



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj lakhdar –Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de génie civil

Mémoire de Magister en génie civil

Option : Géotechnique

Présenté par
Mazouz badis

pour obtenir le diplôme de Magister en génie civil

Modélisation par élément finis d'une semelle filante
Flexible soumise a l'action des sols argileux gonflant

Sous la direction de Dr. BAHEDDI Mohamed

Devant le jury composé de :

Dr. DEMAGH Kamel	M.C.-A.	Université de BATNA	Président
Dr. BAHEDDI Mohamed	M.C.-A.	Université de BATNA	Rapporteur
Dr. KARECH Toufik	M.C.-A.	Université de BATNA	Examineur
Dr. ABBECHE Khelifa	M.C.-A.	Université de BATNA	Examineur
Dr. MESSAST SALAH	M.C.-A.	Université de SKIKDA	Examineur

Dédicaces

Je dédie ce travail :

À la mémoire de mon père que dieu ait son âme

À ma mère

À ma femme

À ma fille

À mes frères

À mes beaux parents

À tous ceux qui sont chère

Remerciements

Ce travail a été effectué sous la direction de mon directeur de mémoire, Monsieur BAHEDDI MOHAMED, à qui Je tiens à le remercier très chaleureusement pour m'avoir donné l'occasion de travailler sur un sujet d'un tel intérêt et pour le temps qu'il a pu me consacrer, ces remarques et sa patience m'ont été d'un grand secours dans la réalisation de ce mémoire. Je le remercie du fond du cœur et j'espère avoir à nouveau l'occasion de travailler avec lui.

Je remercie également le Président du Jury et les membres du Jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Il m'est particulièrement agréable de remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

Le gonflement des sols argileux est un phénomène qui se développe, en présence d'eau, à l'échelle microscopique au niveau des particules argileuses, et se traduit souvent, malheureusement, à l'échelle macroscopique par des dommages importants sur les ouvrages.

Les différents cas pathologiques rencontrés dans les pays du Maghreb concernant la dégradation de structures en contact avec les sols gonflants, font ressortir un besoin de compréhension et d'évaluation de ces types de phénomènes.

Ce mémoire étudie le comportement d'une semelle filante flexible soumise à l'action des sols argileux gonflant par une méthode analytique et la comparé par une méthode numérique.

Le but de cette étude est de déterminer les déformations d'une semelle filante flexible sous l'action du sol gonflant par une méthode analytique, ainsi de calculer le moment fléchissant et l'effort tranchant. En deuxième partie, de modéliser cette semelle à l'aide du logiciel PLAXIS 8.2. et de déterminé les déplacements, ainsi le moment fléchissant et l'effort tranchant, en comparant les résultats des deux méthodes.

Une étude paramétrique montrant l'effet des paramètres de calculs (maillage et précision des calculs) et l'effet des paramètres géotechniques (la cohésion, angle de frottement, module d'Young, et le coefficient de poisson).

Les différentes conclusions sont en fin présentées pour clôturer ce mémoire.

Mots clés : Argile, pression de gonflement, fondations filantes, Modélisation numérique, PLAXIS, Mohr-Coulomb,

ABSTRACT

Swelling clay soils is a phenomenon that develops in the presence of water on a microscopic scale at the clay particles, and unfortunately often leads, at the macroscopic scale by major damage on structures.

The different pathological cases encountered in the Maghreb countries regarding the deterioration of structures in contact with expansive soils, show a need for understanding and evaluating these types of phenomena.

This paper studies the behavior of a flexible strip footing subjected to the action of swelling clay soils by an analytical method and compared to a numerical method.

The purpose of this study is to determine the deformations of a flexible strip footing under the action of expansive soil by an analytical method and so to calculate the bending moment and shear force. In part two, to model this base with the software PLAXIS 8.2. and to determine the movement and so the bending moment and shear force, comparing the results of both methods.

A parametric study showing the effect of the calculation parameters (mesh size and accuracy of calculations) and the effect of geotechnical parameters (cohesion, friction angle, Young's modulus and Poisson's ratio).

The different conclusions are finally presented to close this paper.

Keywords: Clay, swelling pressure, shallow foundations, numerical modeling, PLAXIS, Mohr-Coulomb

الخلاصة

انتفاخ التربة الطينية ظاهرة تتطور في وجود الماء على نطاق مجهري على مستوى جزيئات الطين ، ويؤدي في كثير من الأحيان ، للأسف ، إلى أضرار كبيرة في المنشآت.

مختلف الحالات التي نصادفها في البلدان المغاربية متعلقة بتدهور الهياكل عند الاتصال مع التربة المنتفخة ، هنا تظهر الحاجة لفهم وتقييم هذه الأنواع من الظواهر.

الغرض من هذه الدراسة هو تحديد تشوهات قاعدة مستمرة مرنة تحت ضغط تربة منتفخة باستخدام أسلوب التحليل وحساب لحظة الانحناء وقوة القص. في الجزء الثاني نقوم باعداد نموذج لهذه القاعدة باستعمال برنامج PLAXIS 8.2 كما نقوم بتحديد الانتقال وقوة القص والانحناء ، ثم نقارن نتائج الطريقتين.

دراسة العوامل تبين تأثير عوامل الحساب (حجم فتحات الشباك ودقة الحسابات) وتأثير العوامل الجيوتقنية (التماسك وزاوية الاحتكاك ، ومعامل يونغ ، ونسبة بواسون).

و في الأخير نعرض مختلف الاستنتاجات التي نتج بها هذه الدراسة.

كلمات البحث : الطين ، ضغط الانتفاخ ، قاعدة مستمرة ، النمذجة الرقمية ، PLAXIS ، مور كولون.

Table des matières

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
------------------------------------	----------

Chapitre 1 :synthèse bibliographique sur les sols gonflants

1.1-introduction	3
1.2-microstructure des argiles	4
1.2.1- structure minéralogique des argiles	4
1.2.3- interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile	8
1.2.3.1- les différents types d'eau autour du feuillet	8
1.2.3.2- interactions eau-argile.....	9
1.2.4-les principales caractéristiques des minéraux argileux	12
1.2.4.1- densité de charge spécifique	12
1.2.4.2- la capacité de change cationique (CEC)	12
1.2.4.3- la surface spécifique	12
1.2.5- les principaux types d'argiles	13
1.2.5.1- les kaolinites	13
1.2.5.2- les smectites	14
1.2.5.3- les illites	14
1.2.6- texture des argiles	16
1.2.7- Propriétés macroscopiques	17
1.3- mécanismes de gonflement des argiles	20
1.3.1- gonflements au sens physico-chimique	20
1.3.2- gonflements au sens mécanique	22
1.3.4- évolution de la structure des argiles en fonction de différentes sollicitations	23
1.3.4.1- influence d'une sollicitation hydrique : humidification	23
1.3.4.2- influence d'une sollicitation hydrique : dessiccation	24
1.3.4.3- influence d'une sollicitation mécanique.....	25
1.3.5-influence des caractéristiques physico-chimiques sur le gonflement dans les argiles	25
1.3.5.1- influence de la densité de charge surfacique des particules argileuses.....	25
1.3.5.2- influence de la capacité d'échange cationique et de la surface spécifique	25
1.3.5.3- influence des valences des cations.....	26
1.3.6- stabilisation des sols argileux.....	26
1.4- conclusion	29

Chapitre 2 : méthode de calcul de la fondation filante sur sol gonflant méthode analytique

2.1- introduction.....	30
2.2 - Modèles mécaniques des fondations sur sols gonflants.....	30
2.3- calcul des fondations filantes flexible sous l'action des sols gonflants.....	38
2.4- application.....	43
2.5- conclusion.....	45

Chapitre 3: présentation de plaxis

3.1- Le logiciel Plaxis, son originalité.....	46
3.1.1- Introduction.....	46
3.1.2- Option par défaut, Solution approchée.....	46
3.2 - Les modèles de comportement de sol	48
3.2.1 - Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles.....	50
3.2.2 - Comportement élasto-plastique.....	51
3.2.3 - Modèle élastique linéaire.....	52
3.2.4 - Le modèle de Mohr-Coulomb.....	52
3.2.5 - Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M)	56
3.2.6 - Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M).....	61
3.2.7 - Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft SoilCreepModel.SSCM).....	64
3.3- Conclusion.....	66

Chapitre 4: présentation et interprétation des résultats obtenus par une Méthode numérique

4.1-Introduction67
4.2-Définition des données68
4.2.1-Hypothèses et géométrie68
4.2.2-Caractéristiques des matériaux68
4.2.3-Génération du maillage70
4.2.4-Conditions initiales	
4.3-Procédure de calculs73
4.4-Les principaux résultats73
4.4.1-Résultats de la phase 174
4.4.2-Résultats de la phase 277
4.5-Comparaison entre les deux méthodes analytique et numérique80
4.6-Conclusion82

Chapitre 5 : Étude paramétrique

5.1-Introduction	83
5.2-Effet des paramètres de calculs	83
5.2.1-Maillage	84
5.2.2-Précision des calculs	86
5.3-Effet des paramètres géotechniques	89
5.3.1-Effet des paramètres du sol	89
5.3.1.1-Cohésion c	89
5.3.1.2-Angle de frottement φ	91
5.3.1.3-Module de Young E	93
5.3.1.4-Coefficient de Poisson ν	96
5.4- Conclusion	98
Conclusions et recommandations	99
Références Bibliographiques	101
Annexes	106

Liste des figures

Figure 1.1 - a) Unité tétraédrique à cœur de silicium; b) Schéma d'une couche de tétraèdre [Si ₄ O ₁₀ (OH) ₂] ₆ - avec arrangement hexagonal	5
Figure 1.2 - Unité octaédrique b) Structure en couche à base d'octaèdre de Brucite Mg(OH) ₂ ou de Gibbsite Al(OH) ₃	5
Figure 1.3- Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique pour une argile TO (1:1).....	6
Figure 1.4- Description des différents niveaux de porosité dans les argiles.....	7
Figure 1.5 - Différents niveaux structuraux des sols gonflants.....	8
Figure 1.6 - Liaisons possibles de l'eau interfoliaire.....	11
Figure 1.7 - Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses.....	11
a) par osmose, b) Attraction dipolaire.....	
Figure 1.8- Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux.....	13
Figure 1.9 -Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides.....	16
Figure 1.10- Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles.....	17
Figure 1.11 - Schéma présentant les différentes origines du gonflement.....	22
Figure 1.12 - Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation...	24
Figure 1.13 -Conditions d'utilisation de la stabilisation Chimique.....	27
Figure 2.1 - Facteur climatique C _w pour les états-Unis d'Amérique.....	31
Figure. 2.2 – Indice d'appui c en fonction de C _w	32
Figure. 2.3-Relation entre le déplacement vertical s ₀ du sol et la distance horizontale x.....	32
de la source d'eau (1 - courbe expérimentale ; 2 – courbe théorique)	
Figure. 2.4 -Géométrie de la surface d'un massif de sol gonflant partiellement couvert par une membrane circulaire.....	33
Figure 2.5- Géométrie du dôme de gonflement.....	34
Figure 2.6 Modèle de calcul de la poutre de fondation a) déformation de flexion de la poutre, b) modèle de Winkler ; c) modèle de Vlassov et Leontev.....	34
Figure 2.7- Comportement de la poutre de fondation sous l'action des actions extérieures.....	35
a) Humidification du sol sur les bords ; b) Humification du sol au centre.	36
Figure 2.8 Comportement d'une poutre de fondation sur sol gonflant.....	37
Figure 2.9- Comportement d'une fondation reposant sur un dôme de gonflement.....	37
Figure 2.10- Modèle de calcul d'une fondation de longueur limitée reposant sur un dôme de gonflement.....	43
Figure 2.11 – réaction due a la pression du sol.....	44
Figure 2.12 – L Efforts de cisaillements.....	44
Figure 2.13- Moments fléchissant.....	44

Figure 3.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.	51
Figure 3.2 : Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.	51
Figure 3.3 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.	52
Figure 3.4– Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	53
Figure 3.5 : Définition du module à 50% de la rupture.	54
Figure 3.6: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	56
Figure 3.7 : Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation.....	57
Figure 3.8 : définition du module oedométrique tangent.	58
Figure 3.9 : Définition de l'angle de dilatance.	58
Figure 3.10 : Forme de surfaces de charge H.S.M.....	59
Figure 3.11 : Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent.....	59
Figure 3.12 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.	62
Figure 3.13 : Effet du temps sur les essais oedométriques.	64
Figure 3.14 : Diagramme de p^{eq} dans le plan p,q	64
Figure 4.1 – Vue en coupe du projet.	67
Figure 4.2 – Modèle géométrique du projet.	68
Figure 4.3 – Maillage du projet.	70
Figure 4.4 – Conditions hydrauliques initiales.	70
Figure 4.5 Fenêtre de définition des pressions interstitielles dans une couche.....	71
Figure 4.6 – Génération des pressions interstitielles initiales.....	72
Figure 4.7 – Génération des contraintes initiales.....	72
Figure 4.8 – déformation de maillage.....	74
Figure 4.9 – mécanisme de rupture.....	74
Figure 4.10 – Déplacements.	75
Figure 4.11 – Efforts de cisaillements.	75
Figure 4.12 - Moments fléchissant.	75
Figure 4.13 – Courbe charge déplacement.....	76
Figure 4.14 – représentation de la zone en plasticité.....	76
Figure 4.15 – déformation de maillage.....	77
Figure 4.16 – mécanisme de rupture.....	77
Figure 4.17 – Déplacements.....	78
Figure 4.18 – Efforts de cisaillements.	78
Figure 4.19 - Moments fléchissant.....	78
Figure 4.20 – Courbe charge déplacement.....	79
Figure 4.21– représentation de la zone en plasticité.....	79
Figure.4.22– <i>Comparaison entre les résultats analytique et la simulation numérique</i> Moment fléchissant.....	80

Figure.4.23– <i>Comparaison entre les résultats analytique et la simulation numérique L'effort tranchant</i>	81
Figure. 5.1 – <i>Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol</i>	84
Figure. 5.2– <i>influence de maillage sur le moment fléchissant</i>	85
Figure. 5.3 – <i>influence de maillage sur l'effort tranchant.</i>	85
Figure. 5.4– <i>influence de maillage sur les déplacements verticaux.</i>	86
Figure. 5.5– <i>Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique.</i>	87
Figure. 5.6 – <i>influence de la précision des calculs sur le moment fléchissant</i>	87
Figure. 5.7 – <i>influence de la précision des calculs sur l'effort tranchant.</i>	88
Figure. 5.8– <i>influence de la cohésion sur les déplacements verticaux</i>	88
Figure. 5.9 – <i>influence de la cohésion sur l'effort tranchant.</i>	89
Figure. 5.10– <i>influence de la cohésion sur les déplacements verticaux.</i>	90
Figure. 5.11 – <i>influence de l'angle de frottement sur les déplacements verticaux</i>	90
Figure. 5.12 – <i>influence de l'angle de frottement sur le moment fléchissant</i>	91
Figure. 5.13 – <i>influence de l'angle de frottement sur l'effort tranchant</i>	92
Figure. 5.14 – <i>influence de l'angle de frottement sur les déplacements verticaux</i>	94
Figure. 5.15 – <i>influence du module d'élasticité sur le moment fléchissant</i>	94
Figure. 5.16 – <i>influence du module d'élasticité sur l'effort tranchant.</i>	94
Figure. 5.17 – <i>influence du module d'élasticité sur les déplacements verticaux</i>	95
Figure. 5.18– <i>influence du coefficient de Poisson sur le moment fléchissant</i>	96
Figure. 5.19 – <i>influence du coefficient de Poisson sur l'effort tranchant.</i>	97
Figure. 5.20 – <i>influence du coefficient de Poisson sur les déplacements verticaux</i>	97

Liste des tableaux

<i>Tableau I.1 - Caractéristiques microscopiques des principales argiles.....</i>	<i>15</i>
<i>Tableau 2.1- résumé des résultats de calcul.....</i>	<i>43</i>
<i>Tableau 3.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k.....</i>	<i>61</i>
<i>Tableau 4.1 - paramètres caractérisant l'argile gonflant utilisée dans notre étude.....</i>	<i>69</i>
<i>Tableau4 .2 Caractéristique de la semelle.....</i>	<i>69</i>

Problématique et objectif de la recherche

Les sols argileux sont constitués de minéraux variés dont la forte affinité pour l'eau est connue. Ils comportent une grande proportion de particules argileuses telles que la montmorillonite, l'illite, la smectite, etc. Une humidification de ces sols à partir d'un certain état induit des gonflements importants dus, pour une part à la saturation progressive des pores du sol, qui fait disparaître les forces capillaires, et pour le reste, à l'absorption de molécules d'eau sur la surface extérieure des particules et à la pénétration des molécules d'eau entre les feuillets dont l'empilement constitue les particules d'argiles. Inversement, suite à une dé-saturation, ce type de sol subit une diminution de volume importante.

Dans le domaine du Génie Civil, ces phénomènes de gonflement et de retrait sont à l'origine de nombreux désordres tant pour les structures construites en surface (bâtiments, fondations superficielles, ouvrages de soutènement, remblais,...) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisations, fondations profondes, ...).

Malgré ces inconvénients, les propriétés particulières des argiles gonflantes, faible perméabilité et bonne capacité de rétention notamment, en font des matériaux très intéressants dans de nombreuses applications en Géotechnique ainsi qu'en Géotechnique de l'Environnement pour l'élaboration de noyau de barrages en terre, pour la construction de barrières d'étanchéité dans les sites de stockage de déchets en surface et en grande profondeur,...), Les argiles gonflantes sont donc présentes dans de nombreux contextes, leurs propriétés pouvant être à la fois profitables et/ou dommageables.

But de la recherche

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de l'étude d'une semelle filante flexible reposant sur un sol gonflant. Plus particulièrement, L'étude consiste à mettre un modèle numérique pour notre projet, qui Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique et des résultats des deux méthodes analytique et numérique. paramètres de calcul et des paramètres géotechniques sur les résultats. Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé en cinq chapitres.

Le chapitre 1 est organisé en deux parties

La *première partie* constitue une étude bibliographique qui permet de synthétiser les connaissances concernant la structure microscopique des argiles ainsi que sur les mécanismes microscopiques qui gouvernent leur comportement macroscopique. Nous donnons en premier lieu une analyse détaillée de la structure des argiles depuis le feuillet élémentaire jusqu'à l'échantillon en considérant, aux échelles intermédiaires, la particule et l'agrégat. Nous insistons sur le rôle très important du milieu dipolaire (eau) dans le comportement de ces matériaux par l'étude des interactions physico-chimiques. Nous exposons dans la deuxième partie les mécanismes de gonflement des argiles et les différents facteurs qui peuvent influencer le gonflement.

Le chapitre 2 Nous exposons dans le deuxième chapitre la méthode de calcul des semelles filantes flexibles sous l'action des sols gonflants, Dans cette méthode, la fondation est représentée sous la forme d'une poutre à une seule travée, appuyée sur deux appuis reposant sur un sol élastique, Pour la résolution du problème, on part en général de l'équation de la poutre $y(x)$ ou de l'équation de la réaction du sol $R(x)$ qui se développe à la surface de contact du sol et de la poutre. Pour la résolution de ce type de problèmes, on utilise le plus souvent une équation différentielle du quatrième ordre qui lie le tassement $s(x)$ du sol à la flèche $y(x)$ de la poutre.

Le chapitre 3 présente un bref aperçu de la méthode des éléments finis concerne l'historique, les concepts de base et l'utilisation de cette méthode dans le domaine géotechnique. On a choisi le code éléments finis *PLAXIS*, qui nous permet le passage d'un projet réel au modèle numérique, et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. *PLAXIS* utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et de type d'ouvrage.

Le chapitre 4 Ce chapitre est consacré à la présentation des différentes étapes du travail numérique effectué pour implanter le modèle géotechnique, Après la définition de la géométrie du modèle et des caractéristiques des matériaux ; on passe au calcul par *PLAXIS*.; Pour valider la repense du modèle numérique implanté, en comparant les solutions analytiques à des résultats numériques.

Le chapitre 5 l'étude paramétrique, qui montre l'effet des paramètres de calcul et des paramètres géotechniques sur les résultats, on utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer ; on a deux types de paramètres, paramètres de calcul et paramètres géotechniques. La comparaison est présentée sur des diagrammes pour chaque paramètre.

Enfin, la conclusion générale rassemble les points importants issus de ce travail .

Chapitre 1

Synthèse bibliographique sur les sols gonflants

1.1. Introduction

Le terme d'argiles désigne non seulement une formation rocheuse et la matière première qui en résulte et dont les caractéristiques sont présentées ci-après, mais il définit aussi un domaine granulométrique comprenant des particules minérales, dont le diamètre des grains est inférieur à deux micromètres ($< 2 \mu\text{m}$).

En tant que matière première brute, l'argile est donc un mélange de minéraux argileux et d'impuretés cristallines sous forme de débris rocheux de composition infiniment diverse.

L'intérêt accordé ces dernières années à l'étude des argiles par de nombreux laboratoires dans le monde se justifie par leur abondance dans la nature, l'importance des surfaces spécifiques qu'elles développent, la présence des charges électriques sur cette surface et surtout l'échangeabilité des cations interfoliaires. Ces derniers, appelés aussi cations compensateurs, sont les principaux éléments responsables de l'hydratation, du gonflement, de la plasticité et de la thixotropie, et ils confèrent à ces argiles des propriétés hydrophiles (bouras.o,2003) [6].

Certains sols argileux changent de volume en fonction de leur teneur en eau et peuvent, de ce fait, créer des désordres dans les ouvrages géotechniques.

Le phénomène de gonflement dépend des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux et de la nature de la solution d'hydratation. C'est pourquoi une description microscopique du phénomène est cruciale afin de bien comprendre le développement du gonflement.

nous présentons dans la première partie de ce chapitre une étude bibliographique sur la structure microscopique des argiles ainsi que sur les mécanismes microscopiques qui gouvernent leur comportement macroscopique. Nous donnons en premier lieu une analyse détaillée de la structure des argiles depuis le feuillet élémentaire jusqu'à l'échantillon en considérant, aux échelles intermédiaires, la particule et l'agrégat. Nous insistons sur le rôle très important du milieu dipolaire (eau) dans le comportement de ces matériaux par l'étude des interactions physico-chimiques 'fluide interstitiel - argile'. Nous exposons dans la deuxième partie les mécanismes de gonflement des argiles et les différents facteurs qui peuvent influencer le gonflement.

1.2. Microstructure des argiles

1.2.1 structure minéralogique des argiles

Les argiles proviennent de l'altération et de la dégradation des roches : altération physique sous l'effet des variations de température, et surtout altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fines. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (Jackson & Sherman 1953, cités par (Grunberger 1995) [21]. De par leur origine détritique et leur nature granulaire, la structure des sédiments argileux est complexe ; la compréhension des mécanismes de déformation de ces matériaux, dans lesquels la chimie de l'eau tient une place prépondérante, passe nécessairement par la connaissance précise de la microstructure.

1.2.1. a Terminologie

Avant d'entrer dans les détails de la minéralogie des argiles, il nous semble utile de rappeler la terminologie associée pour éviter toute confusion : un terme donné est parfois utilisé pour désigner plusieurs niveaux structuraux différents, et deux termes différents sont parfois employés pour désigner le même niveau.

La cellule de base (*unit cell*, en anglais) des minéraux argileux est appelée **cristallite**. Elle est constituée d'un **feuillelet** (*layer*) et d'un **interfeuillelet** (*interlayer*) appelé aussi **espace interfoliaire**. Chaque feuillelet est lui-même formé de la superposition de deux ou trois **couches** (*sheets*) cristallisées (c'est-à-dire dans lesquelles les atomes, solides à température ordinaire, sont régulièrement distribués).

L'interfeuillelet est constitué de fluide (d'eau) assurant une liaison électrochimique entre les feuillelets. Il existe différents types de liaisons interfeuillelets, liées notamment à des phénomènes de substitutions isomorphiques à la surface des cristallites.

Une **particule** d'argile résulte de l'empilement face-à-face de quelques cristallites élémentaires ; elle n'est formée parfois que d'un seul cristallite (d'ailleurs, en anglais, le terme *particule* désigne bien souvent le cristallite lui-même). Il arrive aussi que le terme cristallite soit lui-même employé pour désigner un empilement de plusieurs feuillelets, c'est-à-dire ce que nous avons nous mêmes qualifiés de particule.

Nous allons voir que ces cristallites peuvent s'assembler de manières très diverses.

Des différentes possibilités d'empilement des couches dans les feuillelets, de substitutions isomorphiques, de liaisons interfeuillelets et enfin d'arrangement spatial des cristallites résulte la grande diversité de structures et de propriétés des argiles.

1.2.1. b le feuillet

Le cristallite (ou unité structurale) est composé d'un feuillet et d'un interfeuillet.

Un feuillet est formé de deux ou trois couches. Il existe deux types de couches :

- **La couche tétraédrique** (figure 1.1) est formée de tétraèdre Si^{4+} entouré de quatre anions O^{2-} aux sommets. Son épaisseur est $4,6 \text{ \AA}$ et son bilan des charges est -1 ;

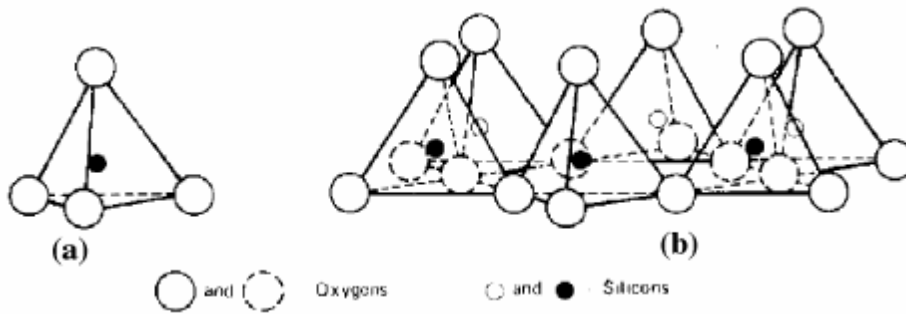


Figure 1-1 : a) Unité tétraédrique à cœur de silicium; b) Schéma d'une couche de tétraèdre $[\text{Si}_4 \text{O}_{10} (\text{OH})_2]^{6-}$ avec arrangement hexagonal.

- **La couche octaédrique** (figure 1.2) est constituée par Al^{3+} ou Mg^{2+} entourés de six groupes hydroxyle OH . Son épaisseur est $5,05 \text{ \AA}$ et son bilan des charges $+1$.

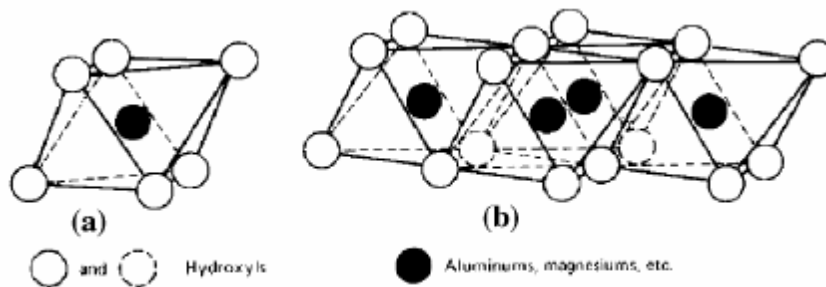


Figure 1-2 : a) Unité octaédrique b) Structure en couche à base d'octaèdre de Brucite $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ou de Gibbsite $\text{Al}(\text{OH})_3$.

Suivant l'ordre d'empilement des couches octaédriques (O) et tétraédriques (T), les minéraux argileux sont classés en deux types :

- **Le type de feuillets TO ou 1:1** formé d'une couche tétraédrique T et d'une couche octaédrique O (figure 1-3). Ces argiles, dont l'unité structurale de base est dissymétrique, sont représentées par le groupe des kaolinites et des serpentites, ces dernières étant beaucoup plus rares.
- **Le type de feuillets TOT ou 2:1** formé d'une couche octaédrique O entourée de deux couches tétraédriques T. Ces argiles, qui présentent une unité structurale de base symétrique, comportent de nombreux groupes (illites, smectites, interstratifiés, chlorites, vermiculites) dont la structure et les propriétés sont très variables.

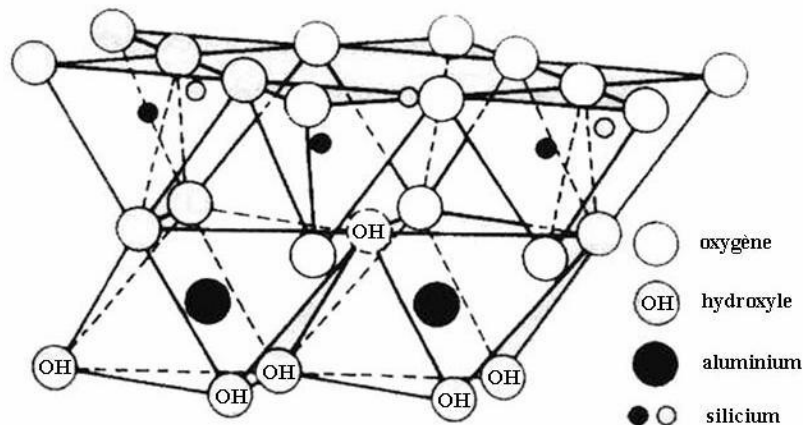


Figure1-3: Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique pour une argile TO (1:1).

Dans chacun des deux feuillets décrits précédemment, le cation peut être remplacé par un cation de taille voisine (pour « tenir » dans le site octaédrique ou tétraédrique), mais pas nécessairement de même valence. On parle de **substitution isomorphe** car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent alors un excès de charges négatives à la surface des feuillets. Cette électronégativité des feuillets est une des caractéristiques fondamentales des argiles. L'électroneutralité est obtenue par adsorption de cations compensateurs à la surfaces des feuillets : cations (K^+ , Na^+ , Mg^{2+} , Ca^{2+} , Fe^{2+} ...) provenant du fluide.

Par ailleurs, les bords des cristallites possèdent aussi des charges localisées car ils correspondent à des ruptures de liaisons. La charge des tranches de cristallites dépend alors du pH (Grunberger 1995) [21] : elle est négative en milieu basique, et positive en milieu acide (en raison de la fixation de protons H^+ sur des ions O^{2-} présents sur ces bords). Nous verrons plus loin que cela a une incidence sur l'assemblage des cristallites.

I.2.1.c La particule (appelée aussi cristallite ou tactoïde) est un empilement (superposition) de feuillets argileux suivant différentes configurations, qui peut atteindre une taille maximale de $2\mu\text{m}$. La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule, sont variables suivant le type d'argile considéré et sont également fonctions de son état hydrique (Ben Rhaeim *et al*, 1986) [3];(Saiyouri, 1996) [53].

Lorsque l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosités (figure 1-4) la porosité interlamellaire (ou interfoliaire, ou intraparticulaire) définie entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité interparticulaire (ou lenticulaire) définie entre deux surfaces externes de deux particules. Les feuillets d'une argile ne sont pas toujours électriquement neutres. En effet, il arrive que certaines substitutions, ou remplacement isomorphiques, de Si^{4+} par Al^{3+} ou Fe^{3+} aient lieu dans les couches tétraédriques, et de Al^{3+} par Mg^{2+} ou Fe^{2+} dans les couches octaédriques. Ces substitutions sont dites isomorphes, car elles se font sans modifications de la morphologie du minéral et les dimensions du feuillet restent *quasi*-inchangées. Une autre source de charge non équilibrée sur les minéraux argileux est la neutralisation incomplète de charges des atomes terminaux aux extrémités des couches, ainsi que des charges de bordure qui apparaissent lorsqu'un cristal se rompt. Il existe alors un déséquilibre électrique au sein des couches d'argiles, donc au sein de la particule. Par conséquent, les particules argileuses auront une charge négative à la surface. Cette électronégativité des particules est une des caractéristiques fondamentales des argiles. Des cations, présents dans le milieu environnant, viennent alors se localiser au voisinage du feuillet, en particulier dans l'espace interfoliaire, afin de compenser le déficit de charge. Ces cations ne font pas partie intégrante de la structure en couche et peuvent être remplacés, ou échangés, par d'autres cations présents en solutions et ils jouent un grand rôle sur les propriétés des argiles (Saiyouri, 1996) [53]. Pour mesurer la quantité de charge négative en surplus, on utilise la notion de capacité d'échange cationique (CEC) qui est une caractéristique importante dans la classification des argiles et une démarcation importante par rapport aux milieux granulaire

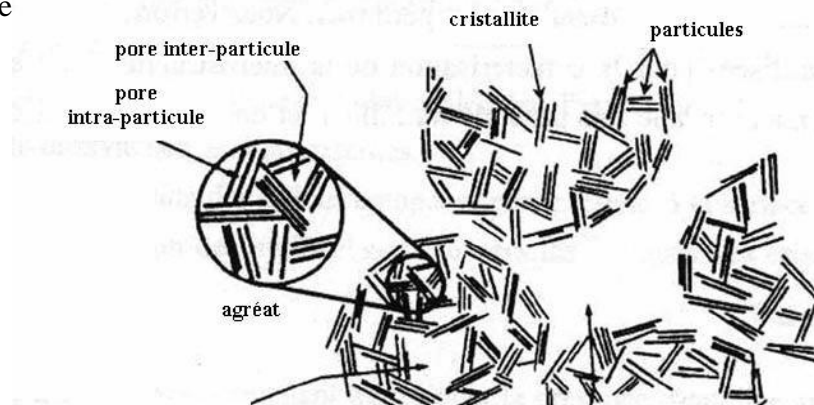


Figure 1-4 : Description des différents niveaux de porosité dans les argiles.

