

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES, UMBB



FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

**Étude de la capacité portante des fondations
superficielles. Impacte sur la résistance au
cisaillement des sols**

Réalisé par :

Mr. LIMAN ZARKE Abdoulahi

Mr. OUSMANE BABA Kouma

Encadré par :

Mme Z. KECHOUANE

Promotion : 2021/2022

REMERCIEMENTS

Nous désirons profiter de l'occasion pour exprimer toutes nos reconnaissances et nos respects envers notre directrice de mémoire, madame ZAHIA KECHOUANE. La réalisation de ce travail n'aurait été possible sans sa confiance et son expertise ainsi que son soutien.

Nous aimerions aussi remercier madame LAZZALI FARAH ET monsieur SANDJAK d'avoir accepté d'agir respectivement à titre de président et membre du jury pour l'évaluation de ce mémoire de maîtrise.

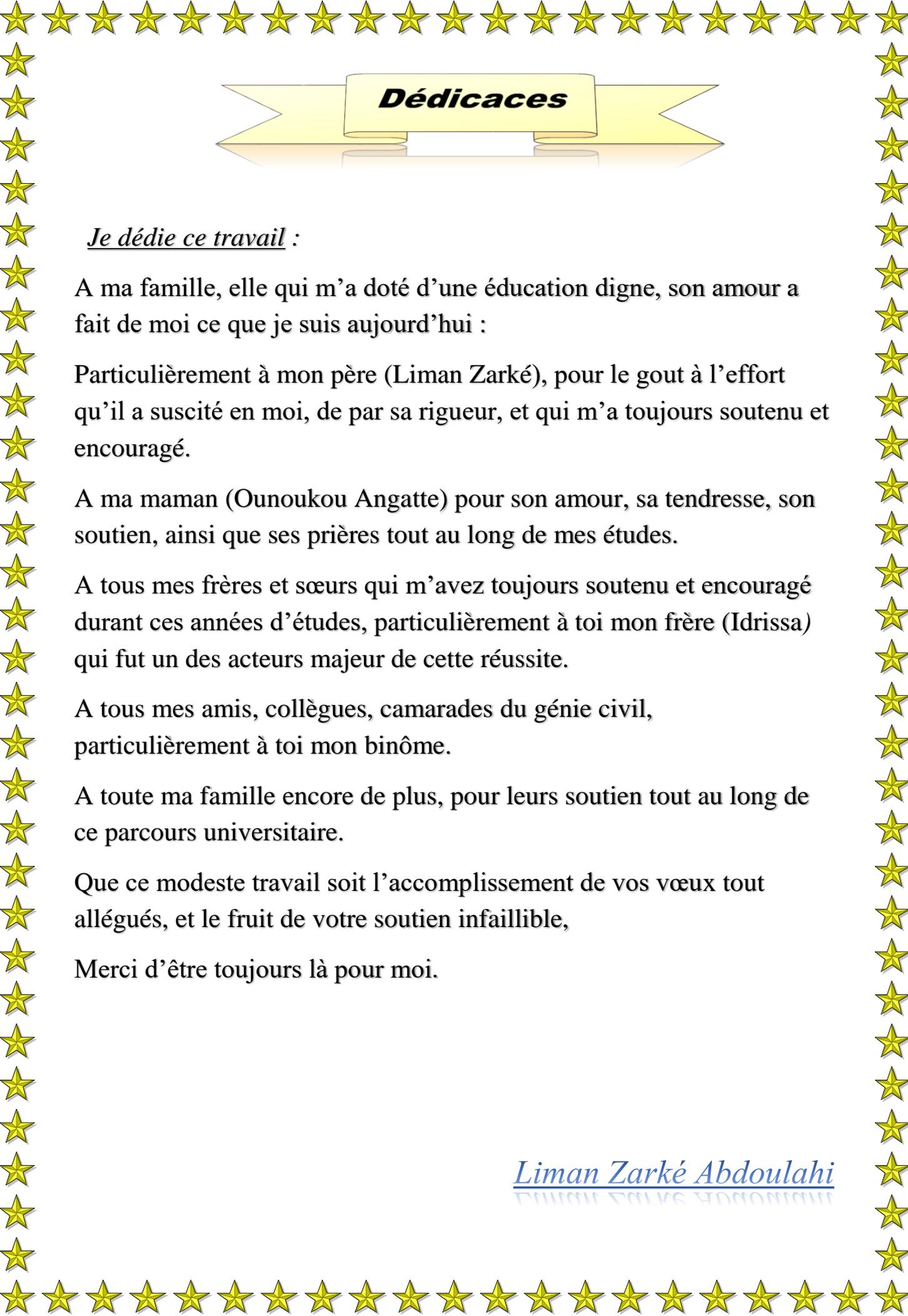
Un merci spécial est adressé à Mme Grownny, à la secrétaire et ses collègues pour leurs conseils en ce qui a trait aux aspects géotechniques de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier le corps professoral ainsi que nos camarades du département de génie civil pour l'atmosphère scientifique stimulante dans laquelle ils nous ont permis d'évoluer durant ces dernières années.

Nous nous devons de remercier monsieur SAMIR KARTOUT et de ses collègues de chez L.H.C.C. pour leur AIDE et leur soutien. Ils nous ont permis, à la fois, de mener à terme cette maîtrise et d'avoir des idées sur des projets d'ingénierie enrichissants.

Finalement, nous remercions les membres de nos familles pour leur support inconditionnel et leurs encouragements.

À vous tous, un énorme merci !



Dédicaces

Je dédie ce travail :

A ma famille, elle qui m'a doté d'une éducation digne, son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui :

Particulièrement à mon père (Liman Zarké), pour le gout à l'effort qu'il a suscité en moi, de par sa rigueur, et qui m'a toujours soutenu et encouragé.

A ma maman (Ounoukou Angatte) pour son amour, sa tendresse, son soutien, ainsi que ses prières tout au long de mes études.

A tous mes frères et sœurs qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'études, particulièrement à toi mon frère (Idrissa) qui fut un des acteurs majeur de cette réussite.

A tous mes amis, collègues, camarades du génie civil, particulièrement à toi mon binôme.

A toute ma famille encore de plus, pour leurs soutien tout au long de ce parcours universitaire.

Que ce modeste travail soit l'accomplissement de vos vœux tout allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi.

Liman Zarké Abdoulahi



Dédicaces

A chaque étape de notre vie, il y a toujours au moins une personne qui nous soutient

Je dédie ainsi ce travail à :

- *Mes parents (ALMAMY ZOUMANA et HAWA KOUMA) pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour m'assurer un avenir meilleur*
- *Mon grand frère (IBRAHIM KOUMA) qui fut l'un des acteurs majeurs pour la réussite de mes études*
- *Mes sœurs (HAWA ZEINAB HAWOYE AMI)*
- *Ma maman chérie (HAWA TOURE) pour tous les efforts qu'elle a fournis pour notre réussite*
- *Mon binôme (ABDOULAHIM LIMAN ZARKE) pour tous les efforts qu'il a consenti durant notre parcours*
- *Mes amis (AMADOU SAMBA GUIRO, BO DIALLO, AMADOU A COULIBALY, LUQMAN, DAMINI, MARIAMA BA, BARRY, BOLY, CISSE, MAYA, AMADOU A MAIGA, BENY CHEICK ET BOUBOU)*
- *Mes frères du génie civil (FOFANA et ALIOU) pour ces 5 années*
- *Une personne plus que chère (ALBATOUR ABBASSY)*
- *Mention spéciale à (MOHAMED KOUMA) à qui je dois tout.*

Ainsi qu'à toutes mes proches

A VOUS TOUS MERCI

OUSMANE BABA Kouma

RESUME

Le calcul de la fondation superficielle nécessite une bonne caractérisation du sol sur lequel elle reposera. Bien qu'il s'agisse d'un phénomène plutôt complexe, sa modélisation confère au réalisateur une compréhension détaillée du comportement de notre site dont nous avons abordé le problème de calcul de la capacité portante de fondations d'un bâtiment qui fait partie d'un projet de la zone de turbulence les grands vents parc DOUNYA, où sera construit un ensemble immobilier en R+7 + 01 sous-sol.

L'objectif premier de ce mémoire consiste à évaluer la capacité portante des fondations superficielles par un calcul manuel en tenant en compte des différents paramètres qui peuvent influencer sa valeur. Ce travail servira aussi à mesurer l'influence du cisaillement sur les fondations superficielles. La disponibilité des données issues des différentes techniques de reconnaissances sur des échantillons de sols au laboratoire géotechnique L.H.C.C, nous a permis de mettre en œuvre l'application des caractéristiques géotechniques dans l'estimation de la portance des sols .

Les modèles numériques (**GEOSTUDIO** et **PLAXIS**) ont mise en évidence une réponse mécanique suffisamment proche de la réalité pour pouvoir étudier la stabilité du sol de fondation et évaluer le tassement tout en mentionnant la précision des résultats qui sont obtenus et liées à plusieurs paramètres, telle que la taille de modèle global, les dimensions du maillage, le modèle de comportement, les conditions aux limites surtout aux caractéristiques mécaniques des sols (**angle de frottement et la cohésion**), basées sur les données géologiques et géotechniques du versant disponibles avec et sans prise en compte de la nappe phréatique en fonction du logiciel étudié.

Mots clés : Fondation superficielle, Caractérisation, turbulence, grand vents, Portance, Paramètres de cisaillement, cohésion, Modèle numérique, angle de frottement, tassement, stabilité, maillage, conditions aux limites, modèle de comportement.

ABSTRACT

The calculation of the shallow foundation requires a good characterization of the soil on which it will rest. Although it is a rather complex phenomenon, its modeling gives the developer a detailed understanding of the behavior of our site, the problem of which we have addressed the problem of calculating the bearing capacity of foundations of a building which is part of a project of the high winds turbulence zone DOUNYA park, where a real estate complex will be built in R + 7 + 01 basement.

The primary objective of this thesis is to evaluate the bearing capacity of shallow foundations by manual calculation, taking into account the various parameters that can influence its value. This work will also be used to measure the influence of shear on shallow foundations. The availability of data from different reconnaissance techniques on soil samples at the L.H.C.C geotechnical laboratory has enabled us to implement the application of geotechnical characteristics in the estimation of soil bearing capacity.

Numerical models (GEOSTUDIO and PLAXIS) have highlighted a mechanical response sufficiently close to reality to be able to study the stability of the foundation soil and evaluate the settlement while mentioning the precision of the results which are obtained and linked to several parameters, such as as the size of the global model, the dimensions of the mesh, the behavior model, the boundary conditions, especially the mechanical characteristics of the soils (angle of friction and cohesion), based on the geological and geotechnical data of the slope available with and without grip account of the water table according to the software studied.

Keywords: Shallow foundation, Characterization, turbulence, high winds, Lift, Shear parameters, cohesion, Numerical model, angle of friction, settlement, stability, mesh, boundary conditions, behavior model.

Sommaires

Résumé

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les fondations. Notions de bases

I.1	Introduction au calcul des fondations :.....	1
I.2.	DEFINITION :	3
I.3.	ROLES DES FONDATIONS :	3
I.4.	FONCTIONNEMENT DES FONDATIONS :	4
I.5.	TYPES DE FONDATIONS :	5
I.6.	Choix des fondations :	6

Chapitre II : Calcul des fondations et évaluation des tassements

II.1.	Fondations superficielles	8
II.2.	CONDITION DE MISE EN OEUVRE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	10
II.3.	Principe de calcul d'une fondation superficielle	12
II.4.	Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode c- ϕ)	14
II.5.	FONDATIONS PROFONDES	21
III.	Actions pour le calcul des fondations aux Etats limites.....	28
III.1	Définition des actions.....	28
III.2	Combinaisons d'actions types et sollicitations de calcul.....	29
IV.	Tassement des fondations.....	31
IV.1	Introduction.....	31
IV.2	Les composantes du tassement.....	32
IV.3	Les paramètres géométriques du tassement.....	32
IV.4	Méthode préssiométrique.....	33
IV.5	Méthode pénétrométrique de SCHMERTMANN (1978).....	36
IV.6	Méthode de calcul à partir de l'essai SPT.....	38

Chapitre III : Résistance au cisaillement

I.1. Etat de contraintes en un point d'un milieu continu	40
I.2. Les contraintes principales – les directions principales :	42
I.3. États des contraintes en un point – Tenseur des contraintes.	43
I.4. Le pôle	44

Chapitre IV : Identification géologique et géotechnique de la zone d'étude

IV.1. Situation du projet.....	45
IV.2. Aperçu géologique.....	46
IV.3. Aperçu hydrologique et climatologique	47
IV.4. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE IN-SITU	48
IV.5. Sondages préssiometrique	51
IV.6. Essais de pénétration dynamique	52
IV.7. Essais géophysiques	53
IV.8 Les essais de laboratoire.....	60
IV.6.1 Essais d'identification	61
IV.6.2 Essais mécaniques.....	63

Chapitre V : Calcul de la capacité portante

V.1. Méthode de calcul $C\phi$	68
V.1.1 Calcul en conditions non drainées	68
V.2. Calcul en conditions drainées	72
V.2.1 Calcul de la capacité portante avec l'influence de l'inclinaison	72
V.2.2 Calcul de la capacité portante avec l'influence de l'excentrement de la charge.....	72
V.3. Méthode des essais in situ :	73
V.3.1 Avec l'essai Préssiometrique	73
V.3.2 Avec l'essai Pénétrométrique.....	74
V.4. Calcul des paramètres de résistance au cisaillement du sol	76
V.5. Détermination de C et ϕ	77

Chapitre VI : Etude numérique

VI.1 Présentation des logiciels.....	79
VI.2 Modélisation	80
VI.3. EVALUATION DES TASSEMENTS	83
VI.4. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE	86
VI.5. Autres résultats	88
VI.6. ETUDE COMPARATIVE DES DEUX LOGICIELS	92
VI.7 Résistance au cisaillement.....	93
VI.8 Conclusion et recommandations.....	97

Conclusion générale

Références bibliographiques

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Paramètres caractérisant ces sols	2
---	---

Chapitre II

Tableau II.1 : Valeurs des coefficients N_q , N_γ , N_c	13
Tableau II.2 : Valeurs des facteurs de la capacité portante	20
Tableau II.3 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi.	21
Tableau II.4 : Les valeurs de K_p	25
Tableau II.5 : Choix de la courbe de frottement latéral.....	26
Tableau II.6 : Charge de fluage	26
Tableau II.7 : Les valeurs des charges admissibles.....	27
Tableau IV.1 : Valeurs des coefficients de forme	34
Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient α selon Ménard	34

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Niveaux piézométriques	48
Tableau IV.2 : Climatologiques du cumul mensuel des précipitations, période de 2001-2010.	48
Tableau IV.3 : Coordonnées des sondages et puits.	48
Tableau IV.4 : La lithologie des sondages carottés et puits	50
Tableau IV.5 : Coordonnées des sondages préssiométrique	52
Tableau IV.6 : Lithologie des sondages préssiométrique	52
Tableau IV.7 : Résultats des paramètres préssiométrique	52
Tableau IV.8 : Résultats des essais de pénétration dynamique	53
Tableau IV.9 : Modèle de terrain de chaque tir effectué pour le profil sismique PSI	54
Tableau IV.10 : Modèle de terrain de chaque tir effectué pour le profil sismique PS4	55
Tableau IV.11 : Modèle de terrain de chaque tir effectué pour le profil sismique PS4	56
Tableau IV.12 : Variation de la vitesse des ondes S	57
Tableau IV.13 : Caractéristiques élastiques des formations de sol	58
Tableau IV.14 : Essais d'identification (remblai)	60
Tableau IV.15 : Essais d'identification (argile marneuse altérée)	61
Tableau IV.16 : Essais d'identification (argile marneuse compacte)	62
Tableau IV.17 : Essais mécaniques (remblai).	63
Tableau IV.18 : Essais mécaniques (argile marneuse altrée)	64
Tableau IV.19 : Essais mécaniques (argile marneuse compacte)	65

Chapitre IV

Tableau V.1 : Coefficients de forme selon Terzaghi	69
Tableau V.2 : Coefficients de forme (Eurocode 7)	
Tableau V.3 : Valeurs des facteurs de portance (recommandations Eurocode 7)	71
Tableau V.4 : récapitulatif des résultats	75
Tableau V.5 : résultats à partir d'essai in situ	76
Tableau V.6 : récapitulatif	77

Chapitre VI

Tableau VI.1 : caractéristiques géotechniques du sol	82
Tableau VI.2 : comparaison des résultats obtenus par les deux logiciels	92

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1 Les charges appliquées sur les fondations

Figure I. 2 Mécanisme des fondations

Figure I.3 Action mécanique des fondations superficielles

Figure I. 4 Répartition des efforts sous une fondation.

Figure I.5 : Type des fondations

Figure I.6 : Etapes de conception des fondations superficielles

Chapitre II

Figure II.1 : Types de fondations superficielles

Figure II.2 Schéma mécanique d'une semelle superficielle.

Figure II.3 : Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle

Figure II.4 : La charge limite du pieu Q_u

Figure II.5 : courbe de frottement latérale

Figure II.6 : courbe de frottement latéral

Figure II .7 : paramètres géométriques du tassement

Figure II.8 : Décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalents

Figure II.9 : Diagramme du facteur d'influence des déformations

(Courbes à tracer après avoir calculé I_{zp} par la formule de Schmertmann)

Chapitre III

Figure III.1- Quelques forces externes agissant sur un volume de sol

Figure III.2- Décomposition des forces sur un petit élément au point O

Figure III.3- cercle de Mohr États des contraintes

Figure III.4- Les contraintes principales

Figure III.5- États des contraintes et cercle de rupture

Chapitre IV

Figure IV.1 : Localisation du site de Daly Brahim par la photo satellitaire (PARC DOUNIA)

Figure IV.2 Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003. (Source CGS)

Figure IV.3 : Carte géologique de la région des Grands Vents.

Figure IV.4 : Sondage carotté au niveau de la marne plaisancienne réalisé dans la région de Dely Brahim

Figure IV.5 : Coupe Géosismique PS1

Figure IV.6 : Coupe Géosismique PS2

Figure IV.7 : Coupe Géosismique PS3

Figure IV.8 : Coupe Géosismique PS4

Chapitre V

Figure V.1 : profil du sol du site

Figure V.2 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993)

Figure V.3 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul (fascicule 62-V, 1993)

Figure V.4 : Cercle de Mohr

Chapitre VI

Figure VI.1 : Maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique

Figure VI.2 : Maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique

Figure VI.3 : fenêtre principal de programme de calcul (plaxis)

Figure VI.4 : déplacement vertical (plaxis)

Figure VI.5 : déplacement vertical (GeoStudio)

Figure VI.6 : Maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique

Figure VI.7 courbe de déplacement vertical y (GeoStudio)

Figure VI.8 : Coefficient de sécurité (plaxis)

Figure VI.9 : modèle du talus vertical

Figure VI.10 : Coefficient de sécurité (GeoStudio)

Figure VI.11 : Contraintes effectives avec niveau plus hautes eaux

Figure VI.12 : contrainte verticale totale

Figure VI.13 : contrainte verticale totale

Figure VI.14 : cercle de Mohr en fonction de la contrainte totale et cisaillement total

Figure VI.15 : cercle de Mohr en fonction de la déformation normale et déformation de cisaillement.

Figure VI.16 : Evolution des contraintes de cisaillement

Figure VI.17 : Cercle de Mohr obtenu au milieu du remblai

Figure VI.18 : Cercle de Mohr obtenu au milieu de la couche d'argile marneuse altérée

Figure VI.19 : Cercle de Mohr obtenu au milieu de la couche d'argile marneuse altérée

Figure VI.20 : Déformation en cisaillement max

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

B	Largeur de la fondation
B'	Largeur réduite ou effective
C	Cohésion du sol, Dimension du rebord de la semelle
CPT	Cone Pénétration Test
C _U	Cohésion non drainé
CU	Consolidé-non drainé.
CD	Consolidé-Drainé.
D	Profondeur d'ancrage
e	Excentricité de la charge
eb, el	Excentricités dans la direction de B et L
E	Module d'Young statique du sol
FS	Facteur de sécurité
G	Module de cisaillement
I _c , i _q , i _y	Facteurs d'inclinaison
K _p	Facteur de portance
L	Largeur de la fondation
N _c	Terme de cohésion
N _q	Terme de profondeur
N _y	Terme de surface
P _l	Pression limite
P _l [*]	Pression limite nette
Q ₀	Contrainte totale verticale
q _{adm}	Capacité portante admissible du sol
q _L	Capacité portante ultime
R _d	Résistance de pointe

SPT	Standard Pénétration Test
S_c , S_q et S_y	Facteurs de forme
UU	Non Consolidé Non Drainé.
U	Pression interstitielle.
V_s	Vitesse des ondes de cisaillement
ω	Teneur en eau.
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_d	Poids volumique sec
γ_s	Poids volumique des grains sec
γ'	Poids volumique déjaugé
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé
ν	Coefficient de Poisson
ϕ'	Angle de frottement interne du sol
σ_h	Contrainte horizontale verticale
σ_v	Contrainte verticale

INTRODUCTION GENERALE

L'un des problèmes majeurs dans un projet de construction d'un ouvrage en génie civil est l'étude de la réponse des sols aux sollicitations qui leurs sont appliquées. Pour cela de nombreuses formulations ont été proposées et des modèles numériques ont été développés afin de simuler le comportement des sols affectés par des phénomènes naturels ou par des travaux d'ingénierie.

Dans ce contexte nous avons abordé le problème de calcul de la capacité portante de fondations d'un bâtiment qui fait partie d'un projet de la zone de turbulence les grands vents parc DOUNYA, où sera construit un ensemble immobilier en R+7 + 01 sous-sol.

En effet, le problème de la résistance au cisaillement des sols et le calcul de la capacité portante des fondations superficielles sont des thèmes classiques en mécanique des sols qui ont fait l'objet de nombreuses recherches.

La méthodologie du calcul de la capacité portante et son impact sur les paramètres de la résistance au cisaillement définie dans ce mémoire a fait l'objet d'une étude comparative avec en premier lieu, un calcul manuel de la capacité portante en tenant en compte les différents paramètres qui peuvent influencer sa valeur ainsi qu'un calcul numérique par utilisation de deux logiciels **PLAXIS** et **GEOSTUDIO**.

Ce mémoire est structuré en six chapitres répartis en deux parties.

La première partie concerne l'étude bibliographique, elle est composée de trois chapitres :

- Le Premier chapitre est consacré aux notions de bases et aux généralités sur les fondations
- le deuxième chapitre est consacré au calcul des fondations et à l'évaluation du tassement
- Le troisième chapitre porte sur la théorie et la détermination de la résistance au cisaillement

La deuxième partie est consacrée au calcul de la capacité portante et la résistance au cisaillement, elle est composée de trois chapitres :

- Le quatrième chapitre porte sur l'identification géologique et géotechnique de la zone d'étude
- Le cinquième chapitre est consacré au calcul de la capacité portante et l'évaluation des tassements.
- Le sixième chapitre porte sur l'étude numérique par les logiciels **PLAXIS** et **GEOSTUDIO**

En fin une conclusion générale est présentée rassemblant les points importants abordés dans ce mémoire.

PREMIÈRE PARTIE :

Etude bibliographique

CHAPITRE I :

**Notions de base. Généralités
sur les fondations**

I.1 Introduction au calcul des fondations

Les fondations sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction. Il existe une diversité de configuration en fonction de la nature du sol et de la structure.

La conception de l'encrepage d'un ouvrage dans l'environnement géologique pose souvent davantage de problèmes que la conception de l'ouvrage lui-même, en raison des spécificités de la géotechnique. On ne dispose en général que d'une connaissance partielle (ou imparfaite) du terrain et des actions qu'exerce l'ouvrage sur le sol, ou de l'évolution future de la configuration du terrain.

Le concepteur doit trouver des réponses à certaines interrogations soit en phase de dimensionnement de l'ouvrage, soit lors de la vérification.

– Phase de dimensionnement

- Comment reporter les charges d'une structure sur le terrain (ou réciproquement) par l'intermédiaire d'une interface qui garantit la stabilité mécanique de l'ouvrage dans le temps (fondation, tunnel) ?
- Quelles actions exercent le sol sur l'ouvrage (tranchées, murs de soutènement) ?
- Comment réaliser des terrassements qui offrent toutes les garanties de stabilité dans le temps sur lesquels on pourra construire des ouvrages ?

– Phase de vérification

- La transmission des charges entre structure et terrain est-elle assurée en garantissant la stabilité mécanique de l'ouvrage et sa tenue dans le temps ?
- Quels outils utilisés pour faire ces vérification ?

Répondre à ces interrogations suppose que l'on dispose de compétences à différents stades de l'étude géotechnique :

- ✓ **De nature naturaliste** : il faut savoir reconnaître le sol et les terrains ;
- ✓ **D'expérimentateur** : il faut connaître et mettre en œuvre les essais pour caractériser les sols ;
- ✓ **De mécanique** : il faut maîtriser les outils de la mécanique des milieux continus afin de déterminer les sollicitations sur le sol et l'ouvrage et vérifier que le sol et l'ouvrage restent stables ;
- ✓ **En technique de construction et organisation de chantier** : indispensable pour proposer des solutions économiquement viables (stables) et choisir celle qui est la plus appropriée.

Des questions se posent à l'ingénieur géotechnicien en particulier, qui doit réaliser un projet de fondations et qui sont fonctions du type et de la nature de la structure à réaliser, à savoir : **bâtiment, ponts, remblais.**

Bâtiments

- ❖ Comment exécuter la fouille jusqu'à une profondeur de plusieurs mètres au-dessous du niveau de la nappe ?
- ❖ Comment fonder le bâtiment, sur semelles filantes, sur radier général ou sur pieux ?
- ❖ Comment dimensionner les fondations choisies pour éviter les risques de tassements exagérés et de rupture des sols d'assise du bâtiment ?

Ponts

Les questions qui se posent sont les mêmes que dans le cas des bâtiments. Encore faut-il éviter des tassements trop différents entre les appuis.

Remblais

- ❖ Pour quelle pente des talus le remblai est-il stable ?
- ❖ Les sols d'assise du remblai tasseront-ils beaucoup, en particulier au voisinage de culées de pont ou devant le portail d'un tunnel ?
- ❖ Comment compacter un remblai pour qu'il ne se déforme pas trop ?
- ❖ Les remblais auront-ils une influence sur les ouvrages existant à proximité et sur l'écoulement de la nappe phréatique ?

La conception des éléments d'interface entre l'ouvrage et le terrain, appelé **ouvrages géotechniques** doit être faite en sorte à garantir que la transmission des charges de l'ouvrage vers le terrain ne provoque de désordres au cours du temps qui nuirait à l'usage de l'ouvrage. Deux types d'exigences doivent être respectés :

- ✓ Une structure doit être conçue et réalisée de sorte que pendant sa durée de vie escomptée (engagée) avec des niveaux de fiabilité appropriés et de façon économique, elle résiste à toutes les actions et influences susceptibles d'intervenir pendant son exécution et son utilisation et elle reste adaptée à son usage ;
- ✓ Une structure doit être conçue de telle sorte qu'elle ne soit pas endommagée par des événements exceptionnels tels une explosion, un séisme et les conséquences d'erreurs

La reconnaissance géotechnique

Pour réaliser le dimensionnement d'un ouvrage géotechnique, l'ingénieur géotechnicien doit disposer d'un ensemble d'informations sur le terrain où l'ouvrage doit être construit, de manière à proposer la solution technologique la plus adéquate. Il doit procéder par effectuer :

- **Une reconnaissance primaire** : cette reconnaissance a pour but d'évaluer la convenance générale du site, de le comparer avec d'autres sites potentiels et d'estimer les transformations qui peuvent être provoquées par les travaux ;
- **Une reconnaissance pour le dimensionnement** : cette reconnaissance est menée pour collecter les transformations nécessaires au dimensionnement de l'ouvrage dans les conditions économiques satisfaisantes et à la définition de la méthode de construction. Les éléments suivants doivent être pris en compte : la stratigraphie géologique, les propriétés de résistance et de déformabilité des terrains, la distribution des pressions interstitielles, les conditions de perméabilité, les instabilités, l'agressivité du terrain et de l'eau, la sensibilité au gel ;
- **Une reconnaissance de contrôle** : cette reconnaissance est effectuée au cours de la réalisation de l'ouvrage. Elle a pour but de vérifier les reconnaissances effectuées pour le dimensionnement. Ce dernier suppose qu'on ait une connaissance la plus précise possible des caractéristiques du sol ou de la roche. Un certain nombre de paramètres caractérisant ces sols est recensé dans le tableau **I.1** :

Tableau I.1 : Paramètres caractérisant ces sols

Sols	Roches
Courbe granulométrique Forme des particules Rugosité de surface Indice de densité Poids volumique Teneur naturelle en eau Limites d'Atterberg Teneur en carbonates Teneur en matières organiques Résistance en cisaillement perméabilité consolidation	Minéralogie Pétrographie Teneur en eau Poids volumique Porosité Vitesse du son Gonflement Résistance à la compression simple Caractérisation des discontinuités Perméabilité

I. 2 DEFINITION :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'**interface entre l'ouvrage et le sol** s'appellent **fondations**. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

La fondation d'un bâtiment ou d'un ouvrage est la partie de ce dernier qui repose sur un terrain ou sol d'assise et qui transmet à ce dernier toutes les sollicitations (charges et surcharges combinées) auxquelles ce bâtiment est soumis par l'intermédiaire de sa superstructure.

On dit que les fondations font partie de l'**infrastructure** d'un ouvrage ou d'un bâtiment.

I.3 ROLES DES FONDATIONS :**I. 3.1. Rôle principal :**

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

a) des charges verticales :

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

b) des charges horizontales (ou obliques):

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

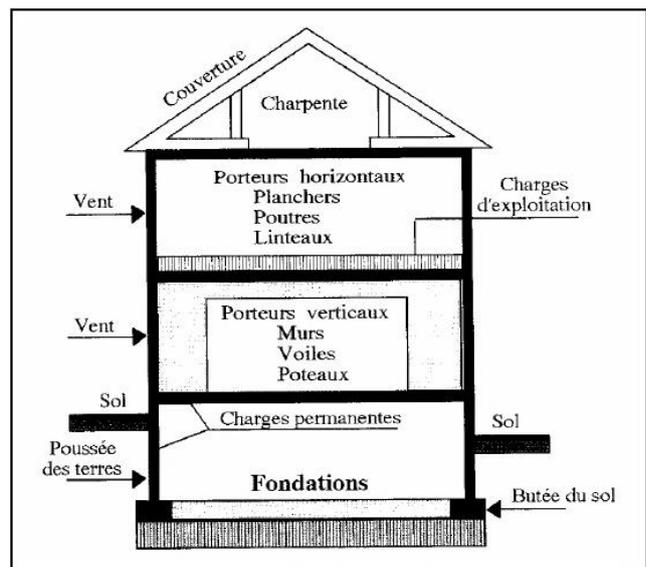
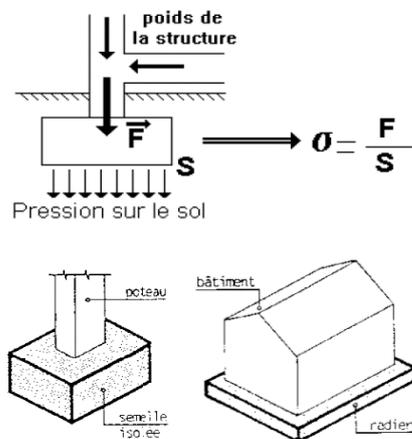


Figure I. 1 Les charges appliquées sur les fondations

La structure porteuse transmet toutes ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations.

Il ne s'agit pas de calculer la charge globale que reprend l'ouvrage mais la charge reprise par chaque fondation. En effet chaque fondation ne reçoit pas la même charge. Cela dépend des éléments porteurs repris. La charge reprise par une fondation se calcule au moyen d'une descente de charges. Le rôle principal d'une fondation est donc d'assurer la transmission des charges appliquées sur l'ouvrage au sol.

I. 3.2 Rôles secondaires :

- 1°) La fondation doit **résister** elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.
- 2°) L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en **équilibre** stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.

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

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

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

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

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

I. 4. FONCTIONNEMENT DES FONDATIONS :

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

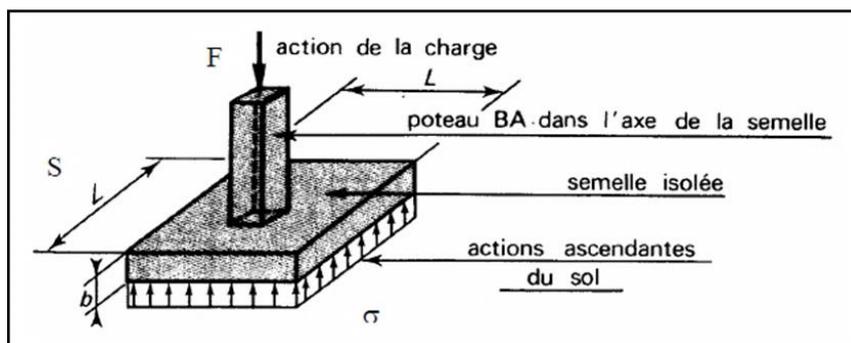


Figure I. 2 Mécanisme des fondations

Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol. La pression que peut supporter le sol a été déterminée grâce aux essais de reconnaissance de sol.

Cette pression s'appelle contrainte et est notée σ .

$$\sigma = F/S$$

Son unité est le MPa = MN/m².

La pression exercée à la surface du sol entraîne des pressions dans les couches de sol situées en-dessous jusqu'à une certaine profondeur qui varie suivant le type de fondations et la charge appliquée.

I. 4.1 Fonctionnement mécanique d'une fondation.

Le schéma de principe du fonctionnement d'une fondation est celui de l'action – réaction. Voir figure.

On voit donc bien que la fondation proprement dite doit non seulement 'résister' à la charge issue de la superstructure que l'on note **P** mais doit aussi reprendre la réaction du sol de fondation que l'on note **R** : la fondation pour ainsi dire est prise en sandwich.

Ce qui nous amène à dire que le dimensionnement d'une fondation est mené simultanément en considérant l'élément structural proprement dit (la fondation) ainsi que le sol de fondation lequel doit répondre à certaines exigences.

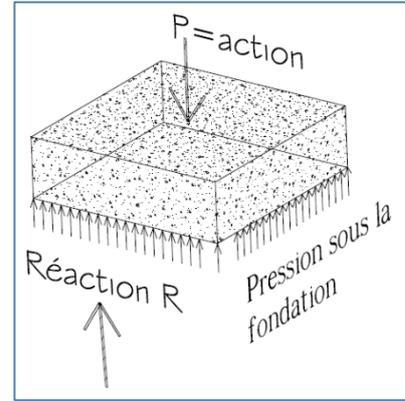


Figure I.3 Action mécanique des fondations superficielles

I. 4.2. Répartition des efforts sous une fondation.

L'action verticale P issue des différentes charges et surcharges est en réalité appliquée sous forme de pression sur le sol de fondation .En vertu du principe de l'action et de la réaction le sol réagit en développant aussi une pression. On écrit alors :

$$\sigma_{sol} = \frac{P}{A \times B}$$

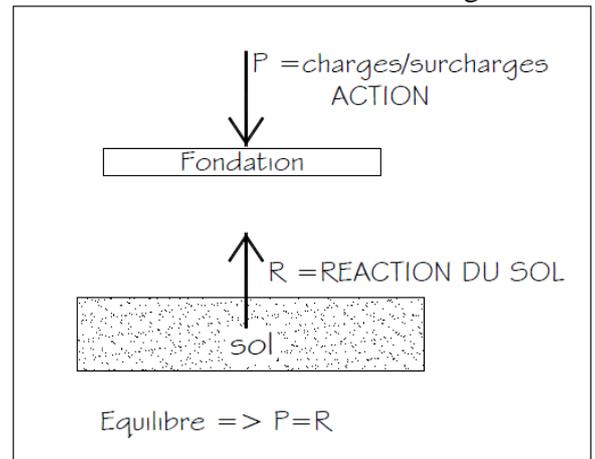


Figure I. 4 Répartition des efforts sous une fondation.

Avec : σ_{sol} : Pression appliquée au sol par l'ouvrage.

Pour que *le système sol – fondation* soit en *équilibre* il faut que *la force de réaction du sol de fondation R* soit égale à *la force transmise par la fondation*.

I. 5. TYPES DE FONDATIONS :

Les deux types de **fondations** sont :

- les fondations **superficielles**,
- les fondations **profondes et spéciales**.

