

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université 20 Août 1955 de SKIKDA

Faculté des sciences de l'ingénieur

Département de Génie Civil

Ecole Doctorale

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de

Magister en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème :

MODELISATION NUMERIQUE DU TASSEMENT ET DE LA CONSOLIDATION DES SOLS SOUS L'ŒDOMÈTRE

Présentée par :

ARABET LEILA

Le : 06 – 04 – 2010

Devant le jury composé de :

BELACHIA Mouloud	Président	Pr	Université de Skikda
MEKSAOUINE Mohamed	Rapporteur	MC	Université de Annaba
MESSAST Salah	Examineur	MC	Université de Skikda
HIDJEB Mustapha	Examineur	MC	Université de Skikda

Remerciements

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en Post-graduation.

Avant d'entrer dans la vif du sujet, je souhaite tout particulièrement dédie ce modeste travail à la mémoire de Pr : HAMAMI Mounir (que dieu le tout puissant accorde au défunt sa sainte miséricorde et l'accueille en son vaste paradis), pour m'avoir initié à la géotechnique.

Je remercie chaleureusement, le directeur de ce mémoire M : MEKSAOUINE Mohamed, j'ai beaucoup apprécié sa méthode de travail, la liberté qu'il m'a laissée dans l'organisation de cette recherche et son encouragement nombreux.

Mes plus sincères remerciements vont également aux membres du jury, qui ont accepté d'examiner ce mémoire.

J'adresse un grand merci au Pr : HOUARI Hocine pour mes aides, sans oublier Madame : BELHANNACHI Nassira et l'équipe du laboratoire des travaux publique de l'est Direction de CONSTANTINE.

Enfin, je tiens à remercier profondément ma famille pour leur soutien et leurs encouragements incessants, et toute personne ayant collaboré ce travail.

Résumé

Le sol toujours été l'objet d'interrogation et de recherche et dans toutes les civilisations, les hommes se sont toujours préoccupés par ses problèmes. Le problème de consolidation a été le plus compliqué, puisqu'il est principalement lié à deux facteurs « le temps » et « l'espace ».

Dans cette thèse, nous avons traité ce problème avec l'utilisation du code éléments finis PLAXIS, mais la question a été posée : « *Est-ce que les résultats obtenus par ce code, sont conformes aux expérimentations et aux théories fondamentales de la consolidation, ou non ?* ».

Pour répondre à cette question, nous avons modélisés numériquement avec PLAXIS 2D le tassement et la consolidation unidimensionnelle sous l'œdomètre pour différents échantillons du sol. Ensuite, en confrontant les résultats obtenus numériquement : « courbe de compressibilité et de consolidation », aux résultats obtenus en laboratoire.

Finalement, nous avons variés les différents paramètres qu'ils ont influés sur le phénomène de consolidation dans le code éléments finis PLAXIS et en interprétant les résultats obtenus à l'aide des théories fondamentales de consolidation.

Mots Clés :

Consolidation, Tassement, Œdomètre, Modélisation numérique, Le code éléments finis PLAXIS.

ملخص

التربة دائما كانت موضع تساؤلات و بحوث ففي كل الحضارات قبل البناء الإنسان كان دائما مشغولا بمشاكله .
من بين المشاكل المعقدة نجد ظاهرة الدعم لأنها متعلقة أساسا بعاملين هما الوقت " و الفضاء " .

في هذه المذكرة سنعالج هذا المشكل باستعمال قانون العناصر المنتهية بلاكسيس، لكن السؤال الذي يطرح :

هل النتائج المتحصل عليها من قبل هذا القانون متناسبة مع النتائج التجريبية و النظريات الأساسية للدعم أم لا " .

للإجابة عن هذا التساؤل، نقوم بنموذجة رقمية للإنكباس و الدعم ذو البعد الواحد تحت الأودومتر باستعمال

بلاكسيس، لمختلف عينات التربة . بعد ذلك نطابق النتائج المتحصل عليها رقميا مع نتائج المختبر .

أخيرا، نقوم بتغيير العوامل المؤثرة في الدعم داخل قانون العناصر المنتهية بلاكسيس، و نحصر النتائج المتحصل عليها

بالاستعانة بنظريات الدع .