1.2.1. d- l'agrégat

(appelé aussi grain) est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats formes par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments du sol, et la macrostructure qui correspond à l'assemblage macroscopique des agrégats. Une représentation de Cette structure est donnée sur la figure 1.5.

l'approche microstructurale de base qui permet d'expliquer le comportement réel des argiles gonflantes doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux. Ceci n'est pas du tout évident dans la pratique, car il est difficile d'établir une relation entre ces différents niveaux. Pour simplifier, Gens et Alonso (1992) [19] ont limité le nombre de niveaux structuraux à deux : le niveau microstructural où sont réunis l'infrastructure et la microstructure et le niveau macrostructural. c'est ce que les auteurs qualifient de double structure.

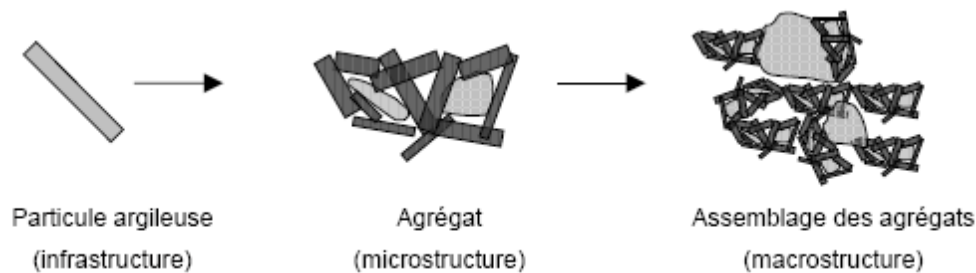


Figure 1.5 - Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992 [19]).

1.2.3- Interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile

En considérant la nature électrique des feuillets ou bien la présence de cations compensateurs, des interactions différentes de celles généralement observées dans les milieux poreux vont pouvoir faire leur apparition.

1.2.3.1- Les différents types d'eau autour du feuillet

Nous distinguons fréquemment trois types d'eau dans les argiles : l'eau libre, l'eau capillaire et l'eau adsorbée ou liée. L'importance des effets produits par ces types d'eau est liée à la nature chimique (présence de cations), à la fraction volumique (ou porosité) de l'argile elle-même directement liée à la taille de l'espace poral, au degré de compacité et au degré de saturation, et enfin à la nature minéralogique des argiles.

a) Eau libre

Comme pour tous les sols humides, on retrouve de l'eau libre dans les argiles. Celle-ci se trouve principalement dans les espaces interagrégat et éventuellement dans l'espace interparticulaire (loin des surfaces externes des particules). Cette eau est libre de circuler facilement dans le milieu ; elle s'évapore complètement lorsque le sol est porté et maintenu à une température d'environ 105°C et son écoulement peut se produire par un gradient de charge hydraulique décrit par la loi de Darcy.

b) Eau capillaire

Dans le cas des argiles non saturées, cette eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contact entre les grains par des forces capillaires, créant ainsi entre ces derniers des forces d'attraction. Son écoulement est produit par un gradient de succion à l'échelle de pore et traduit par une loi de Darcy généralisée (Richard, 1931) [51].

c) Eau liée ou adsorbée

Contrairement aux milieux granulaires, les milieux argileux se distinguent par l'existence, autour de chaque particule, d'une couche semi-solide d'eau adsorbée dont les propriétés sont complètement différentes de celle de l'eau libre. En effet, la molécule d'eau, à cause de sa dissymétrie, agit comme un dipôle électrique (le centre de gravité des charges négatives est différent de celui des charges positives), sa propriété dépend de sa position dans le système eau-particules solides, du fait des phénomènes d'interactions eau-argile.

À l'intérieur de la couche adsorbée, près de la particule solide, la densité de l'eau adsorbée dépasse celle de l'eau libre. Elle a des propriétés voisines d'un solide ; puis, en allant vers la limite de la couche, elle présente celle d'un liquide de moins en moins visqueux pour tendre enfin vers les propriétés de l'eau normale à la frontière eau libre-eau adsorbée, avec une densité finale égale à celle de l'eau libre (Martin, 1960) [37] ; (Yong et Warkentin, 1966) [61].

Les molécules d'eau de la couche adsorbée peuvent se mouvoir facilement le long de la surface du minéral et difficilement en sens perpendiculaire. Pour une argile donnée, l'augmentation de la valence des cations (par changement de cations) ou de leur concentration dans le liquide interstitiel se traduit par une réduction de l'épaisseur de cette couche. Elle dépend aussi de la constante diélectrique ainsi que de la température. L'épaisseur de la couche adsorbée varie entre une couche de molécules d'eau et plusieurs dizaines de molécules d'eau (Martin, 1960) [61]. Elle ne peut être évacuée qu'à température élevée (entre 90 et 300 °C).

I.2.3.2- Interactions eau-argile

Au sein même d'une couche ou entre deux couches successives d'un même feuillet, les liaisons inter-atomiques sont des liaisons de valence primaire très fortes. Entre deux feuillets successifs, ces liaisons sont en général 10 à 100 fois moins fortes que les précédentes en raison des cations

adsorbés. En effet, différents mécanismes d'interactions vont pouvoir s'établir, entre les feuillets chargés négativement et l'eau, dans l'espace interfoliaire (ou au voisinage de la surface externe d'une particule). Ces mécanismes sont les suivants (Low, 1961[32]); (Mitchell, 1993) [39]:

1) liaisons hydrogène : entre les molécules d'eau et les oxygènes ou hydroxyles situés à la surface du feuillet : en effet, les atomes d'oxygène sont susceptibles d'attirer les pôles positifs de la molécule d'eau, de la même manière que les groupements hydroxyles attirent le pôle négatif de l'eau ;

2) les forces d'attraction de van der Waals : du fait de la charge négative diffuse du feuillet, des liaisons électrostatiques du type van der Waals (attractives) peuvent s'établir entre l'eau et les sites où les charges négatives manifestent leur action attractive. Pour deux atomes, ces forces sont proportionnelles à l'inverse de la puissance septième de la distance d_a qui les sépare :

$F = K \times (d_a)^{-7}$ alors que pour des feuillets, elles s'expriment en $1/d_f^3$ de la distance séparant leur surface :

$$F = K \times (d_f)^{-3} \text{ (K est un constant) ;}$$

3) hydratation des cations échangeables : les cations présents dans l'espace interfoliaire deviennent des sites privilégiés sur lesquels viennent se fixer les molécules d'eau, l'ensemble forme un polyèdre de coordination (Fripiat et Gatineau, 1984) [18]; la figure I.6 présente de manière schématique ces trois modes de liaisons possibles de l'eau interfoliaire ;

4) attraction par osmose : plus on se rapproche de la surface chargée négativement du feuillet, plus la concentration des cations augmente ; afin d'annihiler ce gradient de concentration, les molécules d'eau ont tendance à se diffuser vers la surface (figure 1.7a) ; notons que la concentration des cations adsorbés décroît exponentiellement au fur et à mesure que la distance à la particule augmente.

5) analogie avec un condensateur : les surfaces argileuses peuvent être considérées comme le pôle négatif d'un condensateur ; les molécules d'eau orientent alors leurs pôles positifs en direction des surfaces négatives ; au milieu de l'espace interfoliaire, les cations compensateurs vont s'interposer afin d'éviter d'avoir des pôles négatifs de l'eau adjacents l'un à l'autre (fig 1.7b). Selon la force des liens unissant les feuillets d'argiles, ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace interfoliaire. Nous allons voir que pour certaines argiles (Kaolinites), l'eau ne peut s'engager entre les feuillets. Ces argiles sont faiblement gonflantes.

En revanche, dans les smectites, la faible liaison entre feuillets fait que chaque espace interfeuillet peut s'hydrater ; les smectites font partie des argiles dites « gonflantes ». L'amplitude du gonflement dépend de l'état initial et bien sûr des contraintes appliquées.

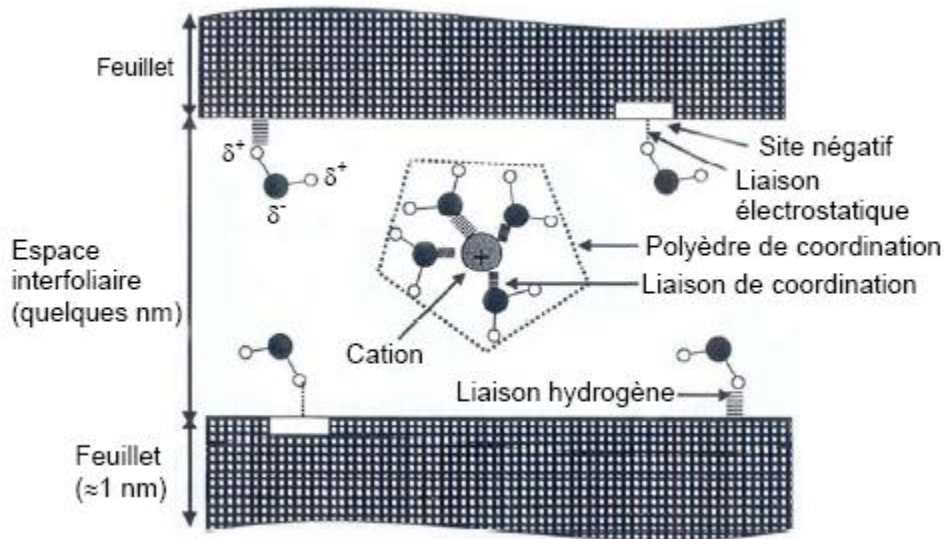


Figure 1.6 - Liaisons possibles de l'eau interfoliaire (Morel, 1996[43]).

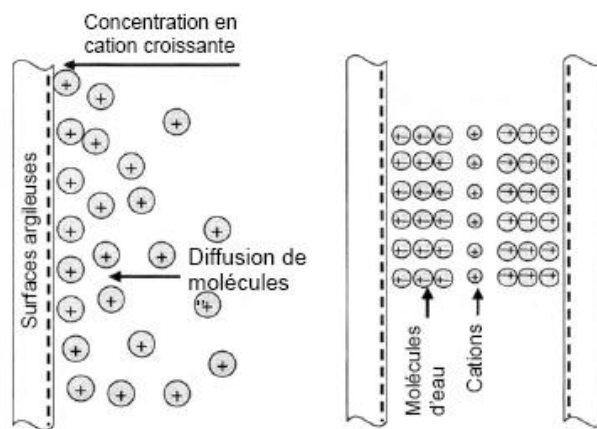


Figure 1.7 - Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses :

a) Attraction par osmose, b) Attraction dipolaire (Mitchell, 1993) [39].

1.2.4- les principales caractéristiques des minéraux argileux

Les principales caractéristiques des minéraux argileux qui influencent le gonflement sont les suivantes :

1.2.4.1 la densité de charge spécifique : σ est égale au rapport entre la capacité d'échange cationique CEC et la surface spécifique s de la particule argileuse (wakim j,2005)

$$\sigma \left(\frac{meq}{m^2} \right) = \frac{CEC}{s} \quad (1.1)$$

Deux types de charge existent dans les milieux argileux :

une charge permanente ou structurelle liée aux substitutions ioniques (Al^{3+} pour Si^{4+} dans la couche tétraédrique ; Mg^{2+} ou Fe^{2+} pour Al^{3+} dans la couche octaédrique), une charge de surface variable selon le Ph du milieu liée aux réactions chimiques qui se produisent à la surface des minéraux.

La densité de charge spécifique renseigne sur le pouvoir de la particule à repousser les autres, cette répulsion étant la capacité de gonflement des minéraux argileux.

L'augmentation de la densité de charge spécifique réduit le gonflement ou la pression de gonflement des matériaux argileux.

Cette augmentation entraîne l'attraction des ions, ce qui va provoquer une condensation de la double couche, donc une diminution de son épaisseur. (wakim j, 2005) [60].

Aussi selon (Lepluart. L, 2002) [29] ; plus cette concentration est élevée, plus la couche est mince ou comprimée donc induit une diminution de gonflement.

1.2.4.2 La capacité d'échange cationique (CEC)

Mesure la capacité d'une argile à échanger des cations. Elle est exprimée en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles et varie dans le même sens que la densité de charge surfacique. Donc, pour les argiles ayant une valeur élevée de CEC, elles ont tendance à peu gonfler, et cela à surfaces spécifiques égales (Lefevbre .Iet A. Lajudie1987) [28],(wakim j,2005).

1.2.4.3 La surface spécifique : des argiles est composée de la surface externe comprise entre les particules et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique donne un pouvoir de gonflement plus important et par conséquent un potentiel de gonflement plus élevé (wakim j,2005) [60].

1.2.5- Les principaux types d'argiles

La classification géotechnique des argiles est un sujet difficile à cerner vu la diversité de leurs propriétés. Néanmoins, trois grands groupes d'argiles sont souvent rencontrés en géotechnique : les *kaolinites*, les *illites* et les *smeectites*. Ces argiles pures représentent des références pour la classification des différentes argiles qu'elles soient naturelles ou commerciales.

La figure 1-8 donne une description schématique des différents minéraux argileux.

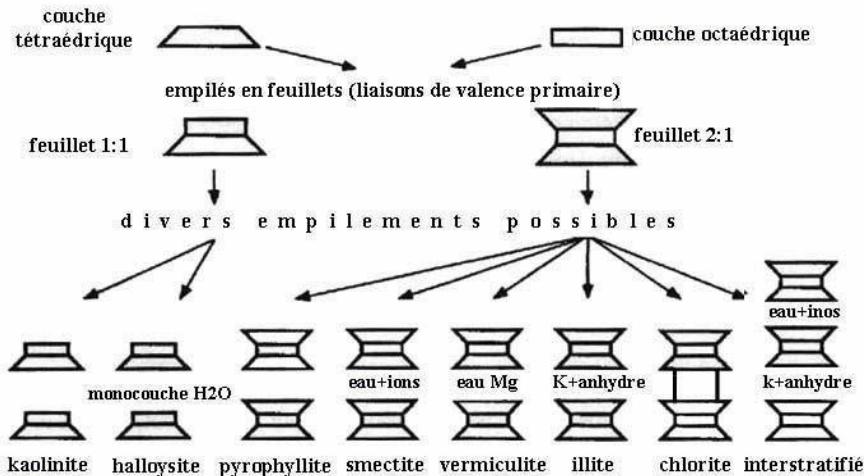


Figure 1-8 : Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux
TO (1:1) et TOT (2:1)

1.2.5.1- Les kaolinites

Les kaolinites sont des minéraux argileux de type 1:1 (Te-Oc), à feuillets d'équidistance fixe de 7 \AA . Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les O^- présents sur la surface supérieure et les H^+ de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, conférant avec les liaisons de van der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau. Par conséquent, les kaolinites sont presque insensibles à l'eau. Cette liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre de feuillets par particule de kaolinite (de quelques dizaines à quelques centaines de feuillets solidement liés l'un à l'autre) et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement $45 \text{ m}^2/\text{g}$. Les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argiles grâce à la stabilité physique de sa structure, et le pouvoir de fixation des cations ne dépasse pas $15 \text{ méq}/100 \text{ g}$.

Les particules de kaolinite sont des grandes plaquettes rigides de forme hexagonale de quelques dizaines à une centaine de nanomètres d'épaisseur et de quelques centaines à un millier de nanomètres d'extension latérale (dimension latérale / épaisseur).

Les feuillets sont empilés de manière ordonnée et sont en contact les uns avec les autres. Ainsi, la seule surface accessible à l'eau reste la surface externe à la particule.

Théoriquement, l'eau interfoliaire n'a aucune existence dans ce type d'argiles.

1.2.5.2- Les smectites

Les smectites sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te). L'empilement des feuillets est désordonné ; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement grande par rapport à son épaisseur qui est d'environ $9,6 \text{ \AA}$. Ce désordre des feuillets et la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. Ce gonflement peut atteindre des valeurs dépassant l'épaisseur du feuillet lui-même.

Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques suivant la nature du cation prédominant (calcium, sodium). Il est connu que le sodium confère des propriétés de gonflement supérieures à celles permises par la présence de calcium comme cation échangeable dans une argile (Saiyouri, 1996) [53]. Les feuillets des smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des interstratifiés. Les particules de smectite comportent un empilement de feuillets variant entre 1 à 10 Unités ou plus pour une montmorillonite sodique et entre 10 à 40 unités ou plus pour une montmorillonite calcique. Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange de ces argiles est comprise entre 80 et 150 méq/100 g.

1.2.5.3- Les illites

Les illites sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te), à feuillets d'équidistance fixe de 10 \AA . Elles ont la même composition que la montmorillonite, mais une liaison forte entre les feuillets est permise par la présence de cations potassium K^+ . Ce caractère leur confère un potentiel de gonflement moindre que celui des smectites et la constitution de

Particules de tailles importantes. Les particules sont généralement composées d'un empilement de 5 à 20 feuillets (Bolt, 1956), avec une épaisseur de moins d'une dizaine de nanomètres et une centaine de nanomètres pour l'extension latérale.

Le pouvoir de fixation des cations de l'illite est compris entre 10 et 40 méq/100 g.

Le tableau 1.1 résume les différentes caractéristiques de chaque argile citée ci-dessus.

Dans le cas de l'illite et de la smectite, la structure du feuillet est la même et pourtant les CEC sont très différentes. La différence provient du mode de formation des argiles.

Dans le cas de l'illite, les cations intégrés à l'intérieur de la structure sont différents de ceux d'une smectite : le déficit de charge n'est pas le même et les CEC sont donc différentes.

Tableau 1.1 - Caractéristiques microscopiques des principales argiles

Argile	Kaolinite	Illite	Smectite
Type de feuillet	1:1	2:1	2:1
Épaisseur de feuillet (Å)	7	10	9,6
Nombre de feuillet par particule	10-150	5-20	1-10 (montmorillonite sodique) 10-40 (montmorillonite calcique)
CEC (méq/100 g)	5-15	10-40	80-150
Surface spécifique (m ² /g)	10-45	80-100	700-900
Matériau interfoliaire	—	K ⁺	H ₂ O, Na ⁺ , Ca ²⁺ , ...
Comportement dans l'eau	non-gonflant	peu-gonflant	gonflant

Si les kaolinites ont une surface spécifique et un pouvoir d'échange de cation faibles c'est parce que leur constitution rend l'accès entre les couches minérales presque impossible à cause des fortes liaisons qui sont établies entre elles. En revanche, les smectites montrent une très grande facilité de séparation de leurs couches à surfaces chargées, ce qui explique l'importance de leur surface spécifique et du pouvoir d'échange cationique.

Les illites constituent un cas intermédiaire où les surfaces chargées sont seulement les surfaces latérales et les surfaces basales externes alors que les autres sont "soudées" par le biais du cation potassium. On note que la présence des impuretés réduit considérablement la surface spécifique d'une argile (Saiyouri, 1996) [53].

Les argiles les plus fréquentes dans les sols naturels sont les illites, les kaolinites, les interstratifiées et les smectites de type montmorillonite. En revanche, les argiles d'utilisation industrielle sont en grande partie à base de montmorillonites de gisements.

Lorsque la teneur en montmorillonite dépasse 65 %, ces argiles sont appelées des *bentonites* caractérisées par une capacité de gonflement très importante.

1.2.6 TEXTURE DES ARGILES

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope (wakim j,2005) [60].

Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés des argiles. Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés.

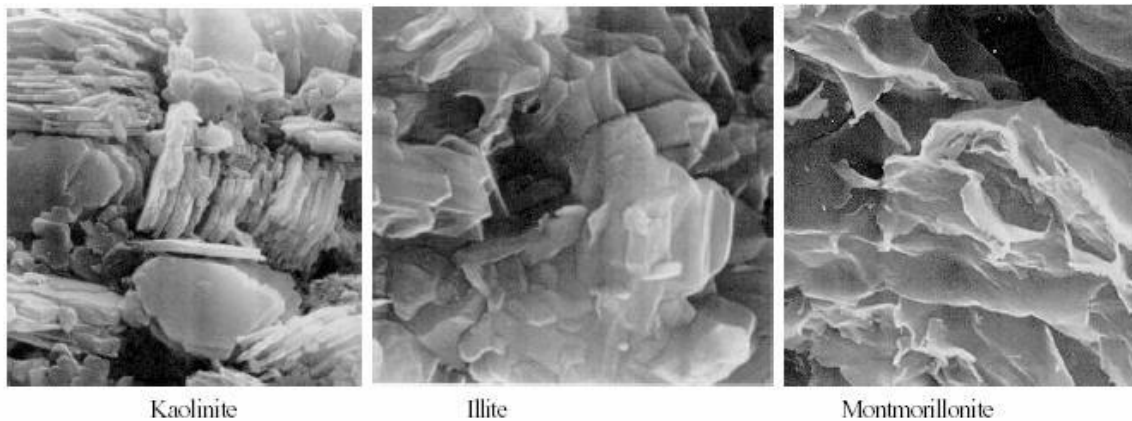
Les observations microscopiques effectuées par Montes et al, cité Par (wakim j,2005) [60] sur les argilites, subissant des cycles d'humidification dessiccation, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants (Figure. 1.9).



Figure. 1.9: Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides Montes et al, (wakim j, 2005).

L'évolution de la microtexture en fonction de l'hydratation peut être observée à l'aide du microscope électronique à balayage (M.E.B.) ou de la tomographie à rayons X (M. Gasc-Barbier, H. Freissmuth et X. Daupley) cité Par (wakim j, 2005) [60].

La figure 1.10 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage. Les observations au microscope électronique à balayage Permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-agrégats, au niveau des pores interstitiels alors que pour les smectites, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets (Bultel Frédéric, 2001) [9].



*Figure 1.10 : Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles
(Mitchell, 1986) [41].*

Ces observations microscopiques confirment une nouvelle organisation des feuillets argileux qui se manifeste par un écartement parallèle observable dans le cas des roches argileuses ou par un effet combiné d'un écartement et d'une rotation comme c'est le cas pour les sols argileux non indurés (Wakim J, 2005) [60].

Globalement, le pourcentage en minéraux gonflants, les carbonates, les minéraux non gonflants d'une part, et la nature de la consolidation d'autre part, présentent une influence notable sur le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques.

1.2.7 Propriétés macroscopiques

1.2.7.1 Argiles tendres et argiles raides

Du point de vue du comportement et des propriétés mécaniques, les roches argileuses se situent entre les sols et les roches. Certaines roches argileuses sont « tendres » et très déformables ; on parle alors d'argiles « plastiques ». D'autres sont peu déformables, et présentent un comportement plus fragile que ductile au delà de la limite d'élasticité : ces argiles sont dites raides.

De manière générale (voir Rousset, 1988) [50], les argiles dites plastiques présentent une teneur en argile et en eau importante, tandis que les argiles « raides » sont marquées par la présence de carbonates et de quartz qui leur confèrent ce type de comportement. Mais cette tendance n'est pas toujours confirmée : le caractère déformable ou non des roches argileuses est lié à la minéralogie mais aussi à l'état de compaction du matériau. A grande profondeur (quelques centaines de mètres), les argiles sont souvent très compactes. Leur porosité et leur teneur en eau sont alors faibles, tandis qu'elles sont peu déformables et que leur résistance mécanique est élevée.

Ainsi, minéralogie, teneur en eau et profondeur du dépôt sont des indicateurs forts pour le Classement des roches argileuses parmi les argiles plastiques ou raides. Il est toutefois difficile de fixer précisément ces critères. Rousset (1988) [50] et Ghoreychi (1997) [20] ont néanmoins tenté une analyse des corrélations entre le comportement mécanique et les caractéristiques de la roche. Il ressort de leurs analyses que :

- la transition entre le matériau tendre et le matériau induré peut être caractérisée par le module d'Young, la résistance mécanique et le caractère ductile ou fragile.
- le module d'Young est bien corrélé avec la teneur en eau et donc la porosité.

1.2.7.2 Propriétés mécaniques caractéristiques des argiles

Les roches argileuses présentent toujours, à des degrés divers, les comportements suivants : plasticité, viscoplasticité, endommagement. Du moins les essais mettent-ils en évidence des déformations irréversibles et, par suite, des comportements que l'on peut décrire par ces termes.

Du point de vue du comportement à court terme, il est souvent difficile de juger s'il s'agit de plasticité ou d'endommagement. Les deux théories permettent en général de décrire les phénomènes observés, et le choix de l'une ou de l'autre dépend souvent de l'emploi qu'on veut faire des lois ainsi mises en place. Ainsi, bien souvent, c'est la plasticité qui prime dans les lois utilisées au niveau des calculs d'ouvrages.

Pour les argiles raides, on peut penser qu'il s'agit plutôt d'endommagement dans la mesure où :

- les essais rapides de laboratoire mettent généralement en évidence une augmentation de volume irréversible, signe pour les roches de l'apparition d'un endommagement diffus ;
- les déformations irréversibles s'accompagnent souvent d'une perte de résistance et des propriétés élastiques (mais tel n'est pas toujours le cas pour les argiles raides) ;
- des chargements plus marqués conduisent à la rupture, qu'on peut évidemment plus facilement qualifier d'endommagement que de plasticité.

En fait, les mécanismes microscopiques qui se traduisent par les déformations irréversibles ne sont pas toujours bien compris pour les roches, et le choix de la bonne théorie à appliquer est délicat. Il est en général difficile de juger, entre plasticité et endommagement, quel phénomène est effectivement le bon. Ces phénomènes sont parfois couplés dans les modèles rhéologiques. Parfois aussi, l'endommagement est décrit en utilisant le formalisme de la plasticité.

Par ailleurs, pratiquement toutes les roches argileuses présentent un comportement différé.

irréversible (Rousset, 1988) [50]. Ce comportement est très marqué pour des argiles plastiques, nettement moins pour des argiles raides. Du fait de l'existence de déformations résiduelles après décharge, il ne s'agit pas (du moins pas seulement) de viscoélasticité, mais plutôt de viscoplasticité. Cette viscoplasticité ne doit pas non plus être confondue avec la consolidation ou le comportement différé lié à la dissipation de la pression de pores. Nous verrons au chapitre suivant différents modèles utilisés pour décrire l'ensemble de ces comportements.

Nous ne tenterons pas alors d'identifier quelle théorie (plasticité, endommagement) est la mieux adaptée, et nous nous contenterons de présenter les modèles.

1.2.7.3 L'argile en tant que milieu poreux

Deux approches sont utilisées pour les argiles : soit le matériau est considéré comme un milieu bi ou multiphasé composé d'un squelette solide et de pores remplis de fluide(s), soit le matériau est assimilé globalement à un solide auquel s'applique la mécanique des milieux continus.

Dans la pratique, le choix de l'une ou l'autre de ces approches dépend, pour une roche argileuse, du type de problème étudié et de la nature de la roche. De manière générale, on peut penser que la prise en compte du (des) fluide(s) est indispensable lorsque la roche est tendre ou lorsque les problèmes étudiés font intervenir des effets différés, tandis que la mécanique classique est adaptée pour l'étude de phénomènes à court terme pour des argiles raides. Mais cela n'est pas une règle stricte, et la question est toujours posée de savoir s'il faut utiliser une approche mécanique ou hydromécanique pour les argilites de l'Est par exemple (Kharkhour, 2002) [23].

Plusieurs phénomènes, tels que la consolidation des sols et des roches, la dissipation de la pression interstitielle, les phénomènes d'imbibition/dessiccation, de gonflement/retrait, ou d'autres, intrinsèquement liés à la présence de fluides dans les pores (fissuration hydraulique, dilatation différentielle dans un four à micro-ondes), ne peuvent évidemment être étudiés sans une approche multiphasique.

Ces phénomènes, qui relèvent de processus hydromécaniques couplés, ont d'autant plus d'importance que la teneur en eau est élevée ; plusieurs aussi sont liés à la perméabilité. Les argiles raides, dotés de porosités et de perméabilités très faibles, sont en général moins exposés à ces processus, du moins à court terme.

Toutefois, pour les sols en général et dans la plupart des cas pour les roches, l'argile est considéré comme un milieu poreux auquel on applique les préceptes et les théories, à cheval entre la théorie des mélanges et de la mécanique des milieux continus.

1.3- Mécanismes de gonflement des argiles

Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés :

1.3.1- Gonflements au sens physico-chimique

Il est bien connu qu'au contact de l'eau, l'argile est un matériau qui a la faculté de gonfler. D'après Morel (1996) [43], le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes (figure 1.11) :

- l'hydratation des espaces interfoliaires entraînant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité interfoliaire) : gonflement cristallin ;
- la répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) : gonflement osmotique.

a) Hydratation des espaces interfoliaires

Lors de l'hydratation d'une éprouvette d'argile sèche, l'eau pénètre à l'intérieur des particules (dans l'espace interfoliaire) et s'organise en couches monomoléculaires, puis interagit avec les feuillets et les cations déjà présents. Cette hydratation favorise la création d'une pression, appelée pression de disjonction, qui a pour conséquence une augmentation de la distance interfoliaire et donc un gonflement de l'ensemble des deux feuillets : c'est le gonflement cristallin.

Ce gonflement n'est possible que lorsque les liaisons interfeuillets sont très faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace interfoliaire. C'est le cas, par exemple, de la montmorillonite.

Le phénomène de gonflement est influencé par la nature des cations interfoliaires. Ainsi, la montmorillonite sodique (Na^+) gonfle plus qu'une montmorillonite calcique (Ca^{2+}) (Dardaine *et al.*, 1985 [12]) ; (Saiyouri, 1996) [53]. En effet, le rayon ionique de Na^+ est plus proche de la taille de la molécule d'eau et son interaction avec cette dernière est plus faible que pour Ca^{2+} .

L'eau se répartit alors plus facilement à la surface du feuillet. Dans les argiles illitiques, le gonflement cristallin est très faible et il est *quasiment* inexistant dans les kaolinites.

D'après Tessier, 1990 [53], ce type de gonflement ne représente environ qu'une dizaine de % du gonflement macroscopique total. Il est donc nécessaire selon lui d'envisager un autre mécanisme de gonflement que celui relevant des seules variations interfoliaires.

b) Répulsion entre les particules

L'adsorption des cations par les particules argileuses et la formation de la double couche diffuse sont responsables de la répulsion de deux particules (Mitchell, 1993) [30]. En effet, dans une argile sèche, les cations sont très fortement adsorbés à la surface des feuillets argileux.

Les cations en excès de ceux nécessaires à assurer l'électroneutralité des particules argileuses et les anions associés sont présents sous forme de sels. Si l'argile sèche est placée au contact de l'eau, les sels se dissolvent dans la solution, mais les différents ions se répartissent de manière non homogène : la concentration en cation devient très forte au voisinage des surfaces argileuses (surfaces externes), tandis qu' les anions ont plutôt tendance à s'éloigner des surfaces argileuses. La zone perturbée, ainsi créée par cette répartition non-homogène de cations et d'anions est la double couche diffuse. Comme cette dernière est chargée positivement, l'électroneutralité du système (argile/couche diffuse) est alors assurée.

La théorie de la double couche diffuse a permis de démontrer mathématiquement que le recouvrement de deux couches diffuses de même signe est responsable de la répulsion de deux particules. Appliquée à la multitude de particules constituant une éprouvette d'argile, cette théorie permet donc d'expliquer le gonflement à l'échelle macroscopique.

Une autre approche plus fréquemment utilisée permet, toujours selon Mitchell ,1993[30], d'expliquer le gonflement de manière plus pratique : c'est le concept de pression osmotique.

Dans cette approche, du fait des différences de concentration au sein de la couche diffuse, des pressions osmotiques sont développées à chaque fois que les doubles couches de deux particules se chevauchent. La surface argileuse chargée négativement, jouerait alors un rôle comparable à celui d'une membrane semi-perméable, séparant deux solutions de concentration en sel différente (aucun cation ne vient cependant traverser la surface argileuse). La différence de pression osmotique créée entre les deux particules et la solution à l'équilibre environnant les particules d'argile est appelée "pression de répulsion interparticule". On imagine bien qu'à l'échelle macroscopique, ce phénomène d'origine microscopique, répété un très grand nombre de fois, se répercute par l'apparition d'un gonflement observable.