Les fondations sont dites **superficielles** si une des deux conditions suivantes est respectée :

H/L < 6 ou **H < 3 m** avec H : profondeur de la fondation et L : largeur de la fondation.

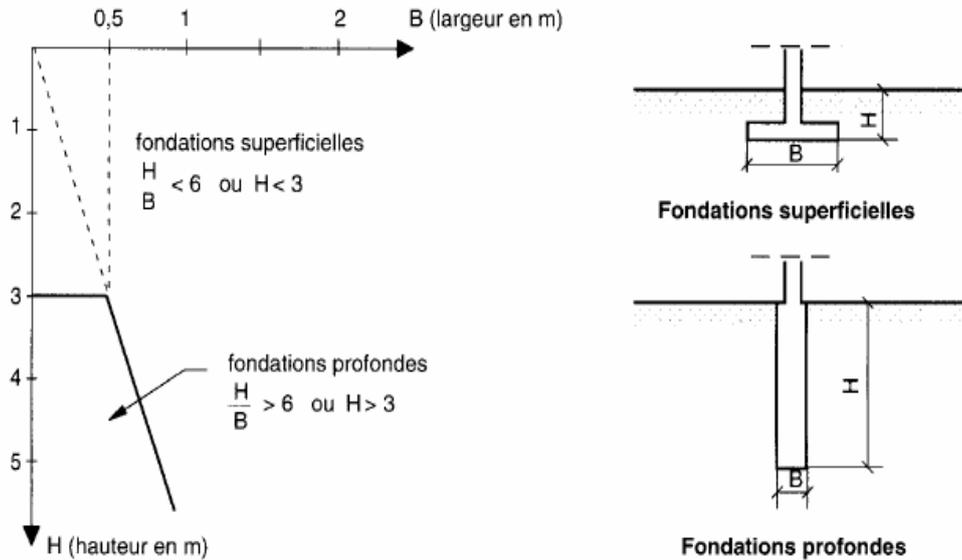


Figure I.5 : Type des fondations

I. 6 Choix des fondations :

Le choix du type de fondation dépend :

- du **type d'ouvrage à fonder**, donc des charges appliquées à la fondation (charges différentes pour une maison individuelle et pour une tour),
- de la **résistance du sol**. Il est important de faire une bonne reconnaissance des sols.
 - . Si la couche superficielle est suffisamment résistante, il sera quand même nécessaire de faire une reconnaissance de sol sous le niveau de la fondation sur une profondeur de deux fois la largeur de la fondation et s'assurer que les couches du dessous sont assez résistantes.
 - . Si la couche superficielle n'est pas assez résistante, une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante.

On choisira toujours la fondation la plus économique.

ETAPES DE CONCEPTION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

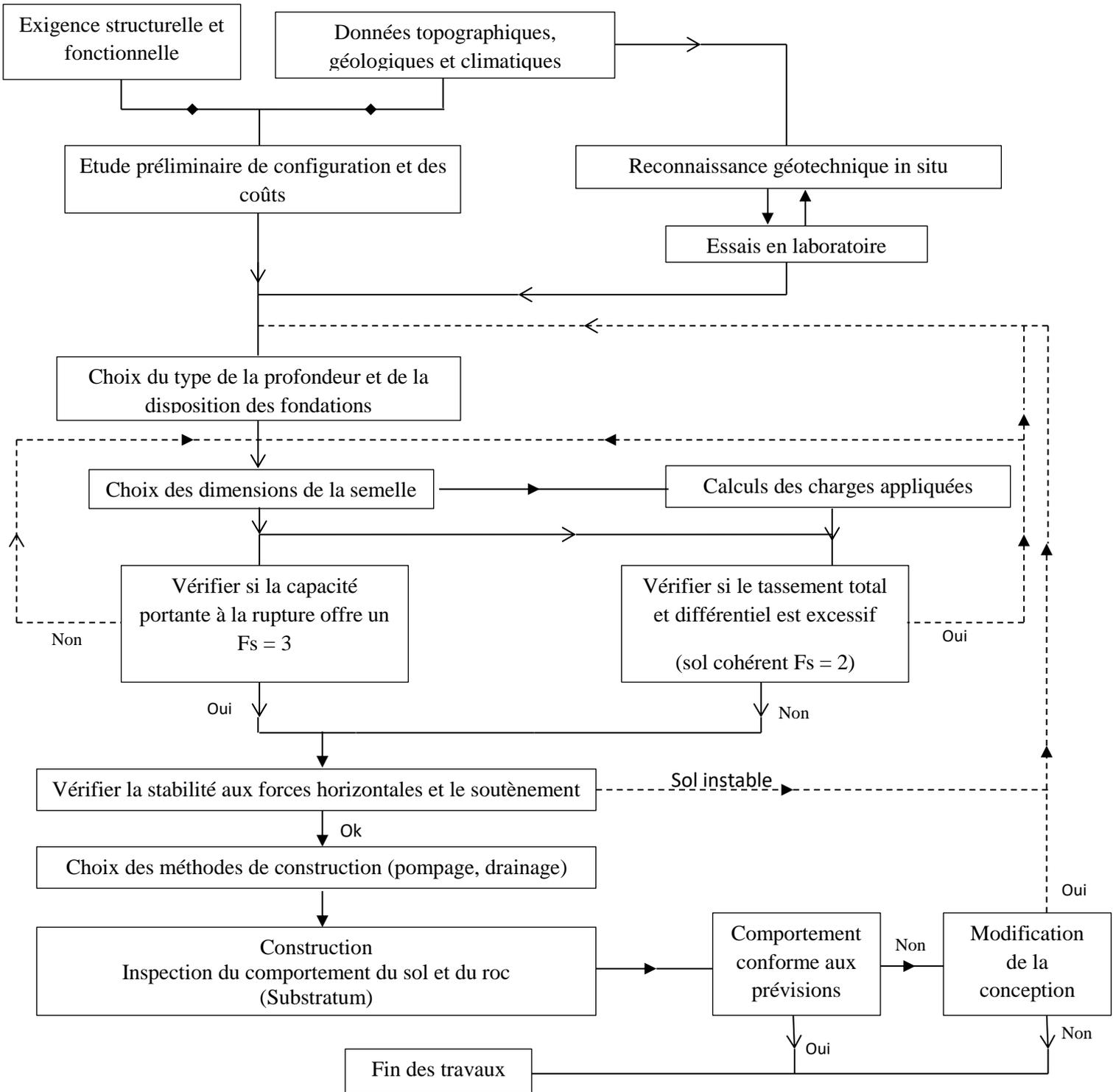


Figure I.6 : ETAPES DE CONCEPTION DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

CHAPITRE II :

**Calcul des fondations et
évaluation du tassement**

II.1 FONDATION SUPERFICIELLE

DEFINITION

Une fondation est par définition superficielle lorsqu'elle repose sur un massif de sol, à surface généralement proche de l'horizontale, ou n'y est faiblement encastrée. Destinée à transmettre au massif de sol sous-jacent les charges dues au pied des constructions (bâtiments, ouvrages d'art,...), On appelle ainsi des fondations telles que la profondeur d'encastrement (D) reste inférieure à 5 ou 6 fois la largeur de la fondation (B).

Ce type de fondation peut être subdivisé en trois grandes catégories (**figure.1**).

- ✓ Isolées
- ✓ Filantes
- ✓ Radiers

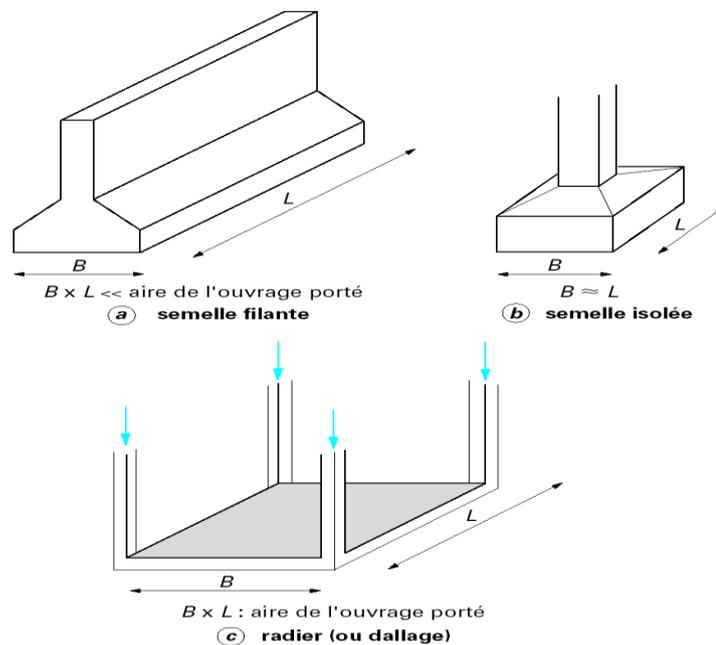


Figure II.1 : Types de fondations superficielles

1) Les fondations isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

2) Les fondations filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'ouvrage fondé.

3) Les radiers

Lorsque la recherche de l'accord entre la descente de charge et la contrainte admissible conduit à augmenter la largeur des semelles filantes sous murs, on arrive au cas extrême où il y a recouvrement entre les zones d'action des semelles et, à la limite, où les semelles se touchent. Cela revient alors à mettre en œuvre une grande semelle occupant la totalité de la surface de la construction.

Cette configuration conduit au schéma du radier. Dans ce cas, la totalité de la surface au sol du bâtiment est sollicitée pour répartir les efforts apportés par les murs.

Exemple : une maison de 250 tonnes (2,5 MN) sur une surface au sol de 100 m² apporte au sol, si le radier est bien rigide, une contrainte de 0,025 MPa.

La structure du radier est simple. Il s'agit d'une dalle de béton (épaisseur courante : 20 à 35cm) reposant sur une assise en tout venant compacté).

Le radier travaille de manière inversée car les descentes de charges sont apportées par les murs qui sont répartis en périphérie (sauf les refends). La sollicitation est semblable au schéma de la bulle de savon sur un anneau et que l'on déforme en soufflant. Les bords restent fixes sur le support tandis que le centre se déforme sous l'action de la pression.

On a donc un schéma de sollicitation inversé entre les murs. Le radier est donc armé en partie supérieure entre les murs.

Remarque : différence entre le radier et le dallage.

- Ouvrage de fondation contre simple ouvrage de surface de plancher
- Lié aux murs (qui reposent dessus) contre indépendant des murs
 - ✓ Épaisseurs différentes (dallage 12 à 15 cm)
 - ✓ Armatures importantes dans le radier, faibles dans le dallage.

a) CRITERES DE CHOIX

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment) Ce qui est le cas lorsque :

- ❖ le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- ❖ les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- ❖ l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- ❖ la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- ❖ Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles). - Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Éventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

b) Actions mécaniques agissant sur le radier

- Les **actions descendantes** (poids propre, poids de la superstructure et actions extérieures) transmises par les murs et poteaux
- Les **actions ascendantes du sol** réparties sous toute sa surface

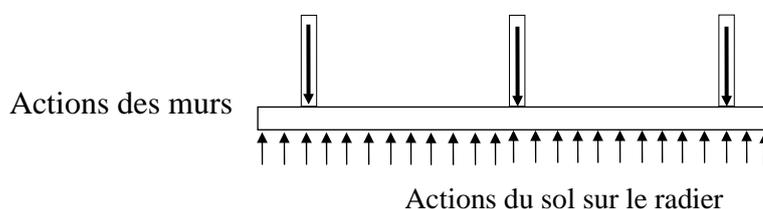


Figure II.2 Schéma mécanique d'une semelle superficielle.

Hypothèse :

La répartition des pressions sur le sol est uniforme. Cela nécessite un radier de **grande rigidité** (forte épaisseur de béton - forte densité d'armatures) et si possible des poteaux également distants et également chargés.

c) Différents types de radier

- ❖ Radier plat d'épaisseur constante
- ❖ Radier nervuré
- ❖ Radier champignon
- ❖ Radier voûté

II.2. CONDITION DE MISE EN OEUVRE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

- ✓ Les terrassements se font à la pelle mécanique (rarement à la main).
- ✓ L'implantation des ouvrages doit être parfaite avant les terrassements.
- ✓ On évitera les terrassements par temps de pluie.
- ✓ L'assise doit être horizontale (redans si nécessaire). L'arase supérieure aussi...
- ✓ Curage des fonds de fouilles (exemple des sinistres avec galette de matériaux incompetents sous la semelle).
- ✓ Mise en œuvre d'un béton de propreté.
- ✓ Calage des aciers.

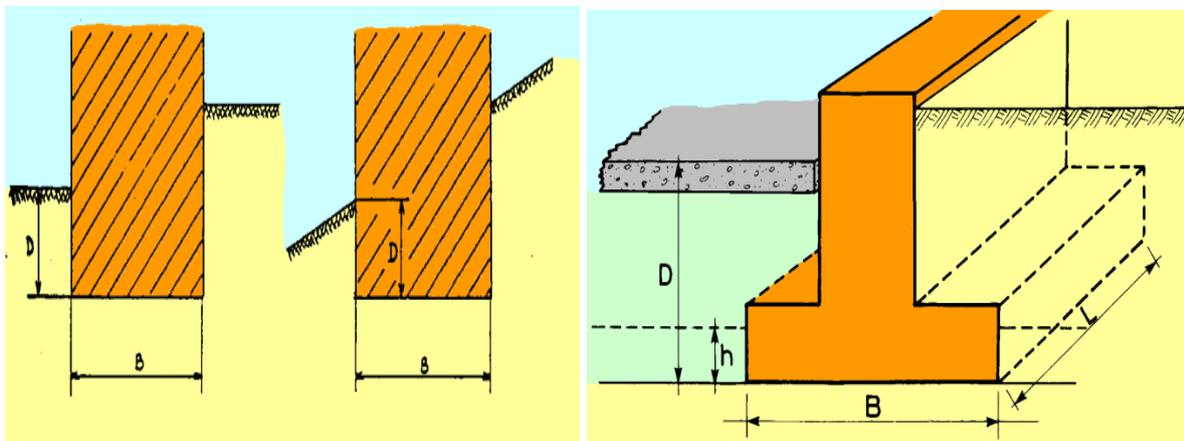
II. 2.1 DRAINAGE ASSOCIE AUX FONDATIONS :

Toutes les assises de fondations superficielles doivent être protégées des eaux de ruissellement. Il faut empêcher les lessivages du sol par entraînement de fines et protéger le niveau hygrométrique du matériau d'assise (notamment en cas de présence d'argile).

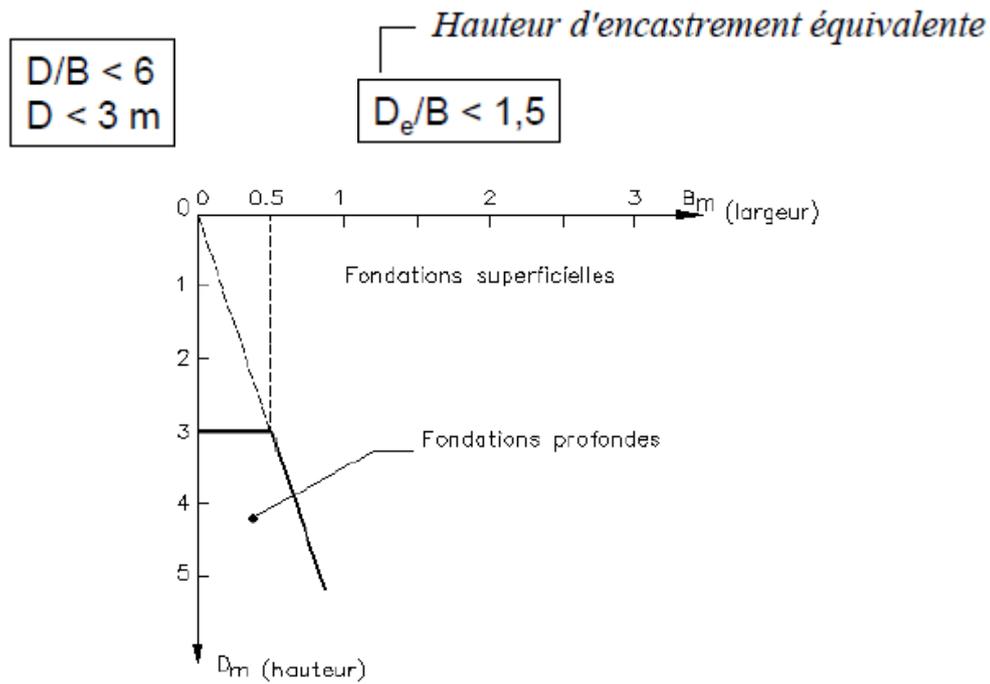
Le drain doit se trouver préférentiellement au-dessus de l'arase supérieure de la semelle s'il est réalisé contre le soubassement. Une disposition de la base de la cunette au même niveau que l'assise de la fondation est autorisée par le DTU. Elle constitue un point de faiblesse potentielle de la protection contre les eaux et réduit la notion d'encastrement de la semelle.

II.2.2 DESCRIPTION D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

- Largeur d'une semelle : B
- Longueur d'une semelle : L *une semelle est continue lorsque $L > 5B$*
- Hauteur d'encastrement : D *épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de la fondation*
- Ancrage de la semelle : h *profondeur de pénétration dans la couche porteuse*



II.2.3. DOMAINE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES



II.2.4 COMPORTEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

- Application d'une charge monotone croissante Q (manière quasi statique)
- Mesure des tassements s obtenus en fonction de la charge appliquée Q

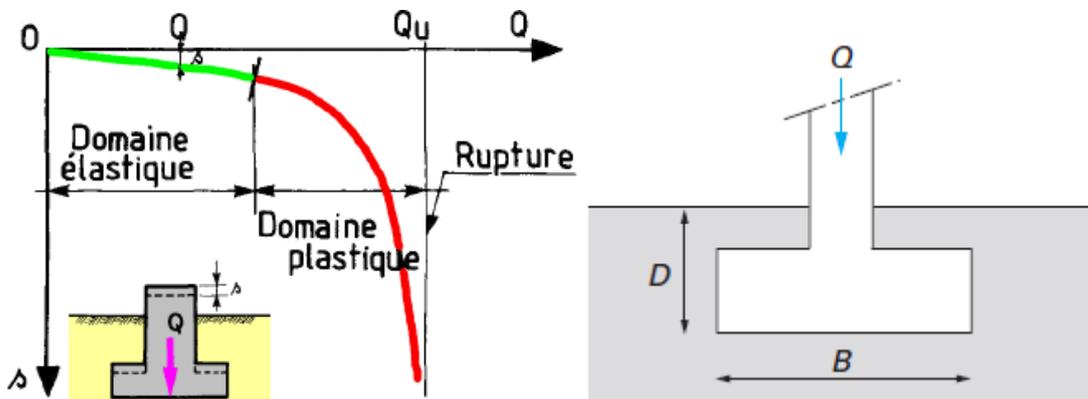


Figure II.3 : Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle

- Au début, **comportement sensiblement linéaire** (le tassement s est proportionnel à la charge monotone croissante Q)
 - Après, le tassement s n'est plus proportionnel à Q il résulte une création et une propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation
 - À partir d'une certaine charge, poinçonnement (une ouverture) du sol (tassement qui n'est plus contrôlé)
- ↘ Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).
- ➔ Cette charge est la capacité portante de la fondation (charge limite, charge de rupture ou encore charge ultime)

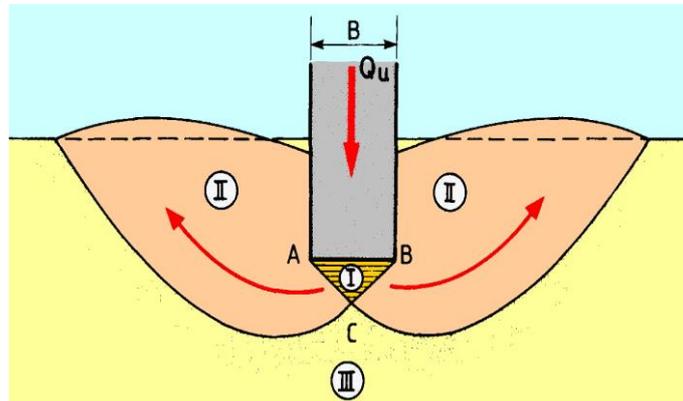
a) Comportement à la rupture

Zone I : Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

Zone II : Il se forme sous la base de la semelle un poinçonnement rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.

Déplacements et cisaillement importants → Rupture généralisée

Zone III : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface.



b) Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle

Si on fait croître la charge sur une fondation superficielle jusqu'à la rupture, la relation charge – enfoncement se décompose en trois phases (figure N°) :

- ✓ Dans la première partie de la courbe, le bâtiment est à l'état de service, les déformations sont faibles.
- ✓ Dans la seconde partie, une mise en rupture s'amorce par la formation de surfaces de glissement dans le massif. Cette phase servira de référence pour le dimensionnement.
- ✓ La troisième partie de la courbe décrit le comportement d'une fondation après s'être mise en rupture.

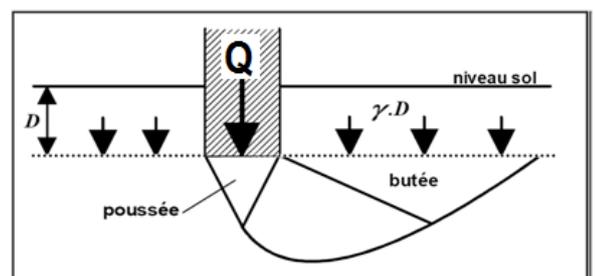
En surface des terrains de part et d'autre de la fondation en cours de poinçonnement, on observe un léger soulèvement.

II.3. PRINCIPE DE CALCUL D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

II.3.1 CALCUL D'UNE FONDATION PAR LA THEORIE DE LA PLASTICITE

a) Sol pulvérulent non pesant et semelle enterrée

Le sol environnant applique une surcharge uniforme $\gamma \cdot D$ au plan passant par la base de la semelle (figure 37). Selon Prandtl, le sol sous la fondation est en rupture de poussée, les lignes de rupture étant des droites inclinées de $\pi/4 + \phi/2$ sur l'horizontale.



Coins de poussée et de butée lors d'une rupture plastique

CHAPITRE II CALCUL DES FONDATIONS ET EVALUATION DES TASSEMENTS

De part et d'autre de la fondation, le sol est en rupture de butée, les lignes de rupture étant inclinées de $\pi/4 - \pi/2$ sur l'horizontale, c'est à dire perpendiculaires aux précédentes. Toujours selon la théorie de Prandtl, la contrainte qui provoque la rupture est :

$$q'_u = \gamma.D.N_q \text{ avec } N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) . e^{\pi \tan \phi}$$

b) Sol pulvérulent, pesant

Ajouter au terme précédent :

$$q'_u = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

$$q'_u = \gamma.D.N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

Les valeurs du coefficient N_γ figurent au **tableau 1** ci-après en fonction de ϕ .

c) Sol non pesant, cohérent et frottant

En appliquant une surcharge H à la fois au sol environnant et à la semelle elle-même.

$$H = c.cotan\phi$$

$$q'_u + H = H.N_q \text{ soit } q'_u = c.N_c \text{ avec } N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\phi}$$

d) Sol à la fois pesant, cohérent et frottant

Finalement, la formule générale donnant la pression limite est :

$$q'_u = \frac{P}{B} = \gamma.D.N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + c.N_c$$

(α)

N_q , N_γ et N_c sont donnés en fonction de ϕ , dans le **tableau 1** ci-après, pour des fondations rugueuses.

Tableau II.1 - Valeurs des coefficients N_q , N_γ , N_c

ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_q	1,0	1,6	2,7	4,4	7	13	22	41	81	173
N_γ	0,0	0,5	1,2	2,5	5,0	10	20	43	100	300
N_c	5,1	6,9	9,1	13	18	25	37	58	96	172

e) Cas particuliers

– Rupture à court terme dans un sol argileux

Le sol est caractérisé par son poids volumique γ , sa cohésion non drainée C_u , et l'angle de frottement interne $\phi_u = 0$.

$$N_q(0) = 1 \quad N_\gamma(0) = 0 \quad N_c(0) = 5,14$$

D'où

$$q'_u = \gamma.D + 5,14.c_u$$

Fondation carrée :

$$q'_u = \gamma.D.N_q + 0,8\gamma \frac{B}{2} N_\gamma + 1,3.c.N_c$$

Fondation circulaire :

$$q_u' = \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,6 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + 1,3 \cdot c \cdot N_c$$

Chargement vertical excentré

Si e est l'excentrement de la charge, respectant $e < B/6$ (pas de tractions), la formule (α) devient :

$$q_u' = \left[1 - 2 \frac{e}{B} \right] (\gamma \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c) + \left[1 - 2 \frac{e}{B} \right]^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

Chargement incliné et centré

Si α désigne l'angle d'inclinaison du chargement, en degrés, la formule (α) devient :

$$q_u' = \left[1 - 2 \frac{\alpha}{90^\circ} \right] (\gamma \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c) + \left[1 - 2 \frac{\alpha}{90^\circ} \right]^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

– Calcul de la contrainte admissible

Il est appliqué un coefficient de sécurité sur q_u' , généralement pris égal à 3 :

$$\sigma'_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{q_u' - \gamma \cdot D}{3}$$

Il suffit alors de vérifier que la charge P par mètre de longueur est telle que :

$$P \leq B \cdot \sigma'_{adm}$$

II. 4 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode c-φ)

1) Hypothèses :

- ✓ semelle filante horizontale, parfaitement lisse
- ✓ charge verticale centrée Q (par mètre linéaire)

2) Application du principe de superposition sur trois états

- ✓ Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle



Entraîne une résistance Q_γ

- ✓ Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposées agir comme une surcharge



Entraîne une résistance Q_p

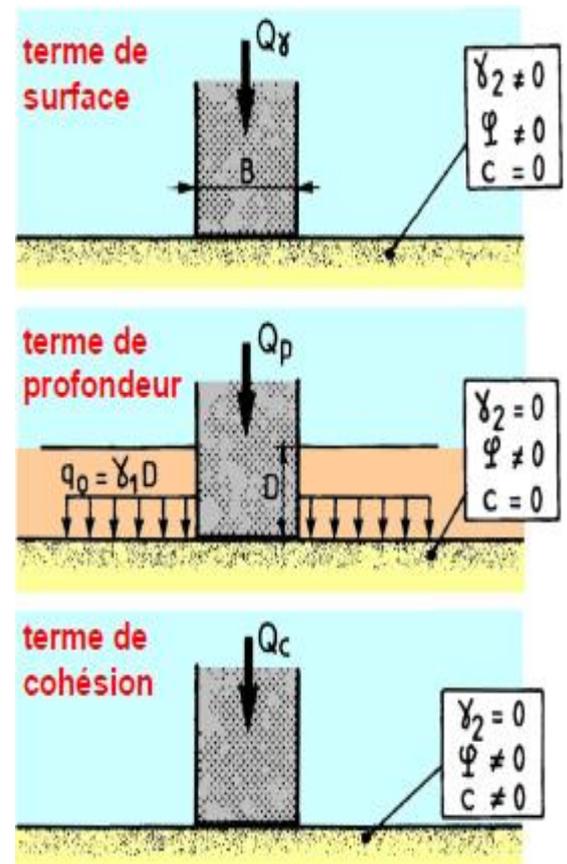
- ✓ Action de la cohésion



Entraîne une résistance q_c

- Charge limite de la fondation (capacité portante)

$$Q_u = Q_\gamma + Q_p + Q_c$$



- **Contrainte de rupture**

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

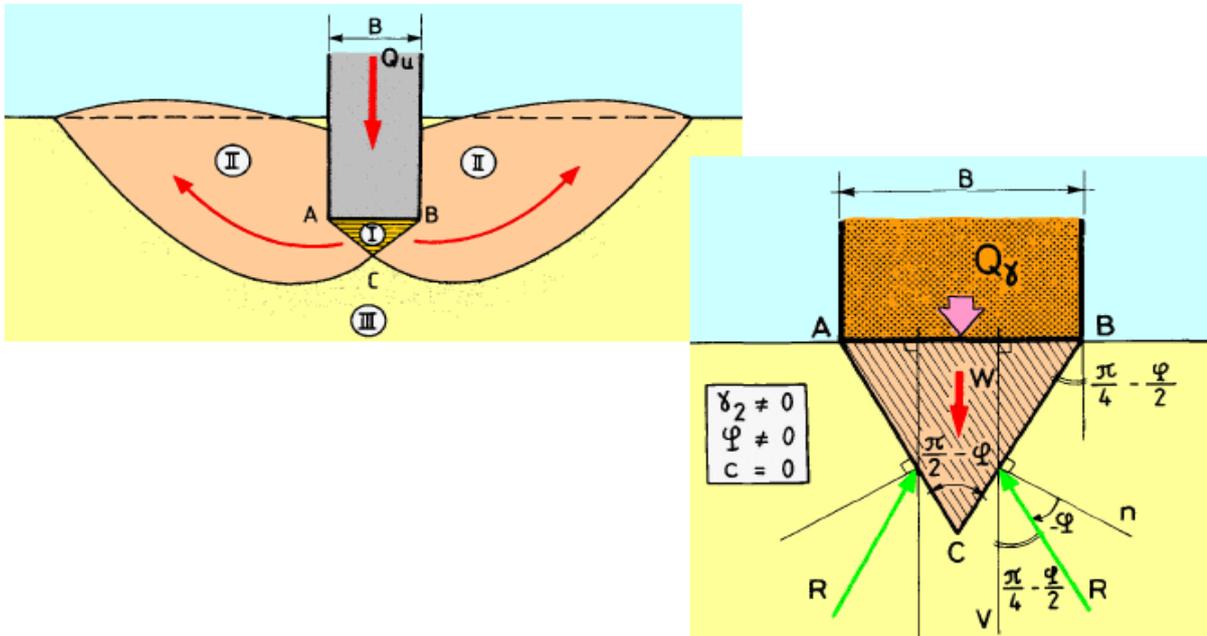
$$\text{avec } q = \frac{Q}{B}$$

- **Formule générale**

terme de surface	terme de profondeur	terme de cohésion
$q'_u = \frac{1}{2} i_\gamma s_\gamma \gamma'_2 B N_\gamma(\varphi') + i_q s_q (q_o + \gamma'_1 D) N_q(\varphi') + i_c s_c c' N_c(\varphi')$		
$\propto B$	$\propto D$	$\propto c$

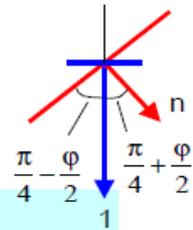
II. 4.1 Détermination du terme de surface

- Le coin de sol ABC limité par les deux lignes de glissement AC et BC se déplace avec la fondation au cours du poinçonnement



- L'angle au sommet C est $\frac{\pi}{2} - \varphi = 2\mu$

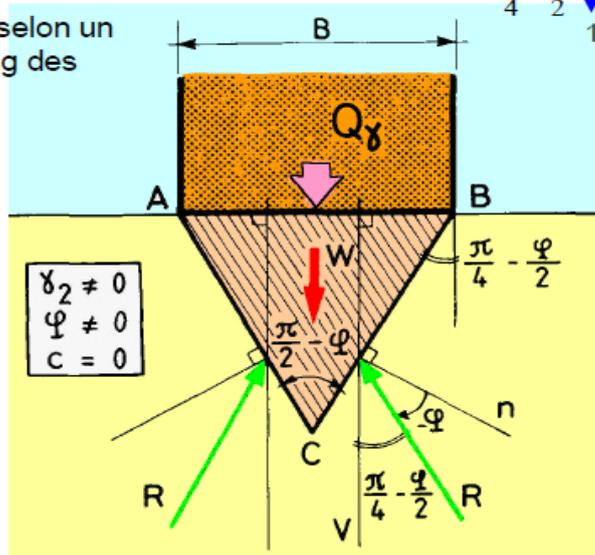
→ angle des plans de rupture



- Ce coin ABC refoule le sol selon un phénomène de butée le long des écrans AB et BC

- Les forces de butée R sont inclinées de l'angle φ

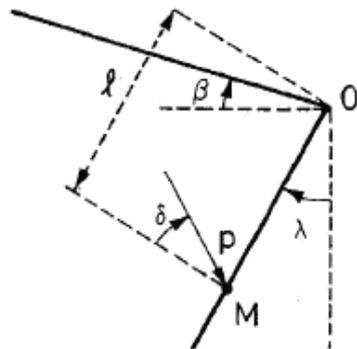
↙
frottement sol sur sol
(contact parfaitement rugueux et $\delta = \varphi$)



- Intensité des forces de butée R → *équilibres de Boussinesq*

$$R = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_2 \cdot \overline{AC}^2$$

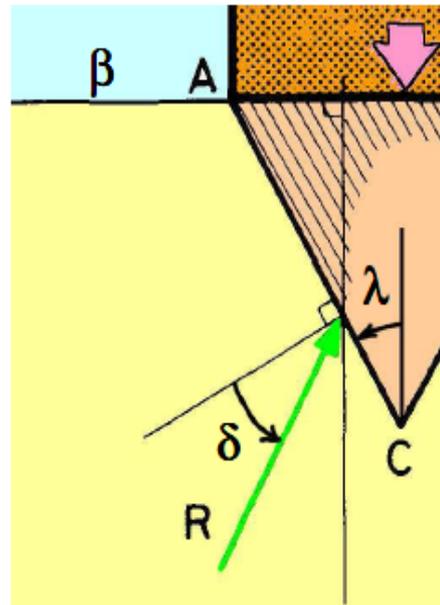
↳ obtenu à partir des tables de butée de Caquot et Kérisel
 $\beta = 0, \delta = -\varphi, \lambda = -(\pi/4 - \varphi/2)$



b - massif de sol à gauche

→ angles + dans le sens horaire

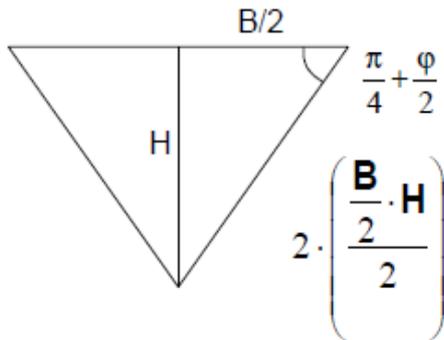
- φ' : angle de frottement interne du sol,
- λ : inclinaison du mur,
- β : inclinaison du massif,
- δ : angle de frottement sol-écran.