كلمات المفاتيح :

الدعم، الانكباس، الأودومتر، النموذجة الرقمية، قانون العناصر المنتهية بلاكسيس .

Table des matières

<i>Remerciements</i>	<i>i</i>
<i>Résumé</i>	<i>ii</i>
<i>Table des matières</i>	<i>iv</i>
<i>Table des figures</i>	<i>viii</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>xi</i>
<i>Liste des abaques</i>	<i>xii</i>
<i>Liste des notations</i>	<i>xiii</i>
Chapitre 1 : Introduction générale	
Chapitre 2 : Etude bibliographique	
Partie I : Tassement et compressibilité du sol	
I-1 Introduction	03
I-2 Composantes du tassement	04
I-2-1 Tassement immédiat	04
I-2-1-1 Introduction	04
I-2-1-2 Distribution du tassement immédiat	06
I-2-1-3 Calcul du tassement immédiat	08
I-2-1-4 Evaluation du module d'élasticité du sol E_u	10
I-2-2 Tassement de consolidation	12
I-2-3 Compression secondaire	13
I-3 Compressibilité de sol	13
I-3-1 Introduction	13
I-3-2 Comparaison entre la compressibilité des sols pulvérulents et fins	14
I-3-3 Description de l'appareillage et procédure d'essai oedométrique	15
I-3-3-1 Introduction	15
I-3-3-2 Cellule oedométrique	15
I-3-3-3 Système de mise en charge	17
I-3-3-4 Préparation et montage de l'éprouvette soumise à l'essai	19

I-3-3-5 Procédure de l'essai	26
I-3-3-6 Courbe de consolidation et de compressibilité	28
I-3-4 Paramètre de compressibilité	31
I-3-4-1 Contrainte de préconsolidation	31
I-3-4-2 Coefficient de compressibilité	33
I-3-4-3 Coefficient de changement de volume	33
I-3-4-4 Indice de compressibilité	34
I-3-4-5 Indice de gonflement	35
I-3-4-6 Module oedométrique	36
I-3-5 Classification des sols selon la compressibilité	36
I-3-5-1 Introduction	36
I-3-5-2 Sol normalement consolidé	36
I-3-5-3 Sol surconsolidé	37
I-3-5-4 Sol sousconsolidé	37
I-4 Expression du tassement oedométrique	38
I-5 Conclusion	40
Partie II : Vitesse de consolidation	
II-1 Introduction	42
II-2 Phénomène de la consolidation	43
II-3 Théorie de consolidation unidimensionnelle	45
II-3-1 Introduction	45
II-3-2 Hypothèses	45
II-3-3 L'équation de la consolidation	46
II-3-3 Solution mathématique de l'équation	48
II-3-5 Degré de consolidation et facteur de temps	50
II-4 Détermination du coefficient de consolidation	53
II-4-1 Introduction	53
II-4-2 Méthode du logarithme du temps de Casagrande	53
II-4-3 Méthode de la racine carrée du temps de Taylor	56
II-4-4 Méthode à partir de la mesure du coefficient de perméabilité	58
II-5 Evaluation de la consolidation secondaire	59
II-6 Tassement final	64

II-7 Les tassements admissibles et différentiels	66
II-8 Conclusion	67

Chapitre 3 : Présentation de l'outil de modélisation numérique PLAXIS 2D

3-1 Introduction	68
3-2 Méthode des éléments finis en géomécanique	69
3-2-1 Introduction	69
3-2-2 Concepts de base	69
3-2-3 Les éléments finis et la géomécanique	70
3-2-4 Formulation de la MEF en géomécanique	70
3-3 Option par défaut, solution approchée dans le code d'élément finis PLAXIS	75
3-4 Les modèles de comportement des sols dans le code d'élément finis PLAXIS	76
3-4-1 Introduction	76
3-4-2 Contrainte totales, effectives et pressions interstitielles	77
3-4-3 Modèle élastique linéaire	77
3-4-4 Modèle de Mohr-Coulomb	78
3-4-5 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model H.S.M)	80
3-4-6 Modèle pour sol mous (Soft Soil Model S.S.M)	82
3-4-7 Modèle pour sol mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M)	85
3-5 Conclusion	87