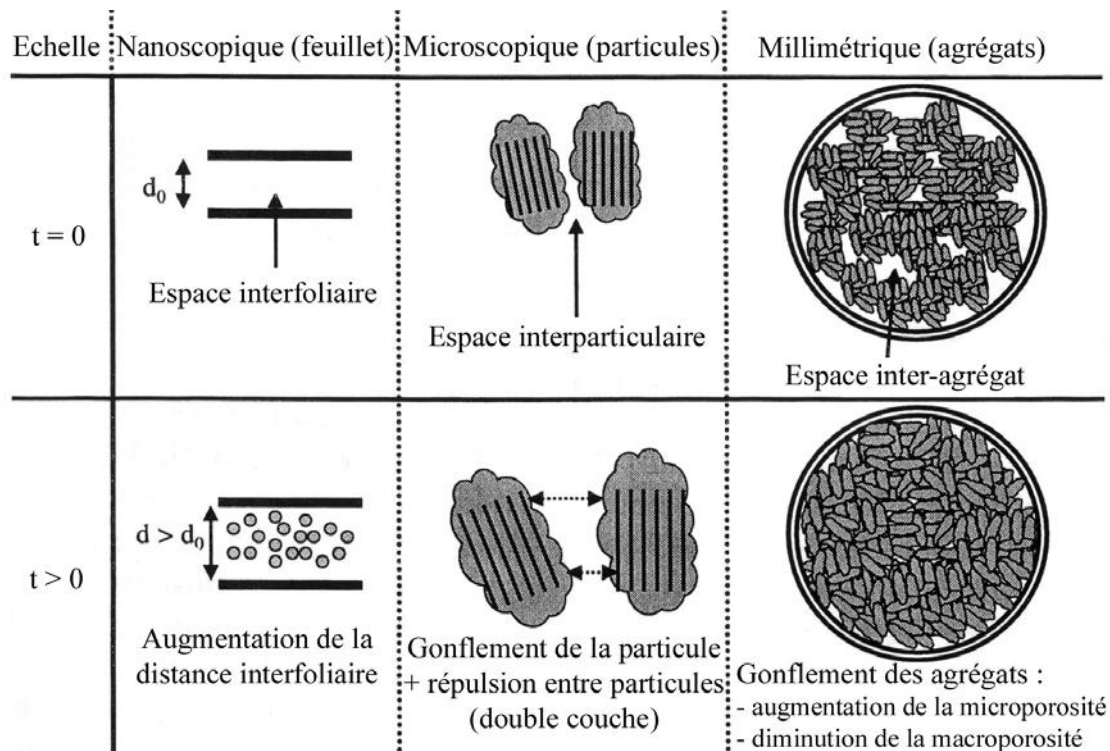


Figure 1.11 - Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992) [53].

1.3.2- Gonflements au sens mécanique

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. En effet, considérons un élément de sol saturé à l'équilibre. Si une contrainte extérieure σ_e est appliquée à cet élément de sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte σ_e est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial $t = 0$ on :

$$u_w = \sigma_e \quad (1.3)$$

$$\sigma' = 0 \quad (1.4)$$

avec u_w désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et σ' la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide.

Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes :

$$u_w = 0 \quad (1.5)$$

$$\sigma' = \sigma_e \quad (1.6)$$

Si la contrainte σ_e est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse, et immédiatement :

$$u_w = -\sigma_e \quad (1.7)$$

$$\sigma' = \sigma_e \quad (1.8)$$

La pression interstitielle devient négative et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'absorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final :

$$u_w = 0 \quad (1.9)$$

est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime quant à lui la diminution de la succion ($-u_w$) jusqu'à son annulation.

1.3.4- Évolution de la structure des argiles en fonction de différentes sollicitations

La structure d'un sol est en état d'équilibre dans des conditions données. La modification des conditions hydrique et/ou mécanique, va provoquer une modification de cette structure. L'objectif de ce paragraphe est de montrer comment la structure d'un sol argileux change en fonction de différents types de sollicitations.

1.3.4.1- Influence d'une sollicitation hydrique : humidification

Saiyouri (1996) montre que dans le cas de deux montmorillonites, une sodique et une calcique, lors de l'humidification, le gonflement libre s'exécute en deux phases : un gonflement intra-cristallin (ou intraparticulaire) et un gonflement inter-cristallin (ou interparticulaire). Le gonflement intra-cristallin, correspond aux valeurs de succions supérieures à 6,92 MPa, composé d'un processus d'insertion de molécules d'eau couche par couche dans l'espace interfoliaire générant un gonflement de la particule elle-même. Ce processus génère progressivement une microdivision des particules, faisant passer le nombre de feuillets au sein d'une particule d'une centaine de feuillets, pour les fortes valeurs de succion ($s = 107$ MPa), à une dizaine de feuillets, pour les plus faibles valeurs de succions ($< 6,92$ MPa). Ce qui conduit à la création de sous particules qui agissent indépendamment les unes par rapport aux autres (figure 1.12). Ce processus est suivi, pour des succions inférieures à 6,92 MPa, d'un gonflement inter-cristallin, produisant un éloignement progressif de ces sous-particules formées. Du point de vue de la structure interne des éprouvettes, le gonflement se traduit par une réduction de la macroporosité (Cui *et al.* 2002) [11].

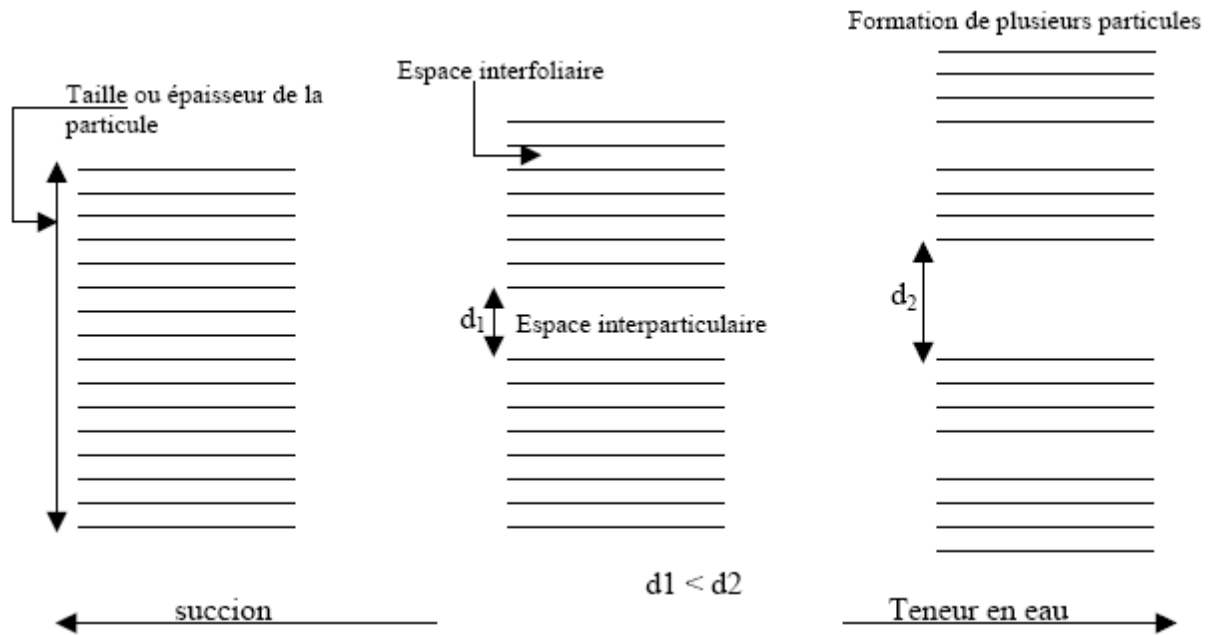


Figure 1. 12 - Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996) [53].

1.3.4.2- Influence d'une sollicitation hydrique : dessiccation

Au cours de la dessiccation, les particules argileuses ont tendance à suivre en sens inverse le processus d'humidification qui est réversible. En revanche, la dessiccation tend à augmenter le nombre de feuillets par empilement élémentaire. Ainsi, d'après Tessier ,1991[57], trois étapes successives peuvent être considérées au cours de la dessiccation d'une montmorillonite calcique. Tout d'abord entre 0 et environ 1 MPa, où l'augmentation de suction provoque le départ d'eau située entre les empilements élémentaires, ce qui a pour effet une diminution de la distance interfoliaire. Ce phénomène se poursuit entre 1 et 5 MPa environ, mais associé à une formation d'empilements élémentaires de plus grande taille comprenant un nombre de feuillets croissant. Au-delà de 5 MPa, l'état d'hydratation de l'espace interfoliaire change, l'eau interfoliaire tend à s'éliminer. Le nombre de feuillets par empilement élémentaire continue de croître. Le départ d'eau progressif provoque ainsi une réduction de volume de la particule argileuse par diminution de la distance interfoliaire. Cette réduction du volume des particules argileuses produit une contraction macroscopique du matériau : c'est le phénomène de retrait. Cette contraction du matériau s'interrompt à partir d'un certain seuil de suction car l'air occupe toutes les espaces de macropores et l'état du volume constant sera atteint, la teneur en eau correspondante étant la limite de retrait. Il y a de plus au cours de la dessiccation un développement de la macroporosité due à la contraction des agrégats.

1.3.4.3- Influence d'une sollicitation mécanique

Les travaux de Delage *et al.* (1984) [16] sur une argile du Québec et de Qi *et al.* (1996) [49] sur une Lapointe Na ont montré que la réduction d'indice des vides au cours d'une sollicitation mécanique était due à une réduction de la macroporosité, la microstructure restant pratiquement inchangée. En effet, l'application des contraintes extérieures tend dans un premier temps à rapprocher les agrégats, ensuite à les aplatir, puis à les souder si les sollicitations sont importantes.

1.3.5 - Influence des caractéristiques physico-chimiques sur le gonflement dans les argiles

Les variations de volume des sols argileux ne sont pas seulement proportionnelles aux variations de leur teneur en eau, elles dépendent également de leur composition et de leur nature minéralogique, c'est-à-dire, de leur composition physico-chimique.

1.3.5.1- Influence de la densité de charge surfacique des particules argileuses

La densité de charge surfacique (D_s) n'est autre que le rapport de la capacité d'échange cationique (CEC) et de la surface spécifique de la particule (S_a). Ce rapport informe sur la capacité d'une particule à en repousser d'autres, contenant des charges de même signe.

$$D_s = \frac{CEC}{S_a} \quad (1.10)$$

L'augmentation de la densité de charge spécifique fait diminuer la pression de gonflement (Lefevre *et al.*, 1987) [28] et (Israelchvili, 1992) [22]. En effet, l'augmentation de la densité de charge fait qu'elle va attirer beaucoup de cations, ce qui va provoquer une condensation de la double couche, donc une diminution de son épaisseur. Ceci implique par la suite, une répulsion moindre entre particules et un gonflement moins important que pour des particules faiblement chargées.

1.3.5.2- Influence de la capacité d'échange cationique et de la surface spécifique

La CEC évolue dans le même sens que la densité de charge surfacique, car elle lui est proportionnelle (équation I.11). Donc les argiles ayant une grande valeur de CEC auront tendance à peu gonfler, cela à surfaces spécifiques égales par ailleurs (Lefevre *et al.* 1987) [28].

L'augmentation de la surface spécifique entraîne la diminution de la densité de charge surfacique, donc favorise le gonflement (Lefevre *et al.*, 1987) [28] et (Komine & Ogata, 1996) [24]. Les argiles, dont les particules ont des S_a grandes sont très gonflantes par rapport à celles qui auraient le reste des caractéristiques voisines.

1.3.5.3- Influence des valences des cations

L'amplitude du gonflement d'un sol varie suivant la nature des cations fixés sur les minéraux argileux qu'il contient. En effet, la valence de ces cations est inversement proportionnelle à l'épaisseur de la double couche diffuse (équation I.1). Ce qui diminue donc son importance et par conséquent la capacité du matériau à gonfler. Ceci peut expliquer les différences de comportement entre les argiles sodique (Na^+) et calcique (Ca^{2+}).

De la même manière, la valence des cations de l'eau d'hydratation du matériau doit être faible pour provoquer un gonflement plus important (Dardaine *et al*, 1986) [13] ;(Lefevre *et a*, 1987) [28]. Une confirmation de cette influence a été présentée par Lin (2000) [30]. Il montre que suivant la nature du cation contenu dans la solution qui humidifie le sol, le gonflement est différent. Si le cation a une valence élevée, le potentiel de gonflement est moins important.

1.3.6- STABILISATION DES SOLS ARGILEUX

D'après les conséquences des sols expansifs, Plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs. Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Cette complexité est due principalement à la structure minéralogique de l'argile (mélange d'illites et montmorillonites). Au début des années 80, beaucoup d'auteurs se sont intéressés aux problèmes des sols gonflants et leur stabilisation.

Les deux techniques de stabilisation chimiques les plus utilisées :

Des stabilisations chimiques : Ce sont par exemple les sables, les graviers, utilisés en mélange avec les argiles gonflantes. Ces matériaux inertes réduisent le pourcentage global d'éléments actifs (inférieurs à 2 microns) et réduisent, par la même, l'activité du gonflement de l'argile. L'efficacité de ce mode de traitement sera fonction du pourcentage d'éléments inertes, de leur granulométrie et du mode de mise en place du mélange.

Des stabilisations physico-chimiques : ils sont employés surtout pour des sols contenant une certaine quantité d'argile. Ils ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique. Parmi les stabilisations les plus couramment utilisées on distingue :

- Stabilisation de chaux
- Stabilisation au ciment
- Stabilisation cendres volantes,

L'organigramme donné par la figure 1.13, aide à choisir la stabilisation chimique appropriée pour un projet.

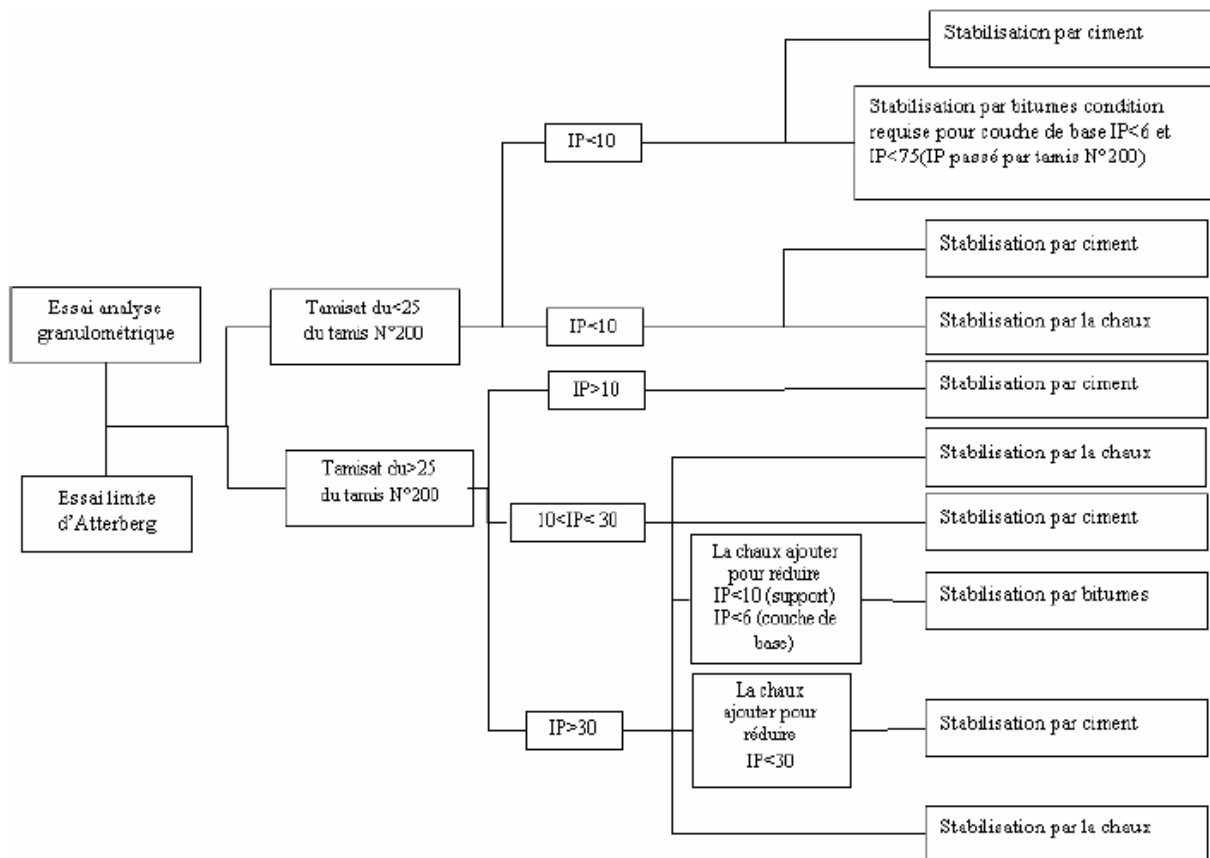


Figure 1.13 : Conditions d'utilisation de la stabilisation Chimique .

1.3.6 AUTRES TECHNIQUES DE STABILISATION

1.3.6.1 DRAINAGE

C'est la technique la plus classique qui est mise en œuvre. Plusieurs procédés sont utilisés ; comme les tranchées drainant, drains de carton, drains de sables verticaux, tapis de la cote de la nappe (Livet). Cité par (Bengraa .H, 2004) [2] .

1.3.6.2 SUBSTITUTION

C'est la suppression de la couche du sol gonflant. C'est la solution la plus évidente. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. Elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec du sable ou autres matériaux graveleux(Bengraa .H, 2004) [2] . C'est une solution très coûteuse.

1.3 3 APPLICATION DE FORTES PRESSIONS

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. IL s'agit de pression de gonflement réelle, c'est-à-dire correspondant à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, in situ, cette pression peut être appliquée soit par l'édifice lui même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais de sols non gonflants (Mouroux.1969), cité par(Bengraa .H, 2004) [2] . C'est une solution à déconseiller.

1.3 4 COMPACTAGE

Dawson recommande de compacter les argiles à des densités minimales et Seed (1961) note que les argiles compactées du côté sec de l'optimum ont plus tendance à gonfler que si elles sont compactées du côté humide. Malheureusement, de la côté humide, Les argiles sont moins résistantes. Il faudrait donc retrouver un compromis (Bengraa .H, 2004) [2] .

1.3 5 PREHUMIDICATION

On crée ainsi un gonflement avant construction et si une forte teneur en eau est maintenue. Le volume restera sensiblement constant par la suite. Deux techniques sont utilisées (Bengraa .H, 2004) [2] :

- Simple arrosage par jet.
- Création de bassins au-dessus du sol gonflant, et c'est beaucoup plus utilisé.

1.3 6 TRAITEMENT THERMIQUE

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile. En réduisant la répulsion électrique entre les particules sous l'effet de la chaleur on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué(Bengraa .H, 2004) [2] .

1.3 7 UTILISATION DE FONDATIONS ET D'EDIFICES SPECIAUX

Elles sont utilisées, soit pour réduire le gonflement, soit pour dissiper les pressions du gonflement. L'étude la plus intéressante était faite par Jennings et Evans (cité par Mouroux ; 1969). Elle donne, en effet, plusieurs types de construction suivant le soulèvement estimé. Elle comprend:

- Des renforcements en acier des murs pour assurer une plus grande rigidité.
- Des « constructions Split », c'est-à-dire, conçues pour assurer le déplacement éventuel sans dommage d'une partie de l'édifice.
- Des reports de charges sur des semelles isolées.
- Des pieux fondés sur une couche peu gonflante.

Par ailleurs, on peut placer un tapis graveleux entre l'argile et la construction pour amortir l'effet du gonflement(Bengraa .H, 2004) [2].

1.4- Conclusion

Cette partie a été consacrée à la description des argiles (sols gonflants), nous avons utilisé pour cela différentes échelles d'étude. Nous avons abordé ensuite la complexité du système "eau-argile", nous avons vu que diverses interactions physico-chimiques, prenant place au niveau microscopique, s'établissent entre la phase solide et la phase liquide. A partir de cette étude, nous pouvons formuler les remarques suivantes :

- la microstructure du feuillet argileux et la nature du fluide interstitiel sont deux éléments déterminants dans la caractérisation du comportement d'une argile. Ainsi, des caractéristiques physico-chimiques telles que le type de feuillet argileux, la capacité d'échange cationique, la surface spécifique, la nature et la concentration en cations,... sont des paramètres essentiels pour la compréhension des mécanismes microstructuraux qui gouvernent le comportement macroscopique d'une argile .
- les argiles sont des matériaux qui diffèrent nettement des matériaux granulaires (sables) à cause des interactions entre les éléments qui les constituent à diverses échelles de comportement et en raison de la présence de la couche adsorbée dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont particulièrement différentes de celles d'une eau ordinaire.

Enfin, après avoir expliqué simplement les mécanismes de gonflement des argiles, nous avons présenté l'influence des caractéristiques physico-chimiques sur ce phénomène.

Chapitre 2

Méthode De Calcul De La Fondation Filante Sur Sol Gonflant

2.1- Introduction

les fondations superficielles sur sols gonflants doivent être dimensionnées en tenant compte de la capacité de ces sols à gonfler lorsque leur teneur en eau augmente .le calculer des fondations sur sols gonflants doit tenir en compte des différentes formes possibles de déformation du sol lors de l'humidification à savoir :

- soulèvement de la fondation sous l'effet du gonflement du sol ;
- enfoncement de la fondation dans la couche de sol qui a gonflé a cause de la dégradation de ses propriétés physiques et mécaniques provoquées par l'humidification ;
- soulèvement de la fondation suivi de son enfoncement dans le sol qui gonflé

les sols gonflants sont caractérisées par une pression de gonflement p_{sw} une teneur en eau de gonflement w_{sw} ,et une valeur de la déformation de gonflement ϵ_{sw} sous la pression imposée p .

2.2 Modèles mécaniques des fondations sur sols gonflants

Les premières publications traitant de méthodes de calcul des fondations sur sols gonflants étaient empiriques et portaient des travaux de Rigby et Dekena (1951), Salas et Serratosa (1957) et Dawson (1953, 1959).

En 1959, la commission américaine pour les recherches dans le domaine de la construction (Building Research Advisory Board, « BRAB ») a présenté une méthode de calcul (BRAB, 1959) fondée sur les études de Dawson (1953, 1959). Par la suite, cette méthode de calcul a été améliorée plusieurs fois (BRAB, 1962 ; 1968).

Dans cette méthode, la fondation est représentée sous la forme d'une poutre à une seule travée, appuyée sur deux appuis dans le cas du gonflement des sols de fondation sous les bords de la fondation, et sous forme d'une poutre en console si le gonflement du sol se produit sous le centre de la fondation. Dans les deux cas, la réaction du sol est supposée uniformément répartie sur la surface de contact du sol et de la poutre, qui ne représente qu'une partie de la surface totale de la semelle de la fondation.

D'après cette méthode de calcul, les efforts internes dans la poutre (moment fléchissant M , effort tranchant Q) et sa flèche (y) peuvent être déterminés au moyen des formules classiques de la résistance des matériaux :

- dans le cas du gonflement uniforme du sol sous les deux extrémités de la poutre (en cas d'humidification périphérique)

$$M = \frac{kq(x) l^2}{8(1-c)} ; Q = \frac{kq(x) l^2}{2(1-c)} ; y = \frac{5kq(x) l^4}{384EI(1-c)} \quad (2.1)$$

- dans le cas du gonflement du sol sous le milieu de la fondation, seule change la formule de la flèche de la poutre :

$$y = kq(x)l^4/128EI(1 - c) \quad (2.2)$$

Dans ces formules, on utilise les notations suivantes :

$q(x)$ - charge extérieure uniformément répartie, transmise à la fondation par l'ouvrage (kN/m),

k - coefficient empirique corrigeant les valeurs cherchées ;

l - largeur de la fondation,

c - indice d'appui, déterminant la part de la surface de la fondation en contact avec le sol,

EI - inertie (rigidité à la flexion) de la fondation.

Le coefficient empirique sans dimension k était déterminé sur la base d'essais de chargement de fondations réelles en place réalisés aux Etats-Unis et en Afrique du Sud, avec des durées d'observation de quelques années. Ces observations ont conduit à proposer une méthode de détermination du paramètre k en fonction de l'indice de plasticité I_p d sol et de l'indice d'appui c .

Le service national météorologique des Etats-Unis (US National Weather Service) a proposé, sur la base des données de 122 stations météorologiques, de déterminer la valeur de « c » en fonction de l'indice de plasticité I_p , de l'amplitude potentielle du gonflement volumique du sol (ε_{vp}), de l'indice de gonflement et d'un facteur climatique C_w dépendant de la durée des périodes de sécheresse (Figures 2.1 et 2.2 ; Chen,1975).

La méthode empirique BRAB est assez simple et peut être utilisée pour faire l'évaluation préalable des conditions de construction dans une région et choisir le mode de construction d'un bâtiment. Elle permet, à partir d'essais de laboratoire très simples et avec une incertitude connue, d'estimer les effets des sols gonflants dans les différentes régions des Etats-Unis d'Amérique.

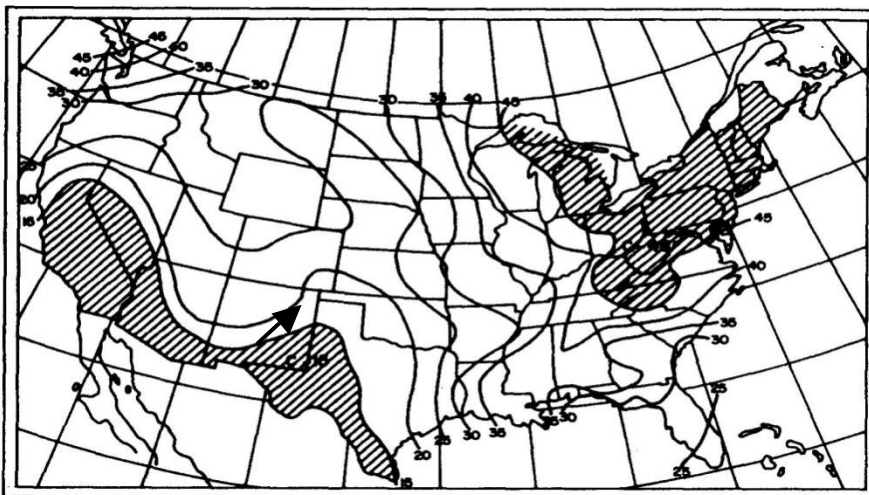


Figure 2.1 - Facteur climatique C_w pour les états-Unis d'Amérique (US Federal Housing Administration)

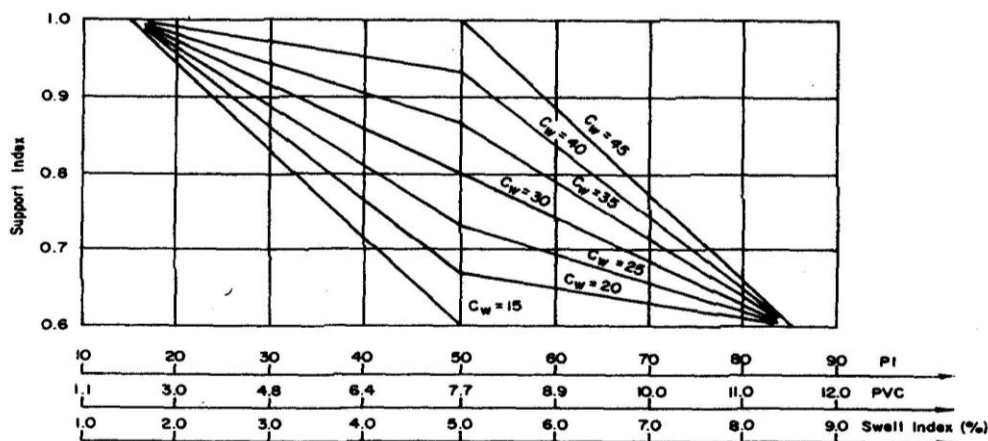


Figure. 2.2 – Indice d'appui c en fonction de C_w (US Federal Housing Administration)

De nombreuses études effectuées par différents auteurs ont confirmé que la surface horizontale des sols argileux prend une forme incurvée lorsque le sol est inondé et gonfle (Lytton et Meyer, 1971 ; Lytton, 1971 ; Sazhin, 1969 ; Williams, 1991 ; Pellissier et Williams, 1991a,b ; Chen, 1975 ; Mustafaev, 1989 ; et d'autres). La forme de la déformation de la surface dépend du mode d'humidification, de la position de la source d'eau, de l'intensité et de la durée de l'humidification et des propriétés des sols gonflants. L'intensité et la distribution des efforts internes dans la fondation et dans les parties souterraines du bâtiment ou de l'ouvrage dépendent sensiblement de la vitesse de gonflement et de la géométrie qu'acquiert la surface du sol pendant le gonflement.

Le gonflement uniforme du massif de sol ne crée pas d'efforts supplémentaires dans les structures. Le gonflement inégal du sol, qui provoque un soulèvement de la surface en forme de dôme, présente un caractère dangereux car il produit des efforts internes non uniformes et des déformations supplémentaires dans les structures des fondations et des éléments porteurs des structures. C'est pourquoi la prévision des déformations de gonflement de la surface des massifs de sols fait l'objet d'études spéciales.

Les études expérimentales réalisées dans la ville de Kertsh (Russie) par Sazhin (1969) et Mustafaev (1989) ont montré que, quand on s'éloigne d'une source d'humidification localisée (un puits de 8 m de profondeur), le soulèvement de la surface du massif de sol diminue de façon continue et devient négligeable à une distance de 16 m. La courbe expérimentale obtenue par ces auteurs est représentée sur la figure 2.3 (Courbe 1).

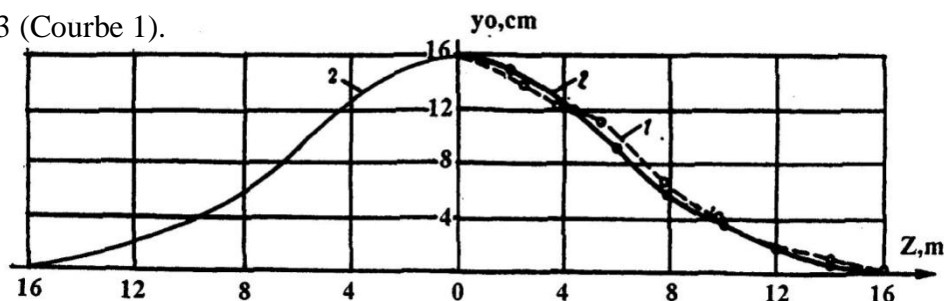


Figure. 2.3-Relation entre le déplacement vertical s_0 du sol et la distance horizontale x de la source d'eau (1 - courbe expérimentale ; 2 - courbe théorique)

Sazhin a proposé de décrire la forme de la courbe de soulèvement de la surface du sol en fonction de

la distance à la source d'eau par l'équation : $S(X) = \exp[-(aX)^2]$ (2.3)

où $s(x)$ est le soulèvement du sol à la distance x du centre de la source d'eau, s_0 est le soulèvement du sol au centre de la source d'eau et a est un coefficient empirique [m^{-1}] dépendant des dimensions de la source d'eau.

Lors d'une expérience réalisée en Afrique du Sud où la surface du sol gonflant était couverte par une membrane plastique circulaire imperméable de 7,3 m de diamètre, la surface du massif de sol a pris la forme représentée sur la figure 2.4 (De Bruijn ; 1965 ; Lytton, 1971). L'analyse des nombreuses expérimentations réalisées sur le terrain par Lytton et Meyer (1971), Lytton (1971), Williams (1991a,b), Pellissier et Williams (1991), Chen (1975), Mitchell (1988) et d'autres montre aussi que le profil de gonflement du sol représenté sur la figure 2.4 caractérise la forme la plus fréquente des déformations de la surface.