• L'ensemble des forces verticales est en équilibre

- la capacité portante de la fondation par unité de longueur $Q_\gamma = q_\gamma \cdot B$

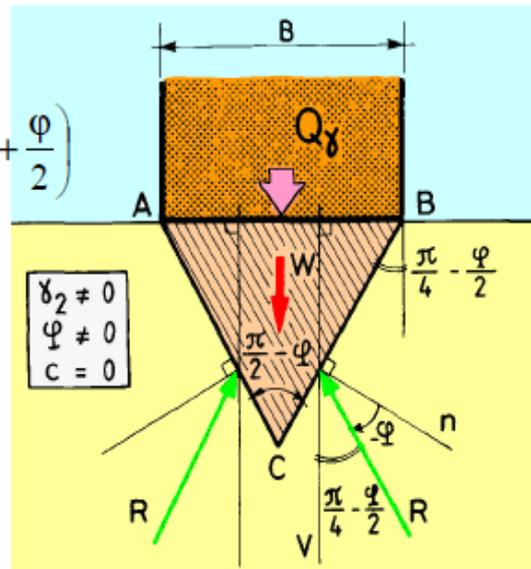
- le poids W du coin ABC $W = \gamma_2 \cdot \left(\frac{B^2}{4}\right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$



$$2 \cdot \left(\frac{\frac{B}{2} \cdot H}{2}\right) = \frac{B}{2} \cdot \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

- les deux composantes verticales des réactions de butée R sur AC et BC

$$R_{\text{vertical total}} = 2R \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$



• L'équilibre des forces verticales $Q_\gamma + W = 2R \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

• En remplaçant les termes par leur valeur

$$q_\gamma \cdot B + \gamma_2 \cdot \left(\frac{B^2}{4}\right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = 2R \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$\frac{B}{2} / \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

$$R = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_2 \cdot AC^2$$

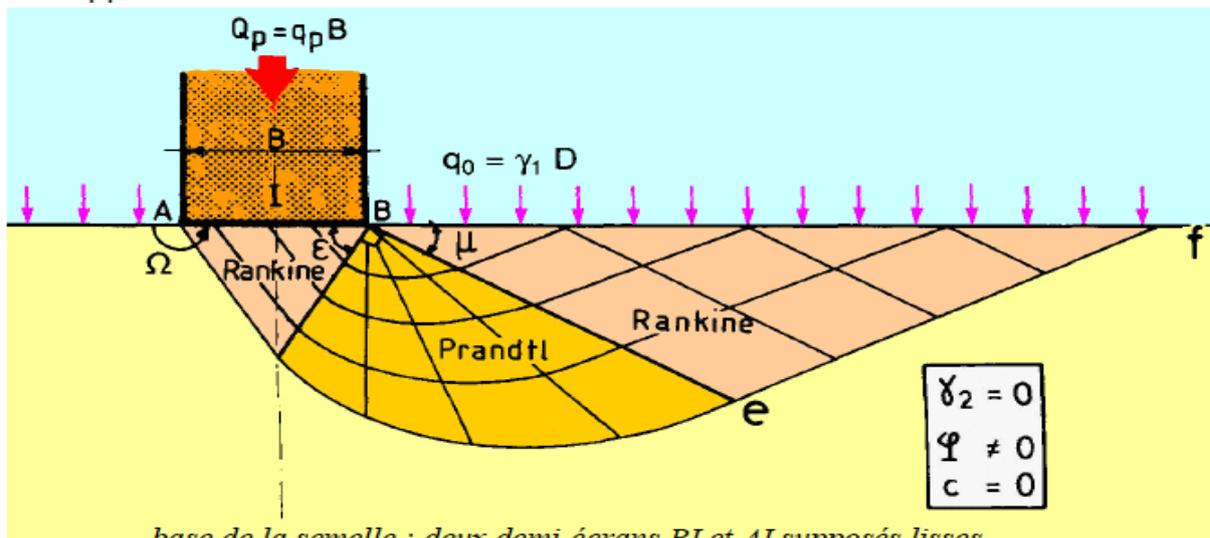
soit

$$q_\gamma = \gamma_2 \cdot \frac{B}{4} \cdot \left[K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right]$$

$$q_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \quad \text{avec} \quad N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \left[K_p \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right]$$

II. 4.2 Détermination du terme de profondeur

- Milieu non pesant
- Application de la théorie de Prandtl



base de la semelle : deux demi-écrans BI et AI supposés lisses
rupture par mise en butée du milieu environnant (refoulement des terres)

- Selon Prandtl, pour $\beta = 0$ et $\alpha = 0$

α : obliquité de la surcharge q
 β : inclinaison du massif

$$T = K_{pq} \cdot q$$

avec

$$K_{pq} = \frac{\cos \delta + \sin \varphi' \cdot \cos \omega_\delta}{1 - \sin \varphi'} \cdot e^{2\theta_o \tan \varphi'}$$

$$q = q_o + \gamma_1 D$$

action, dans le plan de la fondation, de la surcharge q_o et du poids des terres

φ' : angle de frottement interne du sol
 δ : angle de frottement sol - écran
 λ : inclinaison du mur

$$\theta_o = -\frac{\omega_\delta - \delta}{2} - \lambda$$

$$\sin \omega_\delta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi'}$$

- Résolution semelle lisse $\rightarrow \delta = 0$

$$\sin \omega_\delta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi'} \rightarrow \omega_\delta = 0$$

$$\theta_o = -\frac{\omega_\delta - \delta}{2} - \lambda = -\lambda = +\frac{\pi}{2}$$

θ_o : ouverture de l'évantaill de Prandtl (rad)

$$K_{pq} = \frac{\cos \delta + \sin \varphi' \cdot \cos \omega_\delta}{1 - \sin \varphi'} \cdot e^{2\theta_o \tan \varphi'} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$$

$$= \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$$

Donc la contrainte due au terme de profondeur

$$q_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi'} \cdot (q_o + \gamma_1 D)$$

$$q_q = (q_o + \gamma_1 D) \cdot N_q \quad \text{avec} \quad N_q(\varphi') = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi'}$$

Le terme de profondeur q_q ne dépend que de :

- q_o : surcharge
- D : profondeur d'ancrage
- N_q : coefficient sans dimension qui ne dépend que de φ'

II. 4.3 Détermination du terme de cohésion

- Application du théorème des états correspondants
 - problème analogue au précédent
 - surcharge $q = c / \tan \varphi'$
 - on suppose un milieu fictif pulvérulent (non pesant, i.e. $\gamma=0$) chargé en surface $q = c'/\tan \varphi'$
 - application du théorème des états correspondants pour passer au milieu réel cohérent → on soustrait la pression hydrostatique d'intensité égale à $c'/\tan \varphi'$

milieu fictif (non cohérent) $\bar{q}_c = N_q \cdot q = N_q \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'}$

milieu réel (cohérent) $q_c = \bar{q}_c - \frac{c'}{\tan \varphi'} = N_q \cdot \frac{c'}{\tan \varphi'} - \frac{c'}{\tan \varphi'} = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'} c'$

$$q_c = c' \cdot N_c \quad \text{avec}$$

$$N_c(\varphi') = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi'}$$

Le terme de cohésion q_c ne dépend que de :

- c' : cohésion du sol
- N_c : coefficient sans dimension qui ne dépend que de φ'

1) Contrainte ultime

$$q'_u = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma(\varphi') + (q_o + \gamma_1 D) N_q(\varphi') + c' N_c(\varphi')$$

N_γ, N_q, N_c facteurs de portance qui ne dépendent que de φ'

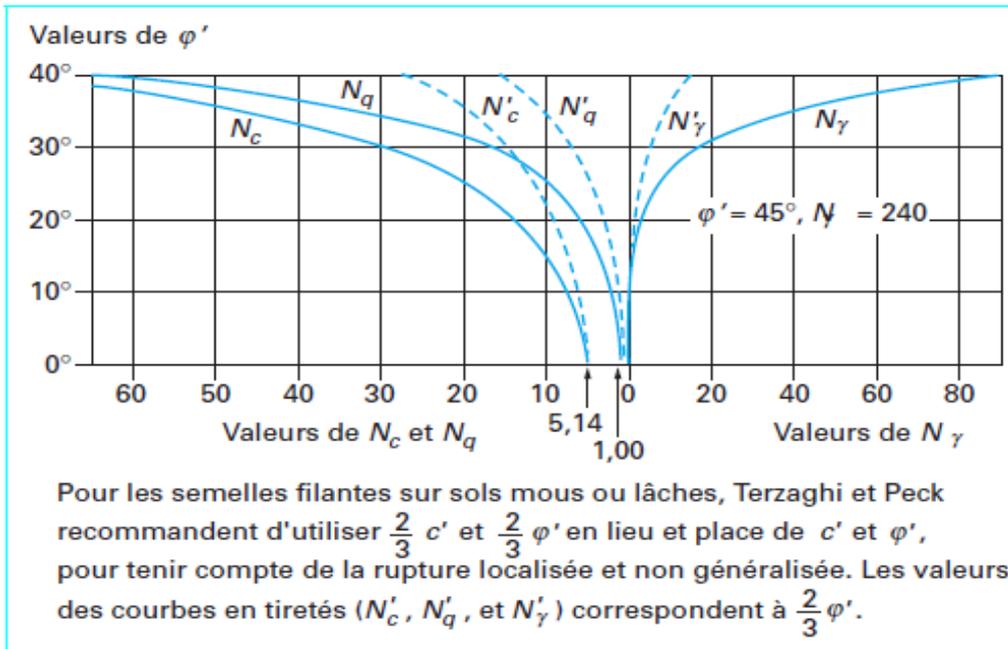


Tableau 1 – Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ $N_q(\varphi')$ (DTU 13.12, 1988)

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

Tableau II.2 : Valeurs des facteurs de la capacité portante

Pour l'étude à court terme

$$\varphi = 0 \rightarrow N_\gamma = 0 ; N_q = 1$$

$$N_c = \pi + 2 = 5,14 \text{ pour les semelles lisses}$$

$$N_c = 3\pi/2 + 1 = 5,71 \text{ pour les semelles rugueuses}$$

La contrainte ultime devient

$$q_u = q_o + \gamma'_1 D + c_u N_c$$

2) Contrainte ultime dans les cas particuliers

- semelle filante horizontale lisse

- charge verticale centrée

CHAPITRE II CALCUL DES FONDATIONS ET EVALUATION DES TASSEMENTS

- ancrage dans un massif horizontal de poids volumique γ_2 (γ_1 sur la profondeur d'ancrage)

- Influence de la forme de la fondation

• Valeurs de s_γ , s_q et s_c \rightarrow coefficients de forme

$$q'_u = \frac{1}{2} s_\gamma \gamma_2 B N_\gamma(\varphi') + s_q (q_o + \gamma_1 D) N_q(\varphi') + s_c c' N_c(\varphi')$$

Tableau - Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)			
Fondations	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)		Circulaires
s_γ (1)	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8	0,6
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	1,3
s_q	1	1	1

(1) Conditions drainées, seulement.

Tableau II.3 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi.

II. 5 FONDATIONS PROFONDES

II. 5.1 Définition – terminologie

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- ✓ résistance en pointe
- ✓ par frottement latéral
- ✓ résistance de pointe et frottement latéral (cas courant)

Ses dimensions sont définies par :

- ✓ D : longueur de fondation enterrée dans le sol
- ✓ B : largeur de la fondation ou diamètre

Au-delà de $D/B > 6$ et $D > 3$, nous sommes dans le domaine des **fondations profondes**.

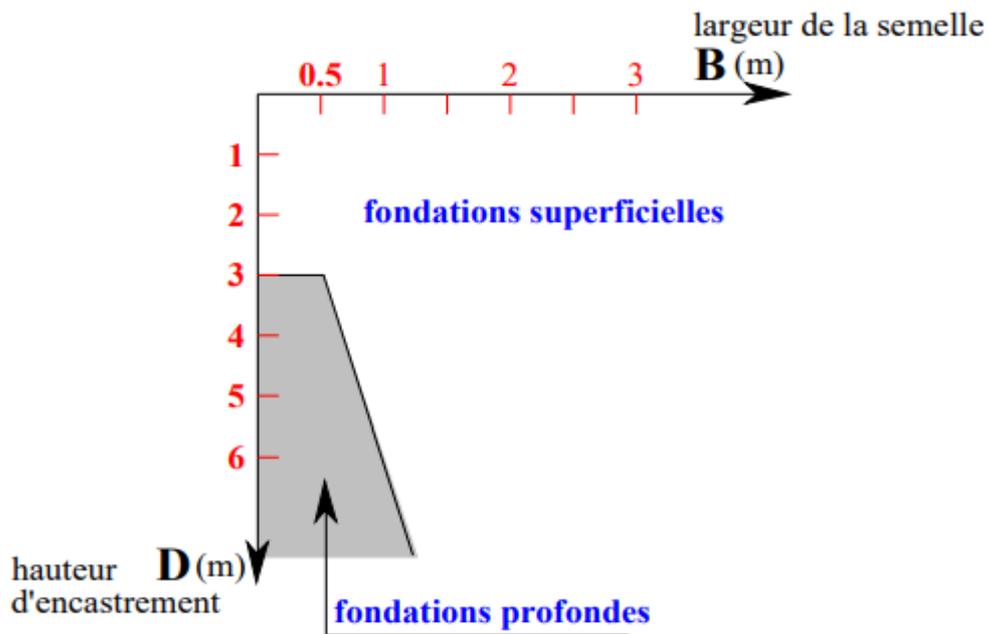


Figure II.1 : fondations profondes.

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme << pieu >>

Dans ce qui suit les notions sont conformes au fascicule 62 titre V.

II. 5.2 Principe de fonctionnement

II. 5.2.1 Cas un pieu isolé

Un pieu transmet au sol des charges qu'il supporte :

- ✓ par l'appui de sa base sur le sol (effort de pointe noté Q_p)
- ✓ par le frottement latéral entre le sol et pieu (effort de frottement latéral Q_s)

L'effort de pointe est proportionnel à :

- ✓ section de base du pieu
- ✓ à la résistance du substratum

L'effort du frottement latéral est proportionnel à :

- ✓ la surface de contact entre le sol et le pieu
- ✓ au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol)

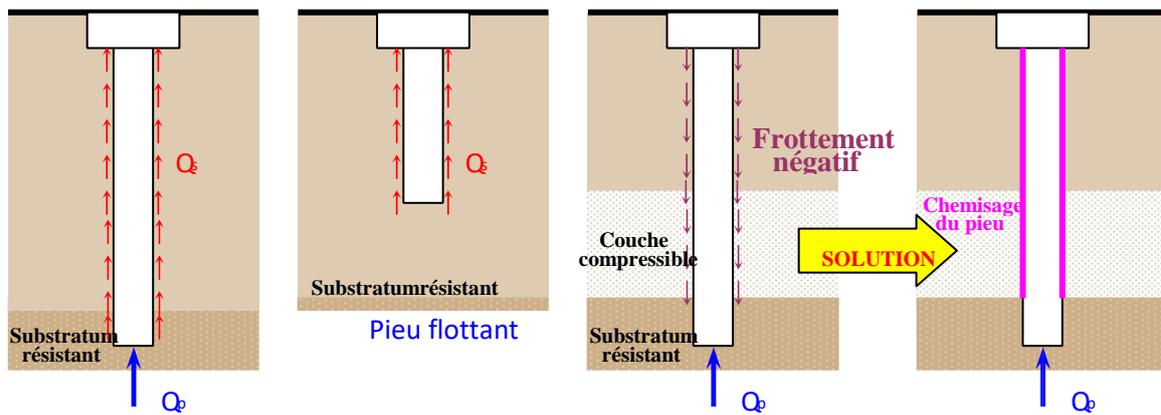


Figure II.2 : charges transmises au sol par un pieu

Attention, si le pieu travaille à l'arrachement, $Q_p = 0$. Il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

II. 5.2.2 Cas de groupe des pieux

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé Q_{ui} .

Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}}$$

D'une part, la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radier.

Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au-delà de celles générées par le pieu isolé.

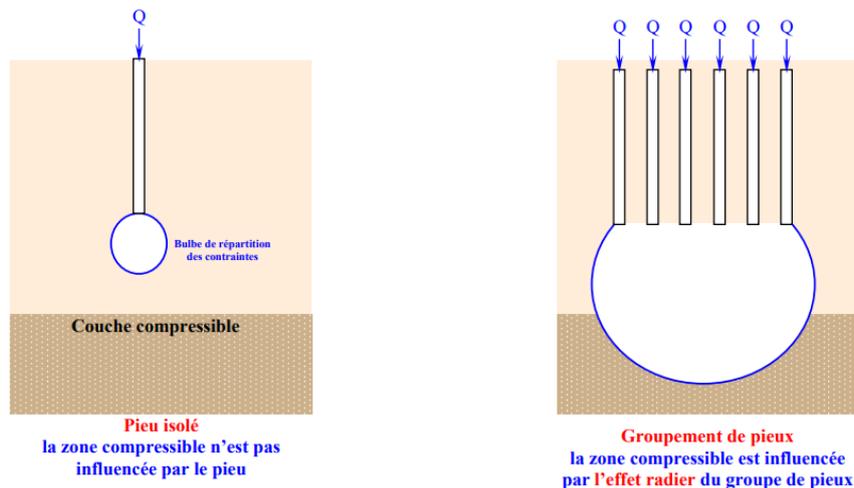


Figure II.3 : groupe des pieux

II. 5.3 Détermination de la charge limite d'un pieu isolé

La charge limite du pieu Q_u est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{pu} qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

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

La charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_{pu}$$

La charge limite de frottement est donnée par :

$$Q_{su} = \rho_s \cdot p \cdot \sum q_{si} \cdot e_i$$

Avec :

- ❖ ρ_p : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe
- ❖ ρ_s : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral
- ❖ A : aire de la section droite
- ❖ P : périmètre de la section du pieu
- ❖ q_{pu} : résistance limite de pointe
- ❖ q_{si} : frottement latéral unitaire limite dans couche i
- ❖ e_i : épaisseur de la couche i
- ❖ h : hauteur d'ancrage.

La détermination de A et de P ne pose pas de problème pour les pieux à section pleine ou pour les pieux tubulaires fermés.

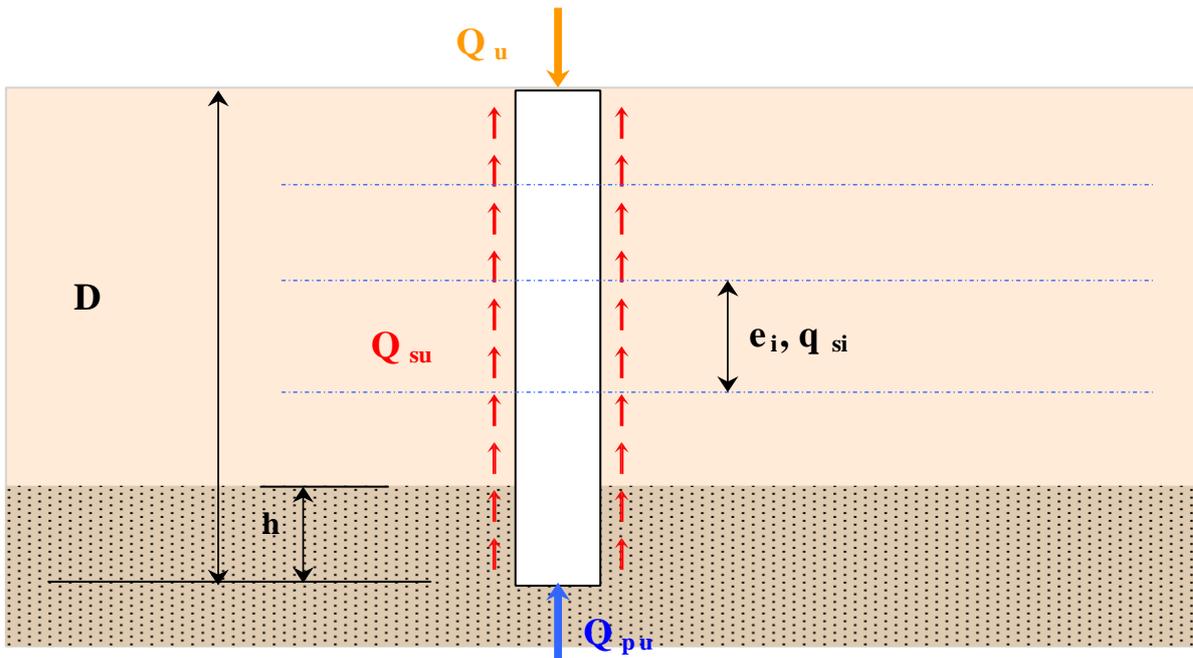


Figure II.4 : La charge limite du pieu Q_u

II.5.4 Dimensionnement des pieux

Comme pour les fondations superficielles, le dimensionnement des pieux se réalise à partir des essais de laboratoire, de l'essai pénétrométrique ou de l'essai préssiométrique.

Actuellement la méthode préssiométrique donne de bons résultats quel que soit le type de sol. Elle est présentée ci-après.

II. 5.4.1 Dimensionnement par la méthode préssiométrique

a) Détermination de la contrainte limite de pointe q_{pu}

Le fascicule 62 titre V définit une hauteur d’encastrement équivalente D_e selon la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_i^*(z) \cdot dz$$

Avec :

- ❖ P_{le}^* : pression limite nette équivalente
- ❖ P_i^* : pression limite nette à la profondeur z
- ❖ d : pris en général à 0
- ❖ D : hauteur d’encastrement réelle du pieu

La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- ❖ a : max ($B/2$; 0,50m)
- ❖ b : min (a, h)
- ❖ h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu

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

$$q_{pu} = k_p \cdot P_{le}^*$$

k_p est appelé coefficient de portance. Il traduit la proportionnalité entre la **contrainte limite de pointe** et la **pression limite nette équivalente** mesurée au pressiomètre.

Tableau II.4 : les valeurs de K_p

Nature des terrains		Eléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en oeuvre avec refoulement du sol
ARGILES – LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES – GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES , MARNO – CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTEREES (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

valeurs de K_p selon le fascicule 62 titre V

b) Détermination du frottement latéral q_s

Selon le fascicule 62 titre V, les valeurs de $q_s = f(p_l^*)$ sont données par le tableau suivant

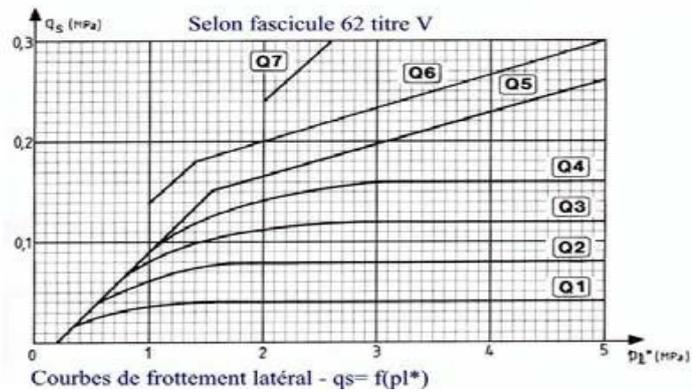


Figure II.5 : courbe de frottement latérale

Le choix de la courbe (Q1 à Q7) à considérer est donné par le tableau suivant :

Tableau II.5 : choix de la courbe de frottement latéral

	ARGILES – LIMONS			SABLES – GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q ₁	Q _{1'} , Q ₂ ⁽¹⁾	Q _{2'} , Q ₃ ⁽¹⁾	-			Q ₁	Q ₃	Q _{4'} , Q ₅ ⁽⁴⁾	Q ₃	Q _{4'} , Q ₅ ⁽⁴⁾	Q ₆
Foré boue	Q ₁	Q _{1'} , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q _{2'} , Q ₁ ⁽²⁾	Q _{3'} , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q _{4'} , Q ₅ ⁽⁴⁾	Q ₃	Q _{4'} , Q ₅ ⁽⁴⁾	Q ₆
Foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q _{1'} , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q _{2'} , Q ₁ ⁽²⁾	Q _{3'} , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q _{3'} , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	-
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁	Q ₂		(4)			Q ₂	Q ₃	-
Puits ⁽⁵⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃	-			Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃		(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃		Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄	-
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃	Q ₄		(4)			Q ₃	Q ₄	-
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅		-
Injecté haute pression ⁽⁶⁾	-	Q ₄	Q ₅	Q ₅	Q ₆		-	Q ₅	Q ₆	Q ₆		Q ₇ ⁽⁷⁾

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
 (3) Forage à sec, tube non loupé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

Choix de la courbe de frottement latéral

II. 5.4.2 Détermination des charges admissibles sous différentes sollicitations

À l'E.L.S, selon le fascicule 62, il est fait référence à la **charge de fluage notée Q_c** .

Tableau II.6 : Charge de fluage

	Charge de fluage en compression	Charge de fluage en traction
Pieux forés	$Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su}$	$Q_{tc} = 0.7 Q_{su}$
Pieux battus	$Q_c = 0.7 Q_{pu} + 0.7 Q_{su}$	

Les valeurs des **charges admissibles** sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.7 : Les valeurs des charges admissibles

États limites	Combinaisons	Traction Q_{\min}	Compression Q_{\max}
E.L.U.	Fondamentales	$-\underline{Q}_{tu}$ 1.40	\underline{Q}_u 1.40
	Accidentelles	$-\underline{Q}_{tu}$ 1.30	\underline{Q}_u 1.20
E.L.S.	Rares	$-\underline{Q}_{tc}$ 1.40	\underline{Q}_c 1.10
	Quasi-permanentes	$0_{(1)}$	\underline{Q}_c 1.40
(1) D'après le fascicule 62, les pieux ne sont pas conçus pour travailler en traction de façon permanente. Cependant, ce type de fonctionnement est admis pour les micros pieux			

II. 5.5 CLASSIFICATION DES FONDATIONS PROFONDES

Comme nous venons de le voir **la charge limite d'un pieu** est fonction de son **mode d'exécution**. On distingue **3 grandes classes de fondations profondes** :

- ❖ Les pieux mis en place **par refoulement du sol**
Ils concernent les pieux battus (catégories 1 et 2) et les pieux foncés (catégorie 5). Leur mise en place se fait par vérinage battage ou vibro-fonçage. Ils repoussent le sol et le compriment ; ce qui génère un bon frottement latéral.
- ❖ Les pieux mis en place **sans refoulement du sol**
Ils concernent les pieux forés et les puits (catégories 3 et 4). Leur mise en place se fait par substitution. Ce qui a pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés)
- ❖ Les fondations injectées

Elles concernent les parois moulées, les barrettes.

D'autres types de fondations existent, mais ils sont plutôt classés comme **renforcement de sol** :

Les colonnes de Col-mix (mélange de sol en place et de liant à l'aide de deux tarières creuses) les colonnes de jet-grouting (forage puis injection de liant haute pression en remontant)

Les colonnes ballastées (fonçage d'un vibreur puis injection à l'air comprimé de ballast (40/80 mm) en remontant) les picots de sable (fonçage d'un tube de petit diamètre, puis introduction de sable vibro-compacté)

Les plots pilonnés (excavation à la pelle mécanique, puis introduction de matériaux granulaires sains subissant un pilonnage intensif)

II. 5.6 Différentes catégories de pieux

Les documents réglementaires classent les pieux selon les catégories ci-dessous :

1 - Pieux façonnés à l'avance

- ❖ battu préfabriqué
- ❖ métal battu
- ❖ tubulaire précontraint
- ❖ battu enrobé
- ❖ battu ou vibrofoncé, injecté haute pression
- 2 - Pieux à tube battu exécuté en place
- ❖ battu pilonné
- ❖ battu moulé

3 - Pieux forés

- ❖ foré simple
- ❖ foré tubé
- ❖ foré boue
- ❖ tarière creuse (type 1 à type3 selon la technologie utilisée)
- ❖ vissé moulé
- ❖ injecté haute pression

4 - Puits

5 - Pieux foncés

- ❖ béton foncé
- ❖ métal foncé

6 - Micro-pieux de diamètre inférieur à 250 mm

- ❖ type I
- ❖ type II
- ❖ type III
- ❖ type IV

III. Actions pour le calcul des fondations aux états limites

III.1 Définitions des actions

On se contente de donner ici quelques principes généraux sans entrer dans le détail des calculs aux états limites. Les situations, les différents types de sollicitations et leurs valeurs à prendre en compte dans les calculs sont définis dans les textes normatifs ou réglementaires. Ils varient notamment suivant le type d'ouvrage considéré.

Pour les fondations superficielles des ouvrages de génie civil et des bâtiments, on distingue communément les actions suivantes.

1) Actions permanentes G

Ce sont des actions permanentes de toute nature :

- le poids propre de la fondation proprement dite ;
- le poids propre de l'appui (pile, culée, semelle de liaison, etc.) ;

- la fraction du poids propre du bâtiment ou de l'ouvrage considéré et de ses équipements reprise par la fondation ;
- les efforts dus au retrait, fluage, etc. ;
- les efforts dus au poids et aux poussées du sol.

Notons qu'à l'état limite ultime, sous combinaisons fondamentales, il y a lieu, pour chaque problème étudié, de séparer :

- les actions G défavorables notées G_{\max} ;
- les actions G favorables notées G_{\min} .

2) Actions dues à l'eau F_w

Ce sont, essentiellement, dans le cas des fondations superficielles :

- la poussée d'Archimède, pour les calculs en contraintes effectives (déjaugage) ;
- l'effet hydrodynamique des courants sur les appuis en rivière et en mer.

3) Actions variables Q

Il s'agit essentiellement :

- des charges d'exploitation : surcharges routières, stockage temporaire, etc. ;
- des charges dues aux effets climatiques : vent, neige, etc.

Ces actions variables Q interviennent dans toutes les combinaisons d'actions type soit comme action variable de base Q_1 , soit comme action variable d'accompagnement Q_i ($i > 1$). On fait « tourner » les actions variables entre base et accompagnement pour déterminer la combinaison la plus défavorable.

Lorsque Q est prise comme action de base, on distingue :

- sa valeur caractéristique Q_1 , généralement donnée par les textes réglementaires ;
- sa valeur fréquente $\Psi_1 Q_1$.

Lorsque Q est prise comme action d'accompagnement, on distingue :

- sa valeur de combinaison $\Psi_{0i} Q_i$;
- sa valeur quasi permanente $\Psi_{2i} Q_i$.

Les combinaisons d'actions type indiquent les valeurs représentatives pertinentes dans chaque cas. Lorsqu'une action variable est favorable pour un état limite donné, elle est prise à sa valeur minimale, qui est en général la valeur nulle.

4) Actions accidentelles F_A

Pour les ouvrages de génie civil, l'action accidentelle peut être un choc de bateau, un choc de véhicule sur un appui, un séisme, etc., pour les bâtiments, un vent extrême, une explosion, un choc, un feu, un séisme, etc.

Les actions accidentelles sont considérées avec une valeur représentative unique qui est une valeur nominale, généralement donnée dans les textes réglementaires.

III. 2 COMBINAISONS D'ACTIONS TYPE ET SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les fondations superficielles des ouvrages de génie civil et des bâtiments doivent être justifiées pour diverses combinaisons et sollicitations de calcul, conformément aux règles du béton armé ou de l'acier en vigueur.

1) États limites ultimes

Pour les fondations superficielles, on distingue essentiellement :

- l'ELU de mobilisation du sol (capacité portante) ;
- l'ELU de renversement ;
- l'ELU de glissement sur la base ;
- l'ELU de résistance des matériaux constitutifs de la fondation ;

- lorsque les déplacements peuvent nuire au bon comportement de la structure (tassements, par exemple), l'état limite de déplacement.

Il s'agit d'éviter des ruptures catastrophiques. On admet de réparer.

– Combinaisons fondamentales

Les combinaisons fondamentales correspondent à une probabilité d'occurrence très faible, de l'ordre de 10^{-4} ou moins sur une année, et à une durée d'application faible (inférieure à l'heure).

On considère généralement les sollicitations S de calcul suivantes :

$$1,125 S \left[1,2 G_{max} + 0,9 G_{min} + \gamma_{fw} F_w + \gamma_{f1Q1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \psi_{0i} Q_i \right]$$

avec	γ	coefficient pondérateur,
	γ_{fw}	= 1,05 pour la pression de l'eau défavorable, = 1 pour la pression de l'eau, = 1,2 ou 0,9 pour la partie relative aux forces hydrodynamiques de courant, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable,
	γ_{f1Q1}	= 1,33 le plus généralement (1,2 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier),
	ψ_{0i}	= 0,77 dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent.

– Combinaisons accidentelles

Les combinaisons accidentelles correspondent à des événements très exceptionnels, dont la probabilité d'occurrence est extrêmement faible sur la durée de vie de l'ouvrage.

Les sollicitations de calcul s sont :

$$S \left[G + F_w + F_A + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \right]$$

Le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil, $\psi_1 Q_1$, s'il existe, est négligeable vis-à-vis de F_A , et $\psi_{2i} Q_i = 0$.

– Combinaisons vis-à-vis des états limites (ultimes) de stabilité d'ensemble

Dans le cas d'une fondation en tête de talus, on considérera, pour le grand glissement, les sollicitations de calcul s suivantes :

$$1,125 S \left[1,05 G_{max} + 0,95 G_{min} + F_w + \gamma_{f1Q1} Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \psi_{0i} Q_i \right]$$

(En remarquant qu'il n'y a pas lieu, en général, de considérer de forces hydrodynamiques de courant dans F_w).

2) États limites de service

Pour les fondations superficielles, on envisage essentiellement :

- l'état limite de service de mobilisation du sol (limitation des déplacements) ;
- l'état limite de service de décompression du sol ;
- l'état limite de service du matériau constitutif de la fondation (durabilité de la fondation) ;
- lorsque la structure portée l'exige, l'état limite de déplacement.

Il s'agit d'éviter une dégradation de l'ouvrage.

– Combinaisons quasi permanentes

Les sollicitations dues aux combinaisons quasi permanentes correspondent aux sollicitations réellement subies par la structure pendant la majeure partie de sa durée de vie. Elles sont intéressantes pour étudier les déplacements à long terme de la fondation.

Les sollicitations de calcul S suivantes sont à envisager :

$$S \left[G + F_w + \sum_{i \geq 1} \psi_{2i} Q_i \right]$$

Avec, le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil, $\Psi_{2i} Q_i = 0$.

– Combinaisons fréquentes

Ces combinaisons sont à considérer lorsque les déplacements (tassements, par exemple) peuvent nuire au bon comportement de la structure portée. De tels calculs des fondations en déplacement sont encore, à l'heure actuelle, délicats. On s'attachera à tenir compte, le plus possible, des phénomènes physiques réels d'interaction sol-fondation et à faire intervenir toutes les actions concomitantes (par exemple, charges permanentes et actions variables réglementaires).

Les sollicitations en combinaisons fréquentes s'écrivent :

$$S \left\{ G + F_w + \psi_1 Q_1 + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_i \right\}$$

– Combinaisons rares

Les sollicitations dues aux combinaisons rares correspondent aux sollicitations que les ouvrages auront à subir, quelquefois seulement au cours de leur durée de vie.

Les sollicitations de calcul s à considérer sont données par :

$$s \left[G + F_w + Q_1 + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_i \right]$$

Avec $\Psi_0 = 0,77$ dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent.

IV. Tassement des fondations

IV. 1 Introduction :

Le sol est l'élément sur lequel repose la stabilité de toute construction. Les sols ont une mémoire, ils ne sont pas conservatifs, tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres. La prévision de ces déplacements est demandée par les nouvelles normes de calcul, pour vérifier qu'ils seront acceptables par les ouvrages à construire.

La transmission des surcharges de l'ouvrage au sol, par le biais des fondations induit systématiquement des déformations du sol sous-jacent, ce qui se traduit entre autres par un tassement.

IV. 2 Les composantes du tassement :

Le tassement S d'une fondation est en général la résultante de trois composantes qui ne se manifestent pas simultanément, telles que :

$$S = S_i + S_c + S_f$$

- 1) **Le tassement S_i** , dit instantané, se manifeste au début du chargement, suit à une déformation du sol à volume constant, c'est-à-dire :

Lorsqu'on charge un sol non saturé, les efforts se transmettent instantanément aux grains et la déformation est quasi immédiate. On peut estimer que le sol se comporte comme un milieu pseudo-élastique.

Donc ce type de tassement est prépondérant dans **les sols pulvérulents et les sols non saturés**.

- 2) **Le tassement S_c** est causé par une consolidation primaire du sol, c'est-à-dire :

En milieu complètement saturé, après un chargement rapide, c'est l'eau même qui prend tout l'effort. Cette eau se met en mouvement conformément à la loi de **Darcy** et, dans la transmission des charges, les grains se substituent progressivement à l'eau qui s'écoule à une vitesse fonction de la perméabilité du milieu. On dit alors que le milieu est consolidé sous l'action de forces extérieures considérées.

Alors, ce type de tassement est prépondérant dans **les sols fins saturés tels que les limons, les argiles saturées, l'argile sableuse, l'argile limoneuse, la marne...etc.**

- 3) **Le tassement S_f** est causé par la consolidation secondaire, ou fluage, dans laquelle la déformation du sol évolue lentement sous des contraintes effectives constantes dans le temps. On décrit ce phénomène comme un réarrangement lent des grains sous des contraintes stationnaires.

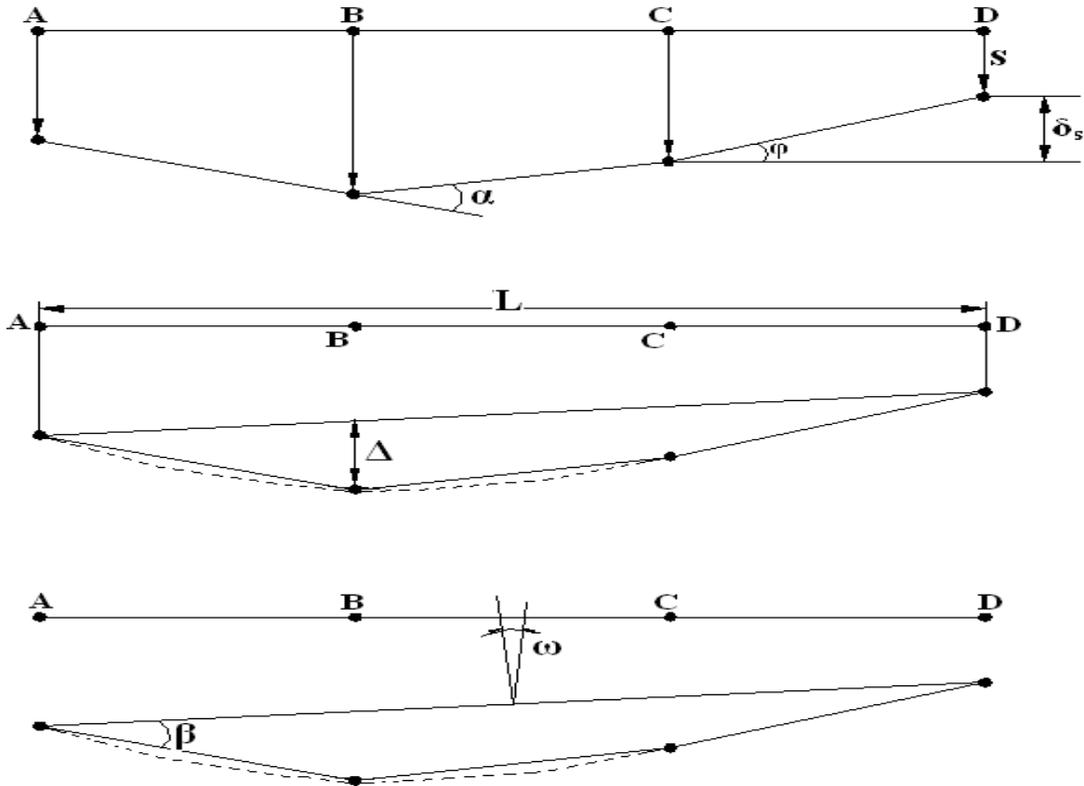
Ce tassement est prépondérant dans **les sols organiques, les argiles molles, les vases et les tourbes**.