Chapitre 4 : Modélisation numérique

4-1 Introduction	88
4-2 Modélisation numérique de l'essai oedométrique à chargement par palier	89
4-2-1 Introduction	89
4-2-2 Modèle utilisé	89
4-2-3 Les conditions aux limites	90
4-2-4 détermination les paramètres du calcul pour les différents lois de comportement	90
4-2-5 Génération des contraintes initiales	95
4-2-6 Les phases du calcul numérique	97
4-2-7 Les résultats obtenus	98
4-2-8 Conclusion	104

4-3 Modélisation numérique de l'essai oedométrique à chargement constante	105
4-3-1 Introduction	105
4-3-2 Génération des contraintes initiales	105
4-3-3 Les phases du calcul numérique	106
4-3-4 Les résultats obtenus	107
4-3-5 Conclusion	113
4-4 Etude paramétrique	114
4-4-1 Exemple d'initialisation des contraintes	114
4-4-2 L'influence du coefficient de perméabilité	115
4-4-3 L'influence de l'indice de compression secondaire	117
4-4-4 L'influence de la vitesse de chargement	118
4-4-5 L'influence d'épaisseur de l'échantillon	119
4-4-6 Conclusion	121
Chapitre 5 : Conclusion et perspectives	122
Annexe A : Distribution des contraintes	124
Annexe B : Courbe de compressibilité	131
Références Bibliographiques	134

Table des figures

I-1	Tassement immédiat	05
I-2	Distribution du déplacement vertical (sol argileux)	06
I-3	Distribution du déplacement vertical (sol sableux)	07
I-4	Distribution de pression de contact sous une fondation rigide	07
I-5	Détermination du module Young à partir de l'essai de plaque	11
I-6	Corrélation $c_u, (s_u), E_u, OCR$	12
I-7	Comparaison entre la compressibilité des sols fins et pulvérulents	14
I-8	Cellules oedométriques	17
I-9	Système mécanique de chargement par poids (Bâtis Bishop)	18
I-10	Bras de levier	18
I-11	Système mécanique de chargement hydraulique	19
I-12	Vue de carottier	20
I-13	Paramètres géométrique d'un carottier Hvorslev	20
I-14	Les différentes phases du carottage	22
I-15	Remontée du carottier et extraction des carottes	22
I-16	Conservation des carottes	22
I-17	Conditionnement des échantillons pour le transport	23
I-18	Une balance	24
I-19	Principe de l'essai à drainage radial	28
I-20	Courbe de consolidation	29
I-21	Courbe de compressibilité	30
I-22	Construction de Casagrande (1936)	31
I-23	Reconstitution de la courbe oedométrique <i>in situ</i> par la méthode de Schmetann	32
I-24	Indice de compression C_c	34
I-25	Indice de gonflement C_s	35
I-26	Classification des sols selon la compressibilité	38
I-27	Compressibilité du sol selon son état de consolidation en place	39
II-1	Analogie de ressort pour la consolidation	44
II-2	Couche de compressible chargée en surface et drainée sur ses deux faces	47

II-3	La distribution de l'excès de pression interstitielle	49
II-4	Courbe de U_{moy} en fonction du T_v	52
II-5	Détermination de la valeur de t_{50} par la méthode de Casagrande	55
II-6	Théorie de Terzaghi sur la consolidation et la courbe expérimentale caractéristique utilisée	56
II-7	Détermination de la valeur de c_v par la méthode de racine carrée mise au point par Taylor	57
II-8	Coefficient de perméabilité verticale en (m/sec)	58
II-9	Comportement en compression secondaire caractéristique selon l'hypothèse de Raymond et Wahls (1976)	62
II-10	Effet du temps sur la relation contrainte indice des vides en compression unidimensionnelle	63
II-11	Corrélation de Skempton et Bjerrum	65
3-1	Les actions sur le domaine Ω	71
3-2	Le domaine Ω discrétisé	72
3-3	Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion	78
3-4	Définition du module à 50% de la rupture	79
3-5	Surface de limite élastique du modèle H.S.M dans le plan (p,q) et dans l'espace des contraintes principales	81
3-6	Représentation de la relation hyperbolique gérant l'écroutissement du modèle H.S.M	81
3-7	Définition du paramètre E_{oed}^{ref} à partir des résultats d'un essai oedométrique	82
3-8	Représentations de l'essai oedométrique	83
3-9	Surface de charge elliptique	84
3-10	La consolidation et le comportement du fluage dans un essai oedométrique standard	86
3-11	Diagramme de p^{eq} dans le plan p,q	86
4-1	Modélisation numérique de la géométrie de l'éprouvette	90
4-2	Les conditions aux limites	91
4-3	Module d'Young d'après l'essai triaxial	92
4-4	Cercle de Mohr non drainée	93
4-5	Indices de compressibilité C_c et de gonflement C_s	94
4-6	L'indice de fluage	96
4-7	Conditions aux limites hydrauliques	97
4-8	Illustration de la contrainte verticale de préconsolidation en relation avec la contrainte <i>in situ</i>	97
4-9	Les étapes du calcul numérique sur l'écran du logiciel Plaxis Calculate	99
4-10	Courbe de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb	100
4-11	Courbe de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model	102
4-12	Courbe de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la	104