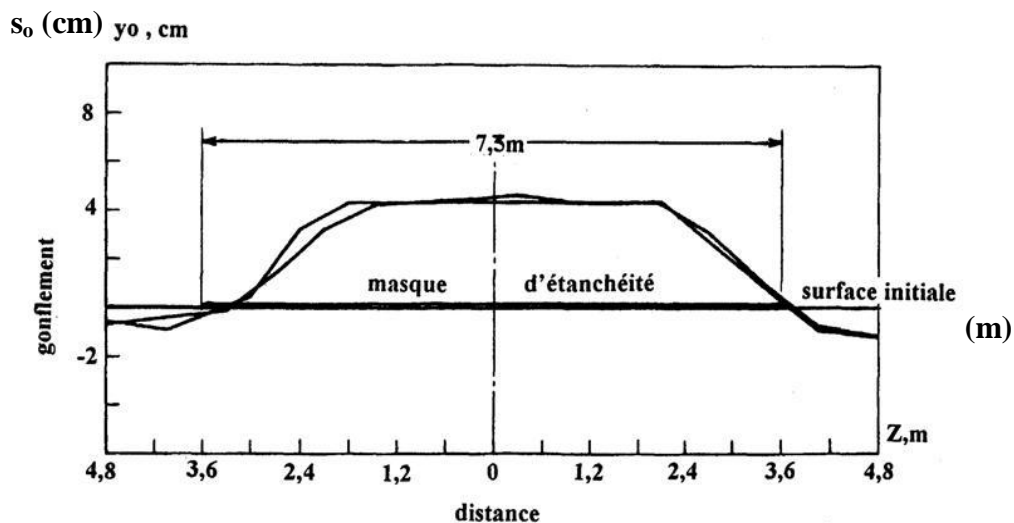


Figure. 2.4 - Géométrie de la surface d'un massif de sol gonflant partiellement couvert par une membrane circulaire

Lytton et Meyer (1971) notent qu'il existe deux formes principales de déformations du massif de sol:

- le gonflement sous le centre de la fondation, dû à l'infiltration d'eau à partir de canalisations ;
- le gonflement sous les bords de la fondation, dû à l'accumulation d'eaux de pluie autour de la fondation et à leur infiltration.

L'observation du comportement de bâtiments construits sur des sols argileux gonflants a conduit Lytton à recommander de déterminer la forme des déformations de la surface du sol au moyen de la formule empirique suivante : $y(x) = cX^m$ (2.4)

où $y(x)$ est la distance verticale de la semelle de la fondation à la surface du dôme de gonflement au point x [c'est-à-dire $s_{\max} - s(x)$], c est un coefficient empirique dépendant des propriétés du sol gonflant et de dimension [L^{1-m}], x est la distance horizontale du point le plus élevé du dôme de gonflement du sol (s_{\max}) au point considéré, m est un coefficient empirique traduisant la forme de ce

dôme, qui dépend de la longueur L de la fondation et de la profondeur H de la zone active du sol gonflant et prend des valeurs comprises entre 2 et 20. Lytton et Meyer admettent l'existence d'une partie en console sur les bords de la fondation, sans contact avec le sol (Figure 2.5).

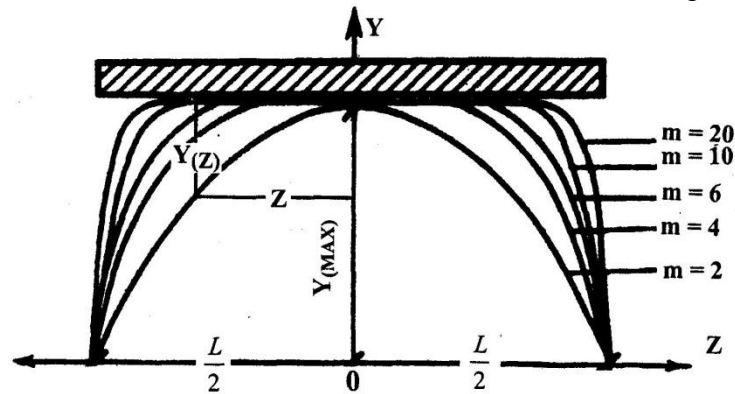


Figure 2.5- Géométrie du dôme de gonflement

Dans l'équation (2.4), l'augmentation de m fait diminuer la longueur de la partie en console aux extrémités de la fondation, ce qui limite la valeur du moment de flexion et permet de diminuer les dimensions de la fondation.

D'après Lytton et Meyer (1971), compte tenu de l'équation (2.4) du dôme de gonflement du sol, le calcul d'une fondation assimilée à une poutre posée à la surface d'un massif de sol gonflant prend la forme de la résolution de l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI \frac{d^2 w}{dx^2} \right] - \frac{d}{dx} \left\{ GB \frac{d}{dx} [w - y(x)] \right\} + kB[w - y(x)] = q \quad (2.5)$$

Où B est la longueur de contact de la fondation, G est le module de cisaillement du sol, w est la flèche de la poutre, k est le module de réaction du massif de sol et q est une pression externe uniformément répartie sur la poutre. Pour développer la méthode de calcul des semelles filantes assimilées à des poutres reposant sur un massif élastique, les auteurs ont utilisé le modèle à deux paramètres de Vlasov et Leontev (1966), représenté sur la figure 2.6c.

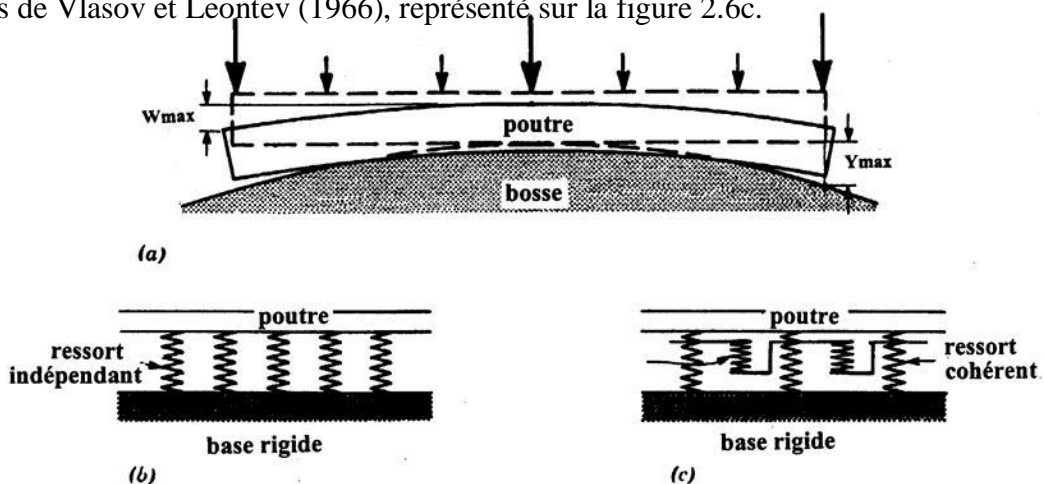


Figure 2.6 Modèle de calcul de la poutre de fondation a. déformation de flexion de la poutre, b. modèle de Winkler ; c. modèle de Vlasov et Leontev

D'après ce modèle, les déformations du sol de fondation sont caractérisées par deux paramètres, le module de réaction du sol k , qui exprime la proportionnalité de la réaction verticale du sol et de son tassement (modèle de Winkler), et le module de cisaillement du sol G .

Pour la résolution de cette équation, comme dans la méthode BRAB, Lytton et Meyer (1971) prennent en compte deux situations caractéristiques d'humidification du sol : par la périphérie et par le centre. La figure 2.7 présente la distribution des moments fléchissants, des efforts tranchants et de la pression de contact avec le sol dans ces deux cas.

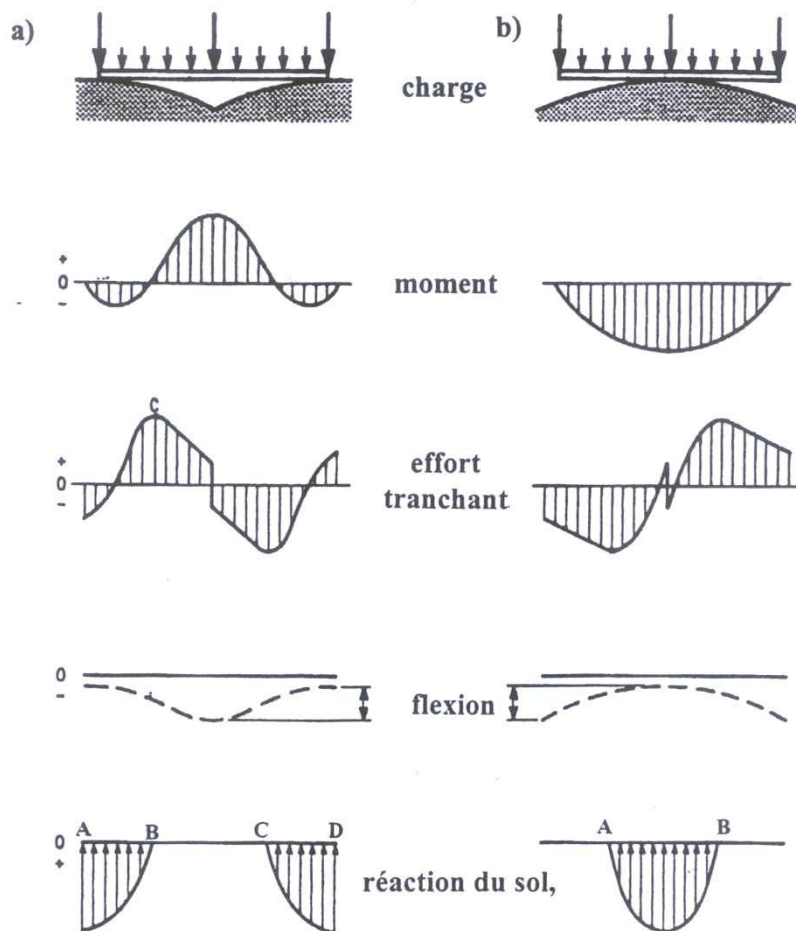


Figure 2.7- Comportement de la poutre de fondation sous l'action des actions extérieures
a. Humidification du sol sur les bords ; b. Humidification du sol au centre.

En plus de l'hypothèse sur la linéarité de la déformabilité du sol, il est aussi admis que le module de réaction k du sol, le module de cisaillement G , la rigidité EI de la poutre et la charge externe appliquée est constants sur la longueur de la poutre. Dans ces conditions, tous les coefficients de l'équation différentielle (2.5) sont constants et le problème peut être résolu sous forme explicite.

Un peu plus tard, Lytton et Woodburn (1973) ont proposé une forme plus générale de l'expression

(2.4) :

$$s(x) = c(x - a)^m \quad (2.6)$$

Dans ce cas, en modifiant la valeur de a on peut obtenir différentes formes de dômes de gonflement sous la fondation. Pour $a=0$, le dôme de gonflement est situé sous le bord gauche de la fondation (Figure 2.8a). Pour $a=L$, le dôme de gonflement est situé sous le bord droit de la fondation

(Figure 2.8b). Pour $a=0,5L$, le gonflement du sol se produit de façon symétrique au centre de la fondation (Figure 2.8c). Dans la mesure où la valeur de x peut être inférieure à la celle de a , le paramètre m doit nécessairement être un nombre pair, ce qui a conduit à recommander de choisir des entiers pairs compris entre 2 et 20.

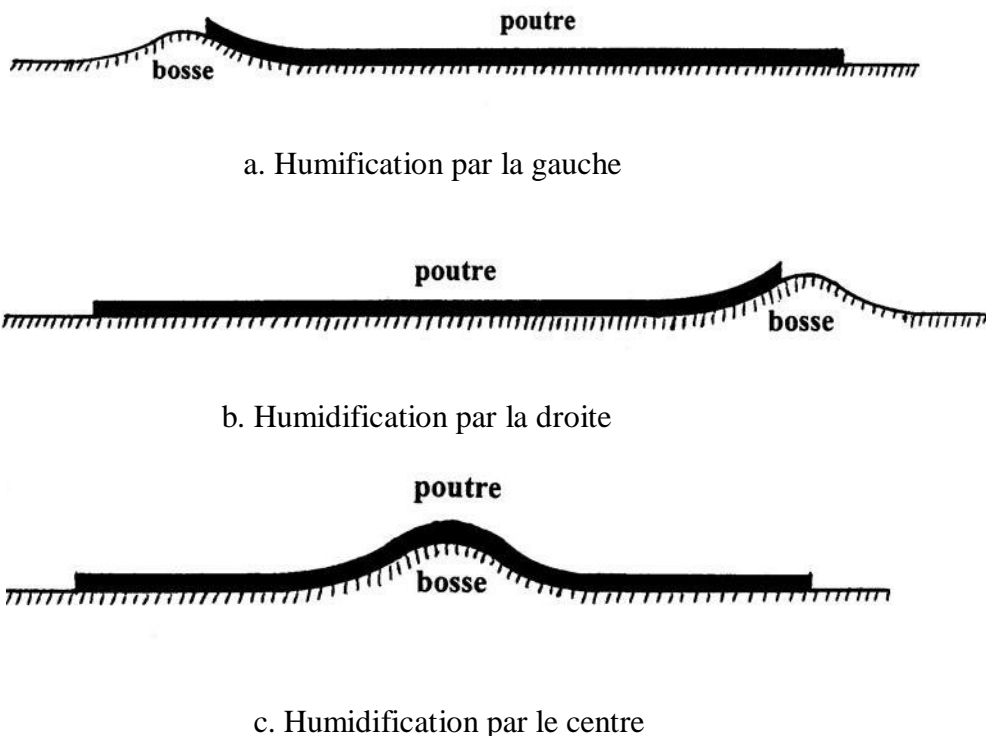


Figure 2.8 Comportement d'une poutre de fondation sur sol gonflant

Par la suite, les idées de Lytton et Meyer (1971), Lytton (1972) et Lytton et Woodburn (1973) ont été utilisées par Pidgeon (1980a, b), Holland (1981) et Williams et al. (1985) et cette série de travaux a conduit au développement de la méthode empirique UDM (Universal Design Method) (Pidgeon1988).

D'après cette méthode, une poutre de fondation de longueur limitée, chargée de façon uniforme, coupe la partie supérieure du dôme de gonflement du sol et il se forme une surface de contact entre le sol et la fondation (Figure 2.9) sur laquelle on admet que la pression de réaction est aussi uniforme (Figure 2.10). On admet aussi que les extrémités de gauche et de droite de la poutre de fondation ne sont pas en contact avec le sol.

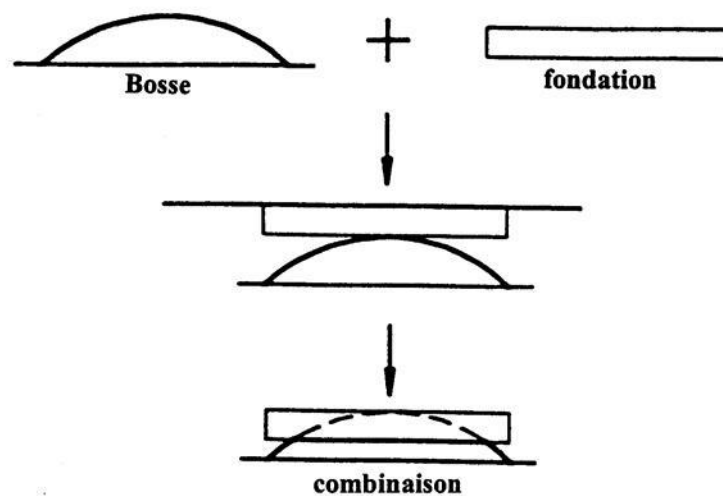


Figure 2.9- Comportement d'une fondation reposant sur un dôme de gonflement

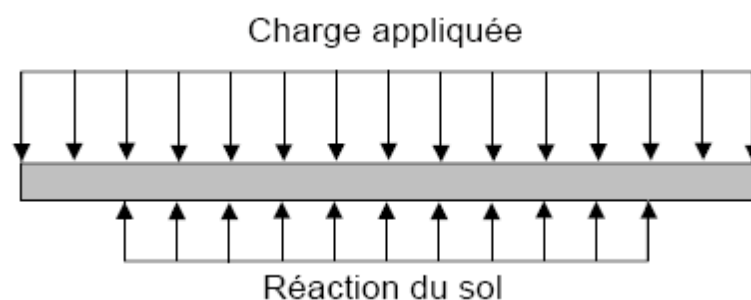


Figure 2.10- Modèle de calcul d'une fondation de longueur limitée reposant sur un dôme de gonflement

On peut aussi trouver une utilisation de l'idée de dôme de gonflement dans les travaux de Sazhin (1969), Walsh (1974), Mitchell (1984, 1986, 1988) et d'autres auteurs, qui diffèrent par la forme de l'équation de la surface du dôme de gonflement et par l'équation de la flèche de la poutre de fondation.

2.3- Calcul des fondations filantes flexibles sous l'action des sols gonflants :

Pour la résolution du problème de la poutre (semelle filante) reposant sur un sol élastique, on part en général de l'équation de la poutre $y(x)$ ou de l'équation de la réaction du sol $R(x)$ qui se développe à la surface de contact du sol et de la poutre. Pour la résolution de ce type de problèmes, on utilise le plus souvent une équation différentielle du quatrième ordre qui lie le tassement $s(x)$ du sol à la flèche $y(x)$ de la poutre .

étant donnée une semelle filante flexible de longueur l , avec une flexion de rigidité constante sur toute la longueur, l'action de charges extérieures quelconques $q(x)$, et la couche sous la semelle de fondation imposée d'un sol argileux gonflant, l'interaction de la base de la fondation avec la surface de sol gonflant se détermine selon le modèle recommandé (MUSTAFAEV A .A1990) suivant:

$$R(x) = k_S b [y(x) - \bar{S}_{wx}(x)] \quad (2.7)$$

ou :

$R(x)$: réaction de la pression du sol gonflant sur la semelle de fondation.

k_S : Coefficient de rigidité du sol gonflant

b : largeur de la semelle de fondation.

$y(x)$: déformée de la semelle de fondation.

la fonction $\bar{S}_{wx}(x)$ représente la variation dans le sens vertical de la base de la fondation

a la surface supérieure du sol gonflant .elle et telle que :

$$\bar{S}_{wx}(x) = S_{sw}^{max} - S_{wx}(x) \quad (2.8)$$

Dans cette dernière expression S_{sw}^{max} désigne la déformation finale du phénomène de gonflement, qui est conforme avec la valeur minimal de la pression de contact. $S_{wx}(x)$ est la déformation non uniforme provoquée par le sol gonflant sur la base de la fondation en fonction de la variation de la teneur en eau .l'action de la pression de contact avec les recherches expérimentales (BAHEDDI.M et MUSTAFAEV A .A1990)

$$S_{wx}(x) = S_{sw}^0 \left\{ \left[1 - \frac{p(x)}{p_{sw}} \right] [(\bar{w}_{sw} - w_0) - xp(x)] \right\} \quad (2.9)$$

avec

$$S_{sw}^0 = \varepsilon_{sw} \cdot H_{sw}$$

S_{sw}^0 : amplitude absolu du gonflement libre du sol, est égale :

ε_{sw} : gonflement relatif libre.

H_{sw} : épaisseur de la couche du sol gonflant.

p_{sw} : pression de gonflement.

w_0 : teneur en eau initial.

\bar{w}_{sw} : valeur initial de la teneur en eau du sol gonflant.

Avec $p=0$ (droite qui coupe l'axe vertical du graphique de la fonction $w_{sw}=f(p)$)

X : pente de la droite représentant le graphique de la teneur en eau en fonction des contraintes de compression.

P(x) : répartition des pression de contact sous la base de la fondation, en correspondance avec la méthode théorique connue concernant le calcul d'une fondation assise sur un sol élastique de Simvoulidi .A ,A.(1987) la pression de contact est définie sous la forme :

$$p(x) = a_0 + \frac{2a_1}{L}(x - 0,5l) + \frac{4a_2}{l^2}(x - 0,5l)^2 + \frac{4a_3}{l^3}(x - 0,5l)^3 \quad (2.10)$$

Ou :

l ; longueur de la fondation.

a_0, a_1, a_2, a_3 : paramètres connus dont les valeurs dépendent :

- de rigidité de la fondation ;
- de la longueur de la fondation ;
- du module de déformation du sol ;
- du caractère et de la position de la charge extérieure.

les valeurs indicatives des paramètres, malgré leur faible contribution, facilitent les calculs pratiques.

l'équation différentielle de flexion concernant la fondation aura la forme suivante :

$$EIy^{IV}(x) + k_s b [y(x) - \bar{S}_{sw}(x)] = q(x) \quad (2.11)$$

En ouvrant les parenthèses et en mettant $\bar{S}_{sw}(x)$ (paramètre du sol gonflant) dans la partie droite

De l'équation (2.11) on aura après transformation

$$EIy^{IV}(x) + kby(x) = q(x) + kb\bar{S}_{sw}(x) \quad (2.12)$$

L'équation (2.12) peut être utilisée comme flexion de la semelle sur sol élastique, sous l'influence d'une charge extérieure active $q(x)$ et de charges quelconques complémentaires.

$q_{eq}(x) = kb\bar{S}_{sw}(x)$ Désigne la charge équivalente sur la semelle d'une déformation non uniforme due au contact de la surface de la semelle avec le sol gonflant après variation sa teneur en eau.

L'équation (2.12) peut se mettre sous la forme :

$$y^{IV}(x) + 4a^4y(x) = \frac{1}{EI}\bar{q}(x) \quad (2.13)$$

ou :

$$a = \left(\frac{kb}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}} ; \quad \bar{q}(x) = q(x) + q_{eq}(x)$$

Pour la commodité des calculs considérons les coordonnées adimensionnelles $\eta = ax$.

a : est la longueur de transfert élastique, qui dépend de la rigidité de la poutre et de celle du sol.

Dans ces condition les fonctions dérivées de $y(x)$ selon x et η sont données par :

$$\begin{aligned} y'(x) &= \frac{dy(x)}{dx} = \frac{dy(x)}{d\eta} \frac{d\eta}{dx} = a \frac{dy(\eta)}{d\eta} \\ y''(x) &= \frac{d^2y(x)}{dx^2} = \frac{d^2y(x)}{d\eta^2} a \frac{d\eta}{dx} = a^2 \frac{d^2y(\eta)}{d\eta^2} \\ y'''(x) &= \frac{d^3y(x)}{dx^3} = \frac{d^3y(x)}{d\eta^3} a^2 \frac{d\eta}{dx} = a^3 \frac{d^3y(\eta)}{d\eta^3} \\ y^{IV}(x) &= \frac{d^4y(x)}{dx^4} = \frac{d^4y(x)}{d\eta^4} a^3 \frac{d\eta}{dx} = a^4 \frac{d^4y(\eta)}{d\eta^4} \end{aligned}$$

L'équation (2.13) avec les coordonnées adimensionnelles prend la forme suivante :

$$\frac{d^4y(\eta)}{d\eta^4} + 4y(\eta) = \frac{4}{k_s b} \bar{q}(\eta) \quad (2.14)$$

Les conditions aux limites du problème sont données par :

$$\left. \begin{aligned} y(0) &= 0 \\ EIy''(0) &= -M_0 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} y'(0) &= \theta_0 \\ EIy'''(0) &= -Q_0 \end{aligned} \quad (2.15)$$

Ou : y_0, θ_0, M_0, Q_0 sont des paramètres du problème.

y_0 : déformée de la semelle.

θ_0 : angle de rotation.

M_0 : moment fléchissant. Q_0 : effort tranchant au début de la section de la semelle (avec $h=0$).

La formulation mathématique du problème de la flexion des semelles filantes sur une base déformable due au gonflement, conduit à la résolution de l'équation linéaire de la déformation non uniforme du quatrième degré (2.14) avec des coefficients constants .en générale la résolution de cette équation est basée sur globale d'une équation uniforme.

$$\frac{d^4 y(\eta)}{d\eta^4} + 4y(\eta) = 0 \quad (2.16)$$

(2.16) désigne la résolution particulière de l'équation hétérogène (2.14).

La résolution globale de l'équation homogène (2.16), exprimée à l'aide des fonctions fondamentales de KRYLOV A .N. (1930) présentée sous la forme :

$$y(\eta) = Ay_1(\eta) + By_2(\eta) + Cy_3(\eta) + Dy_4(\eta) \quad (2.17)$$

Ou :

$$y_1(\eta) = \cos \eta \cdot sh\eta \quad ; \quad y_2(\eta) = \frac{1}{2}(\sin \eta \cdot ch\eta - \cos \eta \cdot sh\eta)$$

$$y_3(\eta) = \frac{1}{2} \sin \eta \cdot sh\eta \quad ; \quad y_4(\eta) = \frac{1}{4}(\sin \eta \cdot ch\eta - \cos \eta \cdot sh\eta)$$

La fonction de A .N.KRYLOV satisfait les conditions de cauchy et forme ce que l'on appelle la matrice unité

$$y_1 = 1 \quad y_2 = 0 \quad y_3 = 0 \quad y_4 = 0$$

$$y_1' = 0 \quad y_2' = 1 \quad y_3' = 0 \quad y_4' = 0$$

$$y_1'' = 0 \quad y_2'' = 0 \quad y_3'' = 1 \quad y_4'' = 0$$

$$y_1''' = 0 \quad y_2''' = 0 \quad y_3''' = 0 \quad y_4''' = 1$$

En utilise le matrice de réduction et les conditions aux limites (2.15), les constantes de réductions

D'intégration A, B, C et D s'expriment à travers les paramètres initiaux par :

$$A = y_0 ; \quad B = \frac{1}{a} \theta_0 ; \quad C = \frac{1}{a^2 EI} M_0 ; \quad D = \frac{1}{a^3 EI} Q_0$$

Compte tenue des expressions obtenues, la solution de l'équation homogène (2.16) se met sous la forme :

$$y(\eta) = y_0 y_1(\eta) + \frac{1}{a} \theta_0 y_2(\eta) - \frac{M_0}{a^2 EI} y_3(\eta) - \frac{Q_0}{a^3 EI} y_4(\eta) \quad (2.18)$$

Les fonctions fondamentales $y_i(\eta)$ (i=1 ; 2 ; 3 et 4) possèdent des propriétés remarquables .elles s'expriment par des produits successif avec précision jusqu'à ce que des coefficient constants se

répètent, c'est-à-dire :

$$y_1' = -4y_4(\eta) \quad y_1'' = -4y_3(\eta) \quad y_1''' = -4y_2(\eta) \quad y_1^{IV} = -4y_1(\eta)$$

$$y_2' = y_1(\eta) \quad y_2'' = -4y_4(\eta) \quad y_2''' = -4y_3(\eta) \quad y_2^{IV} = -4y_2(\eta)$$

$$y_3' = -y_2(\eta) \quad y_3'' = y_1(\eta) \quad y_3''' = -4y_4(\eta) \quad y_3^{IV} = -4y_3(\eta)$$

$$y_4' = y_3(\eta) \quad y_4'' = y_2(\eta) \quad y_4''' = y_1(\eta) \quad y_4^{IV} = -4y_4(\eta)$$

Les caractéristiques de la fonction KRYLOV A.N. Permettent de simplifier la solution du problème.

Les difficulté d'ordre mathématique ,comme par exemple la non linéarité ,nécessitent de poser des conditions liées entre différents tronçons s'éparés de la fondation .cette simplification est liée a l'introduction de la solution de l'équation (2.14) de forme unique ,qui permet d'opérer avec des charges intermittent quelconques ,a l'exception de celle ou la matrice équivaut a zéro avec n'importe quelle type d'ancrage de fondation au début de la section ,et ou deux parmi les quatre paramètre initiaux inconnus sont pris égaux à zéro .

La solution partielle de l'équation hétérogène (2.14), compte tenu de la théorie A.N.KRYLOV se met sous la forme suivante :

$$\Phi(\eta) = \frac{4}{k_s b} \int_0^\eta y_4(\eta - \xi) \bar{q}(\xi) d\xi \quad (2.19)$$

la solution globale du problème des fondations flexibles, libres reposant sur un sol compressible élastique, ($M_0 = Q_0 = 0$) a pour expression :

$$y(\eta) = y_0 y_1(\eta) + \frac{1}{a} \theta_0 y_2(\eta) + \frac{4}{k_s b} \int_0^\eta y_4(\eta - \xi) \bar{q}(\xi) d\xi \quad (2.20)$$

Le calcul des valeurs de la réaction due al a pression du sol, au moment fléchissent et a l'effort tranchant s'effectue au moyen des expressions :

$$p(\eta) = k_s \cdot b [y(\eta) - \bar{S}_{sw}(\eta)] \quad (2.21)$$

$$M(\eta) = -a^2 EI \frac{d^2 y(\eta)}{d\eta^2} \quad (2.22)$$

$$Q(\eta) = -a^3 EI \frac{d^3 y(\eta)}{d\eta^3} \quad (2.23)$$

2.4-Application

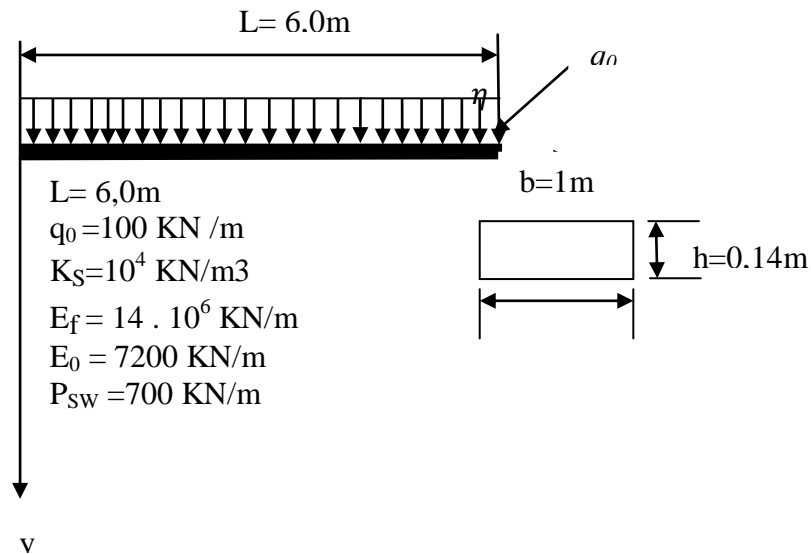


Figure.2.11 – semelle filante sur un sol gonflant

On étudie le cas d'une semelle filante de longueur l et section $b \times h$ simplement appuyée sur le sol et soumise à une charge uniformément répartie $q_0 = 100 \text{ KN/m}$ figure 2.11, Le coefficient de rigidité du sol $k_s = 10^4 \text{ KN/m}^3$, Le module de distorsion de la semelle $E_f = 14 \cdot 10^6 \text{ KN/m}^3$

On utilise les équations (2.21), (2.22), (2.23) pour déterminer la pression du sol le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$a = \left(\frac{kb}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} \quad EI = 14 \cdot 10^6 \frac{1 \cdot 0,14^3}{12} = 3200 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

Les résultats regroupent dans le tableau 2.1

$x, (\text{m})$	$\eta, (\text{m})$	$p(\eta), \text{KN/m}$	$M(\eta), \text{KN/m}$	$Q(\eta), \text{KN}$
0,0	0,0	-200,9	0	0
0,6	0,564	-159,3	-4,6	-12,7
1,2	1,128	-127,1	-13,4	-8,7
1,8	1,692	-103,9	-20,1	-4,4
2,4	2,256	-90,1	-21,6	-2,1
3,0	2,82	-85,5	-21,8	0
3,6	3,384	-90,1	-21,6	2,1
4,2	3,948	-103,9	-20,1	4,4
4,8	4,512	-127,1	-13,4	8,7
5,4	5,17	-159,3	-4,6	12,7
6,0	5,64	-200,9	0	0

Tableau 2.1 résumé des résultats de calcul.

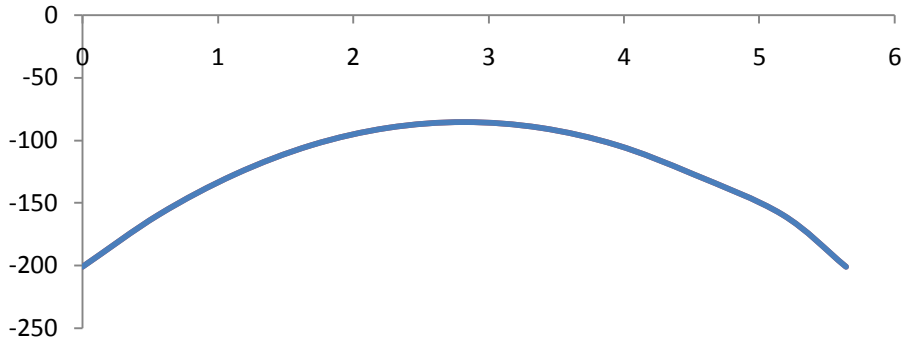


Figure 2.12 – Réaction due a la pression du sol $p(\eta)$,KN,m.

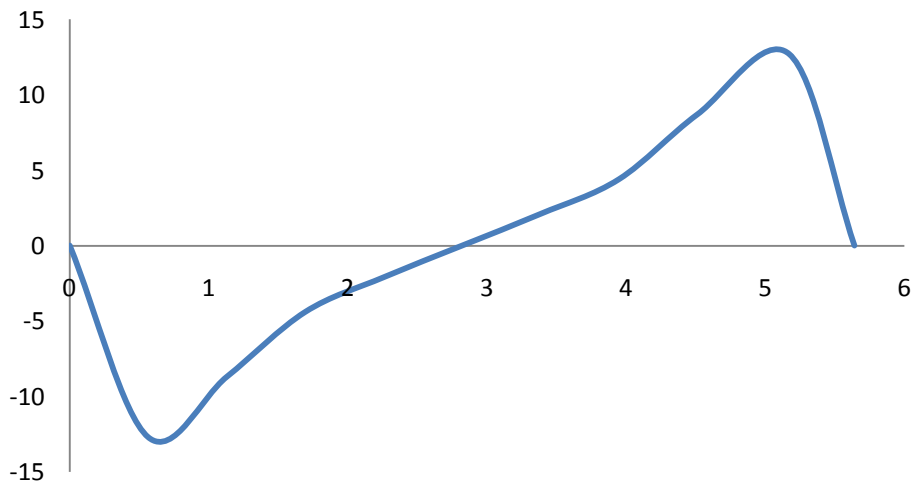


Figure 2.1 3 – L'effort tranchant $Q(\eta)$ KN.