IV. 3 Les paramètres géométriques du tassement :

Soit les points A, B, C et D sous un ouvrage, on distingue :

- Le tassement uniforme s
- Le tassement différentiel δ_s qui est la différence de tassement entre deux points travaillant dans des conditions différentes.
- La rotation φ causé par le tassement différentiel.
- La déformation angulaire α .

- La déflexion absolue Δ et relative Δ/L .
- Angle de rotation ω par rapport à l'axe vertical.
- La distorsion angulaire (ou rotation relative) β , égale à δ_s/L



IV. 4 MÉTHODE PRESSIOMÉTRIQUE

L'essai préssiométrique est pratiquement le seul essai in-situ qui permet d'obtenir la relation contrainte-déformation dans le sol. Il est couramment admis que les charges de service d'un ouvrage font travailler le sol dans le domaine des petits tassements, c'est à dire celui de l'élasticité. Louis Ménard (1961) fut le premier à proposer une méthode basée sur le module de déformation préssiométrique du sol pour évaluer le tassement.

Le tassement d'une fondation superficielle ayant une largeur B et une longueur L, est la somme des tassements sphérique et déviatorique, et donné par l'expression suivante :

$$s = \frac{4}{18.E_m} (q - \sigma_{v0}).B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9.E_m} (q - \sigma_{v0}).\lambda_s.B$$

Dans cette formule on introduit $(q - \sigma_{v0})$ qui est l'augmentation de contraintes due à la surcharge, à la base de la fondation. q est la pression verticale correspondant aux combinaisons de sollicitations aux états limites de service.

CHAPITRE II CALCUL DES FONDATIONS ET EVALUATION DES TASSEMENTS

σ_{v0} est la contrainte verticale due au poids des terres avant travaux de fondations. Le coefficient α , appelé coefficient de structure du sol, relie le module d'Young E_s du sol au module préssiométrique E_m comme suit :

$$E_s = E_m / \alpha$$

Le coefficient α , donné par le tableau suivant, dépend de la nature du sol et de son degré de surconsolidation (ou de sa compacité). Ce qui a été présenté ci-dessus est relatif au cas d'un sol homogène. Dans le cas d'un sol hétérogène, où les valeurs du module préssiométrique varient d'une manière plus ou moins régulière en fonction de la profondeur, le tassement total est évalué par l'expression générale ci-dessous

$$s = \frac{4}{18.E_{md}} (q - \sigma_{v0}) \cdot B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9.E_{ms}} (q - \sigma_{v0}) \cdot \lambda_s \cdot B$$

Tableau IV.1 : Valeurs des coefficients de forme

L/B	cercle	1	2	3	5	20
λ_s	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient α selon Ménard

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_m/P_l		E_m/P_l	α	E_m/P_l	α	E_m/P_l	α	E_m/P_l	α
Surconsolidé ou très serré	---	---	> 16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	---	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sousconsolidé altéré et Remanié ou lâche	---	---	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	---	---

CHAPITRE II CALCUL DES FONDATIONS ET EVALUATION DES TASSEMENTS

Le tassement sphérique correspond à une zone du sol sous la fondation épaisse de $B/2$, et fait intervenir un module équivalent E_{ms} . Le tassement déviatorique correspond à une zone du sol ayant une épaisseur de $8.B$ (voir figure ci-dessous) et se calcule avec un module équivalent E_{md} . Le calcul du tassement nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation, chaque tranche étant épaisse de $B/2$.

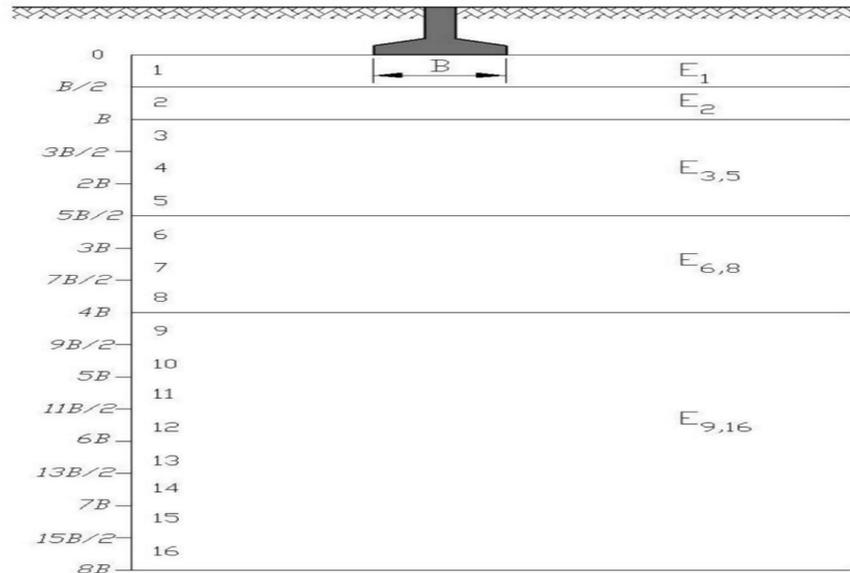


Figure IV.2 : Décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalents

Le calcul des modules équivalents E_{md} et E_{ms} peut être mené conformément aux recommandations de Ménard, comme suit :

- $E_{ms} = E_1$ = moyenne harmonique des n modules préssiométrique dans l'hémisphère (tranche 1 dans la figure ci-dessus) :

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

• E_{md} est donné par la formule suivante :

$$\frac{n}{E_1} = \sum_{k=1}^{k=n} \frac{1}{E_k}$$

$$\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85xE_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5xE_{6-8}} + \frac{1}{2.5xE_{9-16}}$$

E_{i-j} est la moyenne harmonique des modules équivalents dans les tranches i à j . Le module équivalent E_i est lui-même une moyenne harmonique des modules préssiometrique mesurés dans la tranche i . Si les valeurs de E_9 à E_{16} ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_{md} se calcule par :

$$\frac{3.6}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85xE_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5xE_{6-8}}$$

De même, si E_6 à E_8 ne sont pas connues, E_{md} est calculé par :

$$\frac{3.2}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85xE_2} + \frac{1}{E_{3-5}}$$

L'expérience montre que la prévision du tassement par la méthode préssiometrique devient de moins en moins bonne lorsque le paramètre B/H augmente, H étant la distance verticale de la base de la fondation au substratum. Ainsi, il est recommandé de ne faire l'étude du tassement par la méthode préssiometrique que si B/H est très faible, c'est à dire lorsque le champ déviatorique sous la fondation est prédominant. Il en découle que pour B/H élevé, il est plutôt recommandé d'utiliser l'essai œdométrique.

On conclut que la méthode préssiometrique ne permet pas une évaluation correcte du tassement de consolidation des sols fins. Par conséquent, cette méthode est recommandée, outre les sols pulvérulents, aux sols fins surconsolidés pour lesquels les charges provenant de l'ouvrage sont en deçà de la contrainte de préconsolidation.

IV. 5 MÉTHODE PÉNÉTROMÉTRIQUE DE SCHMERTMANN (1978)

À la suite des analyses théoriques et des essais sur modèles réduits de fondations, plusieurs chercheurs ont pu déterminer la zone utile des déformations sous une fondation superficielle. Comme le montre la figure 32, le profil de déformation sous le centre de la fondation continue ($L/B > 10$) atteint un maximum à une profondeur égale à B sous la base et s'annule à une épaisseur de 4 fois la largeur B . Schmertmann recommande de caractériser cette zone par un module de déformation E_s égal à 3.5 fois la résistance en pointe. Pour une semelle carrée, selon la figure 32 le profil de déformation le long de l'axe vertical central de la fondation atteint un maximum à une profondeur égale à $B/2$ sous la base et s'annule à une épaisseur de double de la largeur B . Schmertmann recommande de caractériser cette zone par un module de déformation E_s égal à $2.5xq_c$.

CHAPITRE II CALCUL DES FONDATIONS ET EVALUATION DES TASSEMENTS

Dans les deux cas de fondations, à la déformation maximale correspond un facteur d'influence de déformation I_{zp} tel que :

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1x \sqrt{\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{vp}}}$$

La profondeur de déformation maximale est égale à B pour une semelle continue et à $0.5xB$ pour une semelle carrée. Le tassement au centre d'une fondation dans un sol multicouche, caractérisé par un profil pénétrostatique, est tel que pour une semelle continue ($L/B > 10$) :

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot (q - q_0') \sum_0^{4B} \frac{I_{zk}}{E_{sk}} \Delta Z_k$$

Et pour une semelle carrée :

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot (q - q_0') \sum_0^{2B} \frac{I_{zk}}{E_{sk}} \Delta Z_k$$

La méthode consiste à découper la zone utile de déformation en des tranches minces épaisses de ΔZ_k , et à calculer le facteur d'influence de déformation I_{zk} et le module de Déformation E_{sk} au milieu de la tranche k . La figure 32 est utile pour le calcul des facteurs I_{zk} . L'effet de la profondeur de la fondation est pris en compte à travers le facteur C_1 . Le fluage est un phénomène de déformation à charge constante dans le temps qui se manifeste aussi bien dans certaines argiles que dans les sols pulvérulents. Ce phénomène a été introduit par Schmertmann par le biais du facteur C_2 .

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{q_0'}{q - q_0'}$$

$$C_2 = 1 + 0.2x \text{Log}(t_{\text{années}} / 0.1)$$

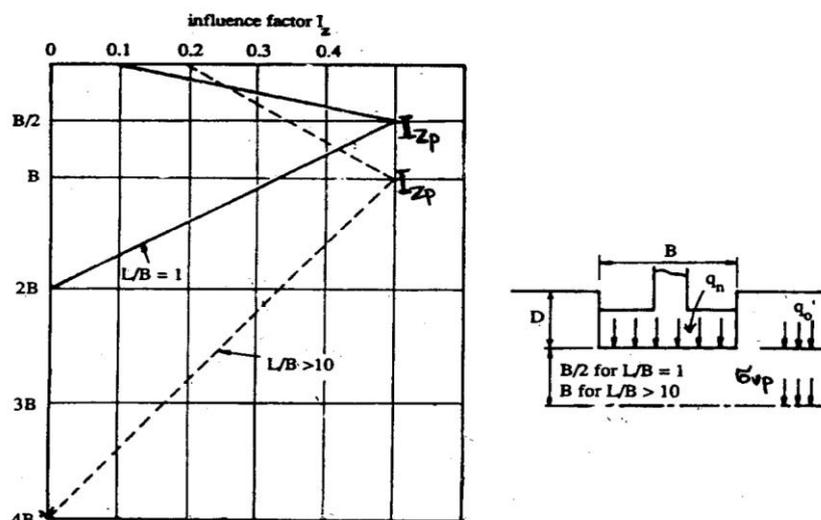


Figure IV.3 : Diagramme du facteur d'influence des déformations
(Courbes à tracer après avoir calculé I_{zp} par la formule de Schmertmann)

Pour des semelles rectangulaires, l'épaisseur d de la zone utile sous la fondation est donnée par $d/B = 2 \cdot (1 + \text{Log}(L/B))$ avec $L/B \leq 10$.

IV. 6 MÉTHODE DE CALCUL A PARTIR DE L'ESSAI SPT (Méthode de Burland & Burbridge, 1984)

Cette méthode provient de l'analyse statistique de plus de 200 cas de fondations, réservoirs et remblais fondés sur du sable ou du gravier. Un tel type d'approche est intéressant sur le plan pratique, dans la mesure où la méthode dérive des observations sur des fondations expérimentales en vraie grandeur ou des fondations d'ouvrages, et reflète donc toutes les particularités du comportement réel.

En outre, le tassement du fluage, composante mal connue actuellement, a été intégré dans cette approche. Le tassement d'une fondation superficielle est calculé, en millimètres, par l'expression suivante :

$$s = F_s \cdot F_l \cdot F_t \cdot I_c \cdot \left(q - \frac{2 \cdot \sigma_{v'}}{3} \right) \cdot B^{0.7}$$

F_s est un facteur de forme donné par :

$$F_s = \left(\frac{5L}{4B} \right)^2 \frac{1}{\left(\frac{L}{B} + 0.25 \right)^2}$$

F_l est un facteur dépendant de l'épaisseur H de la couche. Il est donné, lorsque $H < Z_i$ par :

$$F_l = \frac{H}{Z_i} \left(2 - \frac{H}{Z_i} \right)$$

Z_i est la profondeur d'influence du tassement. Elle est définie comme étant la profondeur à laquelle le tassement atteint 25% du tassement en surface.

En cas où le nombre N est constant ou augmente avec la profondeur, les auteurs proposent de calculer approximativement Z_i par $Z_i = B^{3/4}$. F_t est le facteur de tassement par fluage. Il est à calculer par : $F_t = 1 + R3 + R \cdot \text{Log}(t/3)$

$t > 3$ est le temps exprimé en nombre d'années pour lequel on évalue le tassement. $R3$ est un facteur tenant compte du tassement au cours des trois premières années. Il est égal à 0.3 pour les charges statiques et 0.7 pour les charges répétées R est appelé rapport de fluage. Il est égal à 0.2 pour les charges statiques et 0.8 pour les charges répétées I_c est l'indice de compressibilité. Il est donné par :

$$I_c = \frac{1.7}{N}$$

N est la moyenne arithmétique des nombres N mesurés au SPT le long de la profondeur d'influence Zi. En cas de présence de nappe d'eau, il faut corriger les valeurs brutes Nm supérieures à 15, comme le recommandent Terzaghi et Peck, par :

$N = 15 + (Nm - 15)/2$ pour les sables très fins et limoneux sous la nappe, et par : $N = 1.25 \times Nm$ pour les graviers et graviers sableux sous la nappe.

q est la pression moyenne effective agissant sur la fondation (kPa). σ_v' est la contrainte verticale effective maximale régnant au préalable (en kPa). B est la largeur de la fondation en mètres et L est sa longueur.

CHAPITRE III :

Résistance au cisaillement

I. 1 État de contraintes en un point d'un milieu continu

1) Contrainte en un point

Soit un volume de sol sur lequel est appliqué un ensemble de forces externes F_1, F_2, \dots, F_n (figure I.1).

On considère que ces forces n'agissent que dans un plan.

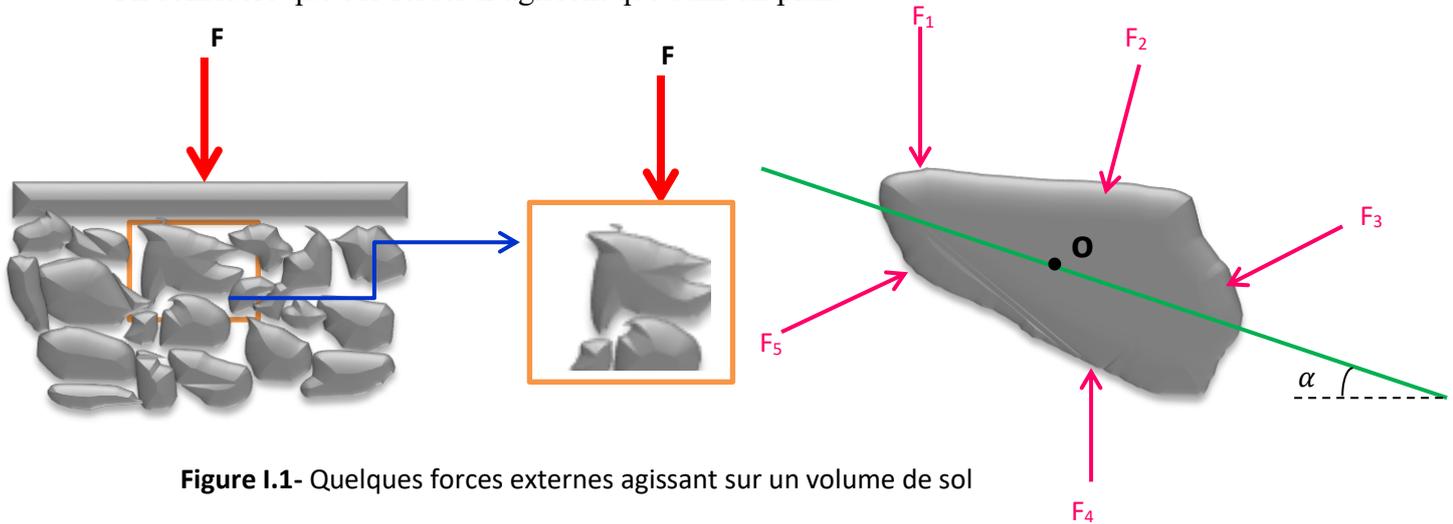
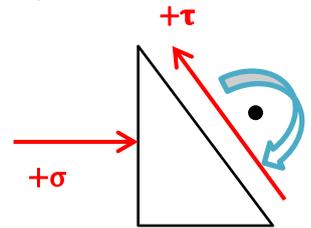


Figure I.1- Quelques forces externes agissant sur un volume de sol

– **Convention des signes**

Par convention, il est établi que les forces et les contraintes de compression seront positives parce que les contraintes qui sont retrouvées en géotechnique sont généralement des contraintes de compression, vu que les sols résistent très peu à la traction.



– **Décomposition des forces.**

- On décompose ces forces en éléments plus petits pour un point quelconque du domaine (le point O) (figure I.2) ;
- On suppose que la distance le long du plan incliné a une longueur unitaire.

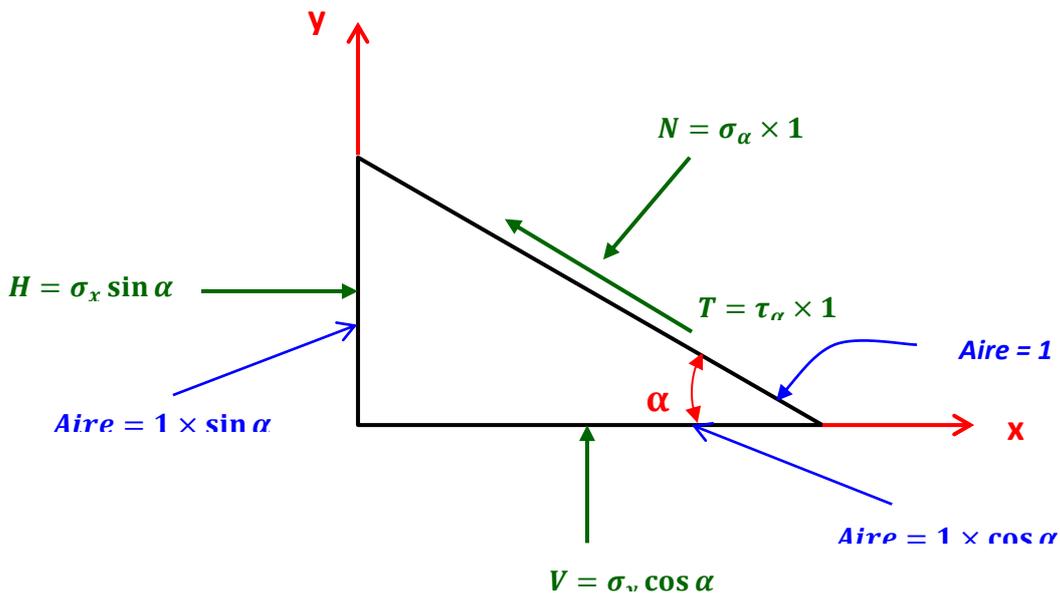


Figure I.2- Décomposition des forces sur un petit élément au point O

- À l'équilibre la somme des forces doit être égale à zéro.
- La sommation des forces qui s'exercent dans les directions horizontale et verticale donne le système d'équations suivantes :

$$(1) \begin{cases} \sum F_h = H - T \cos \alpha - N \sin \alpha = 0 & (1.a) \\ \sum F_v = V + T \sin \alpha - N \cos \alpha = 0 & (1.b) \end{cases}$$

- En divisant les forces de l'équation (1) par les surfaces sur lesquelles elles agissent, on obtient les contraintes normales et tangentielles.
- On exprime :
 - ✓ la contrainte normale horizontale par σ_x ;
 - ✓ La contrainte normale verticale par σ_y ;
 - ✓ les contraintes appliquées sur le plan α sont la contrainte normale σ_α et la contrainte tangentielle τ_α .

$$(2) \begin{cases} \sigma_x \sin \alpha - \tau_\alpha \cos \alpha - \sigma_\alpha \sin \alpha = 0 & (2.a) \\ \sigma_y \cos \alpha + \tau_\alpha \sin \alpha - \sigma_\alpha \cos \alpha = 0 & (2.b) \end{cases}$$

La résolution du système d'équations (2) donne les équations de σ_α et τ_α suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_\alpha = \sigma_x \sin^2 \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha \\ \tau_\alpha = (\sigma_x - \sigma_y) \sin \alpha \cos \alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_\alpha = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} + \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \cos 2\alpha & (3.a) \\ \tau_\alpha = \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \sin 2\alpha & (3.b) \end{cases}$$

- Ces équations sont appelées équations de l'angle double. Elles permettent de calculer l'état de contraintes sur n'importe quel plan α si l'on connaît la valeur des contraintes principales.

La construction graphique est basée sur le tracé du cercle de Mohr obtenu :

- En élevant les équations (3.a) et (3.b) au carré et en les additionnant on obtient l'équation d'un cercle de rayon $R = \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2}$ et un centre situé au point de coordonnées

$$\left[\frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2}, 0 \right]$$

2) Cercle de Mohr

Lorsque le cercle cité dans le § (1) est porté sur un graphique $\tau = f(\sigma)$ on l'appelle **cercle de Mohr** **figure I.3**, ce cercle représente les états de contrainte à deux dimensions en un point à l'équilibre, proposé par Christian Otto Mohr en 1882.

Sur le cercle de Mohr :

- l'axe horizontal représente l'amplitude de la contrainte normale
- l'axe vertical représente l'amplitude de la contrainte de cisaillement,

Le cercle de Mohr est le lieu des états de contrainte en un point lorsque le plan de coupe tourne autour de ce point. Il s'agit d'un cercle centré.

Remarque :

La même échelle doit être utilisée pour σ et τ afin d'obtenir un cercle à partir des équations (3.a) et (3.b).

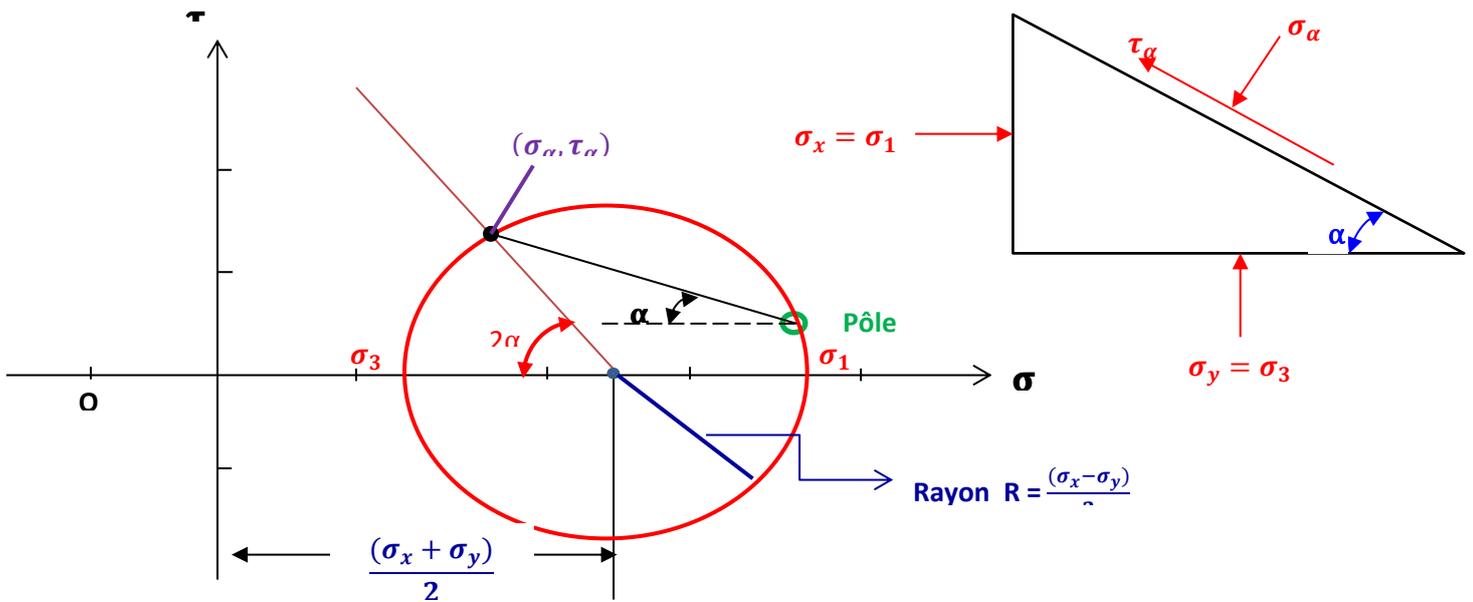


Figure I.3- cercle de Mohr États des contraintes

I.2 Les contraintes principales – les directions principales :

Le cercle de Mohr se construit à partir de la connaissance des efforts extérieurs auxquels est soumis l'élément. C'est un cercle centré sur l'axe horizontal dont les plans vertical et horizontal ne subissent pas de contraintes de cisaillement ($\tau = 0$) ils sont définis comme des plans principaux et les contraintes correspondantes sont des contraintes principales (figure I.4). Leurs positions sont situées aux coordonnées des points d'intersection du cercle de Mohr avec l'axe horizontal.

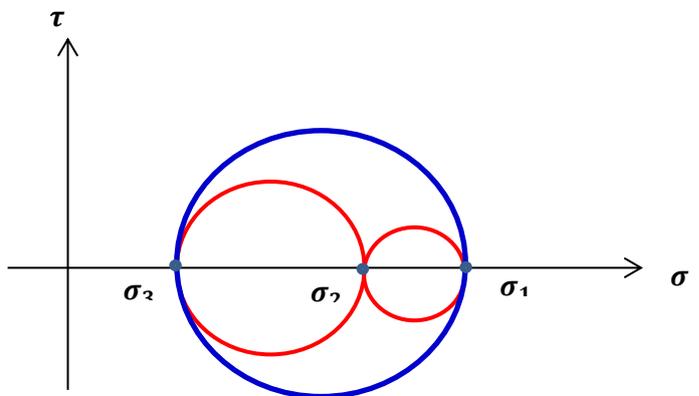


Figure I.4- Les contraintes principales

Le cercle de Mohr permet de déterminer :

- les directions principales, ainsi que les contraintes principales qui agissent sur les plans principaux.

Ces contraintes sont :

- ✓ la contrainte maximale notée : σ_1 c'est la contrainte principale majeure et le plan sur lequel elle agit s'appelle le plan principal majeur.
- ✓ La contrainte minimale notée : σ_3 c'est la contrainte principale mineure et le plan sur lequel elle agit s'appelle le plan principal mineur.
- ✓ La contrainte qui s'exerce dans la troisième dimension notée : σ_2 c'est la contrainte principale intermédiaire.

Contraintes principales majeure, intermédiaire, mineure

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

- la valeur et la direction sur laquelle agit la contrainte de cisaillement maximale τ_{max} , qui est la direction de rupture probable (l'orientation du plan de rupture) ;

I.3 États des contraintes en un point – Tenseur des contraintes.

L'état de contraintes en un point donné est caractérisé par la valeur en ce point du tenseur des contraintes (six nombres) c'est-à-dire l'ensemble des contraintes en un point M obtenues en donnant à la facette toutes les orientations possibles.

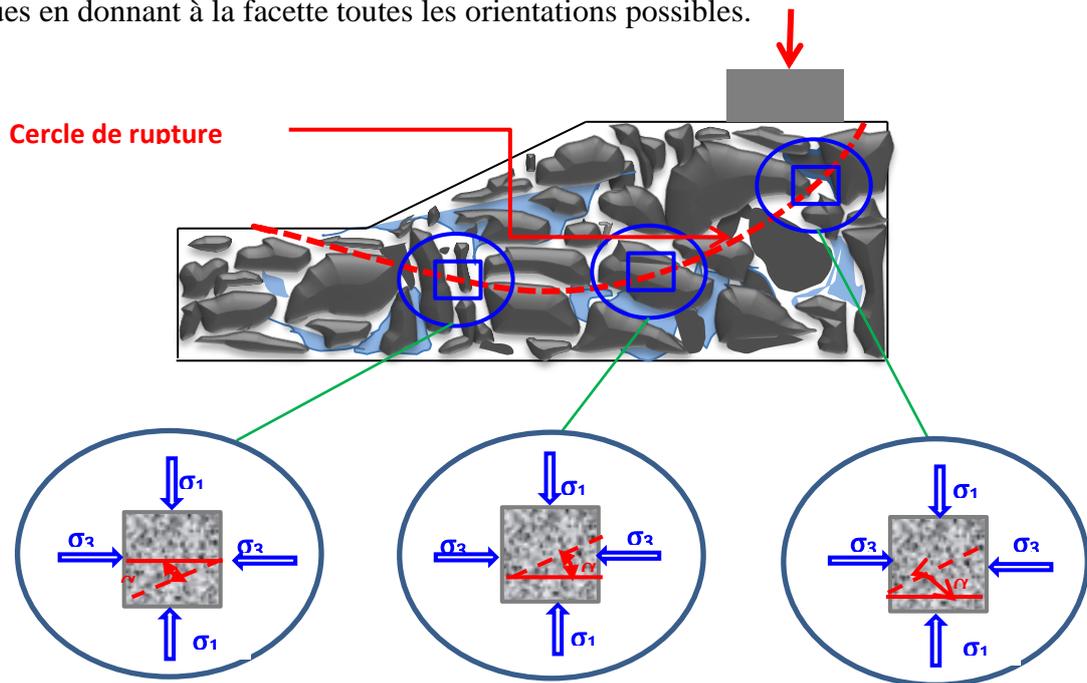
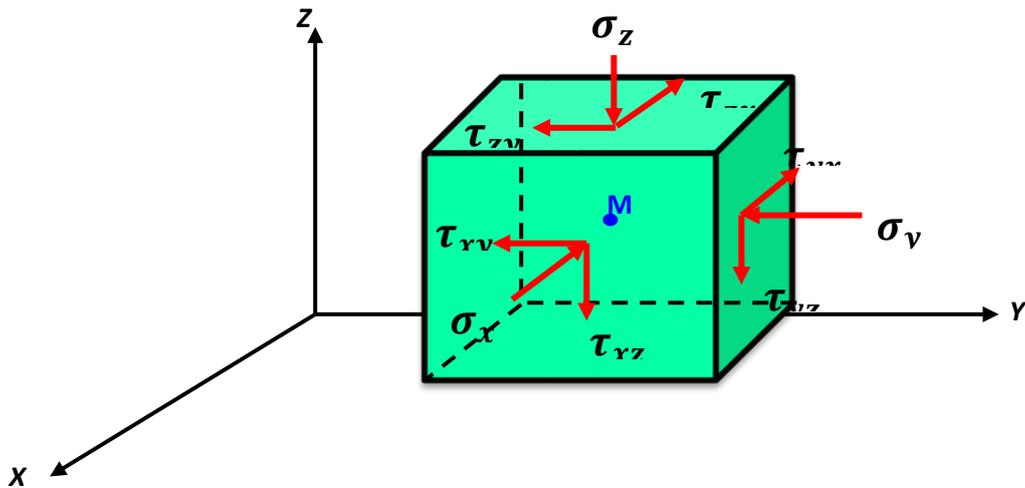


Figure I.5- États des contraintes et cercle de rupture

• **Tenseur des contraintes**

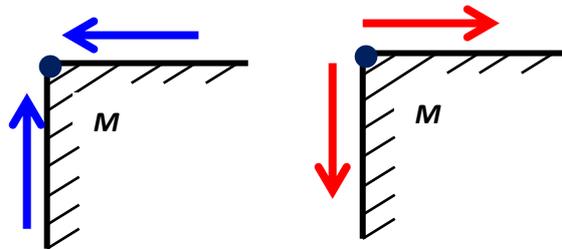
L'état de contraintes en un point M d'un milieu continu est complètement défini par le tenseur à six composantes :

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$



• Contraintes tangentielles

$$\begin{matrix} \tau_{xy} = \tau_{yx} \\ \tau_{yz} = \tau_{zy} \\ \tau_{xz} = \tau_{zx} \end{matrix}$$



On utilise souvent la représentation dans le repère des directions principales :

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

Les trois contraintes principales majeure σ_1 , intermédiaire σ_2 et mineure σ_3 ne déterminent pas de façon complète l'état de contraintes au point M, qui dépend aussi de l'orientation des axes principaux (par exemple, des trois cosinus directeurs de la contrainte principale majeure).

I.3 Le pôle

La construction graphique est basée sur un point **unique** d'une grande importance sur le cercle de Mohr, appelé **pôle**. Ce point représente l'origine de tous les plans, c'est-à-dire que toute droite passant par le pôle coupe le cercle de Mohr en un point qui définit l'état des contraintes sur un plan dont l'inclinaison est la même que celle de la droite. Le pôle est donc le point d'intersection de la droite et le cercle de Mohr.

DEUXIÈME PARTIE :

Etude d'un cas pratique

CHAPITRE IV :

**Identification géologique et
géotechnique de la zone
d'étude**

Introduction

Le projet consiste en une étude géotechnique de la zone de turbulence les grands vents parc DOUNYA, où sera construit un ensemble immobilier en R+7 + 01 sous-sol.

IV. 1 Situation du projet

Le site est délimité par :

- Autoroute (Route nationale n°01), au Nord.
- Reste du terrain (terrain vague), à l'Ouest.
- Reste du terrain et habitations, à l'Est.
- Chemin de Wilaya et reste du terrain, au Sud.



Figure IV.1 : Localisation du site de Daly Brahim par la photo satellitaire (PARC DOUNIA)

IV. 1.1 Sismicité de la région

Le territoire national est subdivisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte de zonage ci-après.

On distingue :

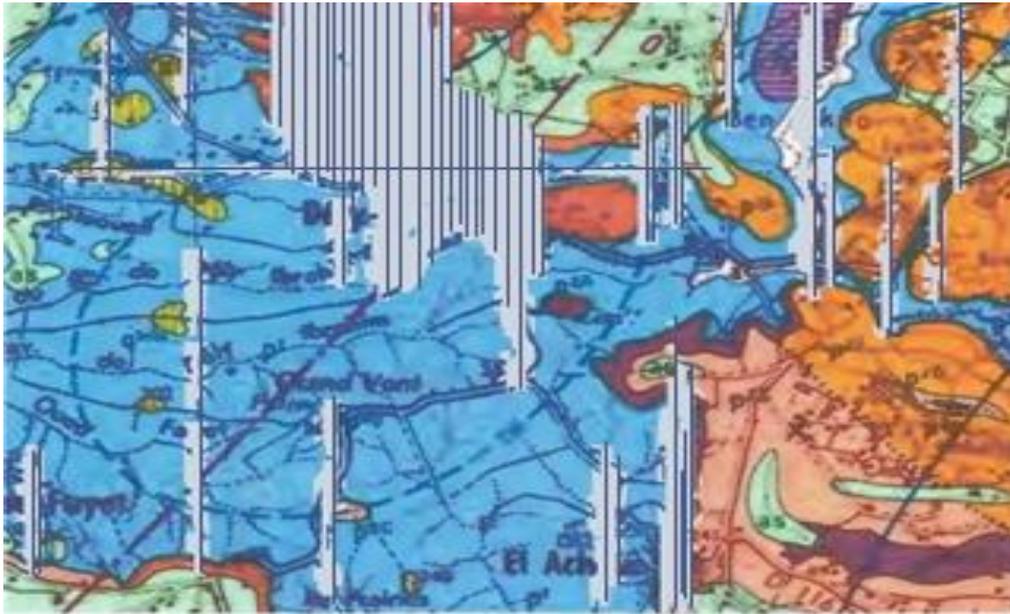


Figure IV.3 : Carte géologique de la région des Grands Vents.

