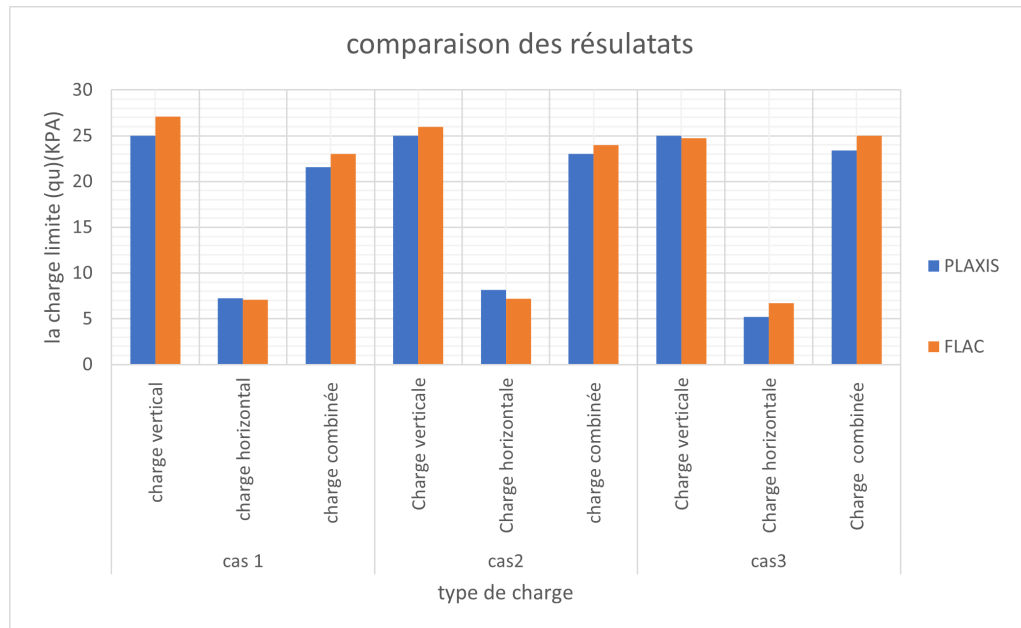


Figure 4.24 : Histogramme comparatif des résultats entre les deux logiciels

Les logiciels PLAXIS 2D et FLAC 2D ont fourni des résultats globalement proches, avec quelques différences mineures dues principalement aux méthodes numériques utilisées. L'analyse comparative a montré que FLAC tend à donner des valeurs légèrement élevées que PLAXIS dans la majorité des cas, à l'exception du cas de la charge horizontale en présence d'une couche argileuse, où FLAC affiche une capacité portante inférieure à celle de PLAXIS.

4.4 conclusion

Dans ce chapitre, la capacité portante des fondations a été analysée à travers plusieurs situations en utilisant deux logiciels distincts : PLAXIS 2D et FLAC 2D. Les résultats montrent que les deux outils donnent des valeurs globalement proches, ce qui renforce la fiabilité des calculs numériques. Cependant, une légère différence a été observée : FLAC fournit des valeurs légèrement élevées que PLAXIS dans plusieurs cas. Cette différence peut être attribuée à les méthodes numériques utilisées (différences finies pour FLAC, éléments finis pour PLAXIS), aux caractéristiques propres à chaque logiciel.

Conclusion Générale et perspectives

En finalisant notre projet, nous avons acquis une vision globale des fondations superficielles, en identifiant leurs différents types, les avantages et les limites de chacun, ainsi que les risques potentiels liés à leur mise en œuvre. L'étude nous a également permis d'examiner les principales méthodes de calcul de leur capacité portante, en analysant leurs fondements théoriques et les conditions d'application appropriées. Enfin, une application pratique a été menée à l'aide des logiciels FLAC 2D et PLAXIS 2D, afin de comparer deux approches différentes de calcul. Cette démarche vise à déterminer les meilleures conditions pratiques pour la réalisation des fondations superficielles, en tirant profit de l'apport des outils numériques dans l'analyse géotechnique.

De plus, cela nous a permis d'approfondir nos connaissances sur l'analyse des fondations superficielles. Cette étude a révélé que ce domaine nécessite un suivi rigoureux et des recherches approfondies pour garantir des études, des analyses et des calculs fiables et cohérents, soulignant l'importance de l'innovation continue dans l'étude des sols et des structures associées.

Bibliographie

- [1] Canadian Geotechnical SOCIETY. *Canadian Foundation Engineering Manual*. 4th ed. British Columbia, Canada : BiTech Publisher Ltd., 2006.
- [2] Robert E KIMMERLING. “Geotechnical Engineering Circular No. 6”. In : (2002).
- [3] J. COSTET et G. SANGLERAT. *Cours pratique de mécanique des sols*. 2e ed. Dunod, 1969.
- [4] R.FRANK, F.CUIRA et S.BURLON. *Design-of-Shallow-and-Deep-Foundations*. CRC Press, 2022.
- [5] A. BOUAFIA. *Calcul des Fondations*. Université de Saad Dahlab, Blida, 2024.
- [6] Mme BOUROKBA MRABENT Souad AMEL. “Calcul pratique des fondations”. In : (2016).
- [7] Y BERTHAUD, P de BUHAN et N SCHMITT. *Aide-mémoire de mécanique des sols*. 2 édition. Paris : Dunod, 2013.
- [8] R.NADIR. *Les Bases de l’Hydrogéologie : Comment l’Eau Souterraine Influence la Construction*. 6 novembre. 2024. URL : <https://geotechniquehse.com/hydrogeologie-construction/>.
- [9] M. Das BRAJA et Sivakugan NAGARATNAM. *Principles of Foundation Engineering*. Boston, MA : Cengage Learning, 2019.
- [10] Eurocode 7; NF P94-261. *Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales*. Paris, 2004.
- [11] A. S VESIC. “Analysis of ultimate loads of shallow foundations”. In : *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* (1973).
- [12] DTU 13.12 : *Règles pour le calcul des fondations superficielles*. Indice de classement : P 11-711. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB). Paris, France, 1988.
- [13] Jean-Pierre GIROUD, Nhiêm TRÂN-VÔ et Jean-Pierre OBIN. *Tables pour le calcul des fondations tome 3*. Paris : Dunod, 1973.
- [14] Reiffsteck CLÉMENT Desodt ; Philippe. *Géotechnique : Exercices et problèmes corrigés de mécanique des sols, avec rappels de cours*. Paris : Dunod, 2015.
- [15] *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil – Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Fascicule n° 62 - Titre V*. france, 1993.
- [16] Junuthula Narasimha REDDY. *An introduction to the finite element method*. 1993.

-
- [17] Hervé OUDIN. “Méthode des Éléments Finis ,Polycopié de cours Apprentis ECN”. In : (2011).
 - [18] R. B. J; et al BRINKGREVE. *PLAXIS : Version 8: Manual de referencia*. pays-Bas : plaxis BV /DELFT, 2003.
 - [19] DJELLOUL CHAFIA. “Comportement du sol lors du creusement de tunnels cas du tunnel T4 d’El-Harouche Skikda. Doctorat thesis (2020), Université de Batna 2.” In : (2020).
 - [20] Itasca Consulting GROUP. *Software summary for FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) Version 5.0*. 2005.
 - [21] Dan TOUITOU. *Apport de la modélisation et de l’instrumentation dans l’analyse de la stabilité et de la déformation à long terme d’un massif granitique*. Thèse de doctorat. École des Ponts ParisTech Paris, 2002.
 - [22] D BILLAUX et P CUNDALL. “Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens”. In : *Revue française de Géotechnique* (1993).