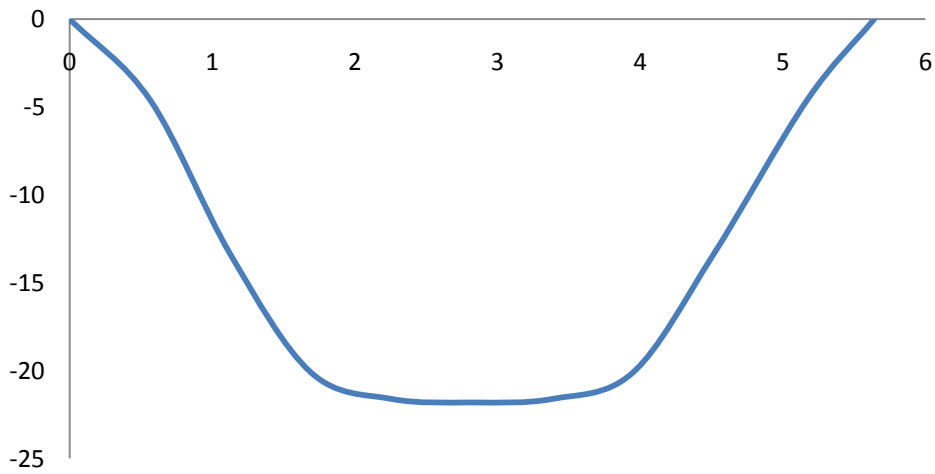


Figure 2.14 – Moment fléchissant $M(\eta)$ KN /m.

Conclusion :

Pour les sols gonflants, les praticiens ne s'intéressent qu'aux grandeurs mesurables qui sont généralement la pression et l'amplitude de gonflement. Ces valeurs les guident dans le choix du système de fondation. Sur la base de la non linéarité du mécanisme physique de déformation, on a élaboré un schéma de calcul permettant une liaison entre le phénomène du gonflement, le caractère de répartition des pressions de contact, la rigidité de la fondation et du sol de l'ouvrage, ainsi que la valeur de la charge extérieure et son caractère.

Les premières méthodes empiriques de calcul des fondations sur sols gonflants furent publiées en 1959 par le Building Research Advisory Board (BRAB) aux Etats-Unis d'Amérique. Ces méthodes traitent la fondation comme une poutre sur deux appuis lorsque le gonflement des sols se produit sous les extrémités de la fondation, et comme une poutre en console lorsque le sol gonfle sous le centre de la fondation.

Le gonflement uniforme du sol et le soulèvement uniforme des fondations ne créent pas d'efforts supplémentaires dans les structures des ouvrages. Par contre, le gonflement non uniforme du sol, qui provoque un soulèvement non uniforme de la fondation, est une source de danger sérieuse pour les fondations car il induit dans la structure des efforts et déformations non uniforme supplémentaires dans les fondations et dans la structure de l'ouvrage. La prévision de la forme de la surface libre des massifs de sols gonflants a pour cette raison été l'objet de recherches spéciales.

A partir des schémas de calcul recommandés, les données mathématiques ont pour but d'identifier le problème afin de permettre le calcul d'une fondation filante flexible en contact avec un sol gonflant et de donner sa solution générale.

La solution obtenue, dans le cas étudié et pour chaque cas concret sur l'effet de la déformation des sols gonflants, correspond à la méthode de A.N.Krylov exprimée par les résultats des recherches accomplies donnent la possibilité de concrétiser en pratique de nouvelles méthodes de conception des semelles de fondations sur sols argileux gonflants.

Chapitre 3

Présentation Du logiciel Plaxis

3.1 Le logiciel Plaxis, son originalité

3.1.1 Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soit pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers (Boulon . M & al). Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

3.1.2 Les Options par défaut et les Solutions approchées :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le maillage est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K0 est particulièrement intéressante-et réaliste- dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis. Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; Plaxis offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différence finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

3.2 Les modèles de comportement utilisés dans plaxis :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma :

d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation . La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important (Boulon. M & al).

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle à calcul » de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Le but de ce texte est de présenter les caractéristiques de ces modèles, du point de vue d'un utilisateur. Ce texte se veut alors un complément au Material Models Manual version 7.0 du manuel de référence de Plaxis, avec le but d'orienter l'utilisateur vers un modèle adéquat pour le cas de figure à traiter, et de l'aider dans la détermination des données d'entrées. Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc....), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas :

on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft-Soil-Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation : dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

3.2.1 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives.

La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles : en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad (3.1).$$

Où Δu_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \varepsilon_v$ la déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

3.2.2 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 3.1).

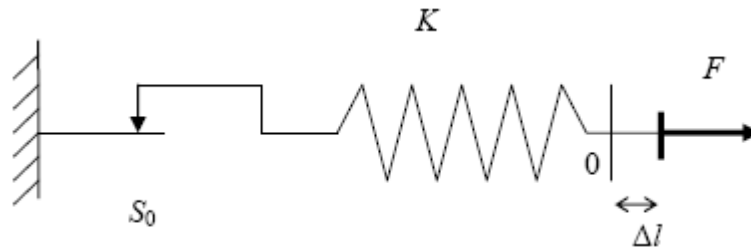


Figure. 3.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 3.2.

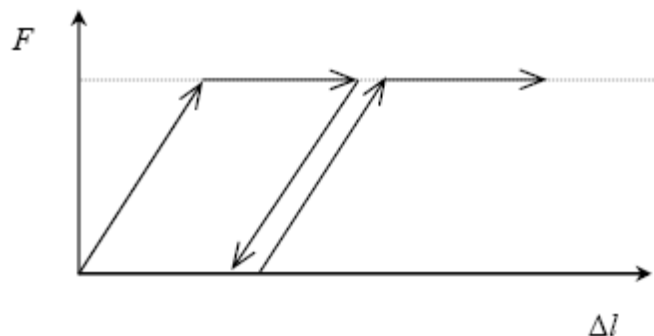


Figure. 3.2 : Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures 3.1 et 3.2 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure 3.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

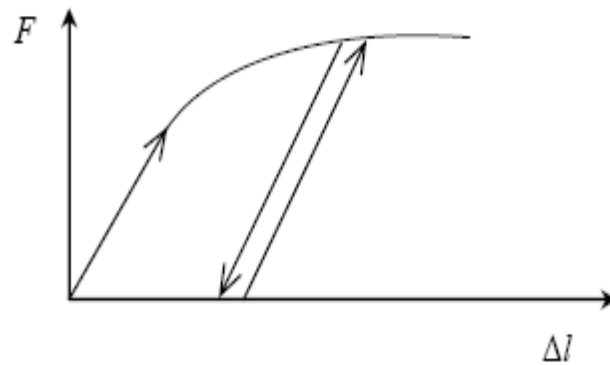


Figure. 3.3 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.

3.2.3 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u=G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_{ur}=0.5$) et il est moins courant d'emploi.

G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques (Brinkgereve R.B.J.& Vermeer P.A). On passe de G à E par la relation :

$$E = 2 G (1+\nu) \quad (3.2).$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

3.2.4 Le modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c \quad (3.3).$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 3.4).

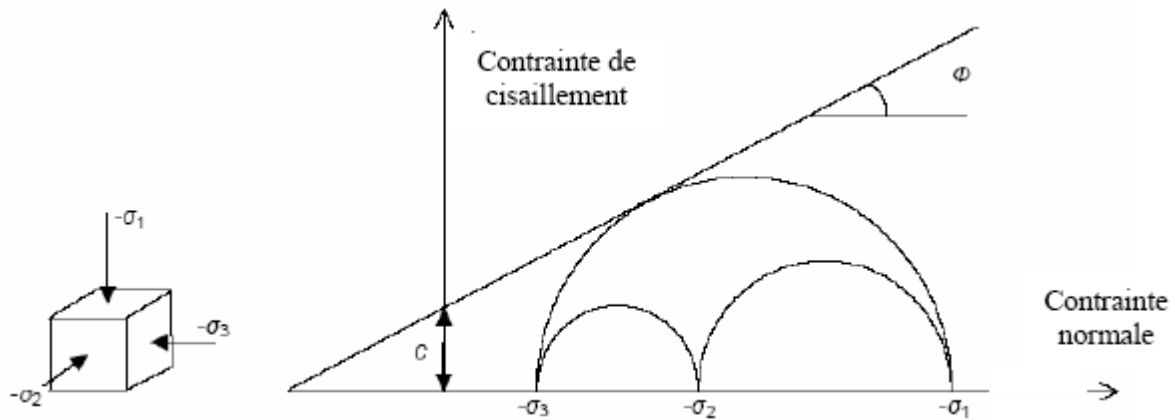


Figure. 3.4– Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres . Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

a) Le module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G max mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Figure 3.5).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte.

il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

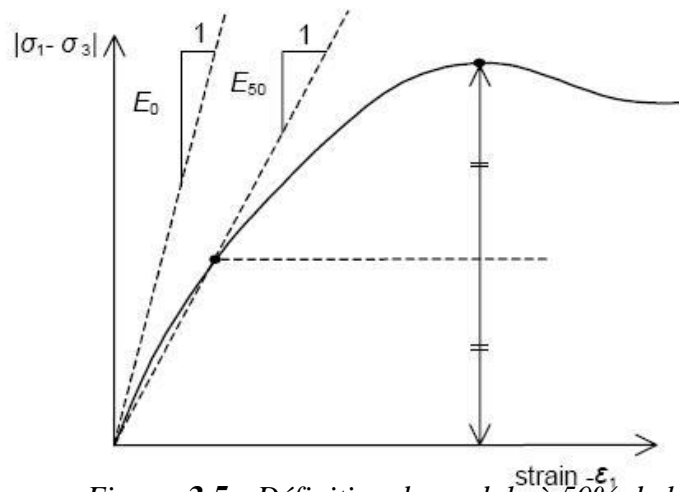


Figure. 3.5 : Définition du module à 50% de la rupture.

Dans les boites de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Le coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

c) L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 3.4).

d) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement flottants, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u=0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en KPa/m).

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ \quad (3.4).$$

$$\Psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ \quad (3.5).$$

Les cas où $\Psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 3.6). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension *cut-off*) ou de les diminuer (*tensile strength*).

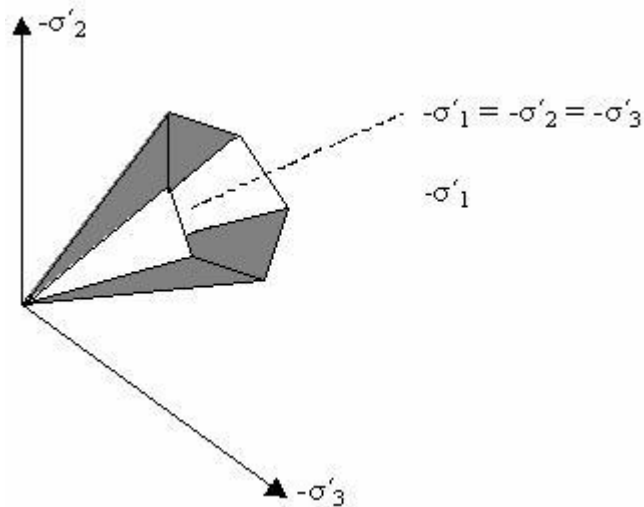


Figure. 3.6: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

g) Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés

3.3.5 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.

De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

a) Courbes effort-déformation

Une idée fondamentale pour la formulation du *HSM* est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort deviatoric, q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f \quad (3.6).$$

$$\text{et avec } q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et } q_a = q_f / R_f \quad (3.7).$$

q_a : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

b) Les modules

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec } p^{ref} = 100 \text{ (Kpa)} \quad (3.8).$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right)^m \quad (3.9).$$

La figure 3.7 redonne ces définitions :

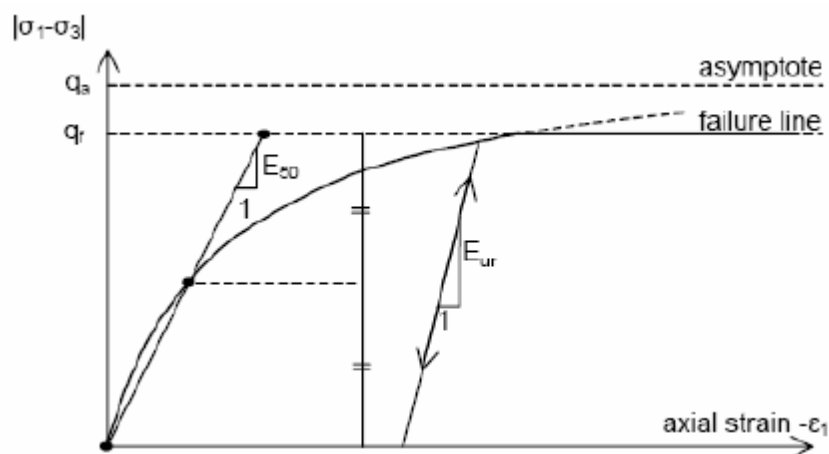


Figure. 3.7 : Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m \quad (3.10).$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure 3.8 et celle de la dilataance (éventuellement) sur la figure 3.9.

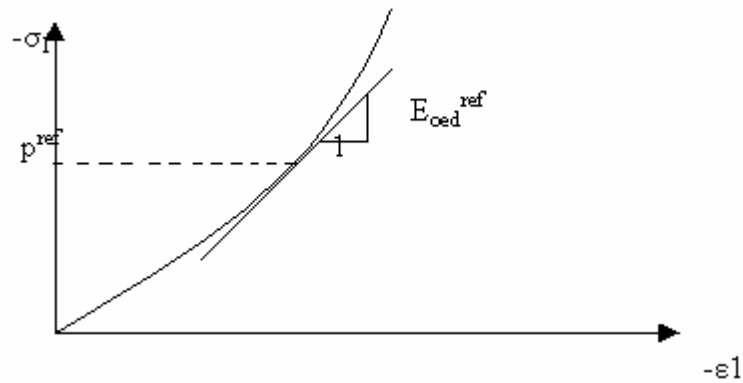


Figure. 3.8 : définition du module oedométrique tangent.

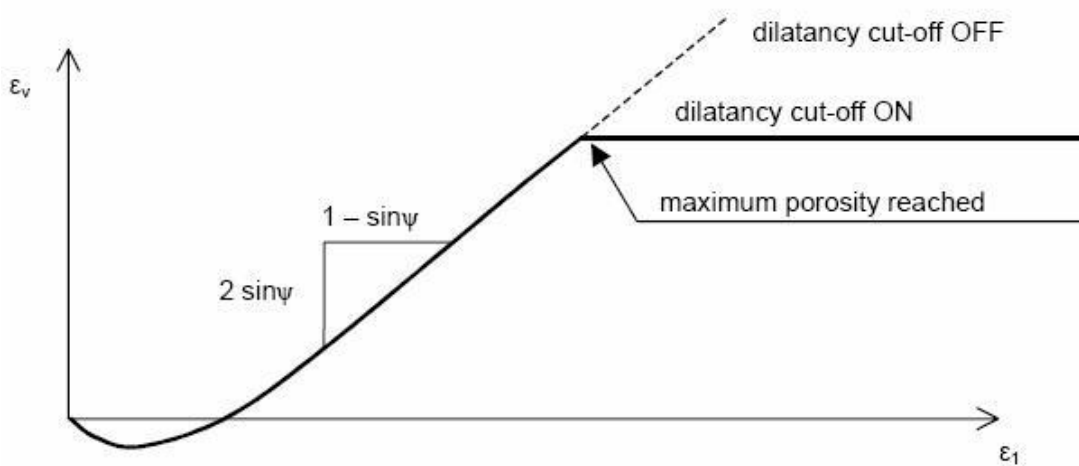


Fig. 3.9 : Définition de l'angle de dilataance.

c) La surface de charge et de rupture :

En fonction du paramètre d'écrouissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure 3.10).

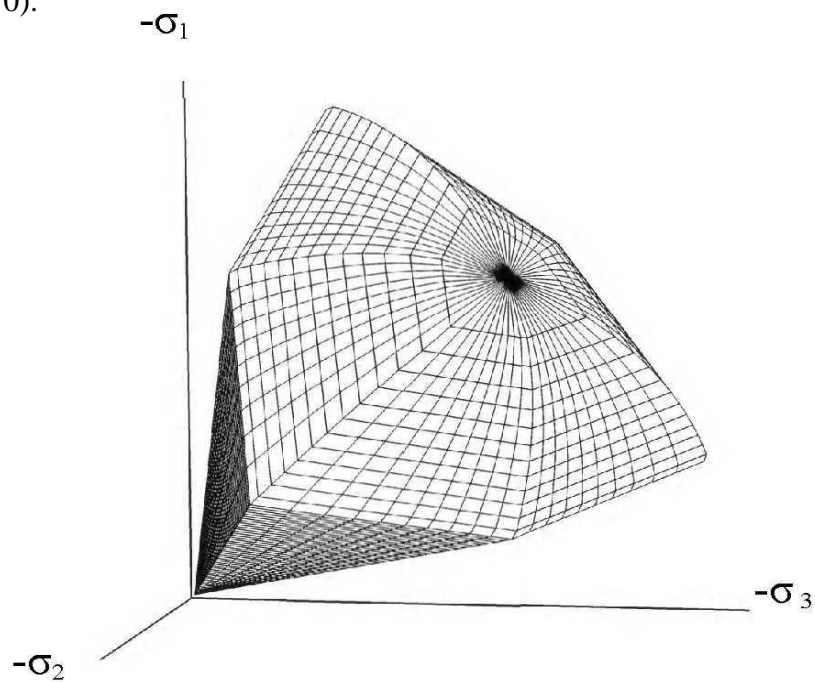


Figure. 3.10 : Forme de surfaces de charge H.S.M.

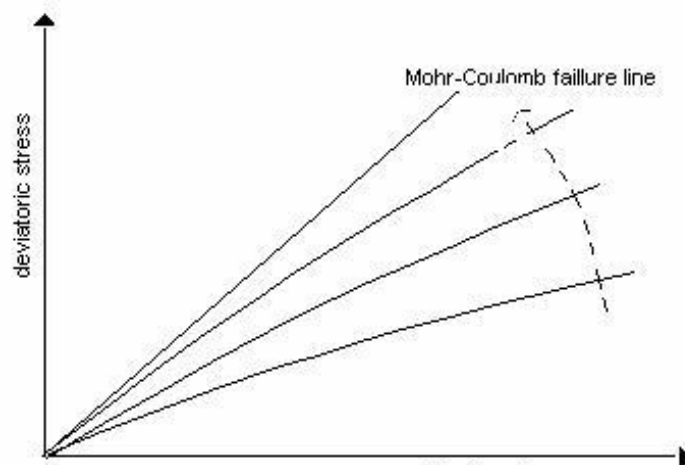


Figure. 3.11 : Surface de rupture pour le Hardening en cas d'un sol non cohérent.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

C : cohésion (effective) [KN/m²]

ϕ : angle de frottement effectif [°]

Ψ : angle of dilatance [°]

Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial	[KN/m ²]
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$: module tangent dans un essai oedométrique	[KN/m ²]
m : puissance (environ 0.58 pour les sables)	[-]

Paramètres avancés :

$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$: module en décharge (par défaut $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 4 E_{50}^{\text{ref}}$)	[KN/m ²]
ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{\text{ur}} = 0.2$)	[-]
P^{ref} : Contraintes de référence (par défaut $P^{\text{ref}} = 100$)	[KN/m ²]
k_0^{NC} : K_0 -consolidation (par défaut $k_0^{\text{NC}} = 1 - \sin \phi$)	[-]
R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0.9$)	[-]
σ_{tension} : Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{\text{tension}} = 0$)	[KN/m ²]
$C_{\text{incrément}}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $I_{\text{incrément}} = 0$)	[KN/m ²]

3.2.6 Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'érouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

a) Les paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et K . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 3.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de cam-Clay sont indiquées tableau 3.1 :

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollondais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

Tableau 3.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et k .

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

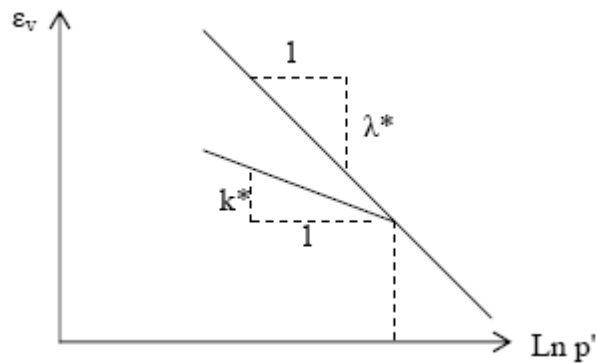


Figure. 3.12 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b) La cohésion

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

c) Paramètre de frottement

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

d) Paramètre de dilatance

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nulle est proposée par défaut.

e) Paramètre de contrainte K_0

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M=3\sqrt{\frac{(1-k_0^{NC})^2}{(1+2k_0^{NC})^2} + \frac{(1-k_0^{NC})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/k^*-1)}{(1+2k_0^{NC})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/k^*-(1-k_0^{NC})(1+\nu_{ur})}}$$

$$M=3.0-2.8 k_0^{NC}$$

(3.11).

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écroûissage dans le plan p-q.

f) Coefficient de poisson

Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre

élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (3.12).$$

Dans Plaxis la valeur par défaut de v_{ur} est de 0,15.

g) Remarques

- Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.
- Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et Φ .

h) Prise en compte de la surconsolidation

Plaxis calcule la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP)(Pre Overburden Pressure).

i) Résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: Indice de compression	[-]
k^*	: Indice de gonflement	[-]
c	: Cohésion	[KN/m ²]
φ	: Angle de frottement	[°]
ψ	: Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

v_{ur}	: coefficient de poisson en charge décharge	[-]
k_0^{NC}	: paramètre de contrainte	[-]
M	: paramètre lié à k_0^{NC}	[-]

3.2.7 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep

Model.S.S.C.M).

Le SSM permet de prendre en compte l'écroûssage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 3.13 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

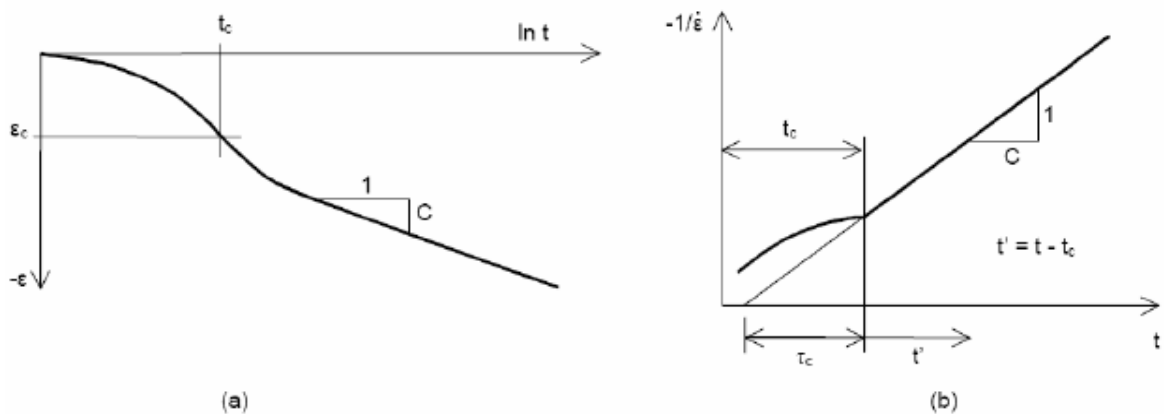


Figure. 3.13 : Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p - q figure (3.14) en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

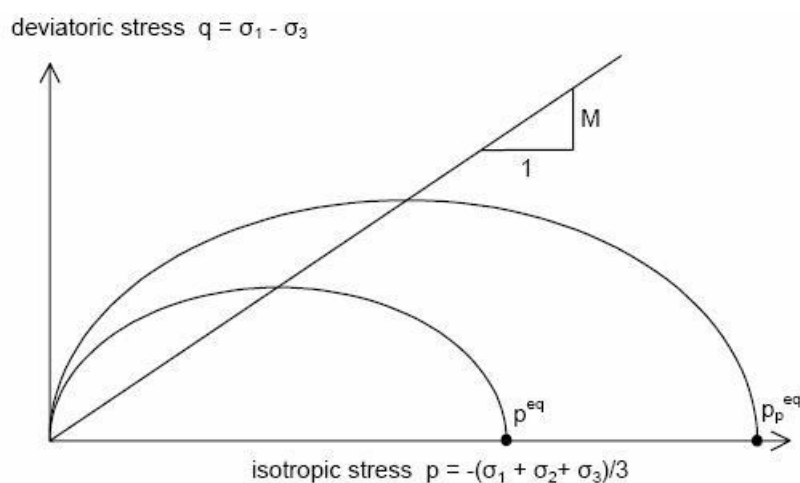


Figure. 3.14 : Diagramme de p^{eq} dans le plan p,q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (3.13).$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - k_0^{NC})^2}{M^2 (1 + 2k_0^{NC})} \right] \quad (3.14).$$

Les paramètres du SSCM :

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu = \frac{C_{\alpha v}}{2.3 (1+e)} \quad (3.15).$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

C :	cohésion	[KN/m ²]
φ :	angle de frottement	[°]
Ψ :	angle de dilatance	[°]

Paramètre de consolidation :

κ^* :	indice de gonflement	[-]
λ^* :	indice de compression	[-]
μ^* :	indice de fluage	[-]

Les paramètre avancés :

ν_{ur} :	coefficient de poisson en charge-décharge (par défaut 0,15)	[-]
k_0^{NC} :	$\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé	[-]
M :	pente de la ligne de l'état critique	[-]

3.3.7 Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans plaxis n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins « courant » est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? la question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle « **universel** ».

Chapitre 4

Présentation Et Interprétation Des Résultats

4.1 Introduction :

Cette partie est consacrée à la présentation des différentes étapes du travail numérique effectué pour implanter le modèle géotechnique, dit de référence dans le code de calcul PLAXIS.

Nous nous intéressons particulièrement aux fondations superficielles reposant sur une couche homogène d'argile gonflante. Nous étudions une semelle filante flexible pour cela on propose à réaliser une modélisation numérique en utilisant le logiciel PLAXIS 8.2.

Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique et des résultats des deux méthodes analytique et numérique qui suivra.

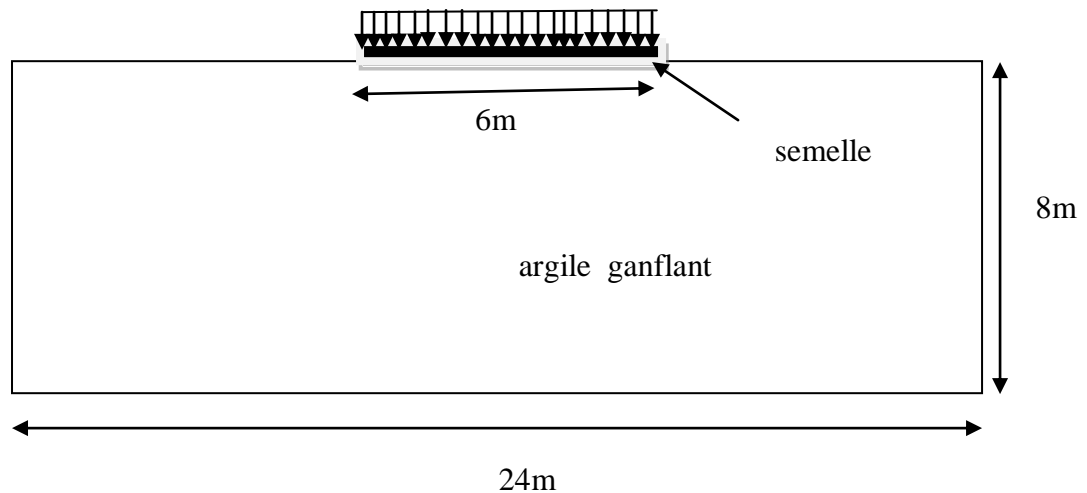


Figure. 4.1 – Vue en coupe du projet.

4.2 Définition des données

Pour que le logiciel *PLAXIS* puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

4.2.1 La Géométrie Du Modèle :

La géométrie du modèle est présentée sur la figure 4.2 ; Le projet n'est pas symétrique, il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 24 m de largeur sur 8 m de profondeur.

Condition aux limite : on choisit les conditions aux limites per défaut , déplacement libre sur les deux cotés verticaux et bloque aux fond

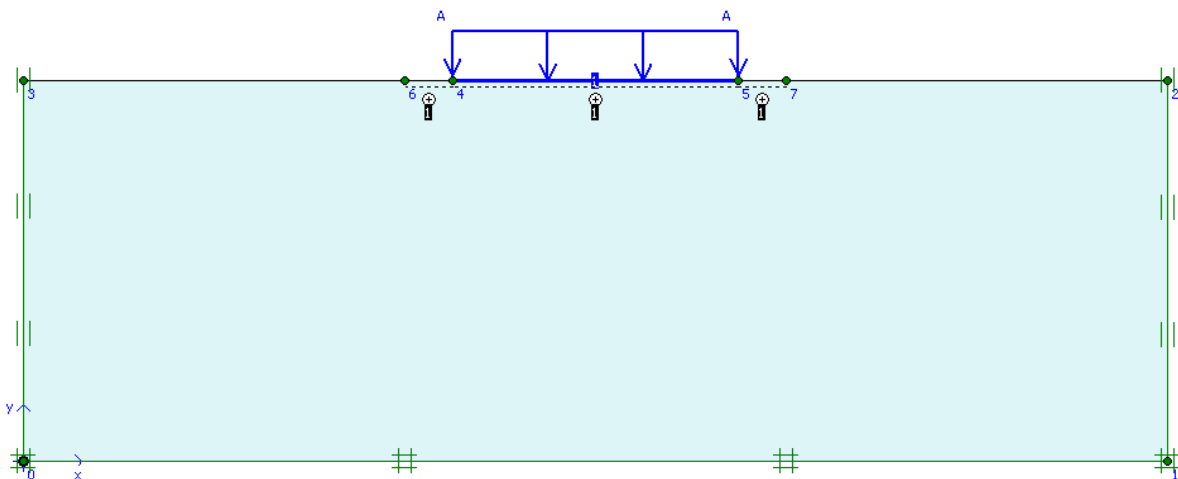


Figure. 4.2 – *Modèle géométrique du projet.*

4.2.2 Caractéristiques Des Matériaux :

a- Caractéristiques Du Massif De Sol :

Dans cette étude, nous avons supposé que la fondation superficielle repose sur une couche homogène d'argile gonflante de profondeur finie. Le comportement de cette argile est régi par une loi élastoplastique représentée par le modèle Mohr Coulomb non drainé. Les paramètres de ce modèle utilisés dans la simulation sont rassemblés dans le tableau 4.1 :

Paramètre	Valeur
Modèle et type de comportement	Mohr_coulomb non drainé
Poids volumique saturé	22 KN /m ³
Poids volumique non saturé	21,6 KN /m ³
Module de Young E	7000 KN /m ³
Coefficient de Poisson ν	0,35
Cohésion C	95 KN /m ³
Angle de frottement	20°
Angle de dilatation	0°
Facteur de rigidité de l'interface R_{inte}	0,6

Tableau 4.1 - paramètres caractérisant l'argile gonflant utilisée dans notre étude

b- Caractéristiques De La Fondation :

Nous avons étudié le cas d'une semelle filante flexible en béton. Cette fondation est supposée soumise à un chargement uniformément répartie .Le béton de la fondation est supposé suivre un comportement de type élastique linéaire. Une des hypothèses de ce travail est de considérer que la fondation est flexible, Les propriétés de la semelle utilisées dans les calculs sont rassemblées dans le tableau 4.2.

Paramètre	valeur
type de comportement	Elastique
Rigidité normale EA	1,96 X10 ⁶ KN /m
Rigidité de flexion EI	3200 KN m ² /m
Epaisseur équivalent d	0,14m
Coefficient de poisson ν	0,3

Tableau4 .2 Caractéristique de la semelle

4.2.3 Génération Du Maillage :

Le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis de type triangulaires à 15 nœuds. Le même type d'éléments a été adopté pour le maillage de la fondation, afin d'assurer un assemblage correct. Le maillage est constitué en totalité de 229 éléments et 2072 nœuds (Figure 4.3). Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage de la fondation et sous sa base, de manière à obtenir une bonne estimation des champs des contraintes et des déplacements.