As : Sable argileux plus ou moins rubéfié.

q_{1cm} : poudingue à ciment calcaire ; grés calcaires et plages de galets.

P_{2a} : fasciés argilo — sableux.

P_{2c} : fasciés calcaire ou calcaréo gréseux.

P₁ : marneux ou argileux du plaisancien.

Selon Glangeand et Al (1952) ; la région est constituée en grande partie par des formations marneuses plais anciennes qui sont sensibles à l'eau.

Suivant leur degré d'altération, les marnes plais anciennes ont des comportements tout à fait différents vis-à-vis de la stabilité de pentes et de leur résistance à la rupture.

Les marnes altérés présentent un aspect terreux à la cassure, une grande porosité liée à leur remaniement et perdent toute cohésion en présence d'eau. Les glissements de terrains se produisent dans les niveaux plaisanciens franchement marneux altérés, lorsque les pentes égalent ou dépassent 10%, ils sont du type fluage et sont reconnaissables à leur morphologie. Dans les zones où elles affleurent, les formations plais anciennes sont massives. Elles ont une puissance de plus de 200 mètres. Ailleurs, elles sont recouvertes par des dépôts récents. Ces argiles marneuses sont parfois sableuses, elles sont de couleurs gris bleu. En profondeur, (à partir d'environ 10 m), la marne est saine. Elle se présente comme une roche compacte indurée, surmontée par une zone décompressée, fissurée et légèrement altérée. Cette zone intermédiaire peut atteindre les 8.0 mètres. Près de la surface, la marne est très altérée gris jaune-gris verdâtre et souvent bariolée à cassure franchement terreuse. L'épaisseur de cette couche varie suivant l'intensité de l'altération et l'importance de la déclivité des versants. Avec les fortes pentes, les marnes altérées ne peuvent pas se développer. Très souvent, les marnes sont recouvertes par de la terre végétale ou du remblai.

IV. 3 Aperçu hydrologique et climatologique

Lorsqu'elle est saine la marne est quasiment imperméable. Elle constitue le mur de plusieurs aquifères, les ressources en eau de la formation marneuse devrait être nulle. Toutefois, les sondages ont mis en évidence la présence d'eau dans les niveaux altérés. Cette eau constitue une nappe superficielle temporaire formée pendant la saison pluvieuse par infiltration dans le réseau de fissures.

CHAPITRE IV IDENTIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

L'investigation géotechnique a consisté en la réalisation de six (06) piézomètres, afin de relever le niveau d'eau, ces relevés ont été effectués le 25/05/2011, et ce, après des pluies torrentielles abattues durant les jours de 19,20 et 21 du mois de mai 2011.

Les niveaux d'eaux sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Niveaux piézométriques

N° sondage	Niveau d'eau (m)
SC01	0.3
SC02	10
SC03	3.7
SC08	0.5
SC09	0.5
SC10	0.3
SC11	0.3

D'après l'Office National Météorologique (ONM), les statistiques climatologiques du cumul mensuel des précipitations pour la station météorologique de Bouzareah période 2001-2010, sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Climatologiques du cumul mensuel des précipitations, période de 2001-2010.

cumuls moyens mensuels des précipitations en mm	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
	85.0	59.1	62.8	45.6	54.8	3.4
	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
	5.0	15.7	38.7	63.9	157.9	112.1

IV. 4 CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE IN-SITU

Tableau IV.3 : Coordonnées des sondages et puits.

N°	X (m)	Y (m)	Z (m)
SC01	497148	4066372	257
SC02	497221	4066357	264
SC03	497378	4066369	261
SC04	497315	4066519	223
SC05	497171	4066450	248

SC6	497207	4066444	248
SC07	496953	4066556	216
SC08	497142	4066585	223
SC09	497000	40d6300	
SC10	497233	4066397	255
SC11	497097	4066459	240

PUITSOI	497300	4066357	255
PUITS02	497118	4066438	244
PUITS03	497050	4066447	235
PUITS04	497209	4066512	234
PUITS05	497224	4066470	241



Figure IV.4 : Sondage carotté au niveau de la marne plaisancienne réalisé dans la région de Dely Brahim

IV. 4.2 Lithologie obtenue à partir des sondages carottés et puits réalisés

La lithologie des sondages carottés et puits effectués est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : La lithologie des sondages carottés et puits

SC07	0.0-1.5 m	Remblai.
	1.5-6.0m	Argile marneuse grisâtre à traces d'oxydations altérée
	6.0-12.0 m	friable.Argile marneuse grisâtre à traces d'oxydations compacte.
SC08	0.0-2.2 m	Remblai.
	2.2-5.5 m	Argile marneuse grisâtre à traces d'oxydations altérée friable à compacte.
	5.5 -12.0 m	Argile marneuse grisâtre friable compacte.
SC09	0.0-3.0 m	Remblai.
	3.0-6.0 m	Argile marneuse bariolée du beige compacte.
	6.0 -7.6 m	Argile marneuse grisâtre avec présence de débris de
	7.6-12.0 m	coquilles.Argile marneuse grisâtre friable compacte.
SC10	0.0-2.0 m	Remblai.
	2.0-6.0 m	Argile marneuse altérée très oxydée grisâtre.
	6.0-10.0 m	Argile marneuse grisâtre peu compacte très oxydée.
	10.0-16.0 m	Argile marneuse grisâtre friable compacte.
SCI1	0.0-2.0 m	Remblai.
	2.0-3.0 m	Argile marneuse beige à traces d'oxydations.
	3.0-d.0 m	Argile marneuse grisâtre à traces d'oxydations compacte.
	6.0-12.0 m	Argile marneuse grisâtre friable compacte.
Puits 01	0.0-1.5 m	Remblai.
	1.5-4.0 m	Argile marneuse grisâtre friable compacte altérée.
Puits 02	0.0-3.5 m	Remblai.
	3.5-5.0 m	Argile marneuse beige à grisâtre friable compacte altérée.
Puits 03	0.0-1.0 m	Remblai.
	1.0-3.5 m	Argile marneuse beige à grisâtre altérée.
	3.5-4.0 m	Argile marneuse compacte grisâtre.
Puits 04	0.0-0.5 m	Remblai.
	0.5-2.5 m	Argile marneuse beige à grisâtre altérée.
	2.5-4.0 m	Argile marneuse compacte grisâtre.
Puits 05	0.0-0.5 m	Remblai.
	0.5-3.0 m	Argile marneuse beige à grisâtre altérée.
	3.0-4.0 m	Argile marneuse compacte grisâtre.

CHAPITRE IV IDENTIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

IV. 5 Sondages préssiométrique

L'essai préssiométrique est un essai de chargement du sol en place .Il consiste à dilater radialement au sein de sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression imposée et le déplacement de la paroi de la sonde.

Cet essai permet de déterminer à différents niveaux les paramètres suivants :

- P_l : pression limite.
- E_p : module pressiométrique.

Il permet aussi de :

- D'apprécier la succession des couches de sol et éventuellement leur nature.
- De définir l'aptitude des terrains à recevoir certain type de constructions et d'orienter le choix des fondations d'ouvrages.
- De dimensionner les fondations.
- D'évaluer les déplacements des structures en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises.

N° du sondage	Profondeurs	Descriptions du sol
SC01	0.0-2.5 m	Remblais.
	2.5-11.0 m	Argile marneuse altérée friable
	11.0-30.0 m	grisâtre.Argile marneuse grisâtre compacte.
SC02	0.0-3.0m	Remblais.
	3.0-6.7 m	Argile marneuse très altérée friable à passage d'argile marneuse peu graveleuse entre 5.4 et 6.7 m grisâtre.
	6.7-20.0 m	Argile marneuse grisâtre à traces d'oxydations compacte.
SC03	0.0-3.0m	Remblais.
	3.0-6.0m	Argile marneuse altérée friable peu graveleuse grisâtre.
	6.0-20.0 m	Argile marneuse grisâtre à traces d'oxydations compacte fiable.
SC04	0.0-3.0m	Remblais.
	3.0-7.4 m	Argile marneuse peu graveleuse grisâtre.
	7.4-9.0 m	Argile marneuse grisâtre friable altérée.
	9.0-15.0 m	Argile marneuse grisâtre friable compacte.
SC05	0.0-0.2 m	Remblais.
	0.2-3.0 m	Argile marneuse grise bariolée.
	3.0-9.0 m	Argile marneuse grisâtre bariolée du beige à traces d'oxydations friable à compacte.
	9.0-15.0 m	Argile marneuse grisâtre friable compacte.
SC06	0.0-0.3 m	Remblais.
	0.3-3.4 m	Argile marneuse grisâtre bariolée du beige.
	3.4-10.0 m	Argile marneuse grisâtre à traces d'oxydations friable à compacte.

CHAPITRE IV IDENTIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

Coordonnées des sondages préssiométrique effectués :

Tableau IV.5 : Coordonnées des sondages préssiométrique

N°	X(m)	Y(m)	Z(m)
SP01	497188	4066451	248
SP02	497133	4066471	241
SP03	497064	4066350	249

IV. 5.1 Lithologie obtenue à partir des sondages préssiométrique

La lithologie des sondages préssiométrique effectués est résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Lithologie des sondages préssiométrique

N° du sondage	Profondeurs	Descriptions du sol
SP01	0.0-9.0 m 9.0-15 m	Argile marneuse grisâtre altérée. Argile marneuse compacte grisâtre.
SP02	0.0-9.0 m 9.0-15 m	Argile marneuse grisâtre altérée. Argile marneuse compacte grisâtre.
SP03	0.0-6.0 6.0-15.0	Argile marneuse grisâtre altérée peu graveleuse. Argile marneuse compacte grisâtre.

IV.5.2 Résultats des paramètres préssiométrique

Les résultats des paramètres préssiométrique sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Résultats des paramètres préssiométrique

Sondage	PI (bars)	Ep (bars)	\bar{P}_l (bars)	\bar{E}_p (bars)	\bar{E}_p / \bar{P}_l	Etat de consolidation
SP01	7.46-35.99	98.37-726.15	12.33	196.88	15.97	Surconsolidé
SP02	5.35-36.8	152.57-1085.43	20.27	509.49	25.14	Surconsolidé
SP03	11.12-26.12	163.79-1870.17	28.0	415.33	14.83	Surconsolidé

D'après les résultats obtenus à partir de l'essai pressiométrique, le site est classé dans la catégorie "S3" (site meuble) selon la classification des sites de RPA 99 v 2003 (Article 3.3)

IV. 6 Essais de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique est un essai géotechnique qui teste le terrain en place et fournit une caractéristique du sol dénommée résistance dynamique. Il consiste à mesurer l'enfoncement d'une pointe soumise à une énergie de battage.

CHAPITRE IV IDENTIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

L'essai de pénétration dynamique permet d'apprécier :

- La succession de différentes couches de terrain.
- L'homogénéité d'une couche ou présence d'anomalies.
- La position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

IV.6.1 Résultats obtenus à partir des essais de pénétration dynamique

Les résultats obtenus par cet essai sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Résultats des essais de pénétration dynamique

N° de zone	N° de l'essai	Profondeur du refus (m)
01	01/02/03/04/	6.8-13.0
02	07/08	/
03	05/06	13.4

Les refus enregistrés, sont dus à la formation **argilo-marneuse compacte**.

Les pénétrogrammes enregistrés distinguent trois types de sol :

- **Sol 01 (remblai)** : caractérisé par une très faible résistance en pointe (entre 10 et 50 bars).
- **Sol 02 (argile marneuse altérée)** : caractérisée par une faible résistance en point (entre 10 et 150 bars).
- **Sol 03 (argile marneuse compacte)** : caractérisée par une bonne résistance en point (supérieure à 150 bars).

Des pics de résistance ont été enregistrés, signalant des passages **d'argile graveleuse**.

IV. 7 Essais géophysiques

IV. 7.1 Profils sismiques

Nous avons réalisé quatre (04) profils de sismique réfraction dans le but de mesurer les vitesses successives des couches sous-jacentes ainsi que leurs épaisseurs et de classer le terrain prospecté.

IV. 7.2 Principe de l'essai

La sismique réfraction consiste à provoquer un ébranlement artificiel à l'aide d'un marteau, l'ébranlement déforme le milieu traversé, ces déformations se propagent sous forme d'ondes réfractées sur les surfaces de discontinuité et enregistrées à l'aide des géophones. Les temps de propagation permettent de calculer les vitesses de propagation des ondes dans le sous-sol.

Dans notre étude on ne s'intéresse qu'aux ondes primaires de vitesse "Pr", qui permettent de mesurer les épaisseurs des couches et d'apprécier leur nature, et aux ondes secondaires de vitesse "Kg" qui permettent de classer le sol d'après les règles parasismiques Algériennes.

CHAPITRE IV IDENTIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

IV. 7.3 Equipements de mise en œuvre

Le laboratoire a réalisé les essais de reconnaissance géophysique par sismique réfraction à l'aide d'un équipement performant constitué des éléments suivants :

- Un sismographe modèle PASI SISMOLPC I2SI2L, à canaux multiples.
- 12 géophones verticaux connectés à une tresse sismique modèle SM4 10 HZ.
- 12 géophones horizontaux connectés à une tresse sismique modèle SM4 10 HZ.
- Une source d'énergie sismique.

IV. 7.4 Position des profils sismiques

Nous avons réalisé des profils sismiques avec une longueur égale à 39 mètres et un pas régulier de 3 mètres, puis nous avons effectué cinq tirs :

- Trois tirs avec connexion des géophones verticaux pour générer les ondes de compression :
- Un tir au milieu du profil (tir centré (Tc)) et 2 tirs symétriques par rapport à ce milieu (tir direct (TD) et tir reverse (TR)).
- Deux tirs avec connexion des géophones horizontaux pour enregistrer les ondes de cisaillement (tir direct (TD) et tir reverse (TR)).

IV. 7.5 Interprétation des profils sismiques

L'objectif de ces profils est la détermination des épaisseurs des formations géologique et les contrastes de vitesses dans le site. Les tableaux suivants résument les résultats :

Tableau IV.9 : Modèle de terrain de chaque tir effectué pour le profil sismique PSI

	Vitesses de propagation des ondes de compression			épaisseurs des couches	
	V_{p1} (m/s)	V_{p2} (m/s)	V_{p3} (m/s)	h_1 (m)	h_2 (m)
Tir direct	440	610	1420	1.9	5.3
Tc inverse	440	680	/	1.4	/
Tc direct	390	730	/	1.7	/
Tir inverse	350	730	1440	1.7	5.5
Les valeurs moyennes	405	688	1430	1.7	5.4

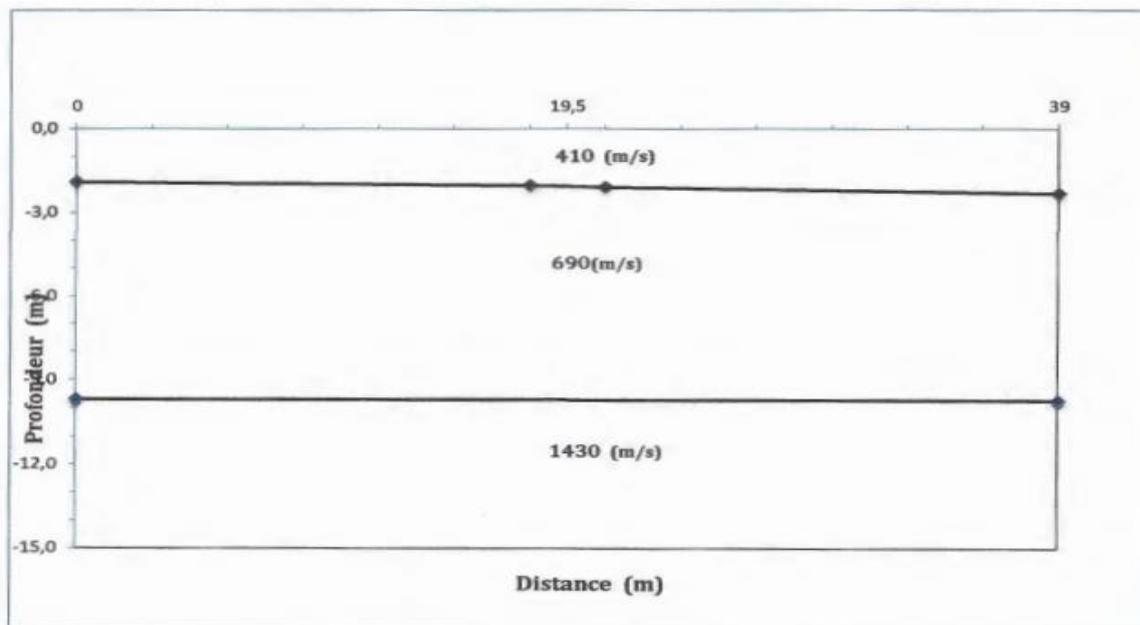


Figure IV.5 : Coupe Géosismique PS1

Tableau IV.10 : Modèle de terrain de chaque tir effectué pour le profil sismique PS2

	Vitesses de propagation des ondes de compression			épaisseurs des couches	
	V _{p1} (m/s)	V _{p2} (m/s)	V _{p3} (m/s)	h ₁ (m)	h ₂ (m)
Tir direct	370	940	2130	3.0	5.2
Tc inverse	400	1000	/	2.4	/
Tc direct	390	1040	/	2.4	/
Tir inverse	400	1180	2480	4.5	5.4
Les valeurs moyennes	390	1040	2305	3.1	5.3

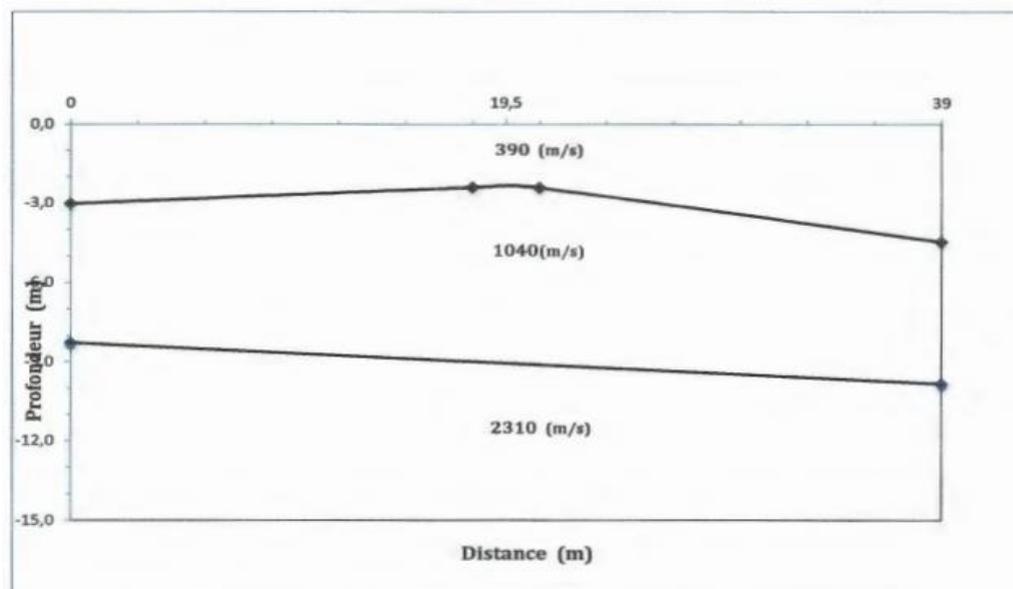


Figure IV.6 : Coupe Géosismique PS2

	Vitesses de propagation des ondes de compression			épaisseurs descouches	
	V_{p1} (m/s)	V_{p2} (m/s)	V_{p3} (m/s)	h_1 (m)	h_2 (m)
Tir direct	550	1570	/	2.9	/
Tc inverse	590	1740	/	2.7	/
Tc direct	670	1720	/	3.5	/
Tir inverse	480	1750	/	3.5	/
Les valeurs moyennes	572.5	1695	/	3.15	/

Tableau IV.11 : Modèle de terrain de chaque tir effectué pour le profil sismique PS4

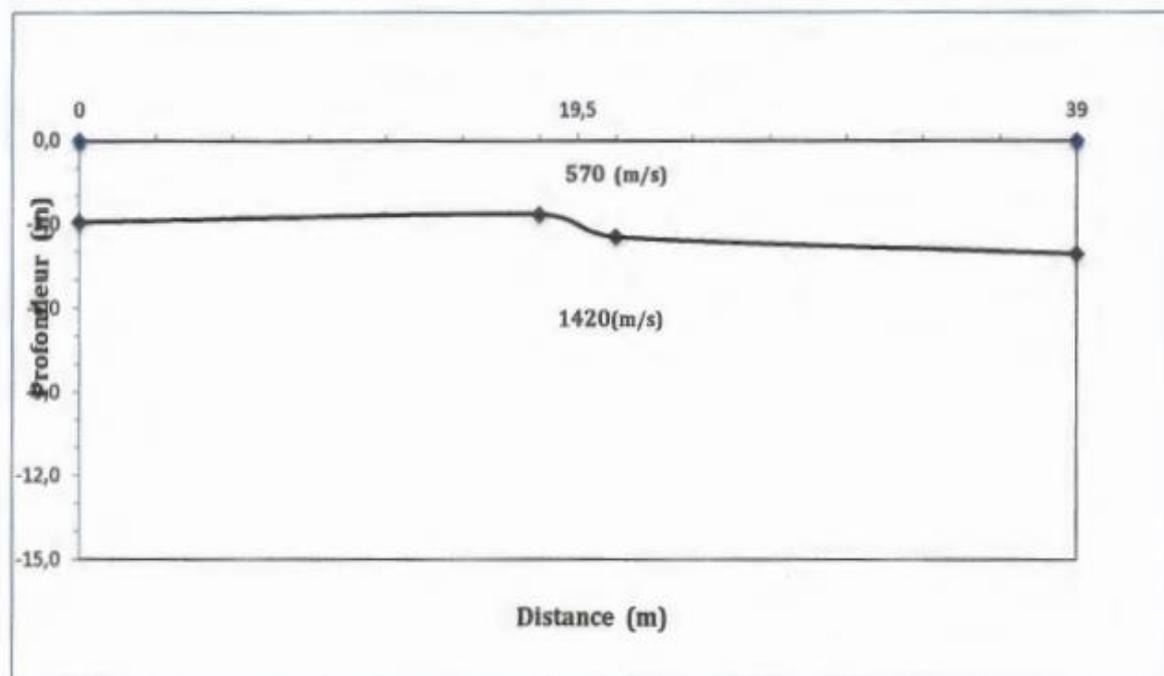


Figure IV.7 : Coupe Géosismique PS3

	Vitesses de propagation des ondes de compression			Épaisseurs descouches	
	V_{p1} (m/s)	V_{p2} (m/s)	V_{p3} (m/s)	h_1 (m)	h_2 (m)
Tir direct	670	960	2170	1.8	8.3
Tc inverse	430	750	2220	1.4	/
Tc direct	430	980	/	1.5	/
Tir inverse	610	1070	2260	3.0	5.5
Les valeurs moyennes	535	940	2217	1.9	6.9

Tableau IV.12 : Modèle de terrain de chaque tir effectué pour le profil sismique PS4

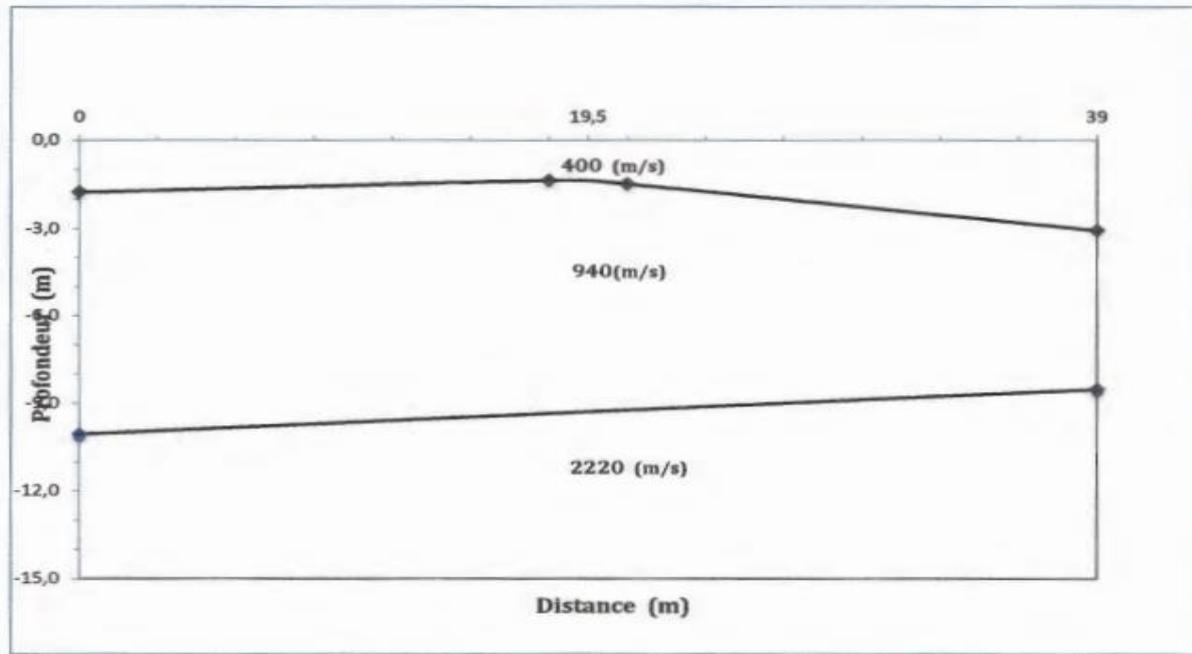


Figure IV.8 : Coupe Géosismique PS4

Les vitesses des ondes de cisaillement déterminées aux moyens des essais géophysiques réalisés sur site sont représentées dans le tableau qui suit :

		Vitesses de propagation des ondes de cisaillement			$V_{S.moy} (m/s)$
		$V_{S1} (m/s)$	$V_{S2} (m/s)$	$V_{S3} (m/s)$	
PS1	Tir direct	190	380	640	399
	Tir inverse	180	360	640	
	Vitesses moyennes	185	370	640	
PS2	Tir direct	180	320	700	459
	Tir inverse	360	460	730	
	Vitesses moyennes	270	390	715	
PS3	Tir direct	230	/	680	492.5
	Tir inverse	230	/	650	
	Vitesses moyennes	230	/	665	
PS4	Tir direct	210	380	780	480
	Tir inverse	210	440	860	
	Vitesses moyennes	210	410	820	

Tableau IV.13 : Variation de la vitesse des ondes S

IV.7.6 Synthèse des résultats :

L'interprétation des données a permis de différencier généralement trois terrains présentant les vitesses suivantes :

- Une couche de recouvrement superficielle apparaît avec une épaisseur moyenne de 1.8 à 3.1 mètres, révèle des vitesses des ondes de compression de l'ordre de 520 m/s à 700 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 190 m/s à 230 m/s.
- Un deuxième terrain apparaît dans les profils PSI , PS2 et PS4 d'épaisseur variant de 5.3 à 6.9 mètres, présente des valeurs de vitesses moyennes des ondes de compression de l'ordre de 1330 m/s à 1590 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 390 m/s à 410 m/s .
- Le troisième terrain apparaît dans les profils sismiques PSI et PS3 , à partir de la profondeur 5.2 mètres en moyenne, présentant des valeurs de vitesses moyennes des ondes de compression de l'ordre de 1430 m/s à 1700 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 640 m/s à 670 m/s.
- Le quatrième terrain apparaît dans les profils sismiques PS2 et PS4, à partir de la profondeur 8.6 mètres en moyenne, présentant des valeurs de vitesses moyennes des ondes de compression de l'ordre de 2220 m/s à 2310 m/s et des vitesses des ondes de cisaillement de l'ordre de 730 m/s à 820 m/s.

IV. 7.7 Caractéristiques élastiques des formations de sol

Selon la théorie de l'élasticité, les vitesses sismiques sont calculées à partir des deux formules suivantes :

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \text{ et } V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$

D'où on peut tirer les deux paramètres élastiques suivants :

- E : module élastique de sol.
- ν : coefficient de poisson.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.14 : Caractéristiques élastiques des formations de sol

Nature de sol	V_p (m/s)			V_s (m/s)			E (Kpa)			ν		
	min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy
Remblais	390	410	400	190	210	200	160158	190608	175383	0.31	0.36	0.34
Argile marneuse	690	1040	865	230	410	320	304244	952853	628548	0.3	0.42	0.36
Argile marneuse compacte	1420	2310	1865	640	820	730	2443867	4146801	3295334	0.36	0.45	0.40

❖ Classification du site

L'ensemble de ces résultats montre que la sismique réfraction a permis de classer le sol selon les règles parasismiques Algérienne (**RPA 1999 version 2003**) en catégorie **S3 (Sol Meuble)**.

IV. 8 ESSAIS DE LABORATOIRE

L'étude géotechnique consiste à caractériser du point de vue géotechnique les différentes formations de sol, afin de mieux comprendre leurs comportements mécaniques.

Le programme de reconnaissance réalisé a fait l'objet des essais suivants :

- **Essai d'identification** (114 essais de densité, 42 essais de granulométrie, 48 essais de limite d'Atterberg)
- **Essais mécaniques** (12 odomètres avec essais de perméabilités et calcul de C_v , 09 essais triaxial de type drainé et non drainé, 29 essais cisaillement type drainé et non drainé, 04 essais de la résistance à la compression simple, 07 essais de gonflement libre et 01 essai de Proctor modifié).
- **Essais chimiques** (04 essais d'analyse chimique complète, 02 d'analyse chimique sommaire et 06 essais de VBs)

Vu le nombre important d'essais en laboratoire réalisés sur les différentes couches traversées par les sondages carottés, le calcul de la moyenne pour chaque paramètre sont utilisées dans la classification de différentes couches de sol.

Les caractéristiques physico-mécaniques des différentes unités géotechniques sont données sous forme de tableaux.

CHAPITRE IV IDENTIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

L'analyse et la synthèse des différentes coupes lithologiques et des sondages carottés réalisés a permis de différencier les type de sol suivants :

- **Remblai** : très hétérogène et de nature différente (argile, marne) et son épaisseur moyenne est de 2.0 à 3.0m.
- **Argile marneuse altérée** : bariolée avec une épaisseur qui varie entre 3 à 9 m.
- **Argile marneuse compacte (substratum marneux)** : dont le toit est situé au-delà de 9 m de côte à partir du TN.

IV.8.1 Essais d'identification

IV. 8.1.1 Remblai

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Essais d'identification (remblai)

Caractéristiques		Val min	Val max	Moyenne
Densité sèche	$\gamma_d(t/m^3)$	1,45	1,45	1,45
Teneur en eau pondérale	W (%)	14	14	14
Densité humide	$\gamma_h(t/m^3)$	1.65	1.65	1.65
Granulométrie	5mm	93	100	96.5
	2mm	90	100	95
	0.08mm	57	98	77.5
Sédimentometrie	20 μ m	34	86	60
	2 μ m	14	44	29
Limites d'atterberg	Wl (%)	37	53	45
	Ip	18	26	22

D'après la synthèse et l'analyse des différentes caractéristiques physico-mécaniques de cette couche, on constate que cette dernière est caractérisée par :

- Une classe granulométrique des sols fins. (% <0.08mm=89%).
- Un sol de densité faible ($\gamma_d = 1,45 t/m^3$), hautement plastique ($I_p = 24$).
- Selon la classification LCPC, les remblais sont classés comme argiles très plastiques

CHAPITRE IV IDENTIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

IV. 8.1.2 Argile marneuse altérée :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Essais d'identification (argile marneuse altérée)

Caractéristiques	Notations	Val min	Val max	Moyenne
Densité sèche	$\gamma_d(t/m^3)$	1.19	1.93	1.56
Teneur en eau pondérale	W (%)	14	30	22
Degré de saturation	Sr (%)	79	100	89.5
Densité humide	$\gamma_h(t/m^3)$	1.76	2.22	1.99
Densité des grains de sol	$\gamma_s(t/m^3)$	2.54	2.63	2.58
Granulométrie	5mm	94	100	97
	2mm	84	100	92
	0.08mm	77	100	88.5
Sédimentometrie	20 μ m	50	86	68
	2 μ m	10	42	26
Limites d'atterberg	Wl (%)	40	57	48.5
	Ip	20	29	24.5
Limite de retrait	LR (%)	15	16	15.5

D'après la synthèse et l'analyse des différentes caractéristiques physico-mécaniques de cette formation, on constate que cette dernière est caractérisée par :

- Une classe granulométrique des sols fins. ($\% < 0.08\text{mm} = 89\%$).
- Un sol de densité moyenne ($\gamma_d = 1,7 \text{ t/m}^3$), hautement plastique ($I_p = 27$), consistant ($I_e > 1$) et détrempe ($S_r = 95\%$).

Selon la classification LCPC, argile marneuse altérée sont classés comme argiles très plastiques.

IV. 8.1.3 Argile marneuse compacte :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV IDENTIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau IV.17 : Essais d'identification (argile marneuse compacte)

Caractéristiques	Notation	Val min	Val max	Moyenne
Densité sèche	$\gamma_d(t/m^3)$	1.57	2.01	1.79
Teneur en eau pondérale	W (%)	12	26	19
Degré de saturation	Sr (%)	74	100	87
Densité humide	$\gamma_h(t/m^3)$	1.99	2.27	2.13
Densité des grains de sol	$\gamma_s(t/m^3)$	2.54	2.69	2.62
Granulométrie	5mm	100	100	100
	2mm	100	100	100
	0.08mm	97	100	98.5
Sédimentometrie	20 μ m	68	85	76.5
	2 μ m	16	42	29
Limites d'atterberg	W1 (%)	51	57	54
	Ip	26	28	27
Limite de retrait	LR (%)	16	20	18

D'après la synthèse et l'analyse des différentes caractéristiques physico-mécaniques de cette formation, on constate que cette dernière est caractérisée par

- Une classe granulométrique des sols fins. ($\% < 0.08\text{mm} = 98.6\%$).
- Un sol de densité élevée ($\gamma_d = 1,87\text{ t/m}^3$), hautement plastique ($I_p = 27$), consistant ($I_c > 1$) et détrempe ($S_r = 7\%$).
- Selon la classification LCPC, argile marneuse compactes sont classés comme argiles très plastiques.

IV. 8.2. Essais mécaniques

IV.8.2.1 Remblai

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV IDENTIFICATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau IV.18 : Essais mécaniques (remblai).

Caractéristiques		Val min	Val max	Moyenne
Cisaillement rectiligne UU	Cu(Bar)	0.22	0.39	0.30
	ϕ_u (°)	8	11	9

D'après la synthèse et l'analyse des différentes caractéristiques physico-mécaniques de cette couche, on constate que cette dernière est caractérisée par :

- Les essais de cisaillement révèlent que le sol a des caractéristiques de cisaillement faibles ($C=0,30\text{bar}$), et un angle de frottement $\phi=9^\circ$.

IV. 8.2.2 Argile marneuse altérée :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 : Essais mécaniques (argile marneuse altérée)

Types d'essais	Caractéristiques	Notation	Val min	Val max	Moyenne
Résultats oedométrique	Pression de préconsolidation	Pc(Bar)	1.12	2.22	1.67
	Coefficient de compressibilité	Ct	10.39	23.59	16.99
	Coefficient de gonflement	Cg	3.89	10.53	7.21
	Perméabilité	k (cm/s)	$6.78 \cdot 10^{-7}$	$11.3 \cdot 10^{-7}$	$9.04 \cdot 10^{-7}$
	Coefficient de consolidation	c_v (m ² /s)	2.34	5.87	4.105
	Pression de gonflement	Pg (bars)	0.26	0.64	0.45
Essais mécaniques	Résistance à la compression simple	RCS	1.74	1.74	1.74
	Cisaillement rectiligne UU	Cu(Bar)	0.36	1.31	0.84
		ϕ_u (°)	9	25	17
	Cisaillement rectiligne CD	C'(Bar)	0.19	1.09	0.64
		ϕ' (°)	11	19	15
	Cisaillement Triaxial UU	Cu(Bar)	1.0	1.18	1.06
		ϕ_u (°)	13	15	14
	Cisaillement Triaxial CD	C'(Bar)	0.27	0.27	0.27
		ϕ' (°)	14	14	14

D'après la synthèse et l'analyse des différentes caractéristiques physico-mécaniques de cette formation, on constate que cette dernière est caractérisée par

- Les essais de compressibilité à l'œdomètre montrent que le sol est moyennement compressible ($C_t = 15.96\%$), gonflant ($C_g = 5.42\%$).
- Pression de gonflement faible ($P_g = 0.46$ bars).