	loi de comportement Soft Soil Creep Model	
4-13	Condition aux limites hydrauliques	107
4-14	Courbe de consolidation obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation des la loi de comportement Mohr-Coulomb	108
4-15	Courbe de consolidation obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation des la loi de comportement Soft Soil Model	110
4-16	Courbe de consolidation obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation des la loi de comportement Soft Soil Creep Model	112
4-17	Courbe de consolidation obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation des la loi de comportement S.S.C.M pour une consolidation de $1 \cdot 10^{16}$ jours	113
4-18	Comparaison des tassements calculés avec Plaxis sur un œdomètre, contraintes initialisées par K_0 et par POP	116
4-19	L'influence du coefficient de perméabilité sur la courbe de compressibilité calculée avec Plaxis	117
4-20	L'influence du coefficient de perméabilité sur les tassements calculés avec Plaxis	117
4-21	La relation entre μ et le tassement secondaire.	118
4-22	L'influence du coefficient de fluage sur le tassement	119
4-23	L'effet du chargement de temps	120
4-24	L'effet de l'épaisseur d'échantillon modélisé	121
A-1	Approximation 2/1 pour la distribution des contraintes verticales avec la profondeur	125
B-1	Courbe de tassement- $\log \sigma_v$: pour l'échantillon de limon avec l'utilisation de la loi de comportement S.S.C.M	132
B-2	Courbe de compressibilité : pour l'échantillon de limon avec l'utilisation de la loi de comportement S.S.C.M	133

Liste des tableaux

I-1	Facteur d'influence pour un déplacement vertical sous une surface flexible supportant une charge uniforme	06
I-2	L'indice de compression de différents types de sol	35
II-1	Valeurs du rapport (C_α/C_c) pour des sols à l'état naturel	63
II-2	Quelques valeurs des tassements absolus et différentiels limités	66
3-1	Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ^* et κ^*	83
4-1	Les paramètres de la loi Mohr-Coulomb	93
4-2	Les paramètres de la loi Soft Soil Model	95
4-3	Les paramètres de la loi Soft Soil Creep Model	96
4-4	Les étapes de calcul numérique par Plaxis pour les essais oedométriques à chargement par palier	98
4-5	Caractéristique de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb	101
4-6	Caractéristique de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model	103
4-7	Caractéristique de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Creep Model	105
4-8	Les étapes de calcul numérique par Plaxis pour les essais oedométriques à chargement constante	107
4-9	Caractéristiques de consolidation obtenues par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb	109
4-10	Caractéristiques de consolidation obtenues par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model	111
4-11	Caractéristiques de consolidation obtenues par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Creep Model	113
4-12	Les caractéristiques de lion en condition drainée	119
B-1	Les tassements à fin de consolidation pour chaque palier de chargement obtenus par le logiciel Plaxis	132

Liste des abaques

I-1	Coefficient μ_0 et μ_1 pour le déplacement vertical immédiat	08
I-2	Coefficients α , α_{av} et α_r pour le déplacement Vertical immédiat	09
I-3	Tassement moyen d'une surface rectangulaire d'après FOX	10
A-1	Relation entre NB et r/z pour une charge ponctuelle, d'après Taylor (1948)	127
A-2	Valeur de I pour une contrainte verticale sous le coin d'une surface rectangulaire uniformément chargée (d'après la U.S. Navy, 1971).	128
A-3	Valeur de I pour une contrainte verticale sous le coin d'une surface rectangulaire uniformément chargée (d'après Foster et Ahlvin, 1954, cité par U.S. Navy, 1971)	129
A-4	Valeur des coefficients d'influence pour une contrainte verticale sous un remblai de très grande longueur (d'après la U.S. Navy, 1971 et Osterberg, 1957).	130
A-5	Valeur des coefficients d'influence pour une contrainte verticale sous les coins d'une charge triangulaire de longueur limitée (d'après la U.S. Navy, 1971).	130