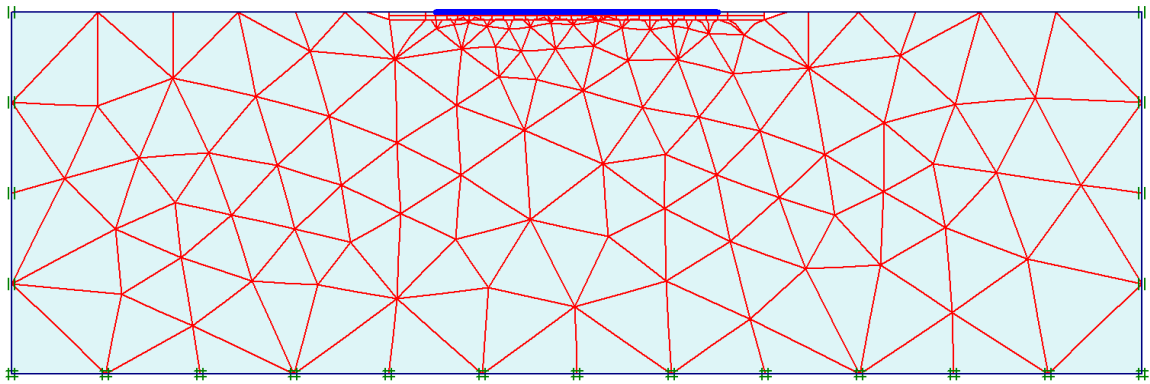


Figure. 4.3 – *Maillage du projet.*

4.2.4 Définition Des Conditions Initiales :

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) (fig. 4.4). et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique) (fig. 4.7).

Pour sa part, la nappe phréatique est supposée située à la surface du massif de sol.

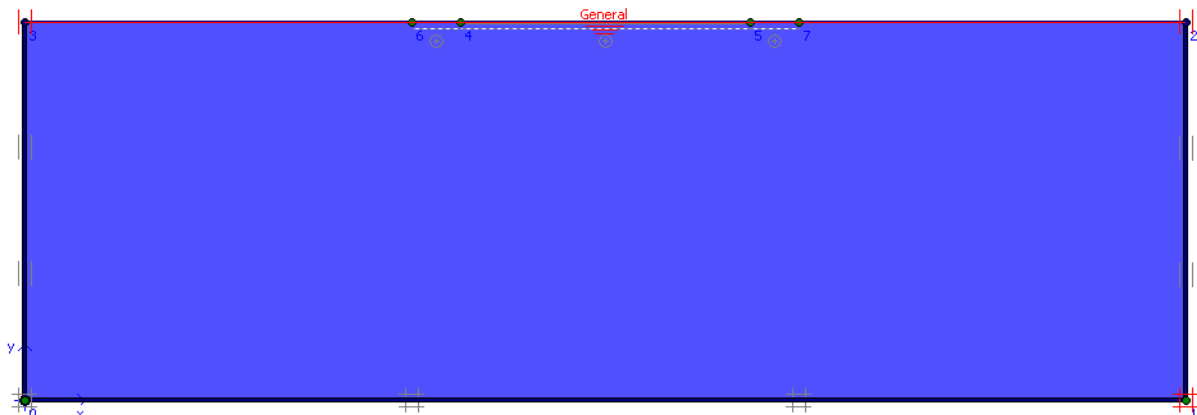


FIG. 4.4 – *Conditions hydrauliques initiales.*

Par conséquent, Une pression de l'eau négative de -7 MPa est appliquée pour simuler la pression de gonflement.

La distribution de pressions interstitielles est très spécifique, on peut être définie "manuellement" on utilise l'option (*User-defined pore pressure distribution*) (Figure. 4.5).

On saisie les données suivant :

y_{ref} un niveau de référence

p_{ref} une pression de référence (c'est-à-dire la pression interstitielle au niveau de référence),

p_{inc} un Incrément de pression avec la profondeur, en unité de contrainte par unité de longueur.

De cette façon, toute distribution de pressions interstitielles peut être décrite.

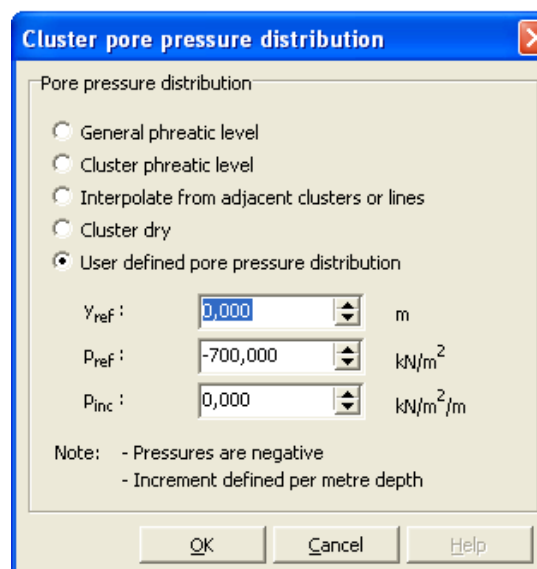


Figure. 4.5 Fenêtre de définition des pressions interstitielles dans une couche

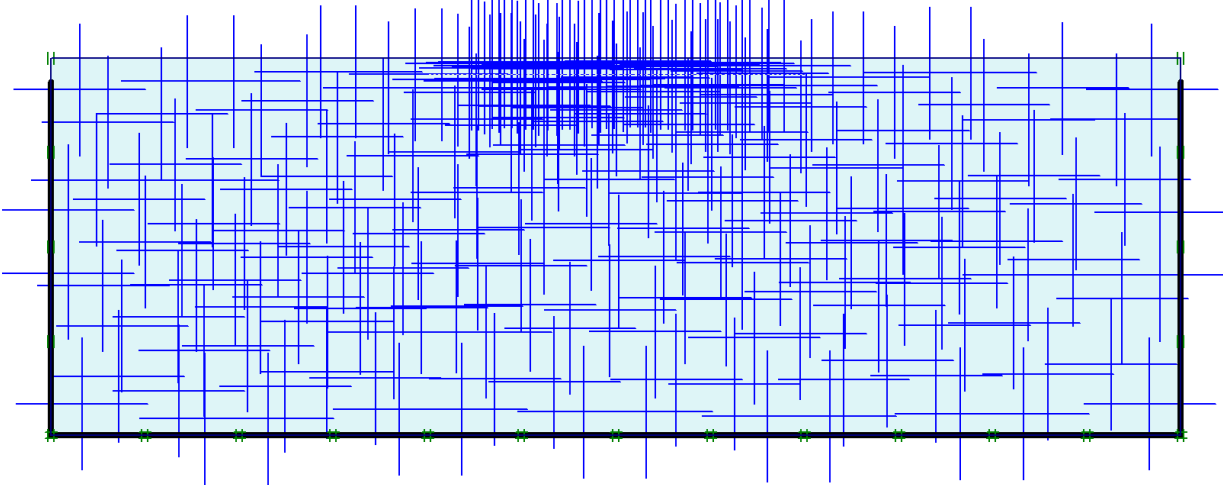


Figure. 4.6 – Génération des pressions interstitielles initiales.

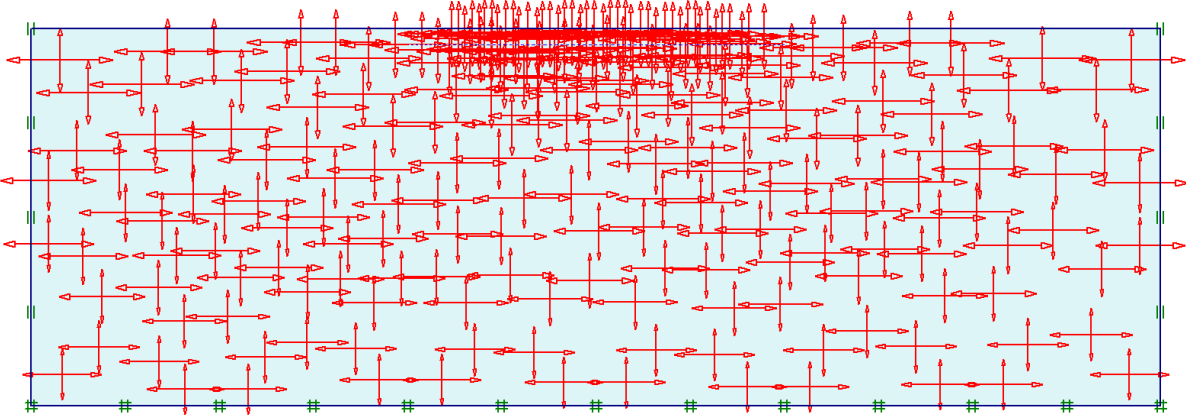


Figure. 4.7 – Génération des contraintes initiales.

4.3 Procédure De Calcul :

Le calcul du modèle de référence se fait en 2 phases :

Phase 0 : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : mise en place de la semelle

Cette phase est caractérisée par :

- Calcul plastique
- choisir l'option « construction par étapes » qui va permettre de revenir sur l'écran de dessin
- activer la semelle
- réactiver l'interface.

Phase 2 : mise en place de la charge

Dans la deuxième phase de calcul on choisit d'effectuer deux paliers de chargement.

- 100 kpa
- 1 kpa

il est nécessaire de définir les points ou l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations, ou des déplacements.

Ici on pourra choisir un point A (12.00, 8.00) au centre et un point B (0.00, 20.00) au bord de la semelle.

4.4 Les Principaux Résultats :

Nous présentons les principaux résultats des modélisations du problème de fondation superficielle sur sol gonflant effectuées avec logiciel plaxis V8

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation de la semelle filante indiquée par :
 - La courbe de déplacement.
 - La courbe de cisaillement.
 - La courbe du moment.

Nous allons donner les résultats de la deuxième phase.

4.4.1 Première Résultats

La déformation de maillage et le mécanisme de rupture de la semelle filante sont représentés sur la figure 4.8 et la figure 4.9

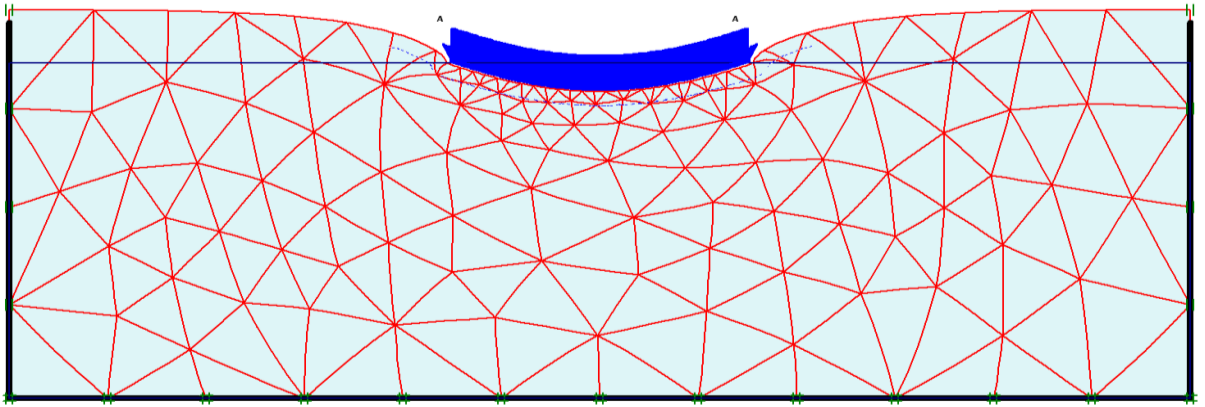


Figure. 4.8 – déformation de maillage

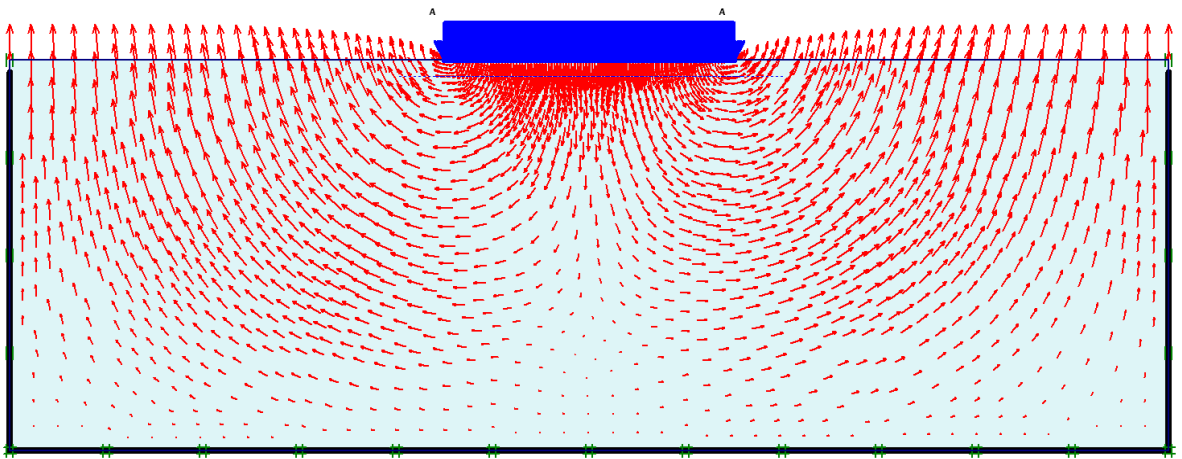


Figure. 4.9 – mécanisme de rupture

La figure 4.9 montre le mécanisme de rupture de la semelle quand la charge est uniformément répartie, le mécanisme est compatible avec celui élaboré avec Terzaghi.

- Le déplacement maximum est de $17,94 \cdot 10^3$ m

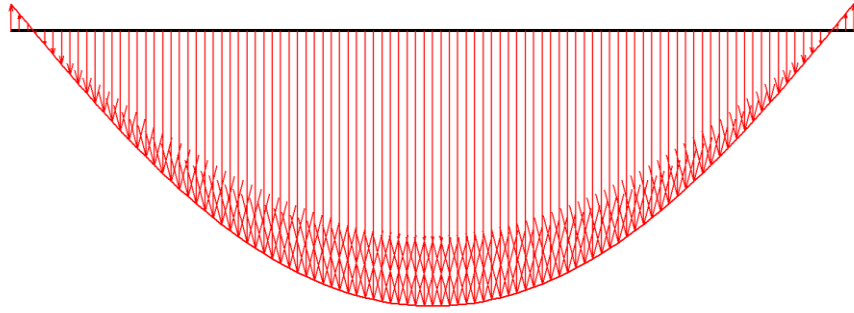


Figure. 4.10 – *Déplacement.*

- l'effort de cisaillement max est de 16,30 kN/m (figure 4.11).

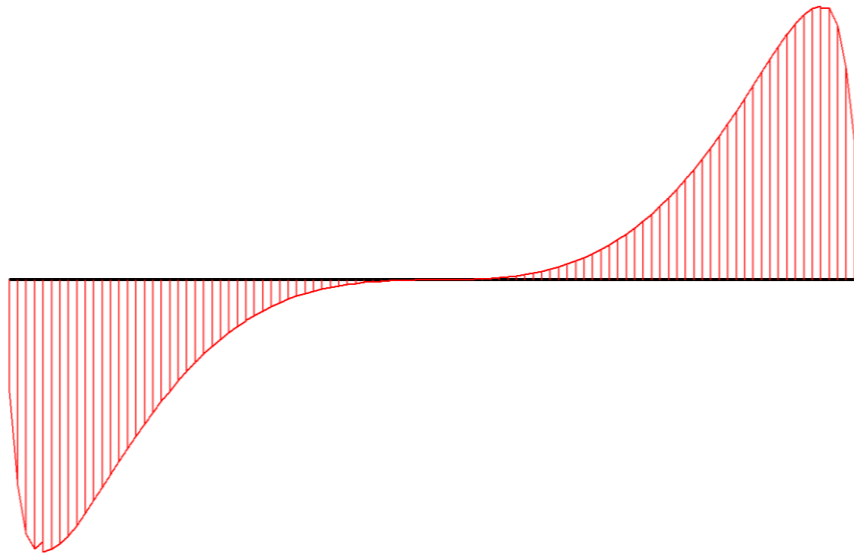


Figure 4.11 – *Efforts de cisaillements.*

- Le moment fléchissant maximum est de 17,04 kNm/m (figure 4.12).

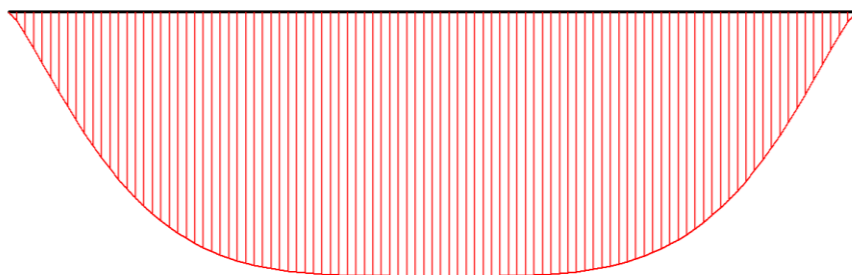


Figure. 4.12 - *Moments fléchissant.*

On peut tracer la courbe charge déplacement qui montre l'évolution du déplacement en fonction du paramètre de chargement figure 4.13.

Les courbes 1et2 correspondent ici aux point A et au point B présélectionnés.

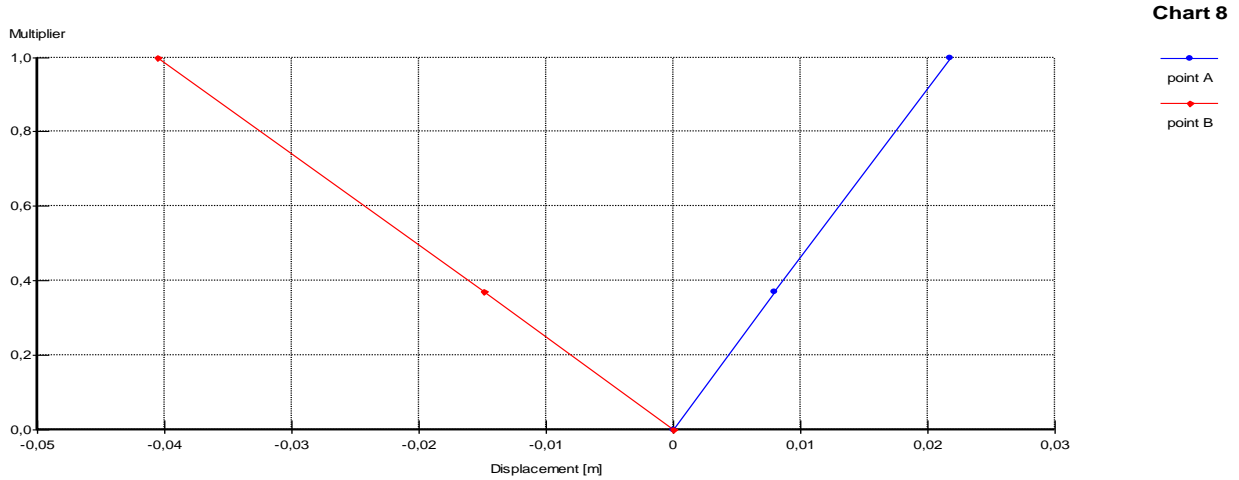


Figure. 4.13 – Courbe charge déplacement

les points plastique sont fournis ci dessous

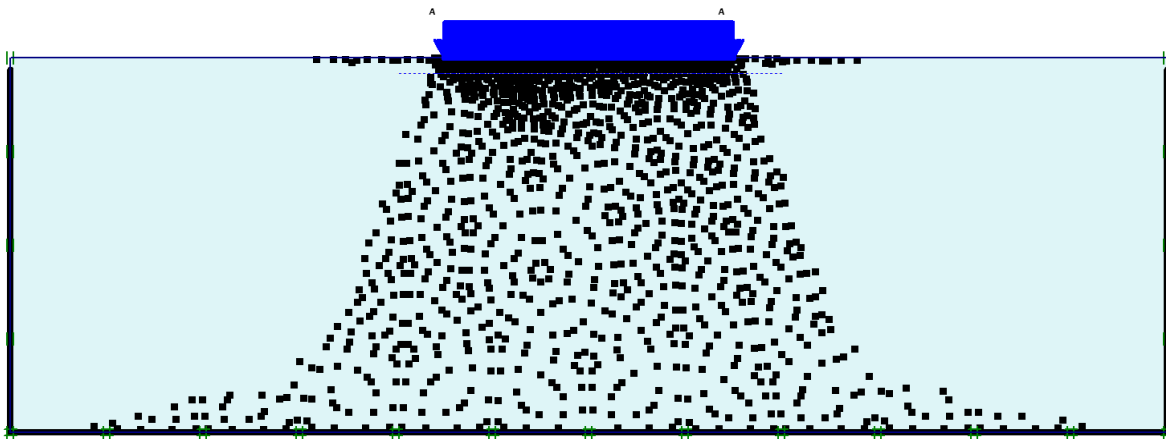


Figure. 4.14– représentation de la zone en plasticité

4.4.1 Second chargement

Dans ce second chargement, on remplace la charge précédente par une charge nulle.

La déformation de maillage et le mécanisme de rupture de la semelle filante sont représentés sur la figure 4.15 et la figure 4.16

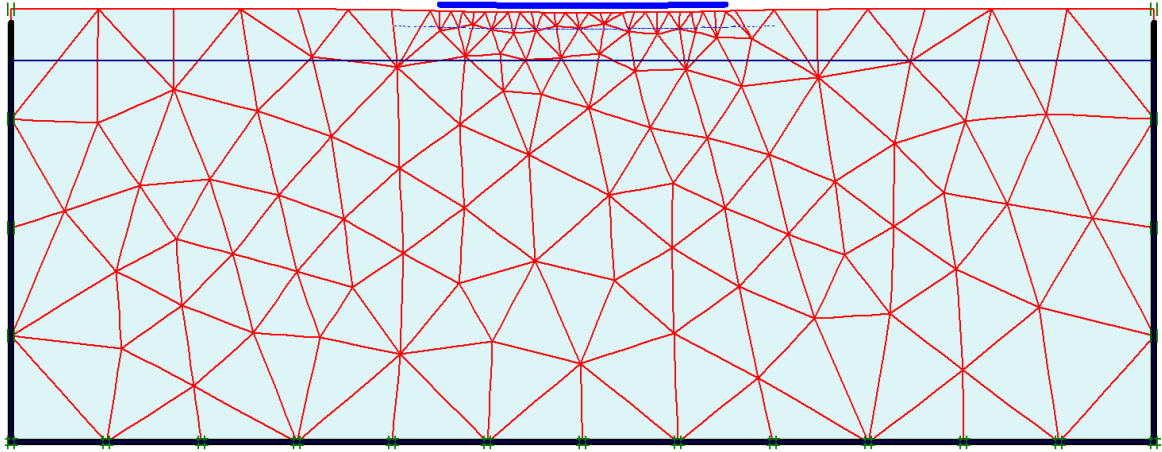


Figure. 4.15 – déformation de maillage

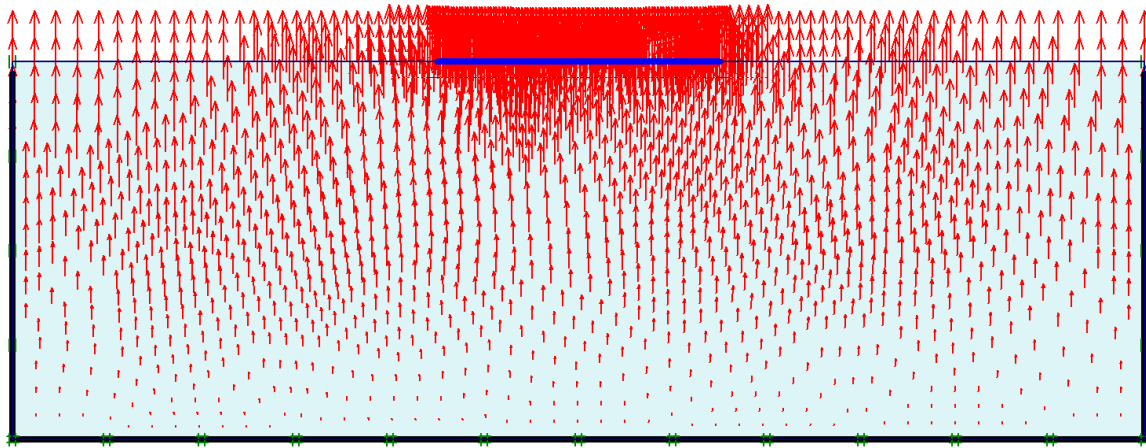


Figure. 4.16 – mécanisme de rupture

- Le déplacement maximum est de $23,07 \cdot 10^{-3}$ m

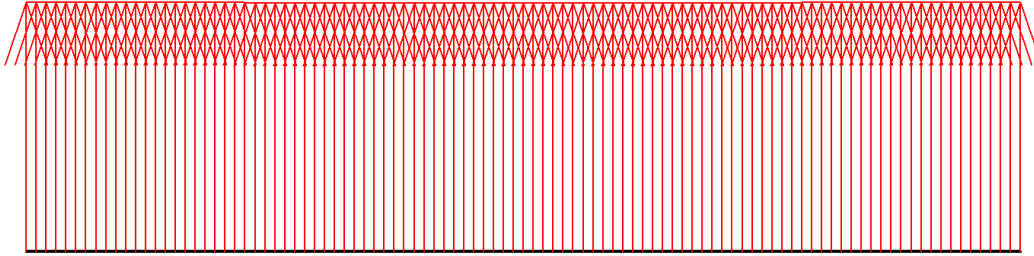


Figure. 4.17 – *Déplacements*

- l'effort de cisaillement max est de $468,65 \cdot 10^3$ kN/m (figure 3.13 a et b).

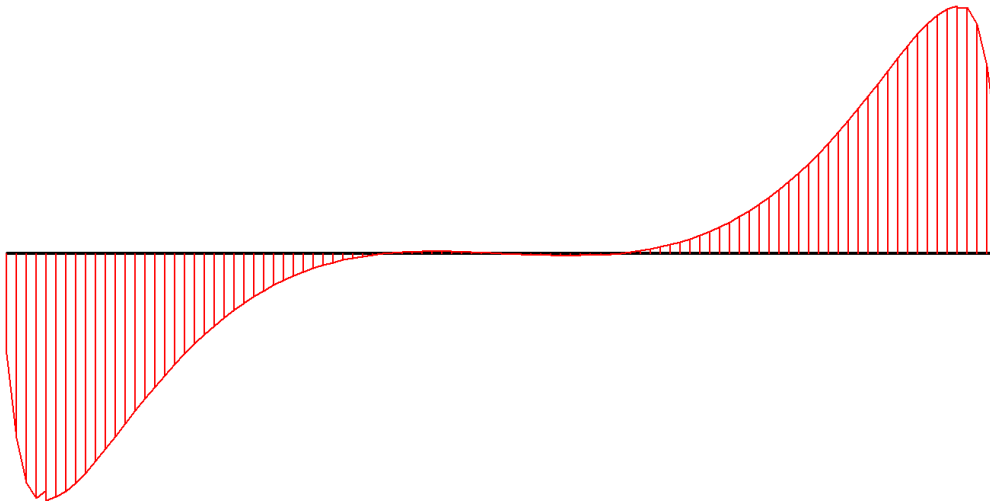


Figure. 4.18 – *Efforts de cisaillements.*

- Le moment fléchissant maximum est de $-480,65 \cdot 10^3$ kNm/m (figure 3.13 c).

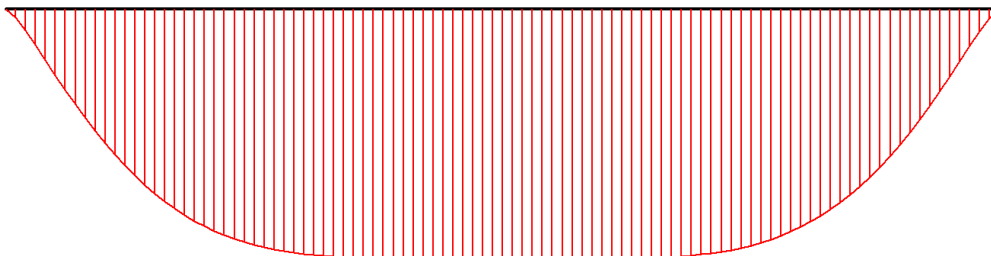


Figure. 4.19 - *Moments fléchissant*

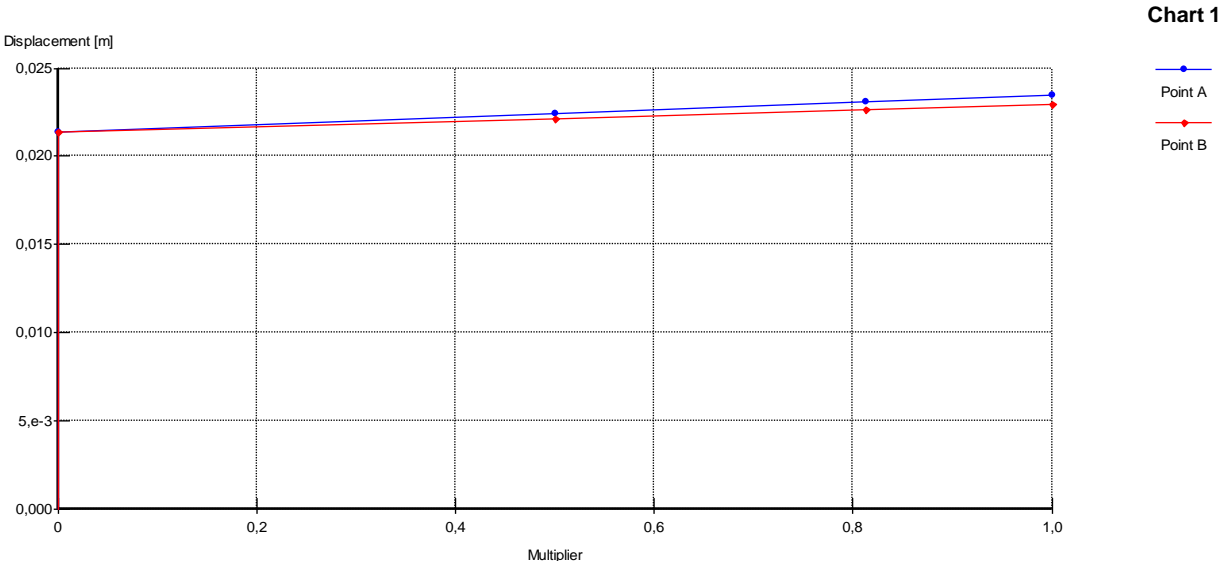


Figure. 4.20 – Courbe charge déplacement

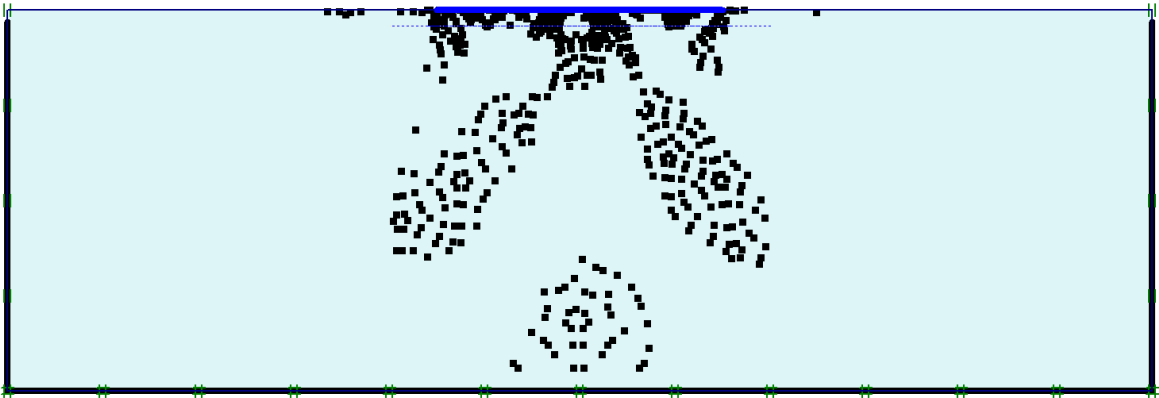


Figure.4.21– représentation de la zone en plasticité

4.5- COMPARAISON DES RESULTATS DES DEUX METHODE

Après avoir détaillé le travail numérique réalisé dans le code de calcul *plaxis* ,

Pour valider la repense du modèle numérique implanté, en comparants les solutions analytiques à des résultats numérique. Le modèle implanté sera testé à l'aide des solutions théoriques. dont la solution analytique est connue.