IV. 8.2.3 Argile marneuse compacte

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 : Essais mécaniques (argile marneuse compacte)

Type d'essais	Caractéristiques	Notation	Val min	Val max	moyenne
Résultats œdométriques	Pression de préconsolidation	Pc(Bar)	1.09	3.11	2.1
	Coefficient de compressibilité	Ct	8.71	13.74	11.22
	Coefficient de gonflement	Cg	1.91	6.78	4.34
	Perméabilité	K (cm/s)	$5.95 \cdot 10^{-7}$	$5.95 \cdot 10^{-7}$	$5.95 \cdot 10^{-7}$
	Coefficient de consolidation	Cv (cm ² /s)	$1.34 \cdot 10^{-3}$	$1.34 \cdot 10^{-3}$	$1.34 \cdot 10^{-3}$
	Pression de gonflement	Pg (bars)	0.36	0.65	0.505
Essais mécaniques	Résistance à la compression simple	RCS	1.79	7.96	4.875
	Cisaillement rectiligne UU	C _u (bars)	0.78	1.5	1.14
		φ _u (°)	10	16	13
	Cisaillement rectiligne CD	C' (bars)	0.37	0.55	0.46
		φ' (°)	15	15	15
	Cisaillement triaxial UU	C _u (bars)	0.83	0.91	0.87
		φ _u (°)	13	17	15
	Cisaillement triaxial	C' (bars)	0.32	0.32	0.32
		φ' (°)	15	15	15

D'après la synthèse et l'analyse des différentes caractéristiques physico-mécaniques de cette formation, on constate que cette dernière est caractérisée par :

- Les essais de compressibilité à l'œdomètre montrent que le sol est moyennement compressible (Ct=11.63%), peu gonflant (Cg = 3.92%).
- Pression de gonflement moyenne (Pg=0.52bars).

IV.8.3 Essais chimiques

- Les formations d'argiles contiennent un taux de carbonate CaCO_3 compris entre (10 et 30%), ce qui classe le sol dans la catégorie des argiles faiblement marneuses.
- Le sol ne présente aucune agressivité vis-à-vis des bétons des fondations.
- Les valeurs de l'activité des particules argileuses ($A_{CB} = V_{BS}/C_2$) sont inférieures à 3, ce qui classe les argiles dans la catégorie des argiles **inactives**.

CHAPITRE V :

**Calcul de la capacité
portante**

Introduction

La détermination de la capacité portante d'une fondation, constitue une étape fondamentale dans la conception et le dimensionnement d'un ouvrage.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique, une solution en fondation profonde est envisagée.

Le choix du type de fondation exige de :

- s'assurer que la capacité portante du sol de fondation est compatible avec les charges transmises par la structure.
- s'assurer que le tassement de la fondation reste admissible, dans le cas contraire c'est-à-dire le tassement est excessif, on doit résoudre ce problème soit en renforçant le sol soit en changeant le type de fondation.

L'étude porte sur le calcul des fondations du bâtiment R+7, dont le dimensionnement est présenté dans le mémoire intitulé [Impact de la catégorie du site d'implantation sur le comportement d'un bâtiment (R+7) à usage multiple].

L'étude du dimensionnement conclue que le type de fondation adoptée est une fondation superficielle de type "**Radier**", voir sur la figure ci-dessous :

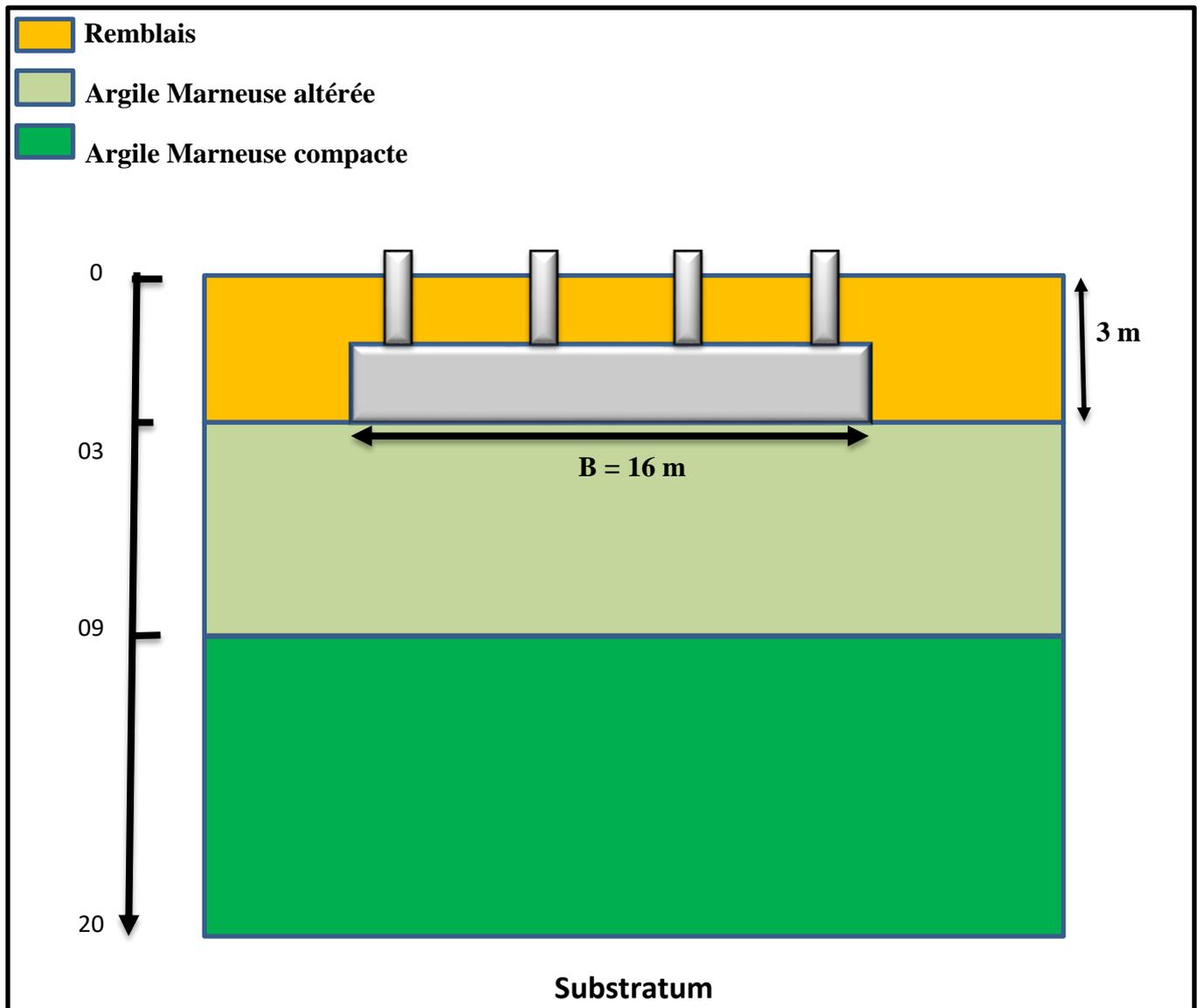


Figure V.1 : profil du sol du site

I.1. Méthode de calcul C-φ

q_L : contrainte limite

Formule de Terzaghi : $q_L = 1/2 \cdot \gamma_1 B N_\gamma + C N_c + \gamma_2 D N_q$

q_{adm} : contrainte admissible : $q_{adm} = \frac{q_L - \gamma D}{F} + \gamma D$

D'après le fascicule N°62-Titre V :

F=2 à L'ELU

F=3 à L'ELS

Les dimensions du bâtiment :

- ✓ Longueur en plan : **$L_y = 15,00$ m**
- ✓ Largeur en plan : **$L_x = 16,00$ m**

La profondeur d'encrage **$D = 3$ m**

$q = 250$ Kpa

I.1.1 Calcul en conditions non drainées

Sol fin, cohérent et saturé ; on fait un calcul à court terme, en contraintes totales :

Cohésion non drainée C_u .

❖ Avec **$C = C_u$ et $\phi = 0$** .

Donc **$N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$**

- ✓ Fondation lisse **$N_c = \pi + 2 = 5,14$**
- ✓ Fondation rugueuse **$N_c = 5,71$**

Avec **$\gamma_d = 15,6$ KN/m³ et $\gamma_s = 25,8$ KN/m³**

$\gamma_{sat} = \gamma_d + (1 - \gamma_d / \gamma_s) \times \gamma_w = 15,6 + (1 - 15,6/25,8) \times 10 = 19,55$ KN/m³

a) Fondation lisse

$q_L = C_u N_c + (q + \gamma_2 D)$

On calcul S_c et S_q à partir du tableau suivant :

Tableau V.1 : Coefficients de forme selon Terzaghi en conditions drainées et non drainées

Fondation	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)	Circulaires
$S_\gamma(1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8
S_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2
S_q	1	1

(1) Conditions drainées, seulement

Tableau XXVIII : Coefficients de forme (Eurocode 7)

$$S_c = 1 + 0,2 \times \frac{B}{L}; S_c = 1 + 0,2 \times \left(\frac{16}{15}\right) = 1,21$$

$$S_q = 1 \text{ et } S_\gamma = 0,8$$

$$q_L = 30 \times 5,14 + (250 + 19,55 \times 3); \quad \boxed{q_L = 4,63 \text{ bars}}$$

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{q_l - \gamma D}{F_s}$$

$$= 19,3 \times 3 + \frac{463 - 19,3 \times 3}{2}; \quad \boxed{q_{adm} = 1,92 \text{ bars}}$$

b) Fondation rugueuse

$$q_L = 1,21 \times 30 \times 5,71 + (250 + 19,55 \times 3); \quad \boxed{q_L = 5,15 \text{ bars}}$$

Fondations	Conditions saturés et non drainées		Conditions drainées ou non saturés non drainées	
	rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L = 1)	rectangulaires	carrées ou circulaires (B/L = 1)
s_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin \phi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{\left(1 + \sin \phi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \phi'$	$1 + \sin \phi'$

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{q_l - \gamma D}{F_s}$$

$$= 19,3 \times 3 + \frac{515 - 19,3 \times 3}{2}; \quad \boxed{q_{adm} = 2,86 \text{ bars}}$$

Avec $C = C_u$ et $\phi = 9$

D'après le tableau ;

$$N_\gamma = 1,03 ; N_c = 7,92 \text{ et } N_q = 2,25$$

$$q_L = 0,5 \times 19,55 \times 16 \times 1,03 \times 0,8 + 30 \times 7,92 \times 1,21 + (250 + 19,55 \times 3) \times 2,25$$

$$q_L = 11,10 \text{ bars}$$

$$q_{adm} = 19,3 \times 3 + \frac{1110 - 19,3 \times 3}{2} ;$$

$$q_{adm} = 5,84 \text{ bars}$$

I.2. Calcul en conditions drainées

On fait un calcul à long terme ; sol saturé.

Avec $C = C'$ et $\phi = \phi'$.

$$C' = 0,64 \text{ bars et } \phi = 20^\circ$$

$$q_L = 1/2 \cdot \gamma' \cdot S_\gamma \cdot B N_\gamma (\phi') + S_c C N_c (\phi') + S_q (q + \gamma' \cdot 2D) N_q$$

En prenant en considération les différents niveaux de la nappe phréatique :

a) Absence de la nappe ; $h_w = 0$

$$h_w = 0 ; \gamma_2 D = \gamma' D \text{ et } \gamma_1 = \gamma'$$

$$\text{Avec } \gamma = 19,3 \text{ et } \gamma' = \gamma - \gamma_w = 9,3$$

$$q_L = 1/2 \cdot \gamma' \cdot S_\gamma \cdot B N_\gamma (\phi') + S_c C N_c (\phi') + S_q (q + \gamma' D) N_q$$

$$q_L = 0,5 \times 9,3 \times 0,8 \times 16 \times 3,5 + 1,21 \times 64 \times 14,8 + (250 + 9,3 \times 3) \times 6,4$$

$$q_L = 31,33 \text{ bars}$$

Avec $S_\gamma = 0,8$; $S_c = 1,2$; $S_q = 1$ et $N_q = 6,4$; $N_\gamma = 3,5$; $N_c = 14,8$; voir tableau ci-dessous.

ϕ	N_c	N_q	N_{γ}	N_v (EC7)	ϕ	N_c	N_q	N_{γ}	N_v (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	46.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	495.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

Tableau XXIX : Valeurs des facteurs de portance (recommandations Eurocode 7)

b) Nappe au niveau de départ ; $hw = 0,3$ m

- $0 < hw < D$;
- $\gamma_1 = \gamma'$ et $\gamma_2 D = \gamma hw + \gamma' (D - hw)$

$$\gamma_2 D = 19,3 \times 0,3 + 9,3(3 - 0,3) = 30,9 \text{ KN/m}^2$$

$$q_L = 0,5 \times 9,3 \times 0,8 \times 16 \times 3,5 + 1,21 \times 14,8 \times 64 + 1(250 + 30,9) \times 6,4$$

$q_L = 31,52 \text{ bars}$

c) Nappe au niveau d'ancrage ; $hw = 3$ m

- $hw = D$;
- $\gamma_2 D = \gamma D$ et $\gamma_1 = \gamma'$

$$\gamma \times D = 19,3 \times 3 = 57,9 \text{ KN/m}^2$$

$$q_L = 0,5 \times 9,3 \times 0,8 \times 16 \times 3,5 + 1,21 \times 14,8 \times 64 + 1(250 + 57,9) \times 6,4$$

$q_L = 33,25 \text{ bars}$

d) Nappe peu profonde ; $hw = 5$ m

- $D < hw < D + B$
- $\gamma_2 D = \gamma D$ et $\gamma_1 = \gamma' + \left(\frac{hw - D}{B} \right) (\gamma - \gamma')$

$$\gamma_1 = 9,3 + \left(\frac{5-3}{16}\right)(19,3 - 9,3) = 10,55 \text{ KN/m}^2$$

$$q_L = 0,5 \times 10,55 \times 0,8 \times 16 \times 3,5 + 1,21 \times 14,8 \times 64 + 1(250 + 57,9) \times 6,4$$

$$q_L = 33,53 \text{ bars}$$

e) Nappe profonde ; $hw = 20 \text{ m}$

➤ $hw > D + B$

➤ $\gamma_2 D = \gamma D$ et $\gamma_1 = \gamma$

$$q_L = 0,5 \times 19,3 \times 0,8 \times 16 \times 3,5 + 1,21 \times 14,8 \times 64 + 1(250 + 19,3 \times 3) \times 6,4$$

$$q_L = 35,49 \text{ bars}$$

I.2.1 Calcul de la capacité portante avec l'influence de l'inclinaison

$$q_L = 1/2 \times i_y \times S_y \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma(\varphi) + i_c \times S_c \times C N_c(\varphi) + i_q \times S_q \times (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$$

Avec $i_y = (1 - \delta/\varphi')^2$, (δ : angle d'inclinaison) ; $\delta = 20$, $\varphi' = 20$

$$i_y = \left(1 - \frac{20}{20}\right)^2 = 0$$

$$i_c = i_q = (1 - 2\delta/\pi)^2 ;$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{40}{180}\right)^2 = 0,6$$

$$q_L = 0,5 \times 9,3 \times 0,8 \times 16 \times 3,5 \times 0 + 1,21 \times 64 \times 14,8 \times 0,6 + 0,6 \times (250 + 9,3 \times 3) \times 6,4$$

$$q_L = 17,55 \text{ bars}$$

I.2.2 Calcul de la capacité portante avec l'influence de l'excentrement de la charge.

Dans le cas d'une charge d'excentrement e parallèle à B , on applique ma méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer la largeur B par la largeur réduite ou effective :

$$B' = B - 2e ; \text{ avec } e = 1/4.B$$

$$B = \frac{16}{4} = 4$$

$$B' = 16 - 2 \times 4 = 8$$

$$q_L = 1/2 \times \gamma B' N_\gamma + (q + \gamma_2 D) N_q + C N_c$$

$$q_L = 0,5 \times 9,3 \times 0,8 \times 8 \times 3,5 + 1,21 \times 64 \times 14,8 + (250 + 9,3 \times 3) \times 6,4$$

$$q_L = 30,28 \text{ bars}$$

I.3. Méthode des essais in situ :

I.3.1 Avec l'essai Préssiométrique

$$q_L = q_o + K_p P_{le}^*$$

Avec :

- ❖ q_o : contrainte totale verticale
- ❖ P_L : pression limite
- ❖ K_p : facteur de portance = 0,8

$$P_{le}^* = P_{l,min}^* = 5,35 \text{ bars.}$$

$$P_l^* = P_l - P_o$$

Avec $P_o = \frac{1}{2} \cdot (\delta vs -us) + us$

$$P_l^* = 5,35 - 0,5 \times (0,113 \times 3 - 0,1 \times 3) + 0,1 \times 3 ;$$

$$P_l^* = 5,03 \text{ bars}$$

$$q_L = 0,113 \times 3 + 0,8 \times 5,03 ;$$

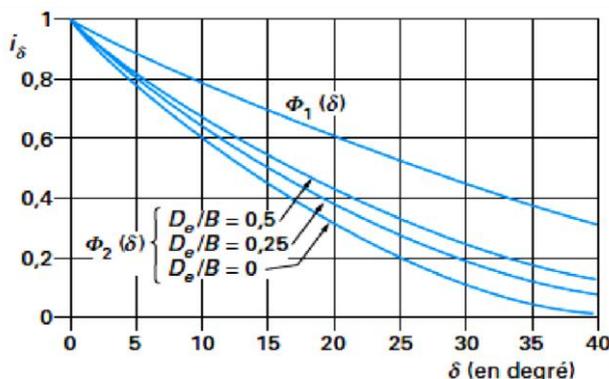
$$q_L = 4,36 \text{ bars}$$

a) Influence de l'inclinaison de la charge

$$q_L = q_o + i_{\delta\beta} K_p P_{le}^*$$

Avec $\delta = 20^\circ$;

Et $i_{\delta\beta}$ sera déterminé en utilisant la figure suivante :



$$i_{\delta\beta} = 0,58$$

Figure V.2 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993)

$$q_L = 0,093 \times 3 + 0,8 \times 0,58 \times 5,03 ;$$

$$q_L = 2,61 \text{ bars}$$

b) Charge verticale à proximité d'un talus

On retiendra le cas le plus défavorable pour la pente lors des essais effectués.

Avec $i_{\delta\beta} = \Psi(\beta, d/B)$

$PR_{02} = \beta = 40^\circ$: la pente critique.

$i_{\delta\beta} = 0,3$ suivant la figure :

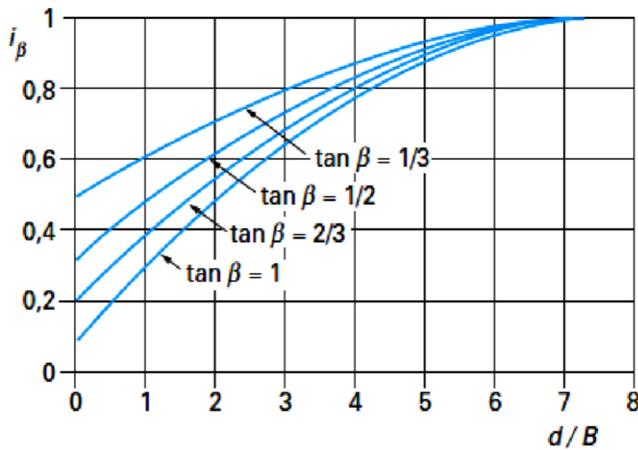


Figure V.3 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul (fascicule 62-V, 1993)

$$q_L = 0,093 \times 3 + 0,8 \times 0,3 \times 5,03$$

$$q_L = 1,48 \text{ bars}$$

I.3.2 Avec l'essai pénétromètre

$q_u = q_p / 7$ avec q_p : résistance à la pointe

$$q_u = 30/7 = 4,29 \text{ bars}$$

Calcul de la capacité portante							
Méthode de laboratoire					Méthode in-situ		
Non drainé		Drainé				Pénétrométrique	Préssiométrique
Avec $\phi_u = 0$		Influence du niveau de la nappe		Influence de L'excentrement	Influence de l'inclinaison	q_L (bars)	$q_L = 4,29$
Fondation lisse						4,36	
q_L (bars)	4,63	$H_w=0$	31,33	30,28	17,55	q_{adm} (bars)	
q_{adm} (bars)	1,92	$H_w=0,3$	31,52	30,48	17,66	1,73	
Fondation rugueuse		$H_w=3$	33,25	32,20	18,70	Influence de l'inclinaison de la charge $q_L = 2,61$	
q_L (bars)	5,15	$H_w=5$	33,53	32,35	18,70		
q_{adm} (bars)	2,86	$H_w=20$	35,49	33,32	18,70		
Avec $\phi_u = 0$						Charge verticale à proximité d'un talus $q_L = 1,48$	
q_L (bars)	11,10						
q_{adm} (bars)	5,84						

Tableau XXX : récapitulatif des résultats

Interprétation des résultats

catégorie	Types de roches et des sols	Capacité portante admissible
Sols pulvérulents	gravier dense ou sable	> 600kN/m ²
	Gravier dense moyen ou sable	< 200 à 600kN/m ²
	Gravier lâche ou sable	<200 kN/m ²
	Sable compact	>300 kN/m ²
	Sable dense moyen	100 à 300 kN/m ²
	Sable lâche	< 100 kN/m ²
Sols cohérents	Argiles très raides et argiles dures	300 à 600 kN/m ²
	Argiles raides	150 à 300 kN/m ²
	Argiles et vases molles	< 75 kN/m ²
	Argile ferme	75 à 150 kN/m ²

Tableau XXXI : résultats à partir d'essai in situ

La capacité portante admissible retenue est de 173 kN/m² qui équivaut à la classe des argiles raides selon le tableau ci-dessus.

Outre de cela on voit bien que la charge transmise 100 kN/m² est en deçà de la contrainte admissible que 171 kN/m² alors les conditions satisfaites.

I.4. Calcul des paramètres de résistance au cisaillement du sol**I.4.1 Sol non chargé :**

$$\delta v = \Sigma (\gamma_i \times h_i)$$

$$\delta v = (\gamma_{\text{remblais}} \times h_1) + (\gamma_{\text{argile altérée}} \times h_2) + (\gamma_{\text{argile altérée}} \times h_3) ;$$

- ❖ $\gamma_{\text{remblais}} = 16,5 \text{ KN/m}^3$, $h_1 = 3\text{m}$
- ❖ $\gamma_{\text{argile altérée}} = 19,3 \text{ KN/m}^3$, $h_2 = 6\text{m}$
- ❖ $\gamma_{\text{argile altérée}} = 21,6 \text{ KN/m}^3$, $h_3 = 11\text{m}$

$$\delta v_0 = (16,5 \times 3) + (19,3 \times 6) + (21,3 \times 11) = \mathbf{400 \text{ Kpa}}$$

$$\delta h = k_o \times \delta v_0$$

$$\delta h = 0,5 \times 400 = \mathbf{200 \text{ Kpa}}$$

V. 4.2 Sol chargé (avec Radier)

$$\delta v = \delta v_0 + \Delta \delta v, \Delta \delta v = q \times I \text{ et } I = m = a/z. a = 16 \text{ m}, z = 3 \text{ m et } q = 12,5 \text{ Kpa}$$

Donc $m = 8$;

$$\delta_v = 400 + 12,5 \times 5,33 = 466,62 \text{ Kpa}$$

$$\delta_h = 0,5 \times 466,62 = 233,31 \text{ Kpa}$$

I.4.3 Sol chargé (Radier avec 4 niveaux)

$$\delta_v = 400 + 12,5 \times 5,33 \times 4 = 666,50 \text{ Kpa}$$

$$\delta_h = 0,5 \times 666,50 = 333,25 \text{ Kpa}$$

I.4.4 Sol avec charge du bâtiment

$$\delta_v = 400 + 12,5 \times 5,33 \times 8 = 933 \text{ Kpa}$$

$$\delta_h = 0,5 \times 933 = 466,50 \text{ Kpa}$$

	Sol non chargé	Sol chargé (avec Radier)	Sol chargé (Radier avec 4 niveaux)	Sol avec charge du bâtiment
δ_v (Kpa)	400	466,62	666,50	933
δ_h (Kpa)	200	233,31	333,25	466,50

Tableau XXXII6 : récapitulatif

Les données recueillis dans le tableau nous permettront de déterminer C et φ à travers le cercle de Mohr.

I.5. Détermination de C et φ

D'après le calcul et le graphe on a eu : $\varphi = 20^\circ$, $C = 10 \text{ Kpa}$

Voir le graphe ci-après :

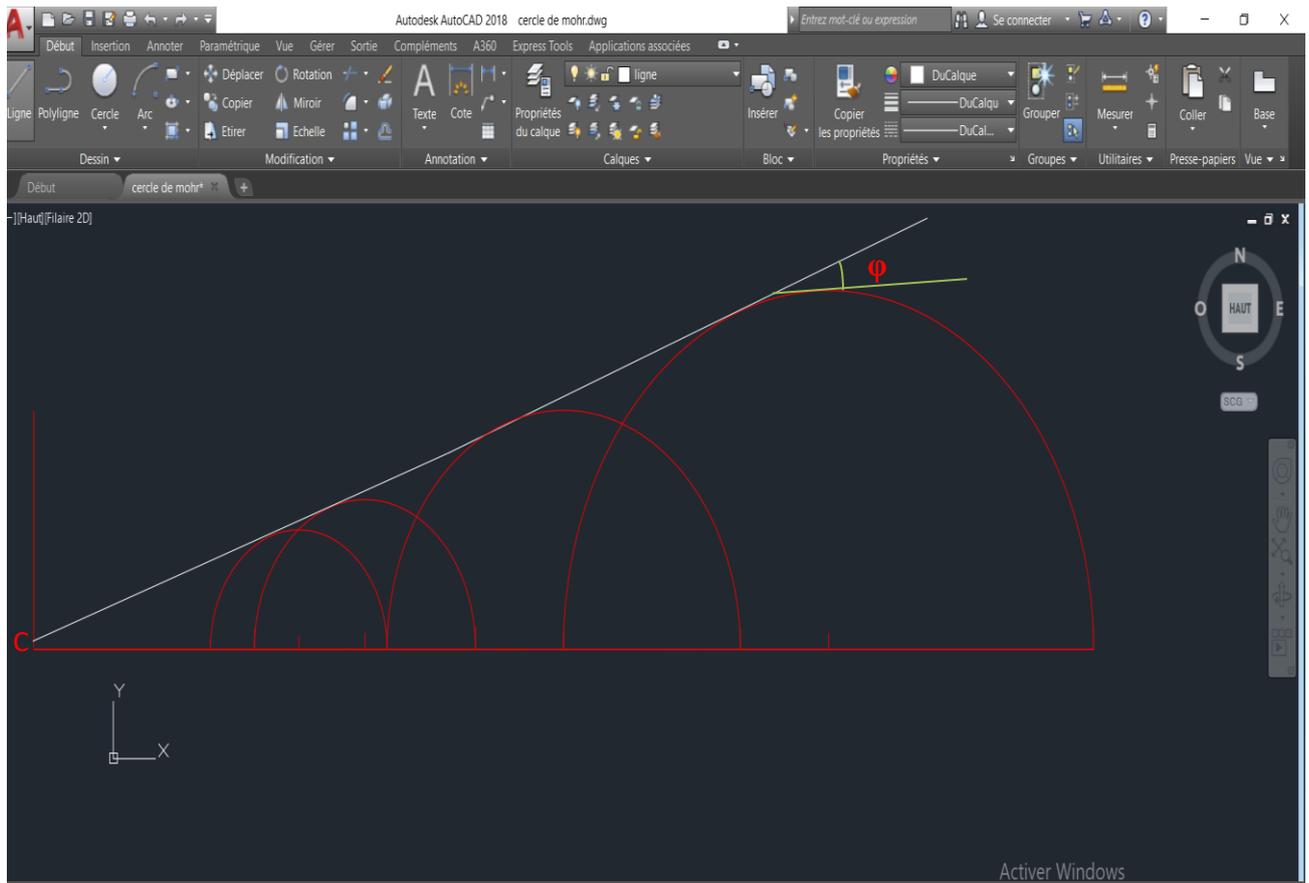


Figure V.4 : Cercle de Mohr

CHAPITRE VI :

**Etude numérique par
GeoStudio et Plaxis**

INTRODUCTION

L'analyse des déformations des ouvrages en terre, est en pratique synonyme de l'analyse de leur loi de comportement. D'importants progrès, impliquant à la fois une meilleure évaluation du risque de tassement, et une détermination expérimentale des propriétés rhéologiques des matériaux de l'ouvrage et de sa fondation, ont été réalisés dans le domaine des études des grands ouvrages. Jusqu'à une date récente, les superstructures étaient conçues pour résister aux déformations et aux déplacements à travers l'utilisation d'une approche pseudo-statique dont l'origine remonte à des longues années. Pour les sols en remblai, les calculs classiques de stabilité des talus étaient effectués, en tenant compte des forces d'inertie statiques équivalentes de la masse glissante. Cependant, cette méthode s'est souvent avérée insuffisante, car elle ne peut quantifier les effets induits par des tassements et déplacements sur les ouvrages. La réponse exacte des ouvrages en terre lors des phénomènes géotechniques n'est pas toujours claire. De nombreux facteurs comme les caractéristiques du sol, les conditions du site et les spécifications du chargement sont très influents sur la réponse rhéologique des ouvrages.

Dans cette optique le but de notre travail est l'analyse du comportement elasto-plastique de superstructures soumis à des charges et leurs influences sur la stabilité de l'ouvrage. L'ouvrage, est en remblai hétérogène (en argile et marne), la largeur de la fondation est de 16 m et sa longueur 15m.

Dans ce chapitre nous aborderons le calcul numérique pour évaluer les phénomènes géotechniques avec deux logiciels (**plaxis** et **geostudio2018**).

I. Présentation des logiciels

I.1. GEOSTUDIO 2018 R2

GEOSLOPE GeoStudio 2018 est une application complète qui fournit une solution pour la géologie et la modélisation des superstructures. Il vous permet de combiner plusieurs analyses utilisant différents produits dans un seul projet de modélisation qui peut être relié à plusieurs paramètres. C'est une application puissante qui fonctionne avec des projets de géo-ingénierie et des projets de sciences de la terre en créant et en modifiant des modèles 3D détaillés de zones et d'objets de terrain. Il s'agit d'une suite utile de produits logiciels intégrés CAO pour la modélisation géotechnique & Analyse des paramètres.

GeoStudio 2018 est un puissant logiciel de stabilité de gradient CAO pour calculer les coefficients de confiance des terres et des pierres et effectuer une analyse efficace des problèmes simples et complexes de glissement de surface, conditions de pression interstitielle, propriétés du sol, méthodes d'analyse et conditions de chargement. La Suite contient 8 produits dont 2 mentionnés (utilisés pour nos calculs) :

SLOPE / W – stabilité et analyse des pentes ;

SIGMA / W –analyse, calcul, et évaluation des massifs du sol (méthode des éléments finis)

I.2. PLAXIS

Plaxis 2D est un outil puissant et convivial pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en 2D (déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches). Ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavation, remblais et barrages, fondations, tunnels, etc...

Plaxis 2D peut s'accompagner de trois modules complémentaires pour étendre ses applications : Dynamics, Plaxflow and Thermal. Plaxis permet de définir :

- ❖ La convivialité de l'interface pour la saisie des données, la définition des phases de projets et l'analyse des résultats
- ❖ génération automatique des maillages des jeux prédéfinis de lois de comportement de sol (linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, ...) et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- ❖ Le couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation
- ❖ prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure
- ❖ calcul du coefficient de réduction

VI. 2 Modélisation

Le comportement elastoplastique d'un ouvrage impose la connaissance de son comportement initial avant, pendant et après l'application des charges accidentelles dues aux sollicitations ce qui nous conduit d'analyser au premier lieu le comportement de l'ouvrage lorsque le sol est vide, les variations des niveaux d'eaux jusqu'au niveau optimal.

Au terme de cette énumération, il est intéressant de rappeler les différentes causes de ruptures que l'on rencontre sont dues aux glissements des talus sur une surface de forme dépendante du mode de déplacement de la structure et dans certains cas de la vitesse de déplacement. Les équations permettant d'analyser la stabilité et la résistance du barrage sont sur :

- ❖ Le coefficient de sécurité des talus
- ❖ Les contraintes et les déformations de la structure définies par la loi de comportement des matériaux constituant le sol

I.2 .1 Modélisation avec plaxis

L'utilisateur de PLAXIS doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou à 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de PLAXIS est le triangle à 15 nœuds, il fournit des interpolations d'ordre quatre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant en total douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est du second ordre, et l'intégration nécessite trois points de contraintes.

Les contraintes statiques dans le sol et la fondation sont estimées à l'aide d'un modèle **Mohr Coulomb** compte tenu du niveau de l'eau maximum du réservoir

Le maillage est composé de 1093 éléments délimités par 8109 nœuds. Ce maillage est illustré par la figure ci-dessous. Les éléments sont de formes triangulaires à 6 nœuds. Aux limites verticales amont et aval du sol le déplacement horizontal des nœuds du maillage est nul. Les nœuds au contact du substratum sont fixes et la prise en compte de la nappe phréatique.