Liste des notations

Lettres latines :

S_i :	Tassement immédiat
S_c :	Tassement de consolidation primaire
S_s :	Tassement de consolidation secondaire
S_{abs} :	Tassement absolu calculé
\bar{S}_{abs} :	Tassement absolu admissible
S_d :	Tassement différentiel calculé
\bar{S}_d :	Tassement différentiel admissible
q :	Charge uniformément répartie
E :	Module d'élasticité du sol (ou module de Young)
E_{50} :	Module d'élasticité correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture
E_{oed} :	Module oedométrique
I_s :	Coefficient d'influence
e :	Indice des vides
e_0 :	Indice des vides initiaux
H :	Hauteur de l'éprouvette
h_p :	Hauteur de solide équivalente ou hauteur de pleins
P_s :	Poids sec du solide
S :	Surface
a_v :	Coefficient de compressibilité
m_v :	Coefficient de changement de volume
C_c :	Indice de compressibilité
C_s :	Indice de gonflement
C_v :	Coefficient de consolidation
C_α :	L'indice de compression secondaire
$C_{\alpha e}$:	L'indice de compression secondaire modifié
OCR :	Degré de consolidation
POP :	Coefficient de préconsolidation
k :	Coefficient de perméabilité

h :	Charge hydraulique
T_v :	Facteur de temps de consolidation
U_v :	Degré de consolidation
R :	Lecture micrométrique à temps t
K_θ :	Coefficient des terres au repos
C :	Cohésion
G :	Module de cisaillement
u :	Vecteur de déplacement réel
u^* :	Vecteur de déplacement virtuel
R :	Lecture micrométrique à temps t

Lettres grecques :

ν :	Coefficient de Poisson
γ_s :	Densité relative du solide
γ_w :	Densité relative de l'eau
σ_p :	Contrainte de préconsolidation
σ_{v0} :	Contrainte verticale initiale
σ' :	Contrainte effective
σ_1 :	Contrainte totale majeure
σ_3 :	Contrainte totale mineure
ε_v :	Déformation volumique
ε_a :	Déformation axiale
μ :	Pression interstitielle
λ^* :	Indice de compressibilité utilisé dans le modèle S.S.M et S.S.C.M
κ^* :	Indice de gonflement utilisé dans le modèle S.S.M et S.S.C.M
μ^* :	Indice de fluage utilisé dans le modèle S.S.C.M
ψ :	Angle de dilatance

Chapitre 1

Introduction Générale

La mécanique des sols et des roches s'intéresse des sols compressible, car les dépôts de ces sols recouvrent une grande partie de la terre, c'est donc naturellement qu'un effort de recherche important et continu a été déployé dans le monde pour résoudre les problèmes posés par la construction d'ouvrage sur ces sols.

Les caractéristiques de compressibilité du sol sont les plus intéressées pour connaître la structure de ces sols; ils ont calculés par les essais oedométriques (le plus souvent les essais oedométriques à chargement par palier et à chargement constante).

L'objectif de cette thèse est de calculer ces caractéristiques à l'aide du code des éléments finis PLAXIS 2D, donc nous avons simulées les tassements de consolidation sous l'oedomètre, et en confrontant les résultats obtenus aux expérimentations et aux théories fondamentales de la consolidation. Dans ce but nous avons notamment trouvé un modèle mathématique, qu'il permet de prédire avec une fiabilité acceptable le comportement de ces sols.

Il faut donc partir d'une base expérimentale assez vaste cela suppose une connaissance préalable de la structure des matériaux étudiées qui aide à interpréter les résultats d'essai de simulation.