Les résultats des calculs effectués au moyen des formules analytiques (équations 3.22 et 3.23) et des calculs numériques effectués par *plaxis* sont représentés sur les figures suivantes :

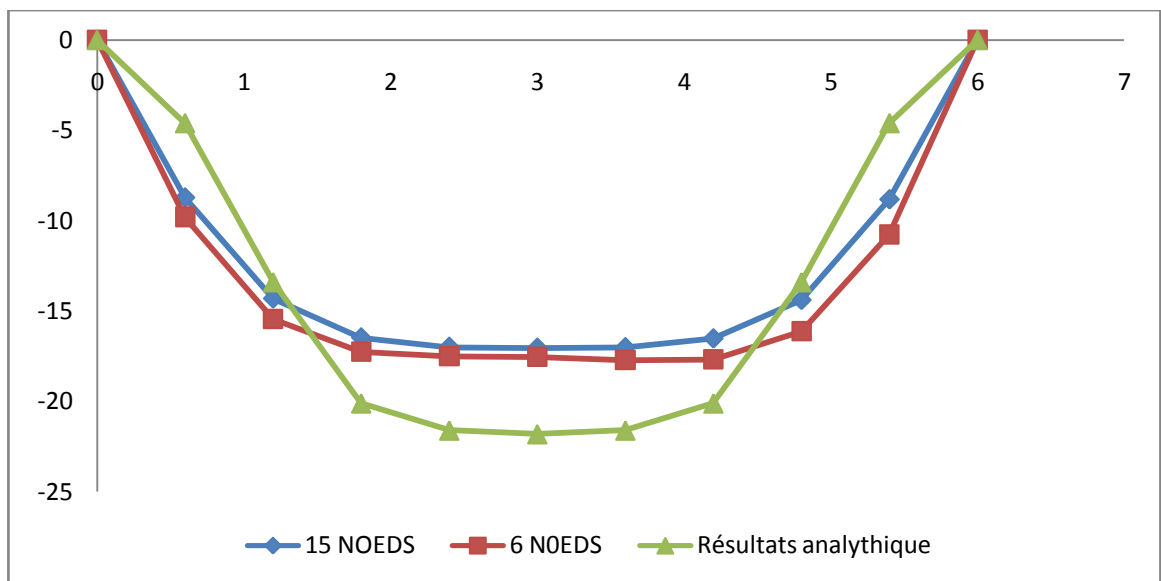


Figure.4.22– Comparaison entre les résultats analytique et la simulation numérique
Moment fléchissant

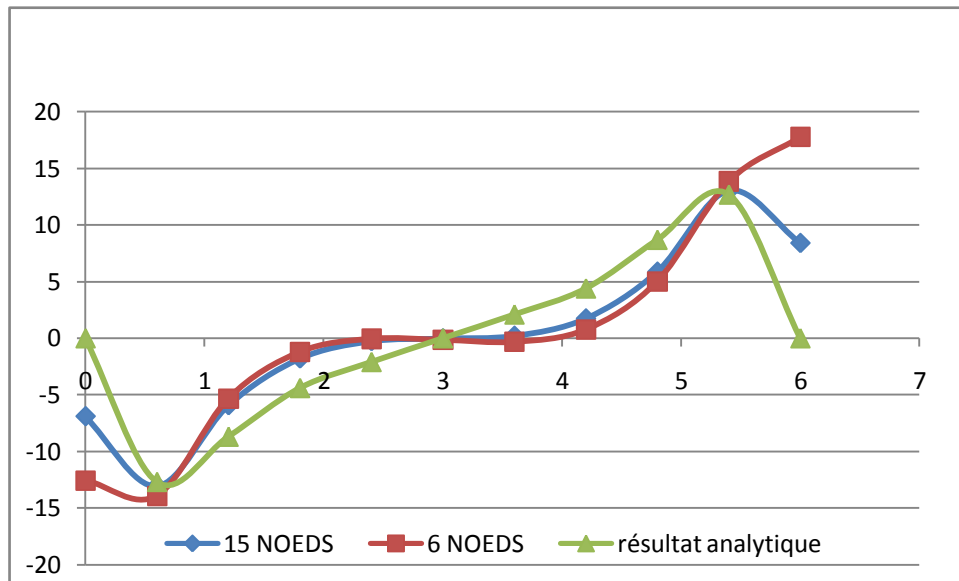


Figure.4.23– Comparaison entre les résultats analytique et la simulation numérique
L'effort tranchant

L'observation de ces graphes montre que les courbes de l'effort tranchant et le moment fléchissant Obtenus par la Méthode numérique ont l'allure semblable a celle déduites analytiquement. Les valeurs de l'effort tranchant et le moment fléchissant d étant très proche de celles déduites analytiquement.

Les résultats numériques et analytiques sont en bonne concordance.

Les figures 4.22 et 4.23 présentent la comparaison entre les résultats numériques effectués par *plaxis* et analytique respectivement. Elles montrent que dans ce cas d'étude le modèle numérique reproduit correctement les résultats analytiques.

CONCLUSION :

-la première partie de ce chapitre était consacrée à la présentation des différentes étapes du travail numérique effectué pour implanter le modèle dans logiciel plaxis. Ceci s'est fait par l'introduction d'une nouvelle famille de procédures numériques adaptées à ce modèle.

Lors d'une modélisation à l'aide de la méthode numérique, il est nécessaire de connaître des données initiales, telles que les paramètres géotechniques des matériaux. Cependant dans de nombreux cas, il est difficile de déterminer certains paramètres avec suffisamment de précision, ce qui rend les résultats des modélisations incertains.

- Dans La deuxième partie, nous avons exposé les principaux résultats des modélisations du problème semelle filante sur un sol gonflant effectuées avec plaxis, les résultats obtenus permettent de comparer les résultats analytiques et ceux des simulations numériques.

- La dernière partie était consacrée à la comparaison entre les résultats de la méthode analytique et numérique. L'analyses effectuées dans cette partie nous ont permis d'avoir une certitude que le modèle numérique est capable de reproduire correctement les résultats analytiques, ce qui nous permettra d'entamer avec confiance, la modélisation d'une semelle filante flexible sur un sol gonflant.

Chapitre 5

études paramétriques

5.1 Introduction

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, Nous nous sommes fixés comme objectif de déterminer les paramètres les plus influents sur les résultats de la modélisation Pour ce faire

On utilise notre modèle pour faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique.

Nous avons choisi d'adopter une approche paramétrique ouverte, en faisant varier un paramètre à la fois, les autres étant considérés comme déterministes (les paramètres ont été modifiés un par un).

Nous avons attribué à chacun des paramètres une série de variation et toujours dans des fourchettes raisonnables, On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données.

➤ Ces paramètres peuvent être séparés en deux groupes :

1- Les paramètres de calculs (modélisation).

2- Les paramètres géotechniques.

➤ la comparaison sera faite sur trois types de résultats :

– Les déplacements au niveau de la base de la semelle.

– L'effort tranchant.

– Les moments fléchissant.

Les trois types de résultats seront présentés pour la dernière phase.

5.2 Effet des paramètres de calculs

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet des deux paramètres suivants :

– Le maillage.

– La précision des calculs (tolérance).

5.2.1 Maillage

L'utilisateur de *PLAXIS* doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de *PLAXIS* est le triangle à 6 nœuds. Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements.

La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi Brinkgereve R.B.J et vermeer P.A.

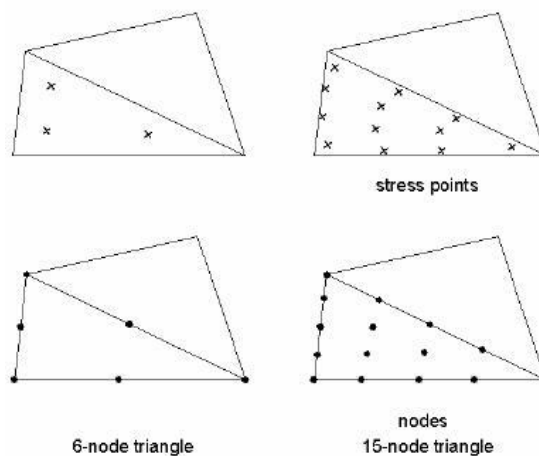


Figure. 5.1 – Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis.

C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

On change le maillage des éléments de 15 nœuds à 6 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 5.2 ,5.3et 5.4 suivantes :

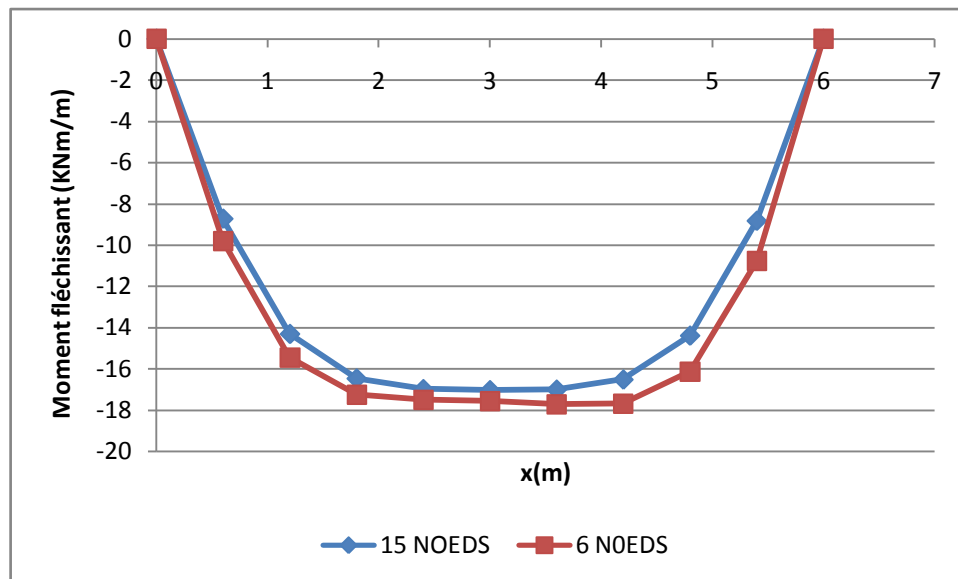


Figure. 5.2– influence de maillage sur le moment fléchissant.

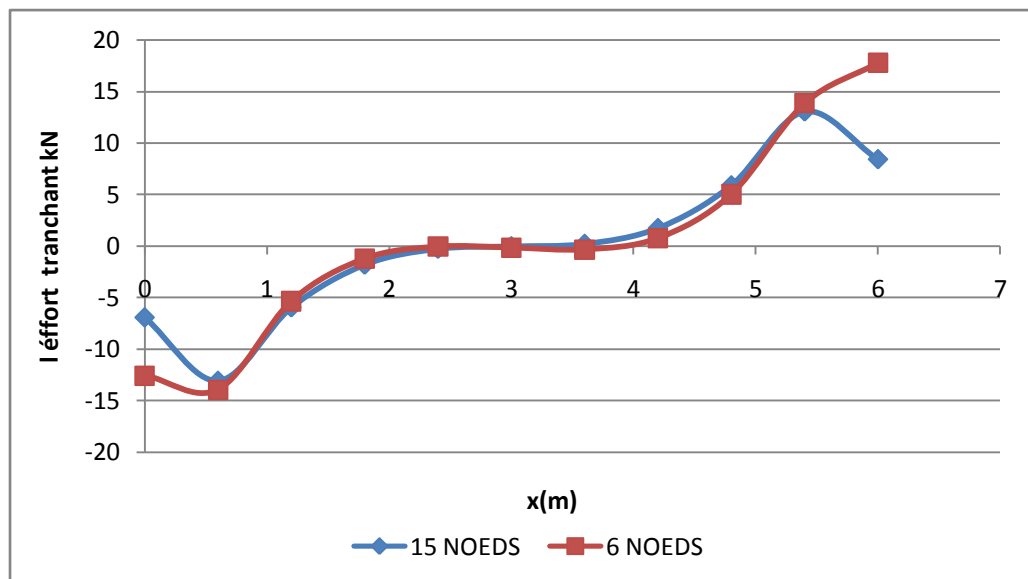


Figure. 5.3 – influence de maillage sur l'effort tranchant.

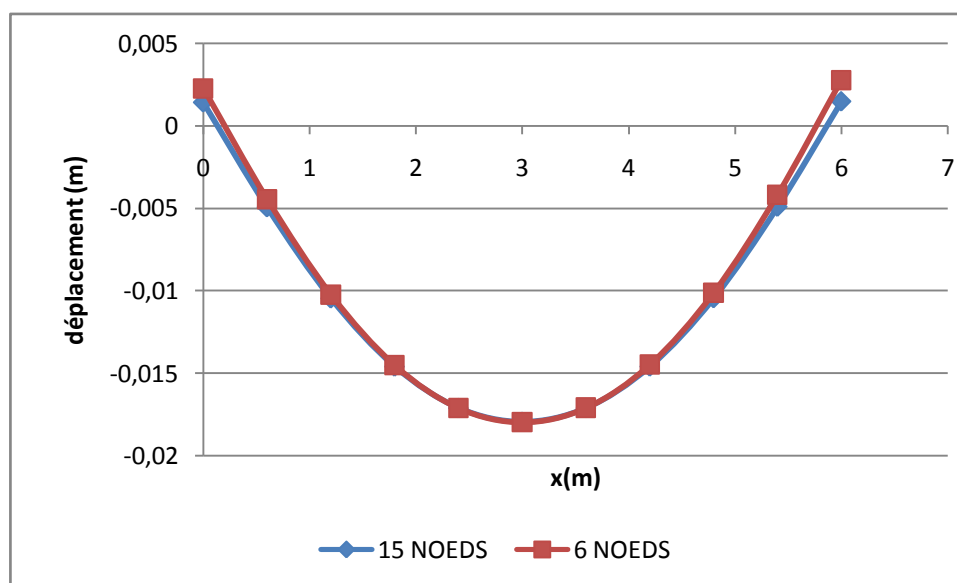


Figure. 5.4– influence de maillage sur les déplacements verticaux.

Pour l'influence de maillage on remarque :

- une augmentation très faible des déplacements, on passant de l'élément à 15 nœuds à l'élément à 6 nœuds.
- Une augmentation de l'effort tranchant et le moment fléchissant, on passant de l'élément à 15 nœuds à l'élément à 6 nœuds.

Cette faible variation au niveau de déplacement, et au niveau de l'effort tranchant et le moment fléchissant, implique que l'effet du maillage n'est pas très important pour cette modélisation.

5.2.2 Précision des calculs

Dans toutes les analyses non linéaires où un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage avec la solution exacte apparaît, comme présenté sur la figure 5.6. Un algorithme de résolution doit s'assurer que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par *PLAXIS* sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée (*tolerated error*) Brinkgereve R.B.J et vermeer P.A.

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long. En général, le réglage standard de 0,03 est acceptable dans la plupart des calculs

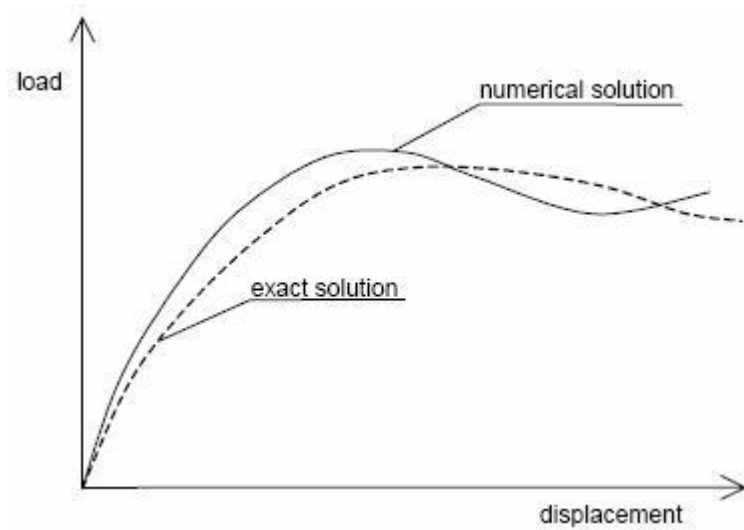


Figure. 5.5– Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique.

La précision des calculs est définie par la tolérance sur la convergence des calculs. Par défaut la tolérance est de 1 %, celle utilisée pour le calcul du modèle de référence.

Pour étudier l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour :

- Une Tolérance de 5 %.
- Une Tolérance de 10 %.

Les résultats obtenus sont présentés par les courbes sur les figures suivantes:

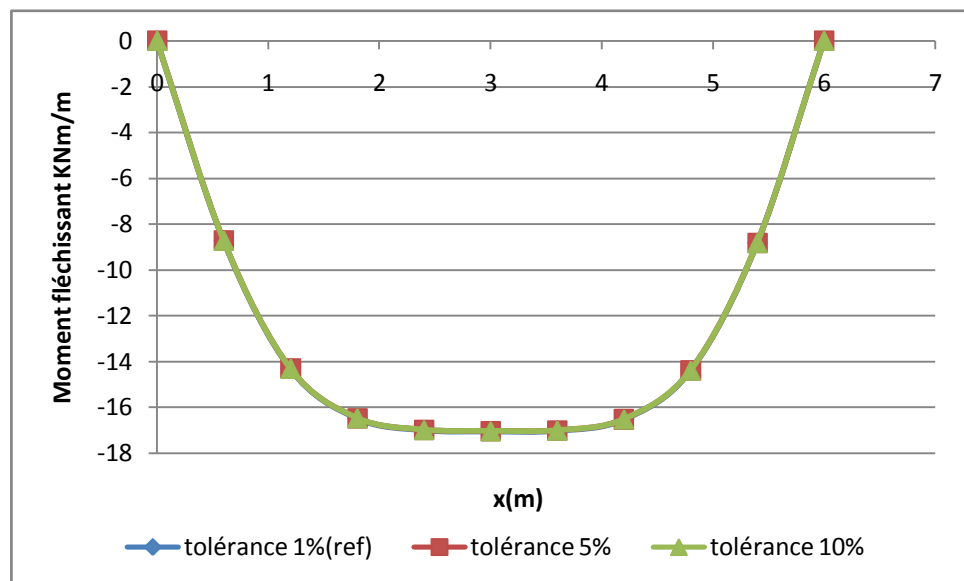


Figure. 5.6– influence de la précision des calculs sur le moment fléchissant.

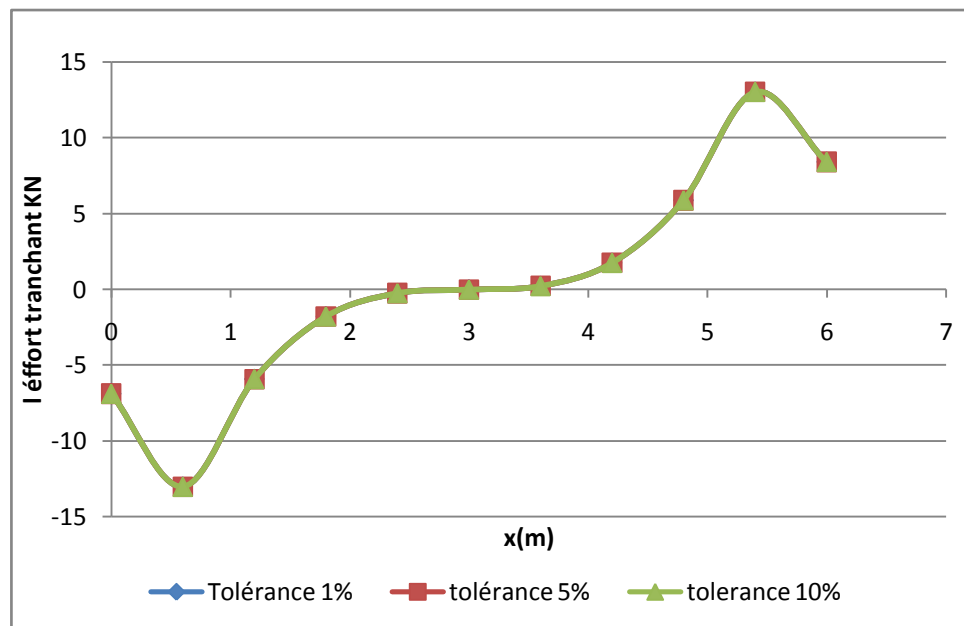


Figure. 5.7 – influence de la précision des calculs sur l'effort tranchant.

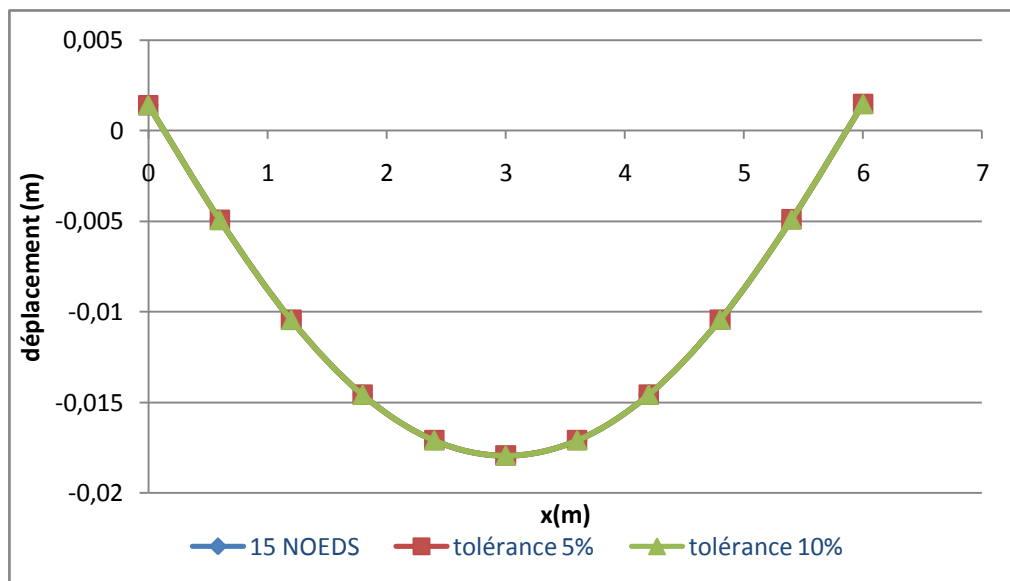


Figure. 5.8 – influence de la précision des calculs sur les déplacements verticaux.

Pour l'influence de la précision des calculs on remarque :

- une stabilité des déplacements et du moment fléchissant et l'effort tranchant on passant de 1%, 5% à 10%.
- Donc la précision des calculs n'a aucune influence sur les résultats de la modélisation.

5.3 Effet des paramètres géotechniques

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de quatre types de paramètres.

5.3.1 Effet des paramètres du sol

Les paramètres du sol sont :

- la cohésion,
- L'angle de frottement,
- Le module d'Young (module d'élasticité)
- Le module de Poisson.

5.3.1.1 Cohésion c

Dans le modèle de référence la cohésion $c = 95$ kPa .

Pour l'étude paramétriques on fait les calculs pour :

- $c + 10$ kPa ;
- $c - 10$ kPa.

Les résultats des calculs sont :

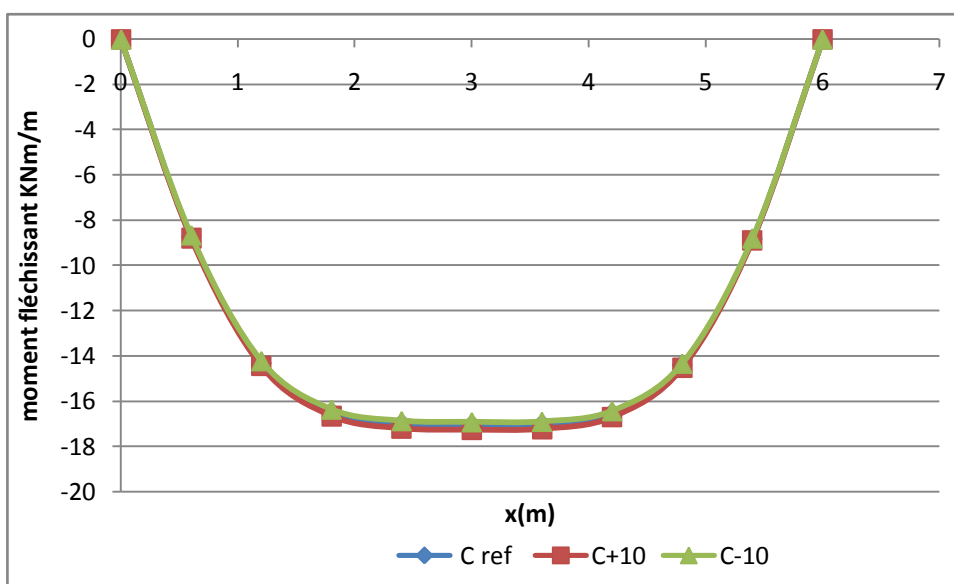


Figure. 5.9– influence de la cohésion sur le moment fléchissant.

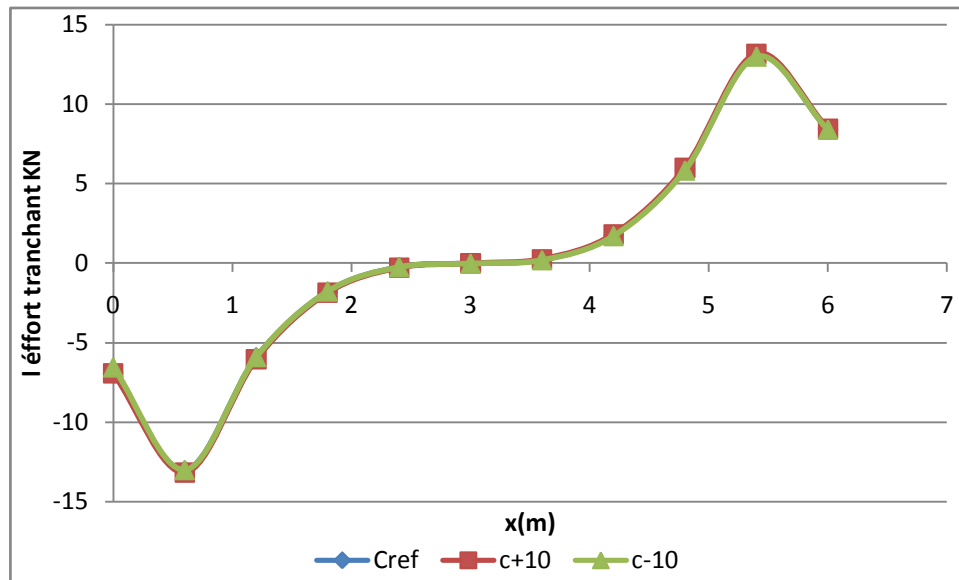


Figure. 5.10 – influence de la cohésion sur l'effort tranchant.

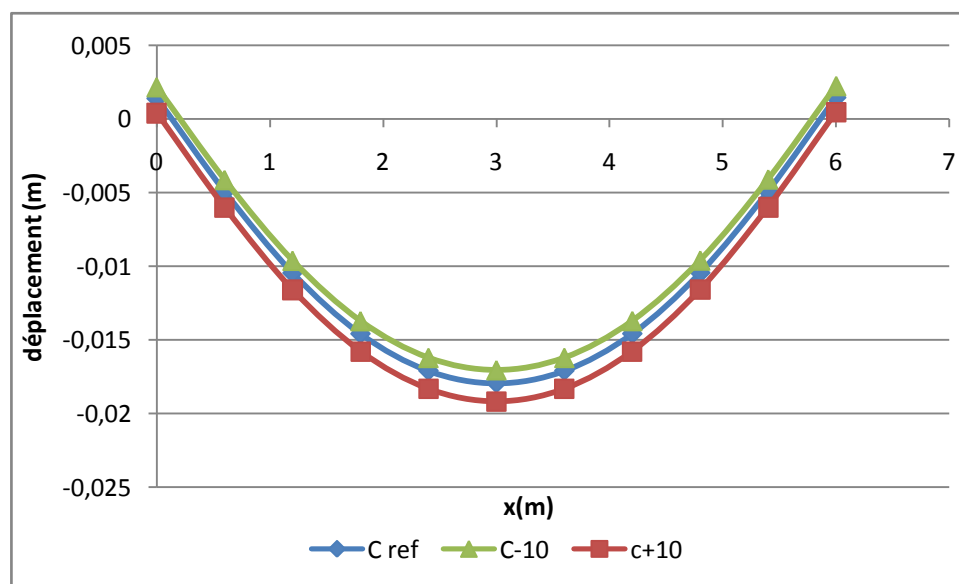


Figure. 5.11– influence de la cohésion sur les déplacements verticaux.

Pour l'influence de la cohésion on remarque une augmentation de la cohésion conduit à :

- Une augmentation des déplacements.
- l'effort tranchant reste inchangé avec la variation du paramètre C.
- Le paramètre C a une influence négligeable sur le moment fléchissant.

Les courbes 5.9 et 5.10 ne sont pas très sensibles à la variation de paramètre C .

5.3.1.2 Angle de frottement ϕ

L'angle de frottement ϕ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

Dans le modèle de référence l'angle de frottement est pris entre 17° et 23° on prend $\phi = 20^\circ$

Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

- $\phi - 5^\circ$;
- $\phi + 5^\circ$.

On obtient les résultats suivants :

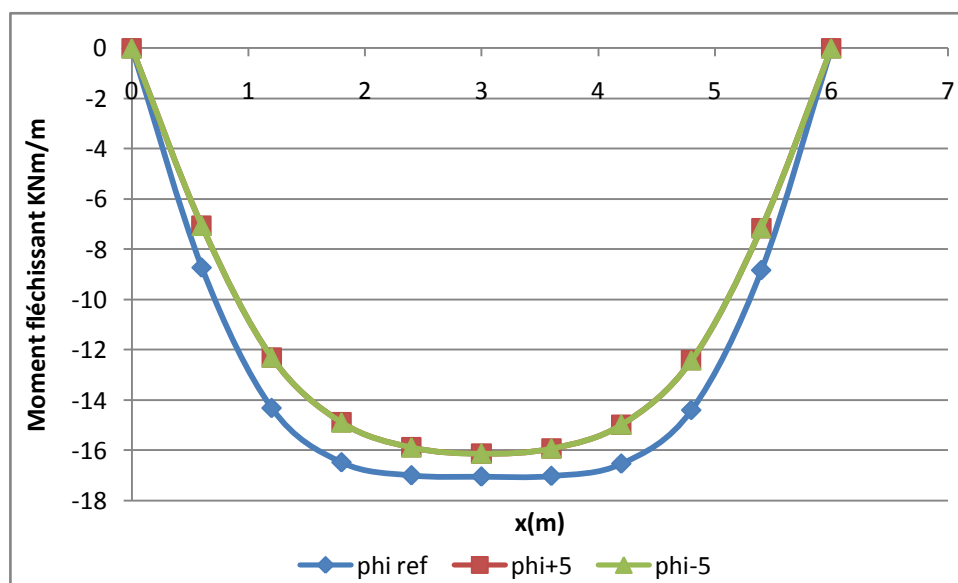


Figure. 5.12 – influence de l'angle de frottement sur le moment fléchissant.

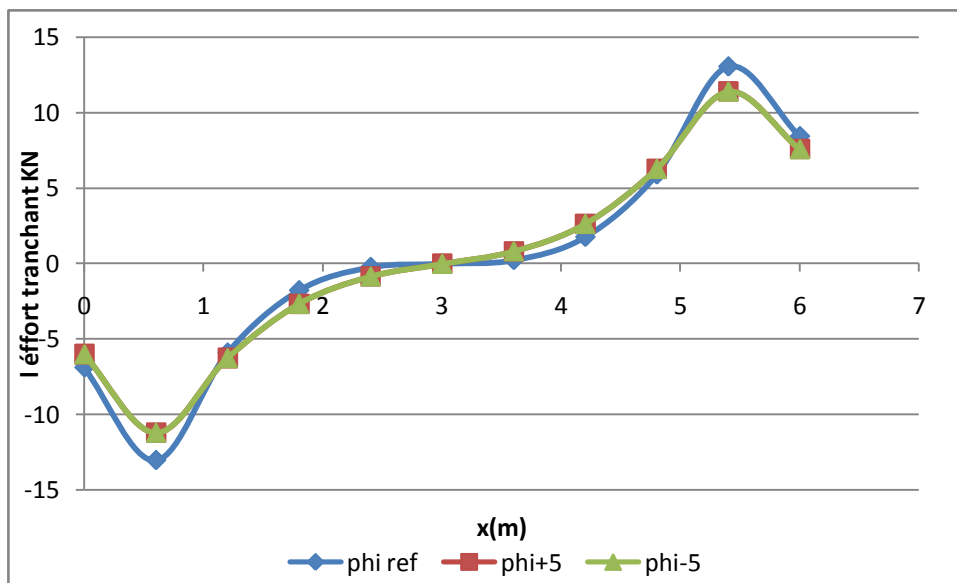


Figure. 5.13 – influence de l'angle de frottement sur l'effort tranchant.