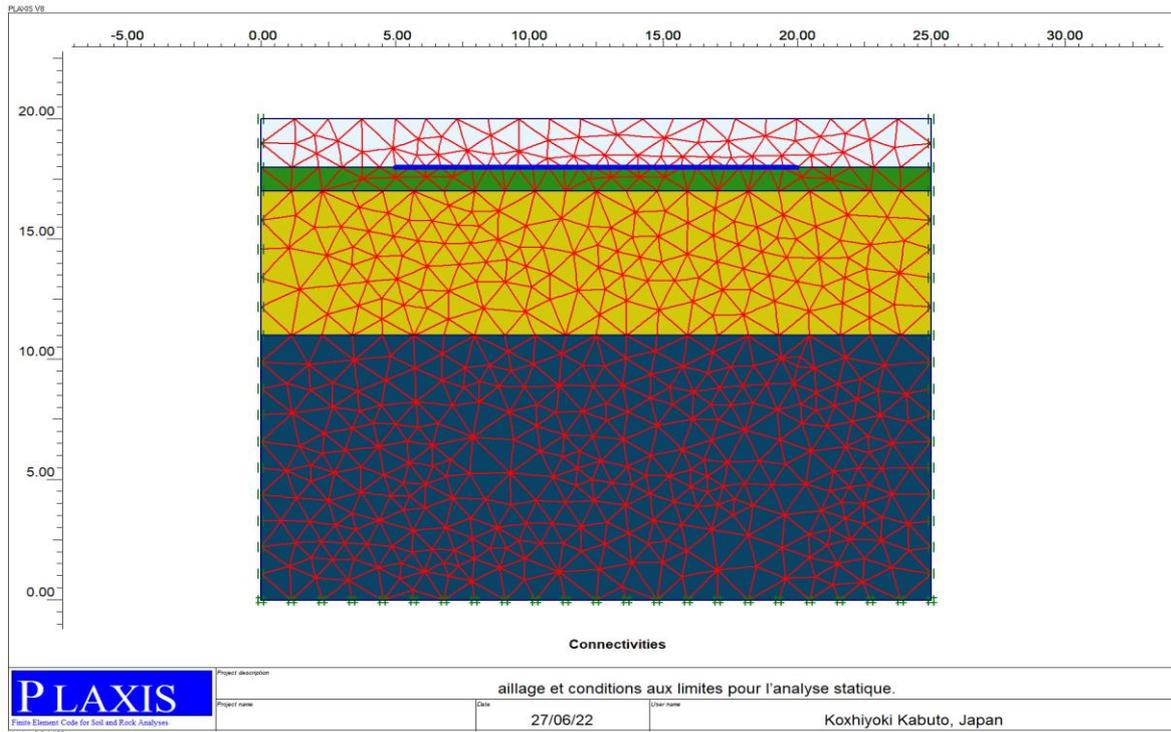


Figure VI.1 : Maillage et conditions aux limites pour l’analyse statique

I.2.2 Modélisation avec GeoStudio

L'utilisateur de GEOSTUDIO doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou à 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume avec une dimension axisymétrique. L'élément par défaut de GeoStudio est le programme à deux dimensions, il fournit des interpolations d'ordre quatre pour les déplacements. Le maillage est composé de 360 éléments délimités par 1116 nœuds. Ce maillage est illustré par la figure ci-dessous. Les éléments sont de formes triangulaires et quadriques à 6 nœuds. Cette modélisation est effectuée sans prise en compte de la nappe phréatique

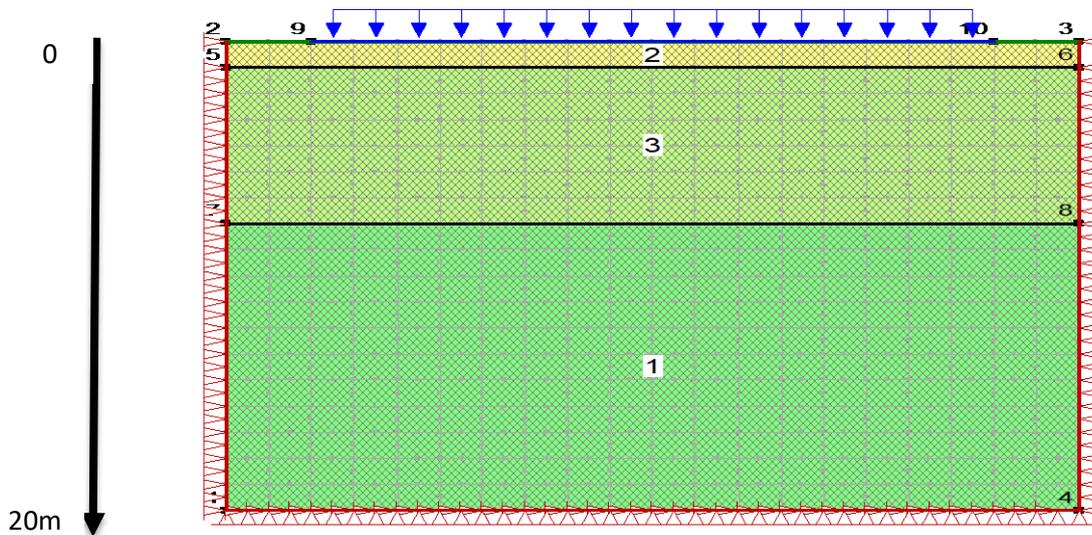


Figure VI.2 : Maillage et conditions aux limites pour l’analyse statique

I.3. EVALUATION DES TASSEMENTS

I.3.1 PLAXIS

Dans PLAXIS, une analyse de la DEFORMATION a été menée en utilisant le procédé appelé « calcul plastic». Dans cette approche, les calculs sont faits progressivement selon la théorie des petites déformations. La matrice de rigidité dans un calcul plastique est basée sur la géométrie initiale déformée.

Les caractéristiques géotechniques du sol, sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau XXXIII : caractéristiques géotechniques du sol

Type de sol	γ'_h (KN/m ³)	γ'_{sat} (KN/m ³)	K (m/s)	E (Kpa)	ν	C (Kpa)	ϕ (°)
Remblais	16.5	19.13	10^{-9}	$17.5 \cdot 10^4$	0.335	30	9
Argile marneuse altérée	19.3	19.55	$8 \cdot 10^{-9}$	$655 \cdot 10^4$	0.36	84	17
Argile marneuse compacte	21.3	21.7	$6 \cdot 10^{-9}$	$312 \cdot 10^5$	0.40	114	14

L'état initial est caractérisé par des contraintes de type géostatique, les phases de calcul considérées ici sont les suivants :

- ❖ Un calcul plastique avec le modèle de Mohr-Coulomb
- ❖ Un calcul de sécurité par la méthode de « Phi-c réduction».

Pour l'étude de stabilité du sol portant Dar Dounya, nous avons utilisé les paramètres suivants :

- ❖ Diamètre de fondation : B=16 m.
- ❖ Ancrage des fondations=2.0 m.

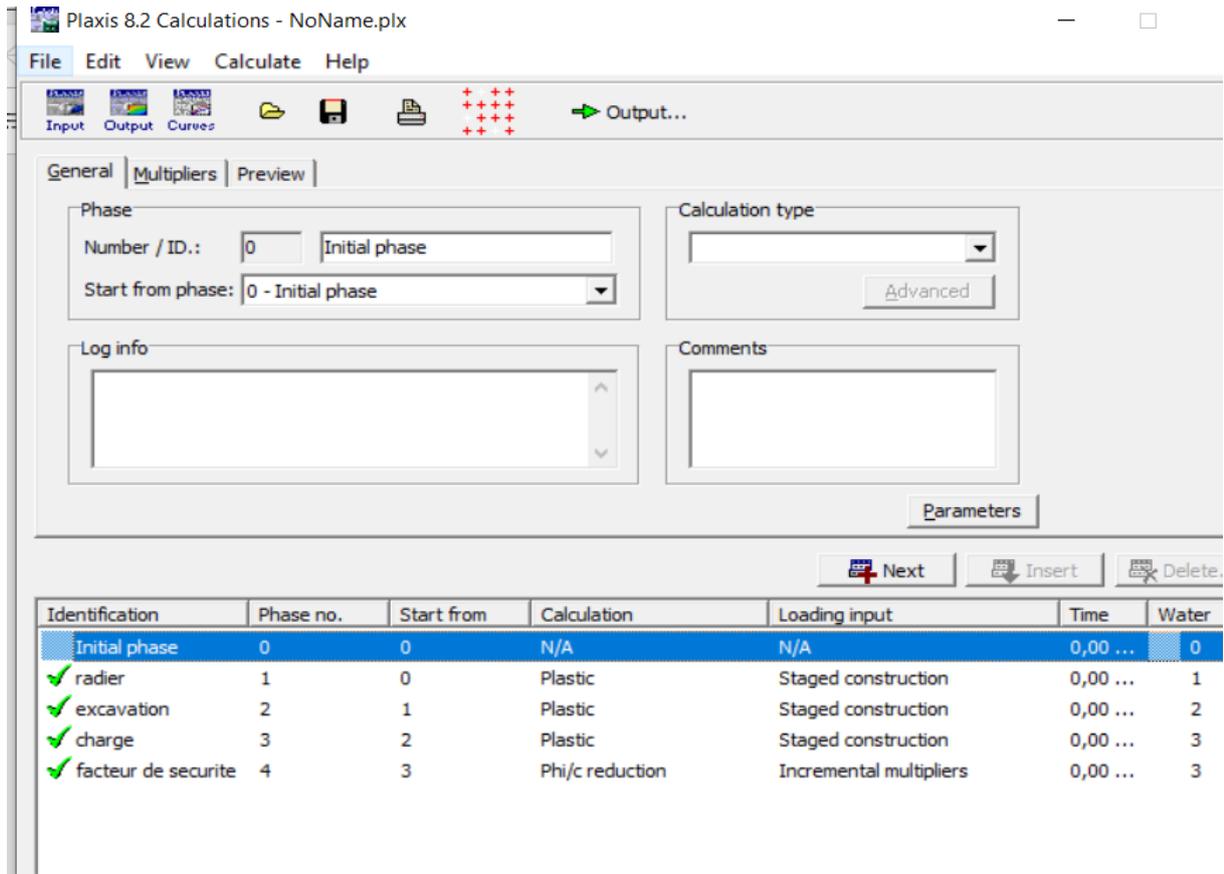


Figure VI.3 : fenetre principal de programme de calcul (plaxis)

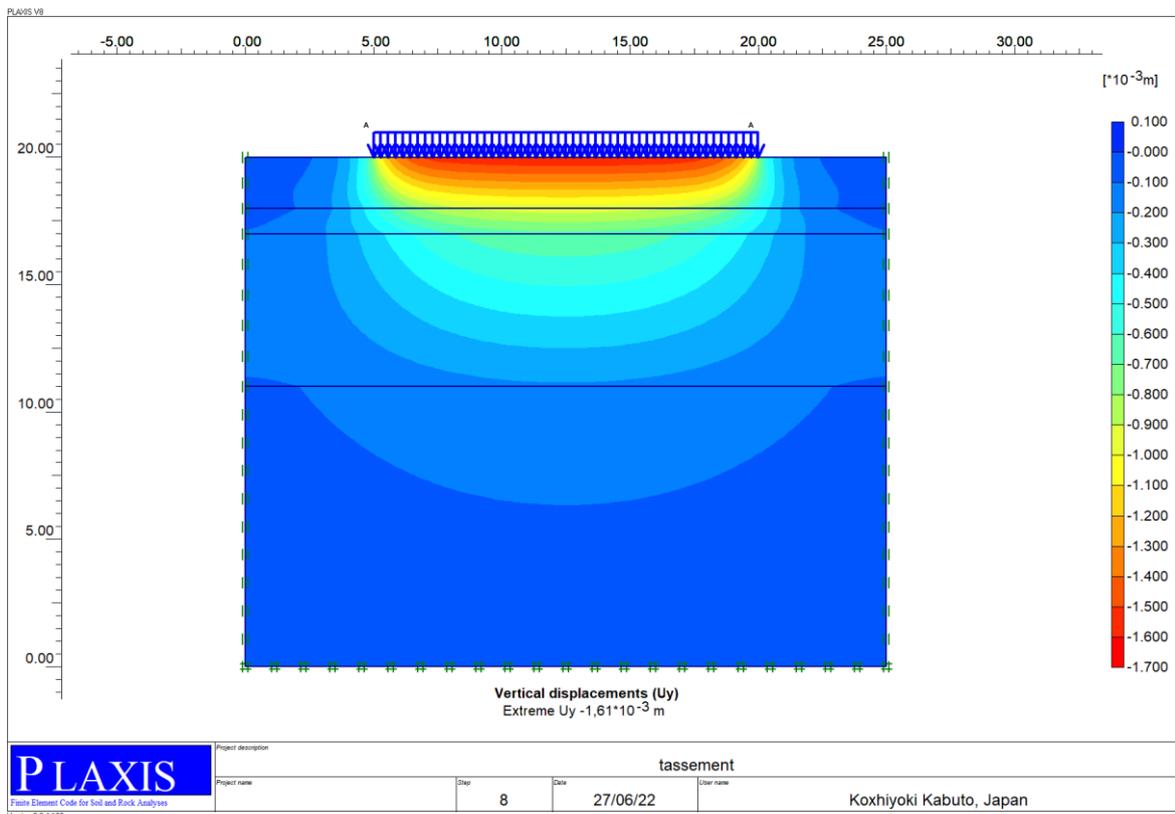


Figure VI.4 : déplacement vertical (plaxis)

Discussion des résultats.

A partir de ces résultats, nous déduisons que le tassement admissible du sol dans le cas de fin de construction est assuré.

1.3.2 GeoStudio

Dans GeoStudio, une analyse de la DEFORMATION a été menée en utilisant le procédé appelé « SIGMA W ». Dans cette approche, les calculs sont faits progressivement selon la théorie des petites déformations comme avec plaxis.

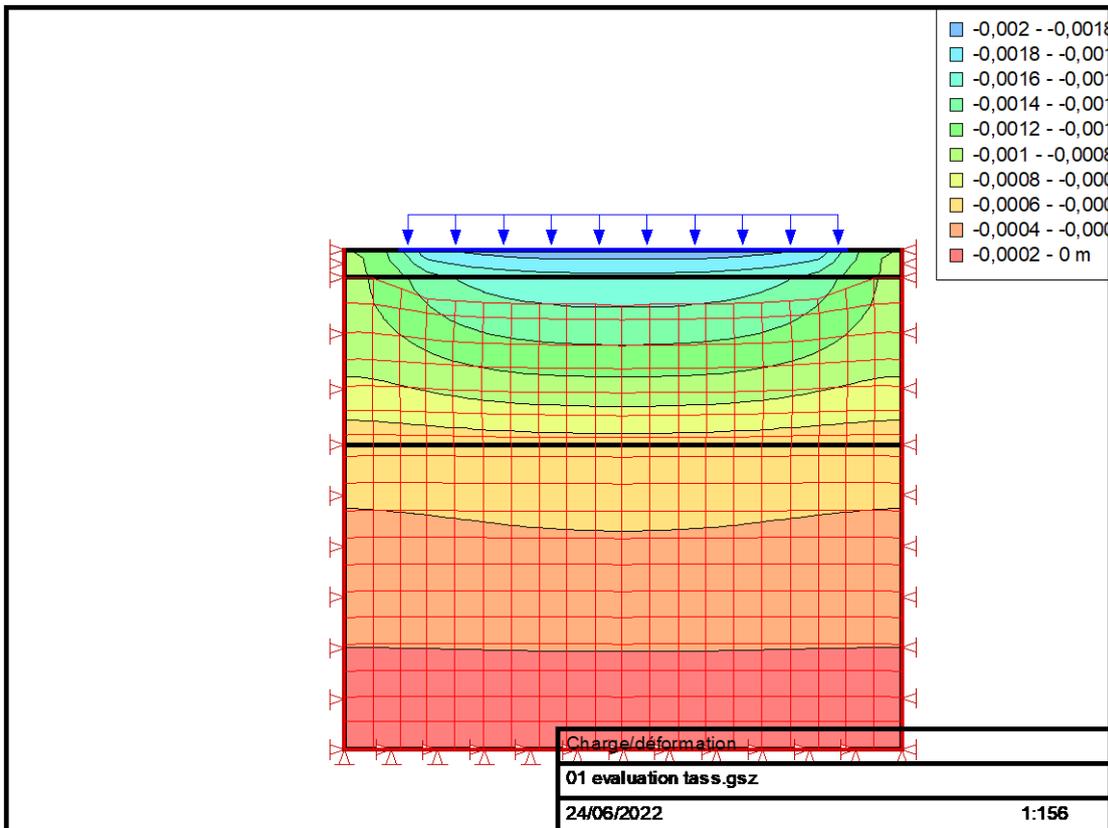


Figure VI.5 : déplacement vertical (GeoStudio)

1.3.3 Courbe évolutive du tassement

La courbe permettra de visualiser la relation charge appliquée et le déplacement pour un point choisi de la géométrie. En général l'axe x est relié au déplacement d'un certain nœud et l'axe y contient les données relatives au niveau du chargement

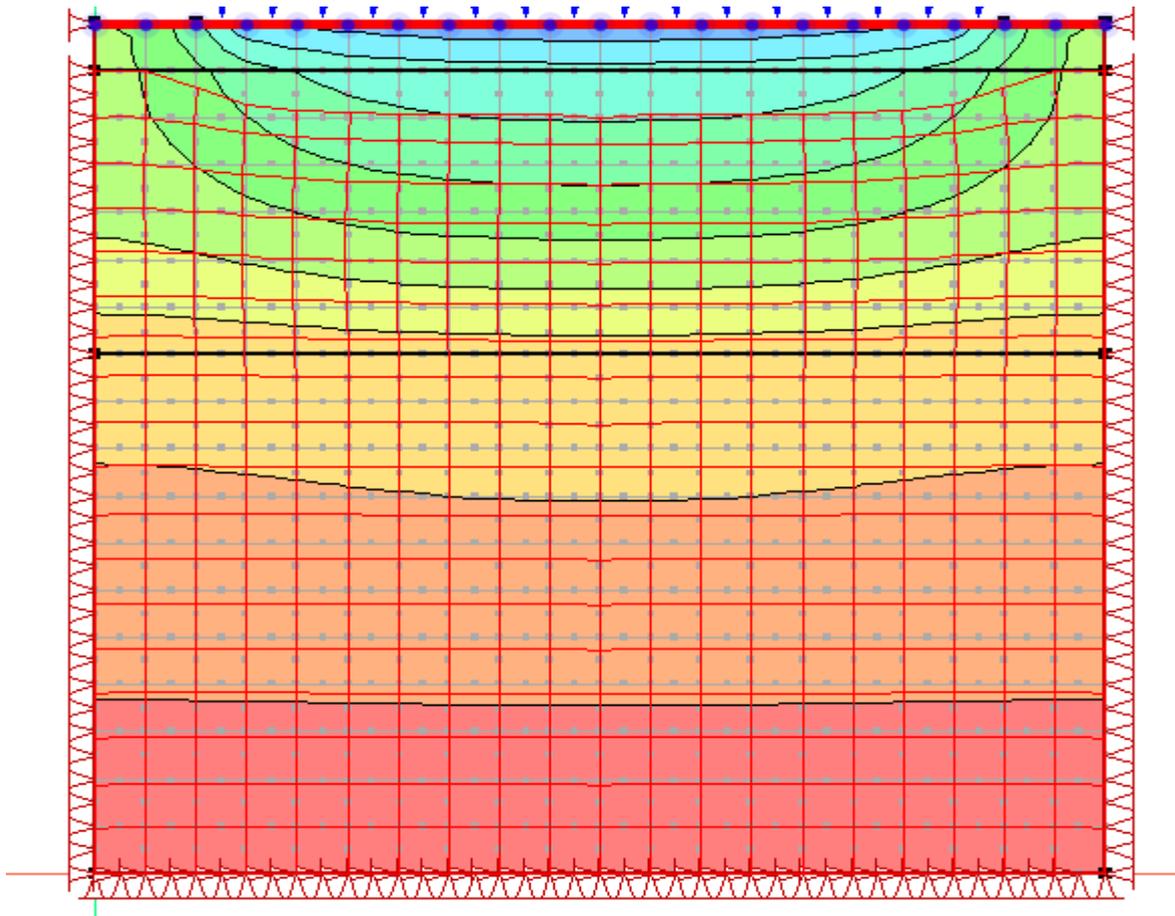


Figure VI.6 : Maillage et conditions aux limites pour l'analyse statique

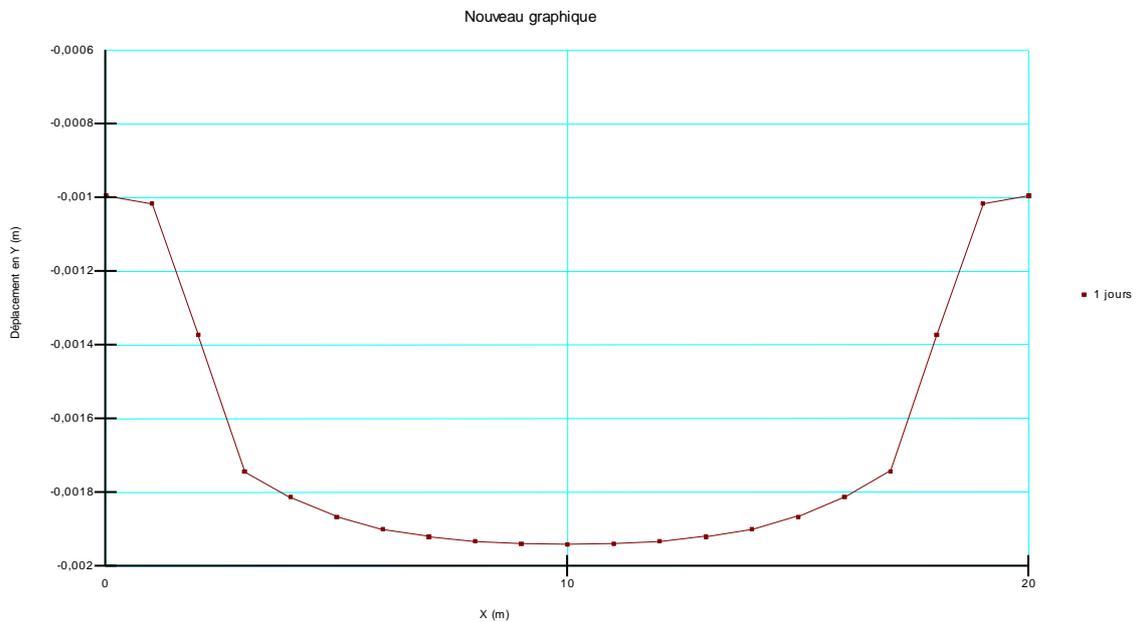


Figure VI.7 courbe de déplacement vertical y (GeoStudio)

Discussion des résultats.

Au regard de ces résultats, le tassement obtenu est admissible.

I.4. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE

L'analyse de la stabilité a permis de calculer le coefficient de sécurité à partir de la méthode de réduction des paramètres de résistance au cisaillement du sol. Dans cette approche, les caractéristiques de résistance du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture (l'instabilité de pente). La formule donnant le coefficient de sécurité s'écrit alors :

$$F_s = (\tan \phi \text{ real} / \tan \phi \text{ failure}) = (c \text{ real} / c \text{ failure})$$

Contrairement aux autres coefficients, FS vaut 1 au début c'est -à- dire

$$\phi \text{ real} = \phi \text{ failure et } c \text{ real} = c \text{ failure}$$

I.4.1 Avec Plaxis

L'analyse de la stabilité avec le logiciel PLAXIS a permis de calculer le coefficient de sécurité à partir de la méthode de réduction des paramètres de résistance au cisaillement du sol.

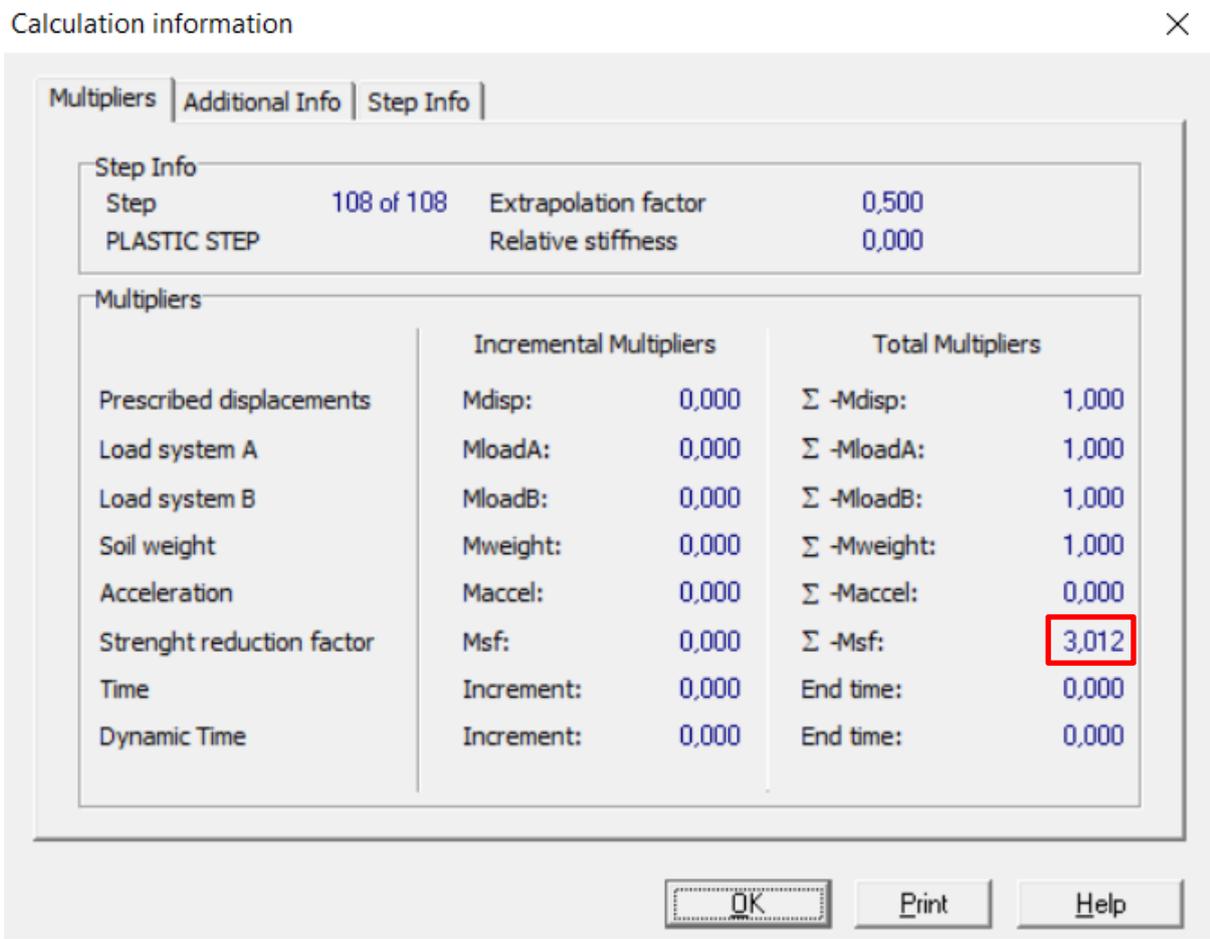


Figure VI.8 : Coefficient de sécurité (plaxis)

Le coefficient de sécurité minimal est de **3.012 > 1.5**, largement élevé donc la stabilité de l'ouvrage est assurée.

I.4.2 Avec GeoStudio

L'exemple pris pour le calcul avec le logiciel GeoStudio est le cas le plus défavorable, c'est-à-dire une fondation à proximité d'un talus.

La vérification de la stabilité de la fondation est effectuée par plusieurs méthodes, celle de JANBU, de BISHOP, **morgenstern price** (d'ailleurs) celui que nous avons adopté. la localisation des cercles de rupture et leurs centres sont schématisés sur les figures ci-dessous. Avec GeoStudio nous avons procédé sans prise en compte de la nappe phréatique et du chargement.

Le programme de matériaux défini est le suivant (voir figure)

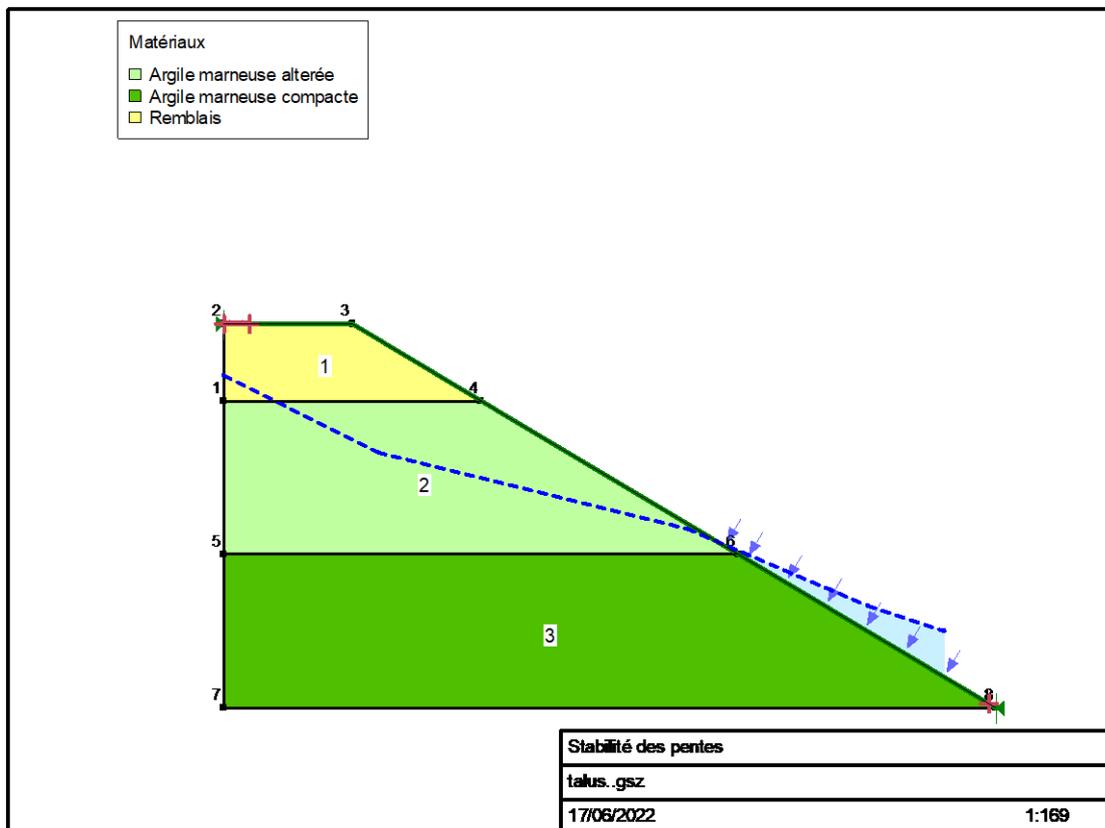


Figure VI.9 : modèle du talus vertical

Le talus est défini en fonction des caractéristiques géotechniques du sol sans chargement ni nappe phréatique en prenant en considération un plan de glissement de gauche à droite et la ligne piézométrique caractérisée par la pression intersielle (flèche en bleu) sur la figure au-dessus

L'absence de la nappe et de la charge induites présentent un facteur de sécurité critique égale à **3.11** avec la **méthode morgenstern price** qui a donné un meilleur résultat que celle de BISHOP.

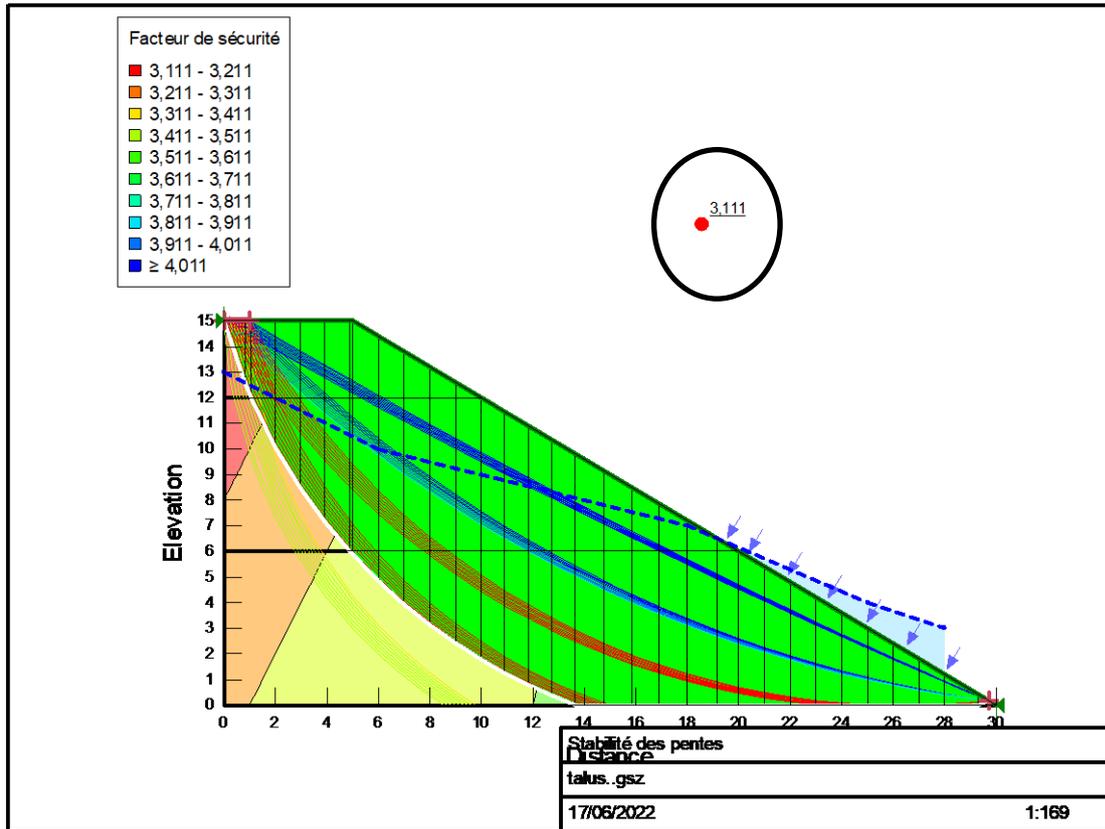


Figure VI.10 : Coefficient de sécurité (GeoStudio)

Discussion des résultats.

Les résultats obtenus indiquent que malgré l'absence de la nappe phréatique **le facteur de sécurité est supérieur à 1.5** ce qui signifie que le talus est stable.

Comparaison des résultats des deux logiciels

La modélisation avec plaxis a été effectuée avec la présence de la nappe phréatique tandis que avec GeoStudio, une absence de nappe phréatique. A en juger par les résultats obtenus, il est bien clair que la présence de l'eau influe sur les valeurs des facteurs de sécurité des talus non surchargés. La variation de niveau d'eau, influe directement sur le coefficient de sécurité F_s , les valeurs les plus basses sont obtenues lorsque le niveau d'eau est en surface.

I.5. Autres résultats

I.5.1 Contraintes

On sait que les déformations sont liées aux variations des valeurs de différentes contraintes (voir figures suivantes) :

a) Avec Plaxis :

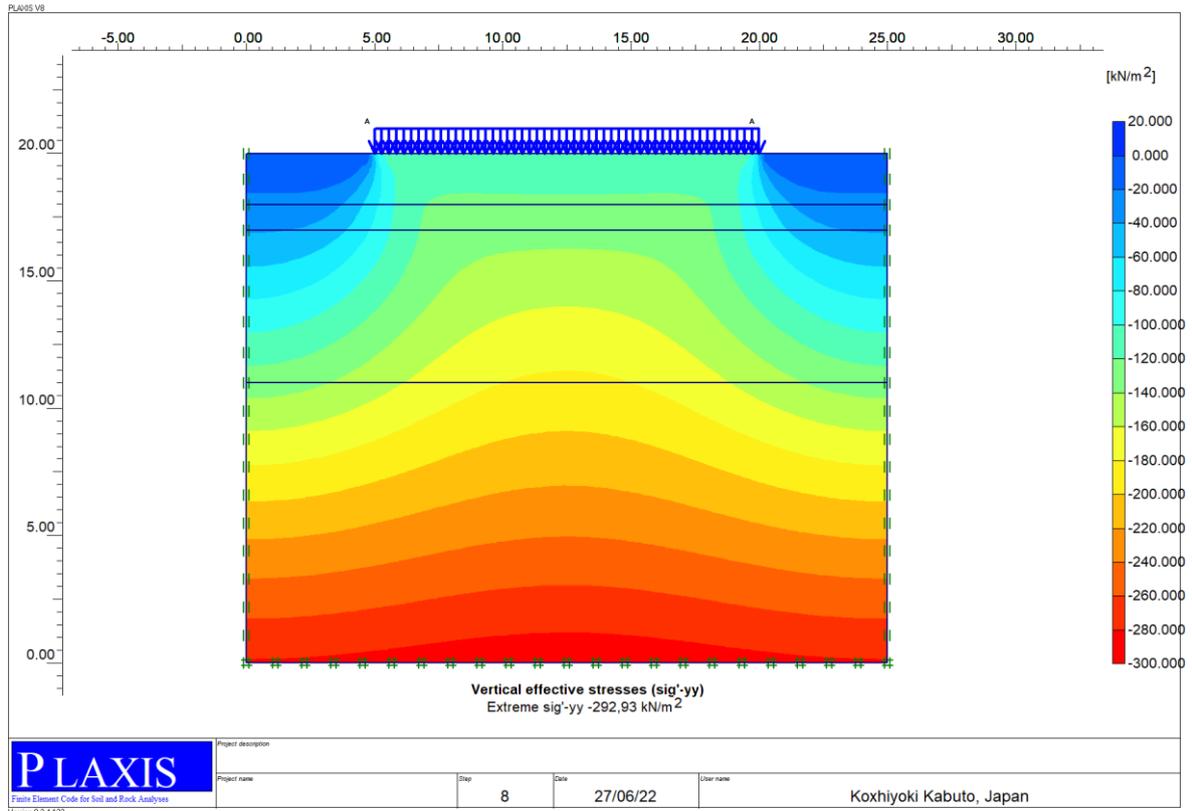


Figure VI.11 : Contraintes effectives avec niveau plus hautes eaux.