Cette méthodologie conduit naturellement au plan de notre recherche dont un résumé est donné ci-après :

Le chapitre 2 sera consacré à l'étude bibliographique de tassement et compressibilité des sols, il sera divisé en deux parties :

- La première sera consacrée à la définition des différents composantes du tassement, ensuite nous serons exposés des principales recherche menés sur l'interprétation du compressibilité des sols, dans le but d'estimer ses différents caractéristiques et pour montre les facteurs d'influence sur elles.
- La deuxième sera exposé une étude détaillée de la consolidation primaire et secondaire, cette étude montre l'influence des différents paramètres sur ces compressions et de calculer la vitesse et le taux de consolidation.

Le chapitre 3 sera consacré aux modèles du comportement, employés dans les simulations numériques.

Tout d'abord, nous donnerons les notions fondamentales de la méthode des éléments finis et un aperçu historique de code Plaxis.

Finalement, nous présenterons une étude bibliographique des quelques modèles utilisés dans le code Plaxis tel que : le modèle Mohr-Coulomb et le Soft Soil Model...etc.

Chapitre 4 sera consacré sur la modélisation numérique des essais oedométriques à l'aide du logiciel Plaxis. Nous comparons les résultats obtenus à ceux réalisés en laboratoire et aux différentes théories de consolidation, dans le but de caler le modèle utilisé par rapport au modèle réel et de valider d'améliorer ou de confirmer les hypothèses de la loi de comportement utilisée.

Finalement, le chapitre 5 tire les conclusions de travail et propose quelques pistes pour des développements futurs.

Tassement et Compressibilité du Sol

I-1 Introduction :

Le sol, comme tous les autres matériaux, se déforment lorsqu'on leur applique une charge. Conformément aux principes généraux de la mécanique des sols, ces déformations sont liées à des variations des contraintes effectives, c'est-à-dire à des variations de la différence entre les contraintes totales et la pression de l'eau interstitielle, quand le sol est saturé. Les contraintes totales sont créées par les forces de pesanteur et par les autres charges appliquées à la surface du sol (par des remblais, des fondations superficielles, des radiers...etc) ou à l'intérieur du massif de sol (fondations profondes, tunnels...etc.). Il existe donc deux façons de faire varier les contraintes effectives dans le sol : en augmentant les charges qui lui sont appliquées, ou en faisant varier la pression de l'eau interstitielle (par rabattement de la nappe, en général). Dans le cas des sols secs, la pression de l'eau interstitielle est nulle et les déformations sont directement liées aux variations des charges appliquées. Le cas intermédiaire des sols non saturés (degré de saturation inférieure à 80%) est plus complexe. Donc le cas le plus défavorable est lorsque le sol est totalement saturé.

L'amplitude des déplacements du sol dépend de nombreux facteurs : la nature du sol, les conditions de drainages, le temps, la charge appliquée, la géométrie de la couche déformable...etc.

Dans très nombreux problèmes, la surface du massif de sol est horizontale et les charges appliquées sont verticales. Dans ce cas, les déformations verticales du sol sont, en général, prépondérantes. Si, de plus, la charge appliquée à la surface du sol, est à peu près uniforme, et si les dimensions de la zone chargée sont grandes par rapport à l'épaisseur de la couche compressible (rapport $\frac{\text{largeur}}{\text{épaisseur}} > 2$), on peut admettre que les déformations au milieu de la zone chargée sont uniquement verticales, ces déformations sont appelées « *tassement* ».

Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des formations des structures, et parmi elles, la détermination des tassements. Cette connaissance des tassements doit être la plus complète possible pour le bon comportement ultérieur de l'ouvrage.

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser par la suite : il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation (primaire et secondaire) ; la consolidation est un phénomène élasto-plastique, différé dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Parfois, le tassement ne se stabilise pas et continue au-delà de la fin supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors de tassement à long terme et ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage.

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad \dots \dots \text{(I-1)} \quad \text{Où} \quad \begin{cases} S_i : \text{tassement immédiat.} \\ S_c : \text{tassement de consolidation primaire, lié au temps.} \\ S_s : \text{tassement secondaire, aussi lié au temps.} \end{cases}$$

Donc on présente dans cette partie les principales recherches menées sur l'interprétation du tassement et de la compressibilité du sol, dans le but d'expliquer et calculer les différents paramètres de ce phénomène.