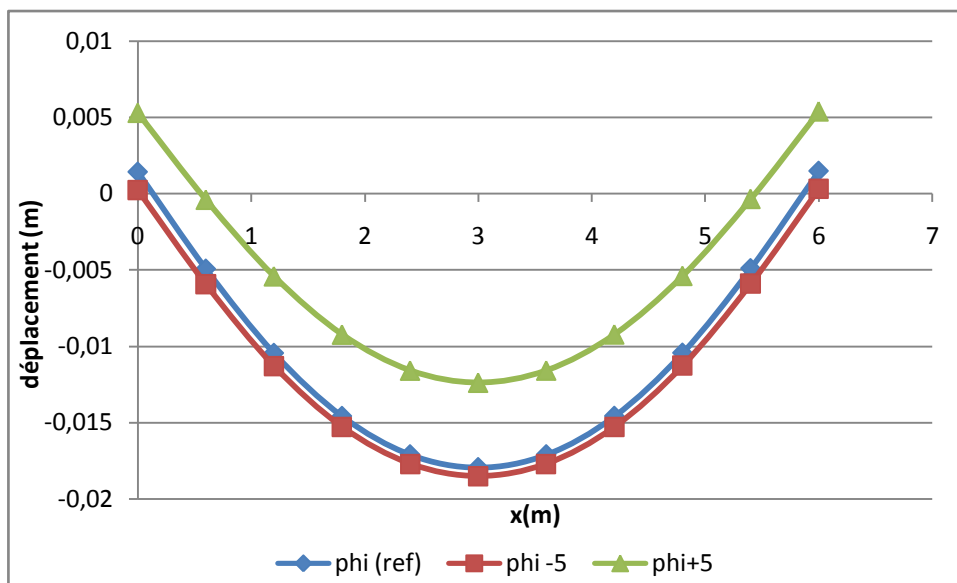


Figure. 5.14 – influence de l'angle de frottement sur les déplacements verticaux.

Pour l'influence de l'angle de frottement on remarque l'augmentation de l'angle de frottement conduit à :

- une diminution de déplacement
- une diminution de l'effort tranchant et le moment fléchissant

Une augmentation des angles de frottement de 5° a une influence semblable qu'une diminution de ceux-ci de 5°.

5.3.1.3 Module d'Young E

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présente un comportement non linéaire dès le début du chargement Brinkgereve R.B.J et vermeer P.A.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi.

La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en terme de module d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte. Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de *PLAXIS*. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, *PLAXIS* propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur (voir *Paramètres avancés*).

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $E -25\%$;
- $E +25\%$.

Les résultats des calculs sont présentés sur les figures suivantes :

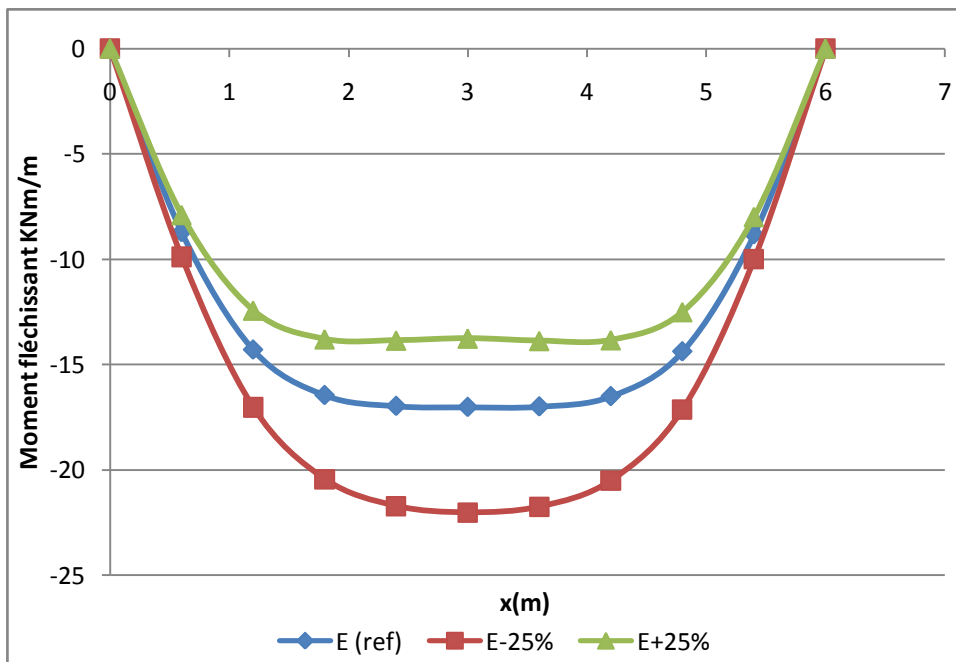


Figure. 5.15 – influence du module d'élasticité sur le moment fléchissant.

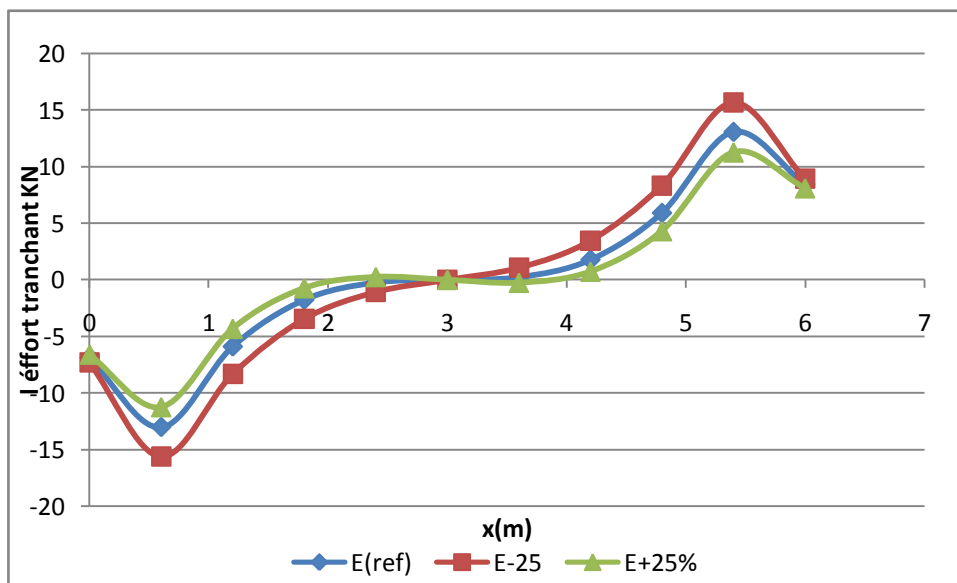


Figure. 5.16 – influence du module d'élasticité sur l'effort tranchant.

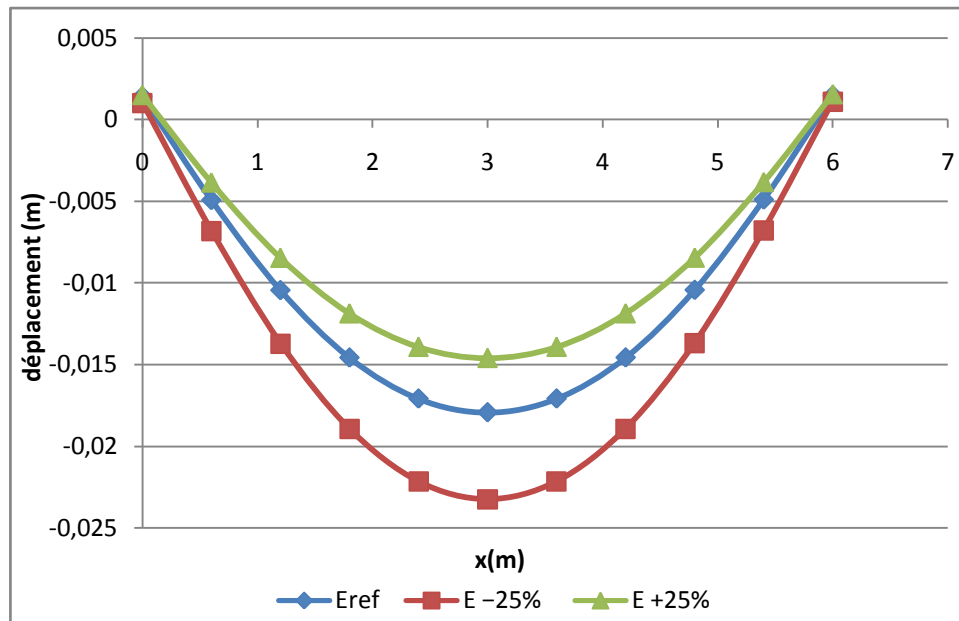


Figure. 5.17 – influence du module d'élasticité sur les déplacements verticaux.

Sur les figure 5.15, 5.16 et 5.17 nous remarquons que l'augmentation du paramètre E se traduit par une diminution des déplacements et le moment fléchissant.

- Une diminution des angles de frottement de 25% a une influence plus a important qu'une augmentation de ceux-ci de 25%.

L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles.

5.3.1.4 Coefficient de Poisson ν

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0) Brinkgereve R.B.J et vermeer P.A..

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans ces types de chargement, *PLAXIS* devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$. Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$ pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 . Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4. En général, de telles valeurs peuvent être aussi utilisées pour des conditions de chargement autres que la compression unidimensionnelle. Dans le cas d'un comportement non drainé, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de Poisson et de sélectionner *Undrained* comme type de comportement. De cette façon, *PLAXIS* ajoutera automatiquement un module de compressibilité pour le fluide interstitiel, basé sur un coefficient de Poisson non drainé implicite de 0,495. Dans ce cas, le coefficient de Poisson effectif devra être inférieur à 0,35. Utiliser des valeurs plus élevées du coefficient de Poisson impliquerait que l'eau ne soit pas suffisamment raide par rapport au squelette du sol pour simuler un comportement non drainé. Dans le modèle de référence on a pris un coefficient : $\nu = 0,33$

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise : – $\nu - 0,1$;

– $\nu + 0,1$.

Les résultats des calculs sont :

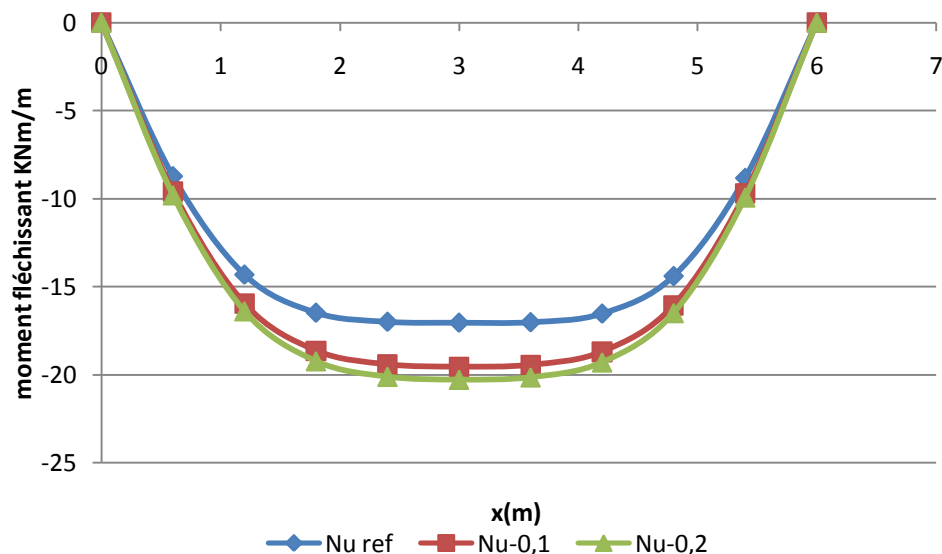


Figure. 5.18– influence du coefficient de Poisson sur le moment fléchissant.

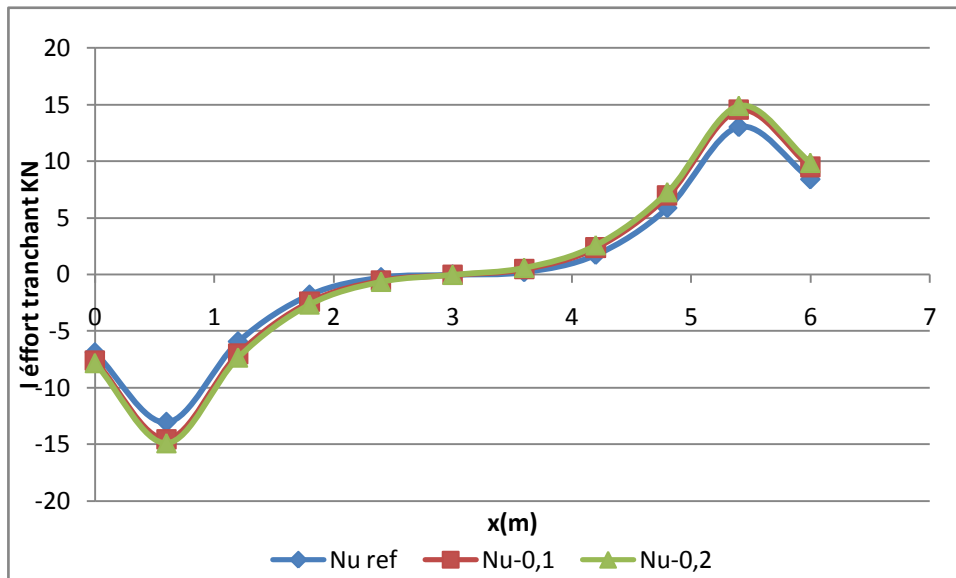


Figure. 5.19 – influence du coefficient de Poisson sur l'effort tranchant.

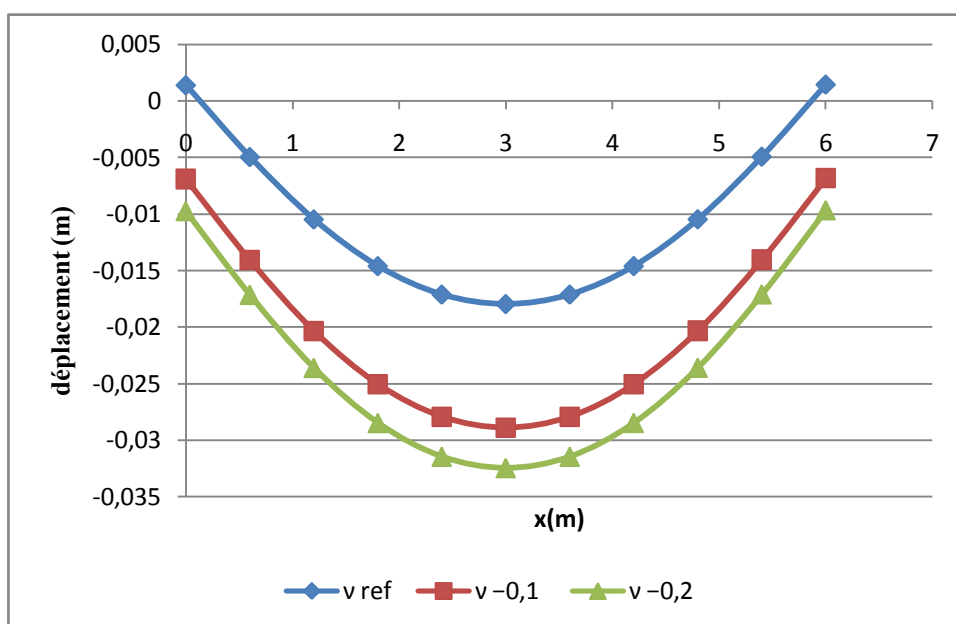


Figure. 5.20 – influence du coefficient de Poisson sur les déplacements verticaux.

Nous constatons sur les figures 5.17 ,5.18 et 5.19 que la diminution du coefficient de Poisson conduit à :

- une diminution des déplacements
- une diminution de l'effort tranchant et le moment fléchissant

L'influence de ce paramètre est d'autant plus importante que ses valeurs sont plus faibles.

5.2.4- Conclusion :

- L'étude paramétrique présente un intérêt particulier pour les ingénieurs géotechniciens car elle permet d'évaluer l'influence des paramètres sur la fiabilité des résultats des modélisations.

Elle peut être employée pour obtenir les coefficients de variation et pour définir des intervalles de confiance sur les résultats de la modélisation tels que les déplacements, les déformations, les moments fléchissant.

-Nous venons de passer en revue les principaux paramètres qui peuvent avoir une influence sur les résultats du calcul des ouvrages géotechniques.

-dans la plupart des modélisations géotechniques réalisées, des paramètres géotechniques des matériaux soit la plus importante.

-Ces résultats, donnent une première idée générale de l'influence de chacun des paramètres du modèle sur Les courbes de l'effort tranchant le moment fléchissant et les déplacements des points situés au niveau de la base de la semelle filante.

Nous pouvons classer l'ensemble de ces paramètres en trois catégories.

Les paramètres potentiellement les plus influents sont ϕ , E et ν . Nous observons que C et le maillage ont une influence moyenne. En revanche, les paramètres de calcul ont une influence négligeable

CONCLUSIONS ET RECOMENDATIONS

Les conclusions principales qui peuvent être tirées de cette étude Sont :

- Le gonflement uniforme du sol et le soulèvement uniforme des fondations ne créent pas d'efforts supplémentaires dans les structures des ouvrages. Par contre, le gonflement non uniforme du sol, qui provoque un soulèvement non uniforme de la fondation, est une source de danger sérieuse pour les fondations car il induit dans la structure des efforts et déformations non uniforme supplémentaires dans les fondations et dans la structure de l'ouvrage. La prévision de la forme de la surface libre des massifs de sols gonflants a pour cette raison été l'objet de recherches spéciales.
- A partir des schémas de calcul recommandés, les données mathématiques ont pour but d'identifier le problème afin de permettre le calcul d'une fondation filante flexible en contact avec un sol gonflant et de donner sa solution générale.
- La solution obtenue, dans le cas étudié et pour chaque cas concret sur l'effet de la déformation des sols gonflants, correspond à la méthode de A.N.Krylov exprimée par les résultats des recherches accomplies donnent la possibilité de concrétiser en pratique de nouvelles méthodes de conception des semelles de fondations sur sols argileux gonflants.
- Lors d'une modélisation à l'aide de la méthode numérique, il est nécessaire de connaître des données initiales, telles que les paramètres géotechniques des matériaux. Cependant dans de nombreux cas, il est difficile de déterminer certains paramètres avec suffisamment de précision, ce qui rend les résultats des modélisations incertains.
- Dans La deuxième partie, nous avons exposé les principaux résultats des modélisations du problème semelle filante sur un sol gonflant effectuées avec plaxis, les résultats obtenus permettent de comparer les résultats analytiques et ceux des simulations numériques.
- La dernière partie était consacrée à la comparaison entre les résultats de la méthode analytique et numérique. L'analyses effectuées dans cette partie nous ont permis d'avoir une certitude que le modèle numérique est capable de reproduire correctement les résultats analytiques, ce qui nous permettra d'entamer avec confiance, la modélisation d'une semelle filante flexible sur un sol gonflant.

- L'étude paramétrique présente un intérêt particulier pour les ingénieurs géotechniciens car elle permet d'évaluer l'influence des paramètres sur la fiabilité des résultats des modélisations. Elle peut être employée pour obtenir les coefficients de variation et pour définir des intervalles de confiance sur les résultats de la modélisation tels que les déplacements, les déformations, les moments fléchissant.

-Nous venons de passer en revue les principaux paramètres qui peuvent avoir une influence sur les résultats du calcul des ouvrages géotechniques.

-dans la plupart des modélisations géotechniques réalisées, des paramètres géotechniques des matériaux soit la plus importante.

-Ces résultats, donnent une première idée générale de l'influence de chacun des paramètres du modèle sur Les courbes de l'effort tranchant le moment fléchissant et les déplacements des points situés au niveau de la base de la semelle filante.

- Nous pouvons classer l'ensemble de ces paramètres en trois catégories.

Les paramètres potentiellement les plus influents sont ϕ , E et ν . Nous observons que C et le maillage ont une influence moyenne. En revanche, les paramètres de calcul ont une influence négligeable.

Recommandations :

Ce thème est vierge et rarement étudié et cette étude ne pas toucher tous, les recherche

Recommandés pourraient ce qui suit

- réalisation d'un modèle expérimental.
- étude de la stabilisation du gonflement par différents minéraux (chaux, ciment,...).
- il serait intéressant de faire le même travail en utilisant plaxis fondation 3D.
- étude comportement isolé (rectangulaire et carré).

Références bibliographiques

- [1] **BAHEDDI M. ET MUSTAFAEV A.A. (1990)** mécanisme de déformation des argiles gonflantes sous l'effet des forces centrifuges et calcul des semelles de fondation assises sur ces sols .thèse de ph.d moscou.
- [2] **BENGRAA .H, (2004);** « contribution a l'étude de la stabilisation du gonflement par ajout du sable » . thèse de magister université de mohamed boudiaf u.s.t.o, oran.
- [3] **BEN RHAJEM H., TESSIER D. & PONS CH.C. (1986)-** "comportement hydrique et évolution structurale et texturale des montmorillonites au cours d'un cycle de dessiccation-humectation .
- [4] **BOLT G.H. (1956)** - "physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays".géotechnique, vol. 6, pp. 86-93.
- [5] **BOULON M, FLAVIGNY E, MALCOT Y ET D'AUTRES :** « pratique éclairée des éléments finis en géotechnique », document1, laboratoire 3s et terrasol, novembre 2004.
- [6] **BOURAS.O, (2003)** « propriétés adsorbantes d'argiles pontées organophiles : synthèse et caractérisation » thèse de doctorat de l'université de limoges. partie i. cas des montmorillonites calciques". clay minerals, vol. 21, pp. 9-29.
- [7] **BRAB (1968).** criteria for selection and design of residential slabs-on-ground. building research advisory board, national research council, us national academy of sciences publication 1571.
- [8] **BRINKGEREVE R.B.J. ET VERMEER P.A.** « plaxis version 8, material model manual », delft university of technology and plaxis bv, pays-bas, 2003.
- [9] **BULTEL FREDERIC, (2001);** «prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels». thèse doctorat l'école nationale des ponts et chaussées.
- [10] **CHEN F.H. (1975).** foundations on expansive soils. developments in geotechnical engineering, vol. 12. elsevier scientific publishing company, amsterdam – oxford -new york, , 280 pages.
- [11] **CUI Y.J, YAHIA-AISSA M & DELAGE P (2002)** - "a model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays". engineering geology, vol. 64, pp. 233-250.
- [12] **DARDAINE M. & LAJUDIE A(1985)** - "gonflement et pression de gonflement d'argiles compactées". note technique c.e.a., sesd/85.18.
- [13] **DARDAINE M. & GATABIN C (1986)** - "pression de gonflement d'argiles et de mélanges à base d'argile hautement compactées. mesures préliminaires". note technique c.e.a.,sesd/86.42.
- [14] **DAWSON R.F. (1953).** movement of small houses on an expansive clay soil. proceedings, 3rd international conference on soil mechanics and foundation engineering, zürich, vol.1,pp. 346-350.

- [15] **DE BRUIJN C.M.A. (1965)**. *annual redistribution of soil moisture suction and soil moisture density beneath two different surface cover and the associated heaves at the onderstepoort test site near pretoria. in moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. butterworths, sydney, pp. 122-134.*
- [16] **DELAGE P. & LEFEBVRE G. (1984)**. - "study of the structure of a sensitive champlain clay and of its evolution during consolidation". *canadian geotechnical journal*, vol. 21, pp.21-35.
- [17] **DIDIER G. (1972)**, gonflement cristallin et macro scopique des montmorillonites ,these pour l'obtention du titre de docteur ingénieur, Université Claude Bernard ,France
- [18] **FRIPIAT J.J. & GATINEAU L. (1984)** -"interaction eau-argiles". *scien. géol. bull.*, vol. 37, n° 4,pp. 283-296.
- [19] **GENS A. & ALONSO E.E.(1992)** - "a framework for the behaviour of unsaturated expansive clays". *canadian geotechnical journal*, vol. 29, pp. 1013-1032.
- [20] **GHOUREYCHI M., (1997)**, comportement rhéologique et couplages thermo-hydro-mécaniques dans les argilites de l'est : expériences macroscopiques et analyse microscopiques, journées scientifiques andra, bar-le-duc, edp sciences, pp. 109-126, 20-21 octobre 1997.
- [21] **GRUNBERGER D., (1995)**, étude expérimentale de l'évolution des microstructures et des propriétés physiques et mécaniques des argiles au cours de la compaction, thèse université de montpellier ii, sciences et techniques du languedoc, 20 décembre 1995.
- [22] **ISRAELCHVILI J.N. (1992)** - "intermolecular and surface forces". *academic press*, 2nd edition.
- [23] **KHARKHOUR H.,(2002)**,modélisation des couplages thermo-hydro-mécaniques et de l'endommagement des roches viscoplastiques dans le contexte du stockage de déchets radioactifs, thèse de l'école des mines de paris.
- [24] **KOMINE H. & OGATA N. (1996)** - "prediction for swelling characteristics of compacted bentonite". *Canadian geotechnical journal*, vol. 31, pp. 11-22.
- [25] **KOMORNIK A. & DAVID D. (1969)** - "prediction of swelling pressure of clays". *journal of the soil mechanics and foundation division*, vol. 95, n° sm1, pp. 209-225.
- [26] **KRYLOVE A.N.(1930)**;calcul des poutres sur sol élastique (en russe) ,Moscou,135pages.
- [27] **HOLLAND J.E. (1981)**. *the design, performance and repair of heaving foundations*. Swinburne college press, Melbourne, Australia.
- [28] **LEFEVRE I. & LAJUDIE A. (1987)** - "détermination des capacités d'échange des argiles. «nanocomposites epoxyde/amine/montmorillonite : rôle des interactions sur la corrélation avec certaines propriétés physico-chimiques". *Note technique c.e.a. ses/87.11.*
- [29] **LEPLUART. L, (2002)**; formation, la morphologie aux différents niveaux d'échelle et les propriétés mécaniques des réseaux» thèse de doctorat de l'institut de Lyon. France.

- [30] **LIN C. L. (2000)** - "effect of wet-dry cycling on swelling and hydraulic conductivity of gcls". *journal of geotechnical engineering*, vol. 126, n° 1, pp. 40-49.
- [31] **LIU W.K., BELYTSCHKO T & MANI A. (1986)** - "random field elements". *international journal of numerical methods in engineering*, vol. 23, n°10, pp. 1831-1845.
- [32] **LOW P.F.(1961)** - "physical chemistry of clay-water interaction". *advances in agronomy, academic, new york*, vol. 13, pp. 269-327.
- [33] **LOW P.F. (1980)** - "the swelling of clays: i. montmorillonites". *soil science society of America Journal*, vol. 44, pp. 667-676.
- [34] **LYTTON R.L. (1971)**. risk design of stiffened mats on clay. *proceedings, conference on application of statistics and probability to soil and structural engineering, Hong Kong*, pp.153-171.
- [35] **LYTTON R.L., MEYER K.T. (1971)**. stiffened mats on expansive clay. *asce, journal of soil mechanics and foundations division*, vol. 97, n° sm7, pp. 999-1017.
- [36] **LYTTON R.L., WOODBURN J.A. (1973)**. design and performance of mat foundations on expansive clay. *proceedings, 3rd international conference on expansive soils, Haifa, vol.1,pp. 301-307*.
- [37] **MARTIN R.T. (1960)** - "a review of adsorbed water on clay". *proceeding of the 9th national Conference on clay and clay minerals, pergamon, New York*, pp. 28-70.
- [38] **MATHERON G. (1965)** - "les variables régionalisées et leur estimation". *Masson, paris*.
- [39] **Mitchell j.k (1993)** - "fundamentals of soil behaviour". *john Wiley and sons, inc., new York, isbn : 0-471-85640-1*.
- [40] **MITCHELL P.W. (1984)**. the design of shallow footings on expansive soils. *phd thesis, civil engineering department, university of Adelaide. September*.
- [41] **MITCHELL P.W. (1986)**. the design of raft footings on expansive soils. *civil engineering transactions, institution of engineers Australia, vol. ce28, n+4, pp. 328-335*.
- [42] **MITCHELL P.W. (1988)**. the design of footings on expansive soils. *in engineering problems of regional soils, proceedings of the international conference , beijing, china. international academic publishers, pp. 127-135*.
- [43] **MOREL R. (1996)** - "les sols cultivés", 2^{ème} édition. *paris: technique & documentation, isbn:2-743*
- [44] **MUSTAFAEV A.A. (1989)**. *Les fondations sur sols affaissables et gonflants (en russe : fundamenty na prosadochnykh i nabukhayushchikh gruntakh)*. *vyschaya shkola, Moscou, 578 pages, pp. 1-358*.
- [45] **PELLISSIER J.P., WILLIAMS A.A.B. (1991)**. development of raft foundations for small structures on heaving clay. *in geotechnics in the african environment. proceedings of the 10th regional conference for africa on soil mechanics and foundation engineering and 3rd international conference on tropical and residual soils, maseru, september 1991, pp. 91-98*.

- [46] **PIDGEON J.T. (1980A)**. *a comparison of existing methods of design of stiffened raft foundations on expansive soils. proceedings, 7th regional conference for africa on soil mechanics and foundation engineering, accra.*
- [47] **PIDGEON J.T. (1980B)**. *the interaction of expansive soil and stiffened raft foundation. proceedings, 7th regional conference for Africa on soil mechanics and foundation engineering, accra.*
- [48] **PIDGEON J.T. (1988)**. *guide to the universal method for the rational design of stiffened raft foundations for small structures. in course on the design of stiffened raft foundations and articulated structures on expansive clays, august 1988, csir, pretoria.*
- [49] **QI Y., AL-MUKHTAR M., ALCOVER J.F & BERGAYA F. (1996)** - "*coupling analysis of macroscopic and microscopic behaviour in highly consolidated na-laponite clays*". *applied clay science, vol. 11, pp. 185-197.*
- [50] **ROUSSET G., (1988)**, *comportement mécanique des argiles profondes – application au stockage de déchets radioactifs, thèse enpc.*
- [51] **RICHARD L.A. (1931)** - "*capillary conduction of liquids through porous medium*". *physics 1, pp.169-173.*
- [52] **RIGBY C.A., DEKENA C.J. (1951)**. *crack resistant housing. 30th annual conference, british institute of municipal engineers, south African district (mimeographed).*
- SAIYOURI N. (1996)** - "*approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées*". *thèse de doctorat, école centrale de paris, 228 p.*
- [53] **SALAS J.A.J., SERRATOSA J.M. (1957)**. *foundations on swelling clays. proceedings, 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London, vol. 1, pp. 424-428.*
- [54] **SAZHIN V.S. (1969)**. *special construction on subsiding and swelling soils (in Russian). osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov, 1969, pp. 22-23.*
- [55] **SHAKHIREV V.,MAGNAN J.P., EJJAOUNI H.(1996)** ,*étude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux .bulletin de liaison des laboratoire des ponts et chaussées,n°206,pp.99-116.*
- [56] **TESSIER D.(1990)** - "*organisation des matériaux argileux en relation avec leur comportement hydrique*". in *decarreau a. (ed.), matériaux argileux, structure, propriétés et applications. paris : société française de minéralogie et de cristallographie, 1990. pp. 387-445. isbn :2-903589-06-*
- [57] **THOMAS M. PETRY, P.E., FASCE, DALLAS N. LITTLE, P.E., FASCE,(2002)**;*«review of stabilization of clays and expansive soils in pavements and lightly loaded structures— history, practice, and future».* *journal of materials in civil engineering. pp: 447.460.*
- vlasov, v.z.,leontev, n.n. (1966). beams, plates and shells on elastic foundations (translated from Russia*

[58] WALSH P.F. (1974). *design of residential slabs on ground. research technical paper n° 5; commonwealth scientific and industrial research organization (csiro), division of building research, Australia.*

[59] WAKIM J, (2005); « *influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses* » thèse doctorat de l'école nationale supérieure des mines de paris. France.

[60] WILLIAMS A.A. (1991A). *the extraordinary phenomenon of chemical heaving and its effect on buildings and roads. in geotechnics in the african environment. proceedings of the 10th regional conference for africa on soil mechanics and foundation engineering and 3rd international conference on tropical and residual soils, maseru, september 1991, pp. 91-98.*

[59] WILLIAMS A.A. (1991B). *new options for foundations on heaving clays. in geotechnics in the african environment. proceedings of the 10th regional conference for africa on soil mechanics and foundation engineering and 3rd international conference on tropical and residual soils, maseru, september 1991, pp. 243-247.*

[60] WILLIAMS A.A.B., PIDGEON J.T., DAY P. (1985). *expansive soils. problem soils in south africa. state of the art. the civil engineer in south africa, vol. 27, n°7, pp. 367-377.*

[61] YONG R.N. & WARKENTIN B.P. (1966) *"interaction to soil behavior". macmillan, new york.*