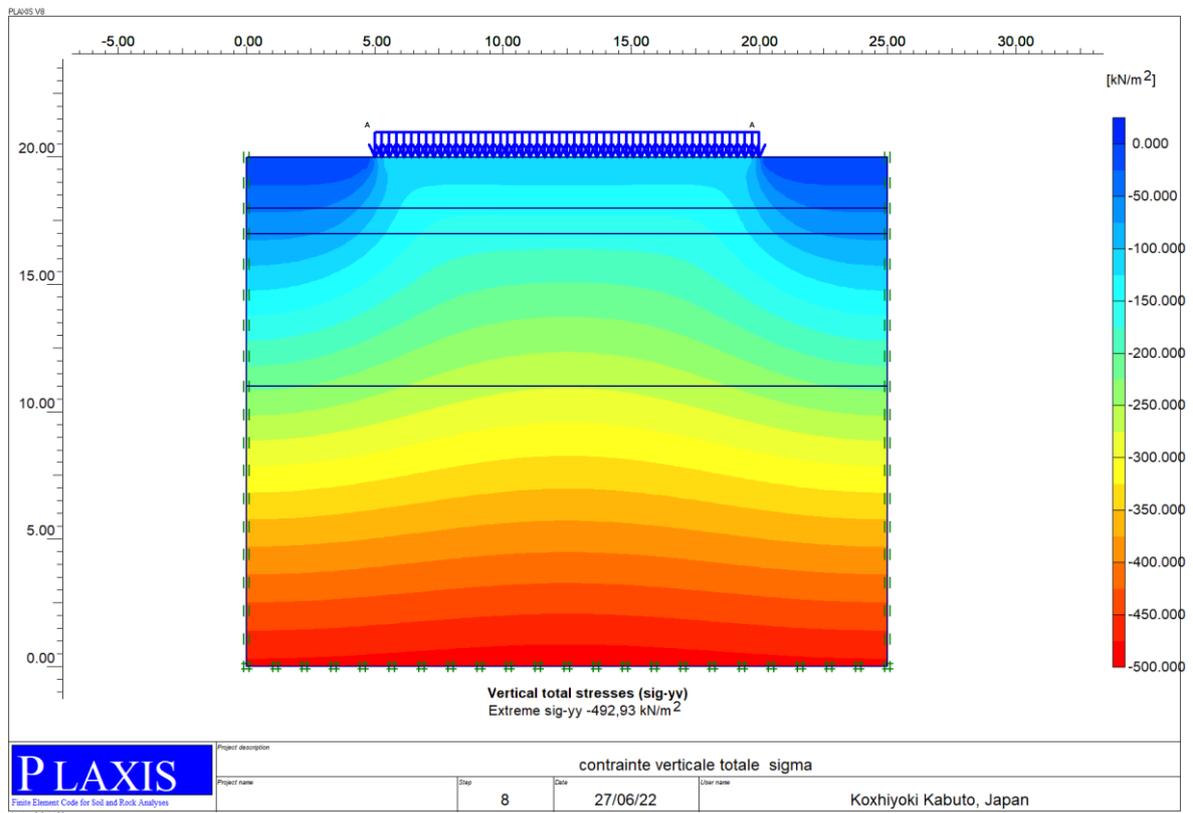


Figure VI.12 : contrainte verticale totale

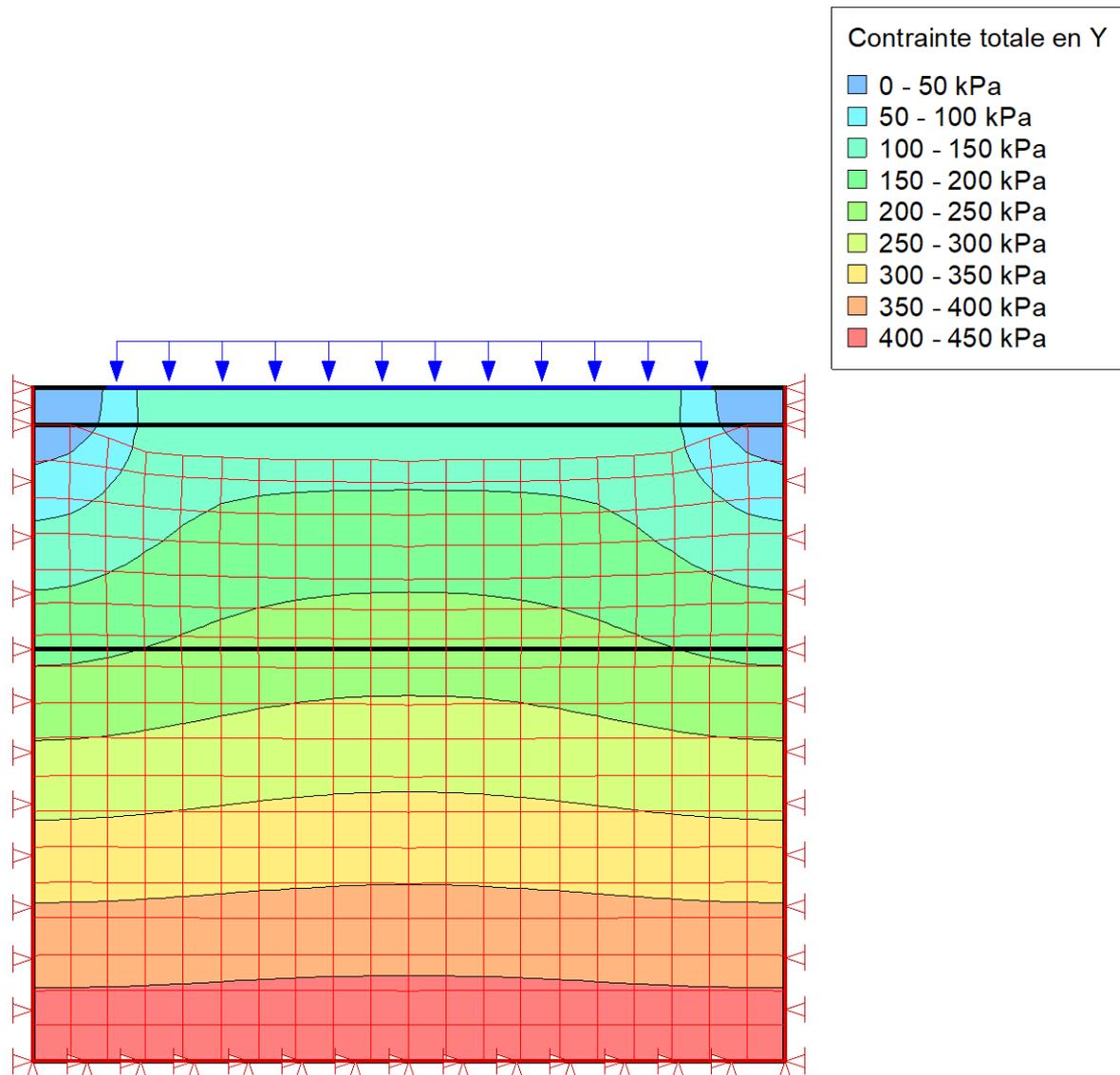
b) Avec GeoStudio

Figure VI.13 : contrainte verticale totale

❖ Discussion des résultats.

On remarque directement une légère différence à cause de l'influence de la nappe phréatique les contraintes de cisaillement induites données par plaxis sont largement supérieures à celles de **GeoStudio** caractérisées par **une contrainte de cisaillement max =75kpa.**

I.5.2 Cercle de MohrContrainte totale

La contrainte totale relative à un cercle de Mohr pris dans le nœud 916 aboutit à la figure ci-dessous :

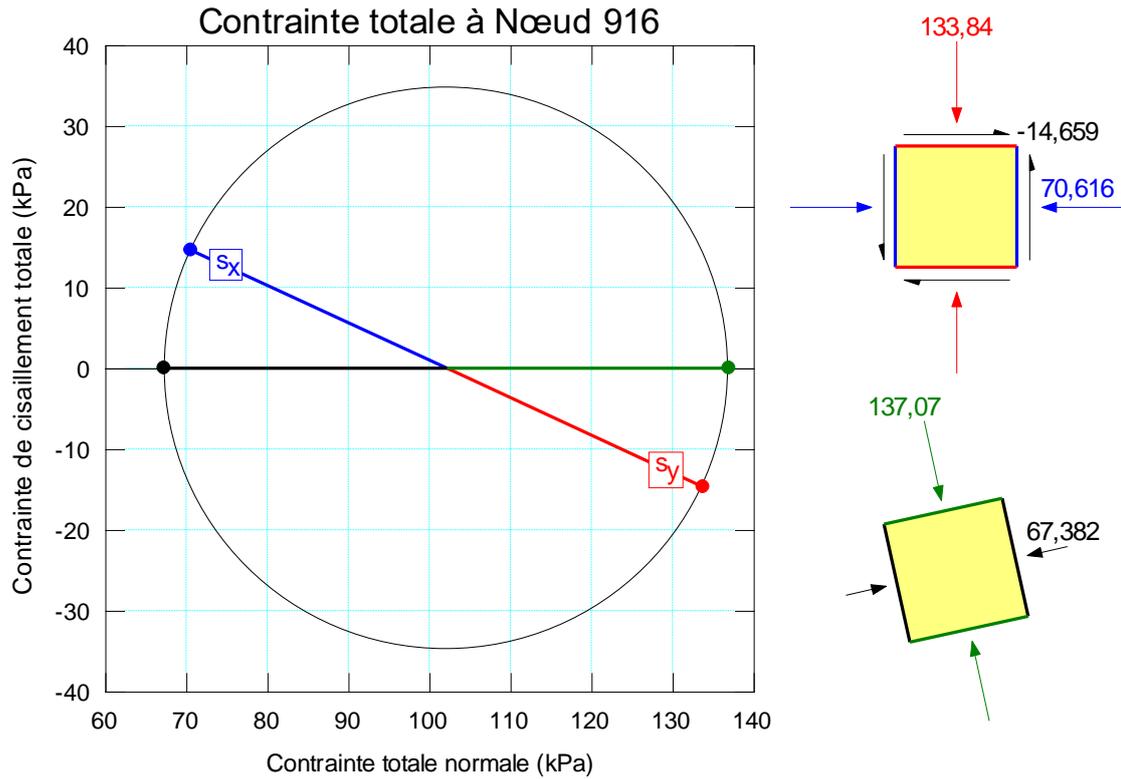


Figure VI.14 : cercle de Mohr en fonction de la contrainte totale et cisaillement total

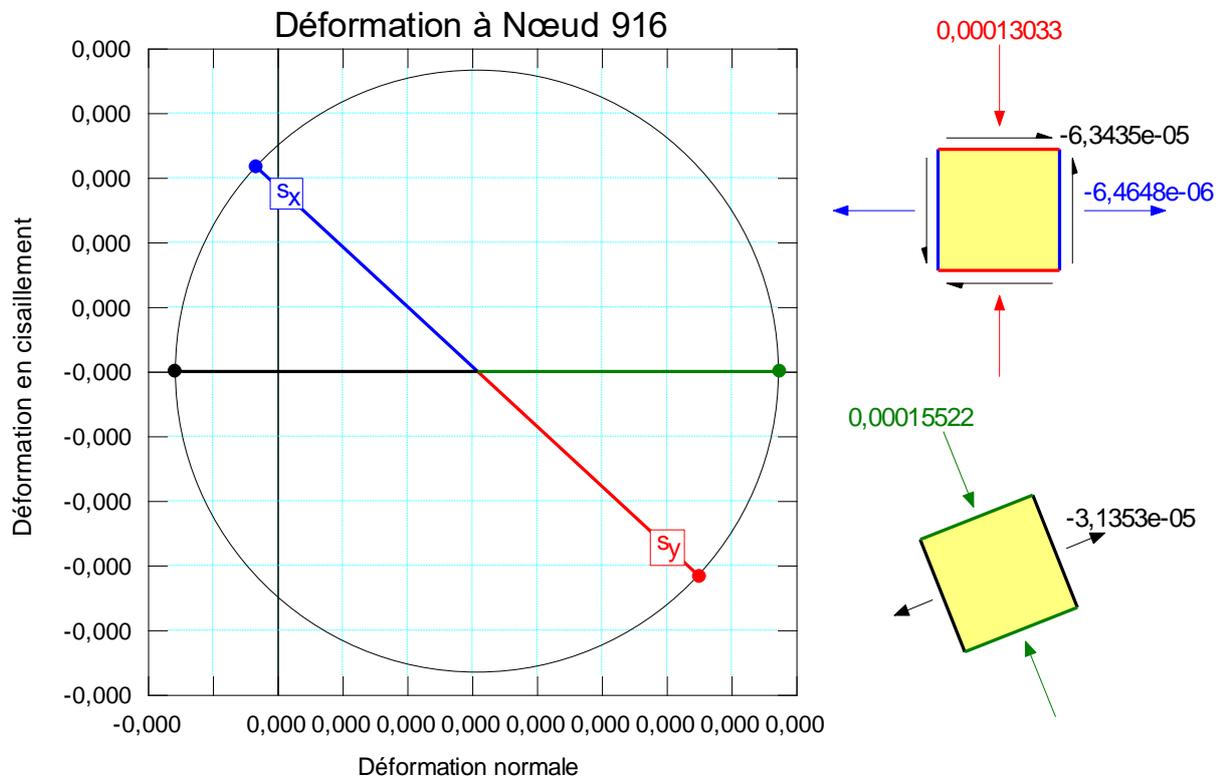


Figure VI.15 : cercle de Mohr en fonction de la déformation normale et déformation de cisaillement.

Discussion des résultats.

L'observation des talus sous chargement, nous a permis de constater que les coefficients de sécurité obtenus, signalent l'instabilité des remblais en présence d'eau.

I.6. ETUDE COMPARATIVE DES DEUX LOGICIELS**Tableau XXXIV : comparaison des résultats obtenus par les deux logiciels**

	FACTEUR DE SECURITE	TASSEMENT	CONTRAINTE VERTICALE
PLAXIS	3.00	1.7 mm	492.93KN/m ²
GEOSTUDIO	3.111	1.9 mm	447.47 KN/m ²

Discussion des résultats.

Dans toutes les données recueillis les résultats donnés par plaxis sont légèrement supérieures à ceux fournies par GEOSTUDIO. Cette variation est due logiquement à la présence de la nappe phréatique et du chargement.

V. 7 La résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués.

- Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement ou de distorsion.
- Elle ne dépend, de ce fait, que des contraintes effectives qui s'exercent aux points de contact des particules solides.
- Elle est donc directement influencée par les conditions d'application de ces efforts, conditions qui commandent la répartition des contraintes totales appliquées entre les phases liquide (pression interstitielle) et solide (contrainte effective) du sol, selon les relations connues :

$$\begin{cases} \sigma = \sigma' + U \\ \tau' = \tau \end{cases}$$

Dans ce qui nous présentons les résultats de l'étude de l'influence de l'augmentation de la contrainte verticale sur la valeur de la capacité portante et de la résistance au cisaillement du sol de fondation obtenus par le logiciel **GeoStudio** (figure ???).

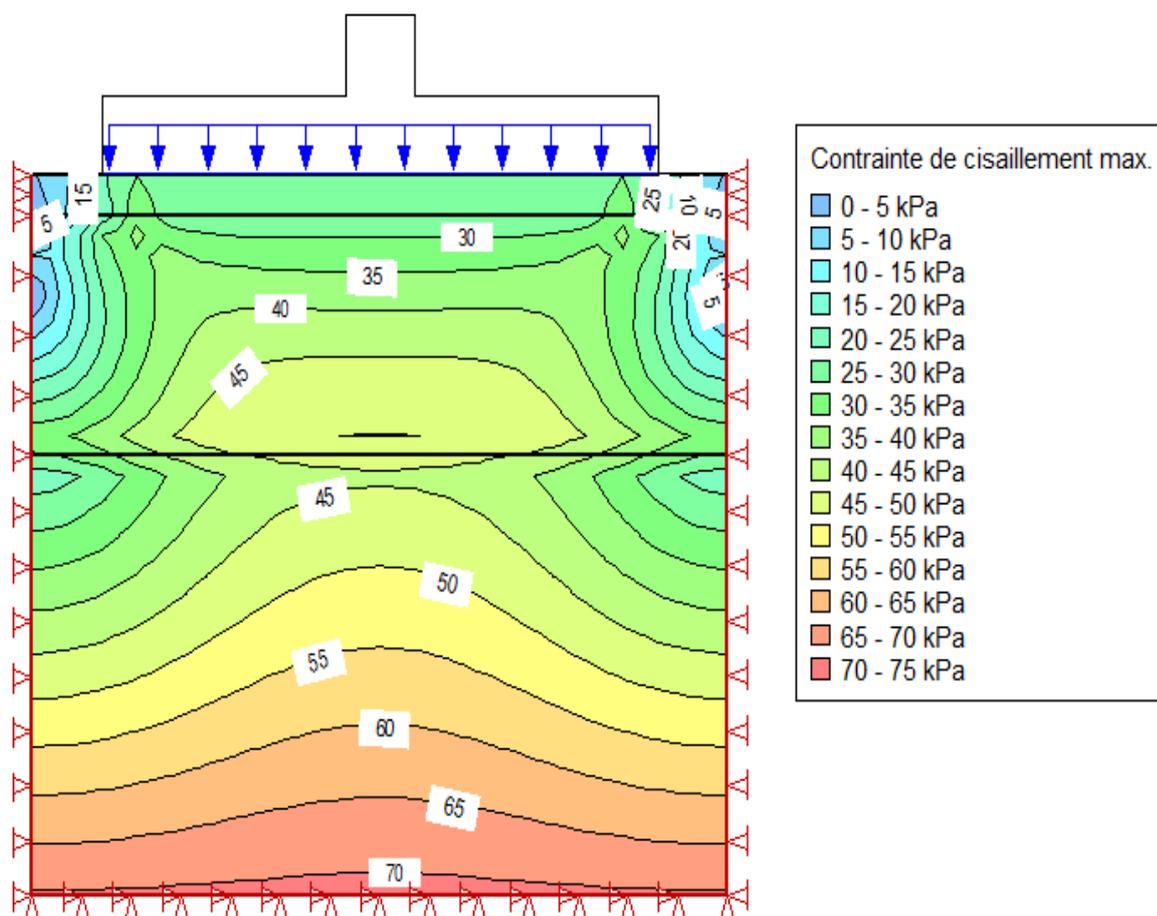


Figure VI.16 : Evolution des contraintes de cisaillement

Discussion des résultats.

- Les valeurs de la contrainte de cisaillement max augmentent progressivement tout comme la capacité portante (voir le tableau récapitulatif).
- En plus, la valeur **contrainte de cisaillement max (75 Kpa)** est inférieur non seulement à la **capacité portante admissible (173 Kpa)** mais aussi à la **charge totale transmise par le bâtiment (100 Kpa)**.

❖ Cercle de Mohr au milieu du remblai sous chargement du bâtiment

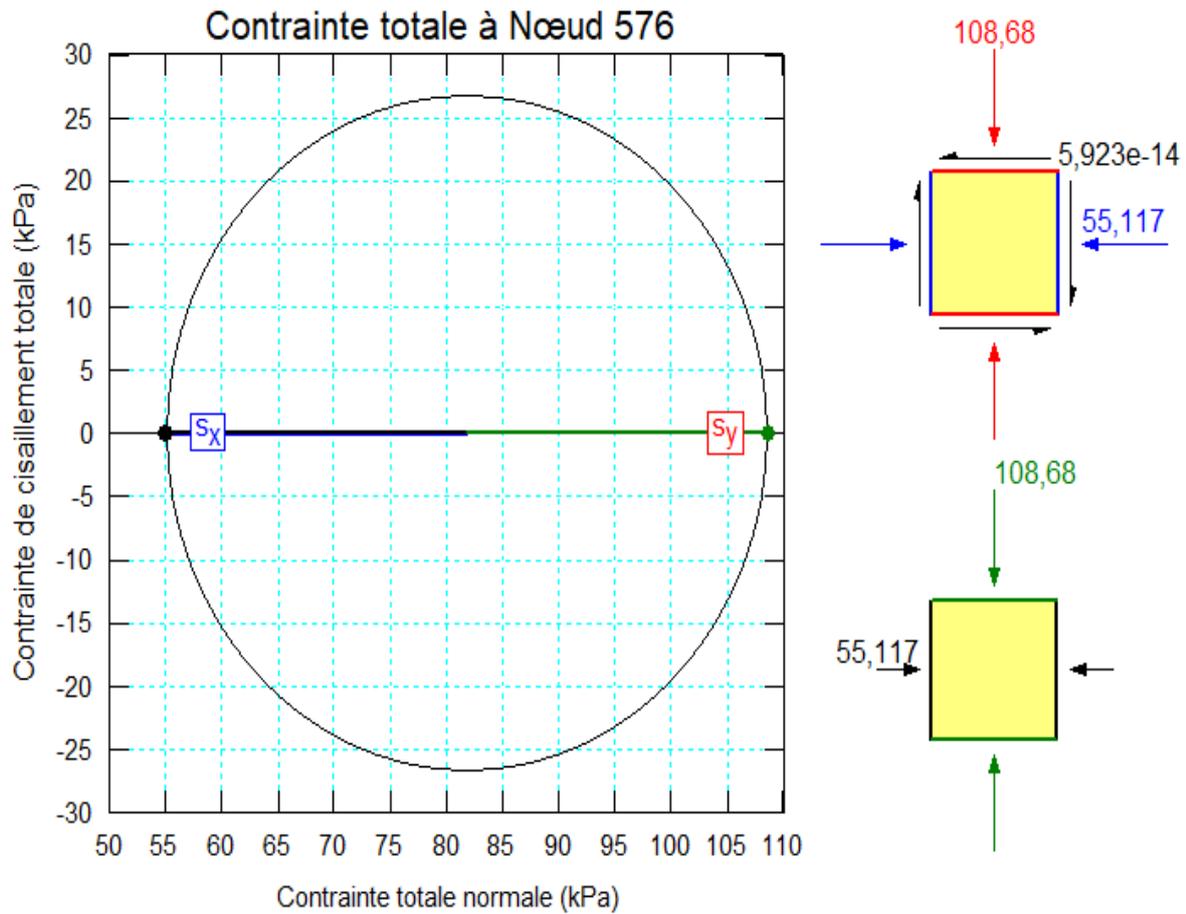


Figure VI.17 : Cercle de Mohr obtenu au milieu du remblai

❖ Cercle de Mohr au milieu de la couche d'argile marneuse altérée sous chargement du bâtiment

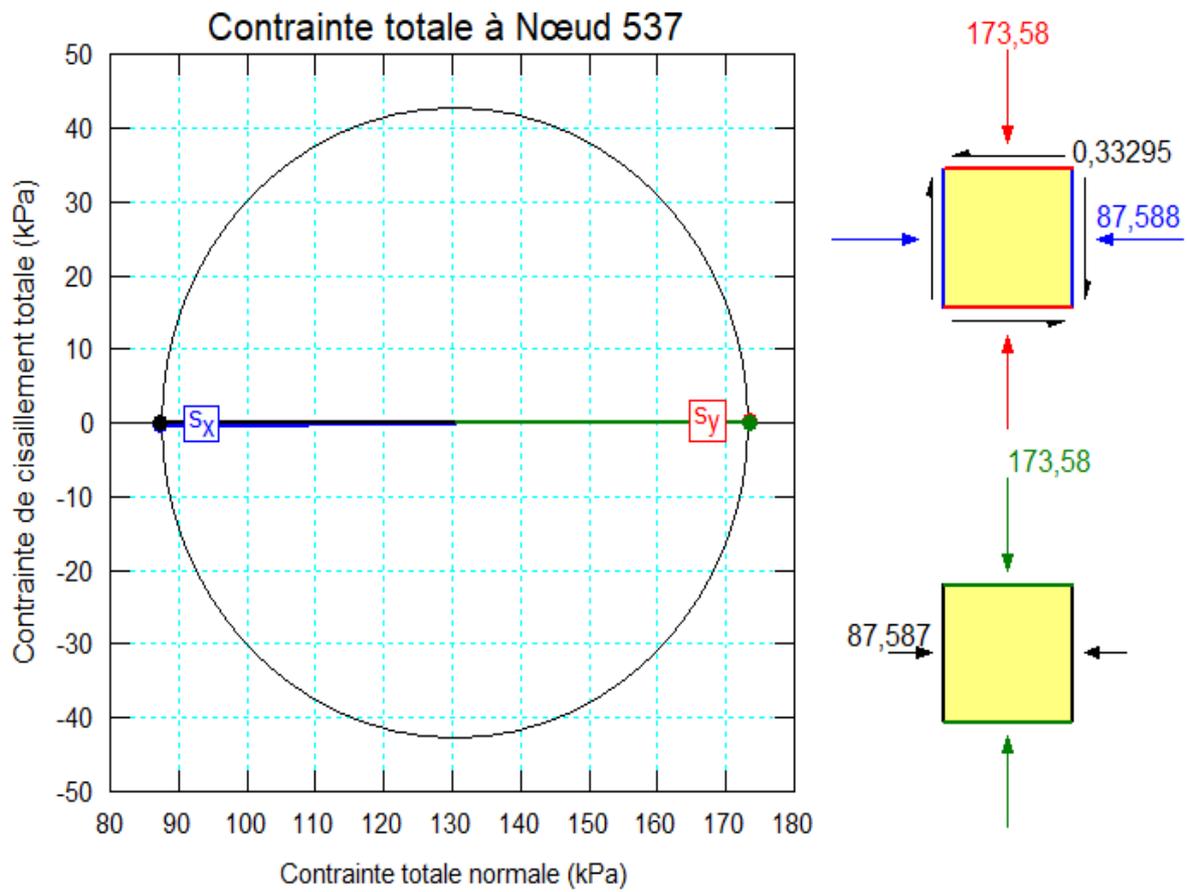


Figure VI.18 : Cercle de Mohr obtenu au milieu de la couche d'argile marneuse altérée

❖ Cercle de Mohr au milieu de la couche d'argile marneuse altérée sous chargement du bâtiment

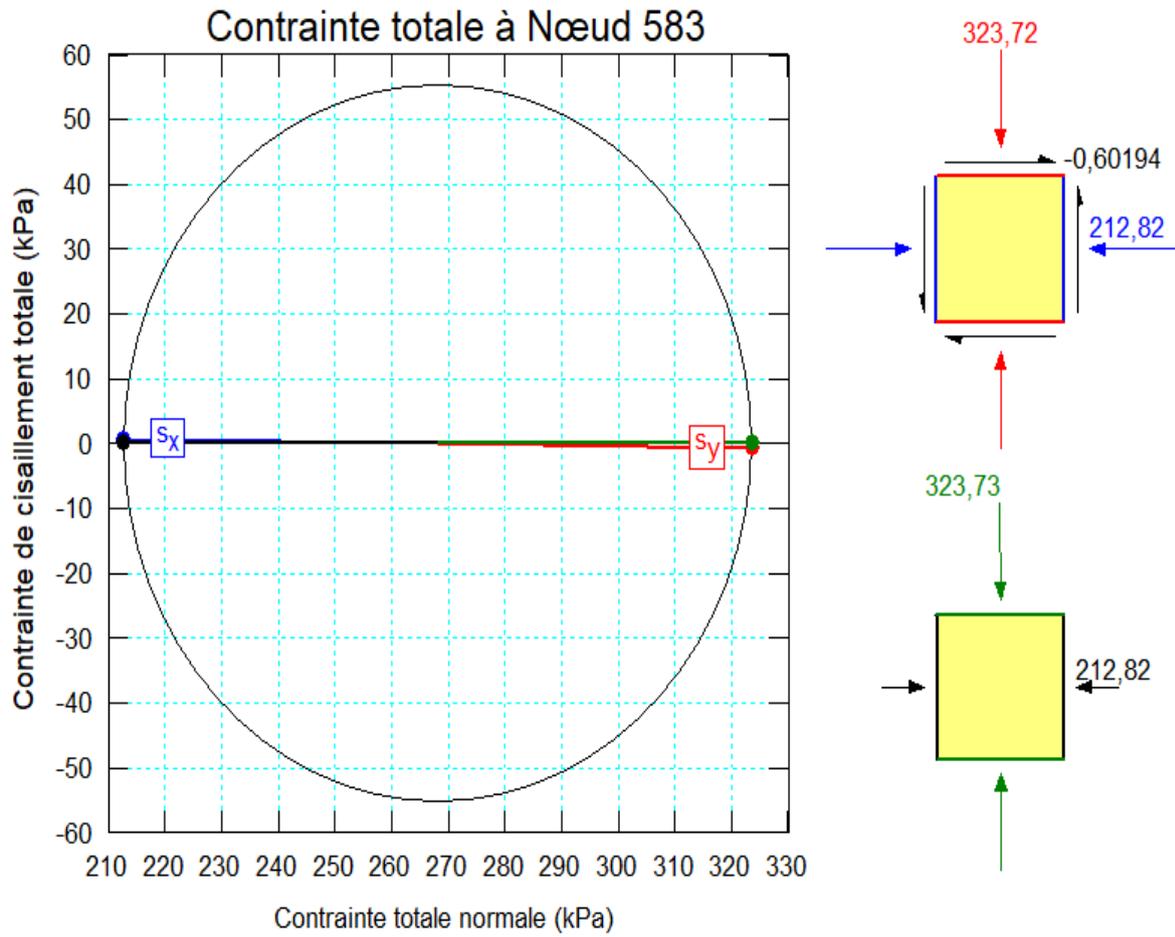


Figure VI.19 : Cercle de Mohr obtenu au milieu de la couche d'argile marneuse altérée

Figure VI.20 : Déformation en cisaillement max

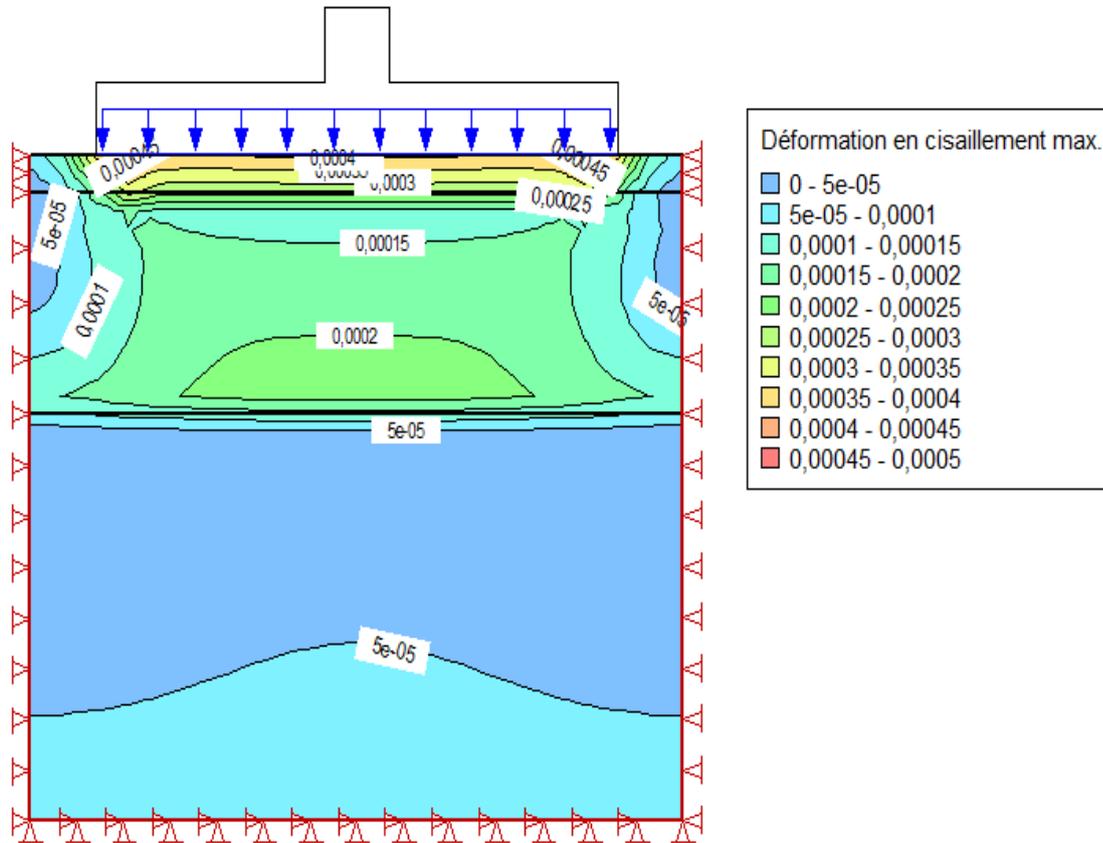


Tableau XXXV Conclusion et recommandations

Le modèle numérique donne une réponse mécanique suffisamment proche de la réalité pour pouvoir étudier la stabilité de l'ouvrage. La précision des résultats obtenus de ces modèles (PLAXIS ET GEOSTUDIO) sont liées à plusieurs paramètres, telle que la taille du modèle global, les dimensions du maillage, le modèle de comportement, les conditions aux limites et aux caractéristiques des sols. Basées sur les données géologiques et géotechniques des sols utilisées dans le calcul numérique les conclusions qui apparaissent au terme de cette étude sont les suivantes :

L'analyse de stabilité par les logiciels PLAXIS et GEOSTUDIO donnent un facteur de **sécurité (3) supérieur à 1.5** dans le cas le plus extrême. Ce que nous a permis de déduire que les déplacements du sol ne sont pas importants Ce qui signifie que le sol étudié est stable.

Lorsqu'elle est saine la marne est quasiment imperméable. Elle constitue le mur de plusieurs aquifères, les ressources en eau de la formation marneuse devrait être nulle.

Afin de stabiliser les glissements existants ou bien d'éviter le déclenchement de nouveaux glissements, nous recommandons ce qui suit :

- ✓ Mettre en place un bon système de drainage pour drainer les eaux de ruissellement, et un bon système d'étanchéité au tour des ouvrages. Ce système de drainage permet d'éviter les gonflements des formations argilo-marneuses.
- ✓ Éviter les grands terrassements, ce genre de travaux peut créer des instabilités. En effet, la pose des murs de soutènement doit se faire au fur et à mesure les terrassements. Faire les terrassements en saison estivale. Implantation d'arbres (végétation) sur les talus.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire porte essentiellement sur les problèmes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles et de l'impact des paramètres de résistance au cisaillement. Les essais en place (pénétromètre et pressiomètre) ont l'intérêt d'éviter le problème de remaniement associé au prélèvement d'échantillon mais permettent aussi qu'une évaluation indirecte de la résistance ultime alors que les essais de laboratoire permettent une mesure directe de la résistance ultime du matériau.

Les modèles numériques (**GEOSTUDIO** et **PLAXIS**) mettent en évidence une réponse mécanique suffisamment proche de la réalité pour pouvoir étudier la stabilité du sol de fondation. La précision des résultats obtenus par ces modèles est liée à plusieurs paramètres, telle que la taille de modèle global, les dimensions du maillage, le modèle de comportement, les conditions aux limites surtout aux caractéristiques mécaniques des sols (**angle de frottement et la cohésion**). Basées sur les données géologiques et géotechniques du versant disponibles,

La modélisation du sol de fondation par le logiciel plaxis a été effectuée avec la présence de la nappe phréatique tandis que avec GeoStudio, une absence de nappe phréatique. À en juger par les résultats obtenus, il est bien clair que la présence de l'eau influe sur les valeurs des facteurs de sécurité des talus non surchargés. La variation de niveau d'eau, influe directement sur le coefficient de sécurité F_s , les valeurs les plus basses sont obtenues lorsque le niveau d'eau est en surface.

L'application de ces études pour l'ouvrage objet de notre mémoire, nous a permis de déduire que les méthodes numériques donnent de bons résultats que les méthodes classiques et que les paramètres de résistance au cisaillement ont un impact considérable sur la stabilité du sol de fondation d'un ouvrage.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Règles parasismique algérienne RPA 99 / version 2003
- [2] DTR BC 2.331 Calculs-des-fondations-superficielles
- [3] Roger FRANK - Fondations Superficielles : Techniques de l'Ingénieur, traité Construction
- [4] Jean COSTET, Guy Sanglerat – Cours pratique de la Mécanique des sols, Plasticité et Calcul des Tassements-DUNOD-1981
- [5] Samuel AMAR, Jean Pierre MAGNAN -Essais de Mécanique des Sols en Laboratoire et en place-LCPC-Juillet 1980
- [6] Ali BOUAFIA « Calcul pratique des fondations et soutènements », Office des Publications Universitaires 8-2017.
- [7] ALI. BOUAFIA « les essais in-situ dans les projets de fondations », Office des Publications Universitaires OPU, 2006.
- [8] FERDJALLAH A, BOUTICHE M. (2018) Etude géotechnique du sol de fondation du minaret de la grande mosquée d'Alger. Université de Boumerdès, umbb.
- [9] R.B.J. Brinkgreve « Manuel PLAXIS 2D Français »
- [10] Philipponat(G.) et Hubert(B.).-Fondations et ouvrages en terre. Paris, Eyrolles2002, p.327, 333,334.
- [11] Rapport de L.H.C.C, unité AIN TAYA, Mars 2011
- [12] BOUAZIZ Ines, HOUACINE Imen M. (2019) L'impact de la catégorie du site d'implantation sur le comportement d'un bâtiment (R+7) à usage multiple. Université de Boumerdès umbb.