I-2 Composantes du tassement :

I-2-1 Tassement immédiat :

I-2-1-1 Introduction :

Ce tassement est appelée aussi tassement initial ou compression élastique. Il se passe immédiatement après application de la charge sur le sol. Dans la conception de semelle il faut tenir compte des tassements immédiats, celle-ci provoque une déformation vers l'extérieur de la semelle de fondation.

Même si le tassement immédiat ne peut être qualifié d'élastique, on l'évalue généralement en se basant sur la théorie d'élasticité. Les équations qui s'expriment ce type de tassement sont semblables, principalement, à celle que l'on utilise pour évaluer la déformation d'une colonne sous une charge axiale. Dans la plupart des fondations cependant, le chargement est tridimensionnel, ce qui entraîne une distorsion du sol de fondation. Il est difficile d'évaluer convenablement le module de compression et le volume de sol soumis à ces contraintes externes.

Le tassement élastique sous une charge peut être étudié par les mêmes méthodes que celles utilisées pour le calcul des contraintes verticales, le domaine de validité de ces solutions est cependant plus réduit. La théorie de BOUSSINESQ a montré que le déplacement vertical S_i sur un rayon r dû à une charge ponctuelle appliquée à une surface d'un solide élastique et semi-indéfini est :

$$S_i = \frac{Q(1 - \mu^2)}{\pi E r}$$

Le tassement provoqué par une surface uniformément chargée peut être déterminé par l'intégration de l'expression de BOUSSINESQ. Par exemple pour une surface de chargement circulaire de rayon a , la charge sur un élément ABCD est « $q r d\theta dr$ ». D'où le tassement total au centre de la surface est :

$$S_i = \int_0^{2\pi} \int_0^a \frac{q r (1 - \mu^2)}{\pi E r} d\theta dr$$

$$S_i = \frac{2 q (1 - \mu^2) a}{E}$$

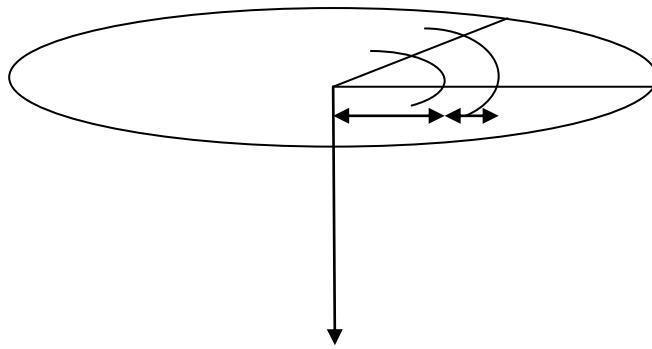


Fig I-1 : Tassement immédiat

On trouve par exemple pour le tassement immédiat d'une semelle flexible uniformément chargée:

$$S_i = \frac{2 q B}{E} (1 - \nu^2) I_s \dots \dots \dots \text{(I-2)}$$

q : charge uniforme.

E : module d'élasticité du sol.

ν : Coefficient de POISSON.

B : Le diamètre ou la largeur de la fondation.

I_s : Coefficient d'influence qui dépend de la forme de la semelle et de la position du point où l'on veut déterminer le tassement.

D'après l'équation (I-2) le déplacement immédiat S_i est proportionnel à la pression uniforme q et la largeur B de la surface de chargement.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de coefficient d'influence pour les formes de semelle les plus usuelles. Lorsque la semelle est rigide, le coefficient d'influence est légèrement plus faible (0.78 pour un cercle et 0.88 pour un carré par exemple).

Forme de la surface	I_s		
	Centre	Coin	Moyen
Carré	1.12	0.56	0.95
Rectangle ($\frac{L}{B} = 2$)	1.52	0.76	1.30
Rectangle ($\frac{L}{B} = 3$)	1.78	0.89	1.52
Rectangle ($\frac{L}{B} = 5$)	2.10	1.05	1.83
Rectangle ($\frac{L}{B} = 10$)	2.58	1.29	2.25
Cercle	1.00	0.64	0.85

Tab I-1 : Facteur d'influence pour un déplacement vertical sous une surface flexible supportant une charge uniforme.

Donc la méthode classique du calcul des tassements se décompose en trois parties :

- ✓ L'analyse des caractéristiques (module d'élasticité E et module de Young ν) des différentes couches du sol mise en évidence par des contraintes régnant aux diverse profondeurs avant l'application des surcharges.
- ✓ La détermination mathématique des contraintes effectives au sein de massif (voir annexe A).
- ✓ L'évaluation enfin des déformations résultant de pression verticales exercées.

La distribution du tassement élastique sous une surface de chargement est fonction de sa raideur et du sol de fondation.

I-2-1-2 Distribution du tassement immédiat :

✓ Surface de chargement supposé flexible :

➤ Cas d'un sol argileux :

Si la surface de chargement est supposée flexible, la distribution du déplacement vertical S_i est de la forme donnée sur la figure I-2, qui montre que la surface de chargement et le sol exercent l'un sur l'autre une pression uniforme.

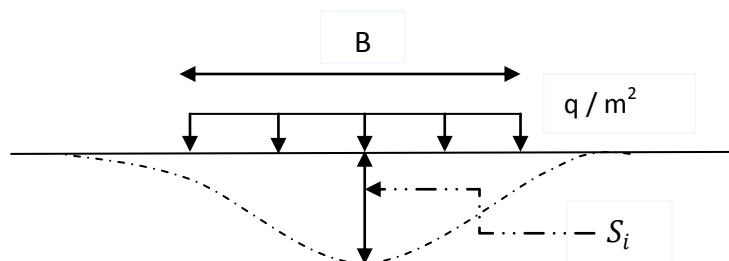
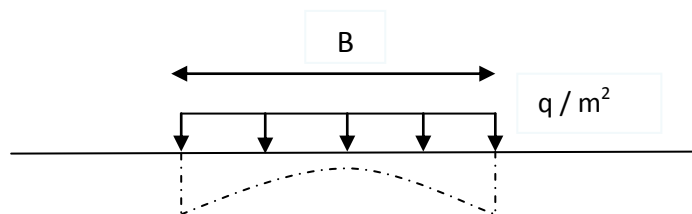


Fig I-2 : Distribution du déplacement vertical (sol argileux).

Dans le cas d'un dépôt d'argile saturée et homogène le module d'élasticité est supposé constant, la distribution indiquée sur la figure est adoptée. Pour ce type d'argile saturée ce sont les caractéristiques non drainés qu'il faut prendre en compte.

➤ **Cas d'un sol sableux :**

Dans le cas d'un sol sableux, la distribution du déplacement vertical S_i est de la forme donnée sur la figure I-3, la valeur du module d'élasticité varie avec la profondeur, il varie aussi à travers la largeur de la surface de chargement, il est plus élevé au centre de la surface de chargement que sur les cotés. La pression de contact est uniforme à cause de la variation du module d'élasticité et l'hétérogénéité du sol. La théorie d'élasticité n'est pas adéquate pour les sables, elle l'est que si le module d'élasticité E est supposé constant.



FigI-3 : Distribution du déplacement vertical (sol sableux).

✓ **Surface de chargement supposée rigide :**

Pour les sables et les argiles le déplacement vertical S_i est uniforme à travers la largeur de la surface de chargement (figure I-4), et son amplitude est approximativement égale à la moyenne arithmétique d'un déplacement pour une surface de chargement flexible.

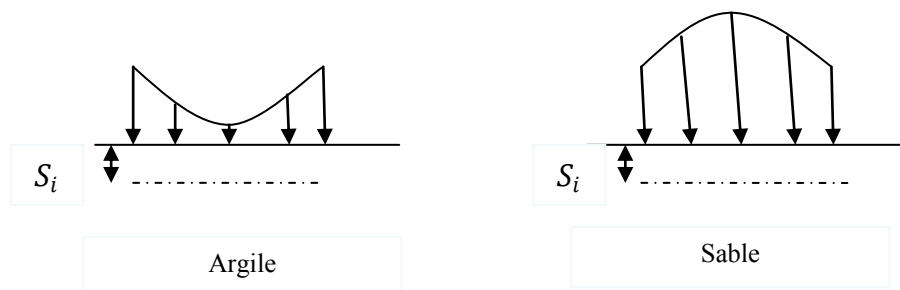


Fig I-4 : Distribution de pression de contact sous une fondation rigide.

I-2-1-3 Calcul du tassement immédiat :

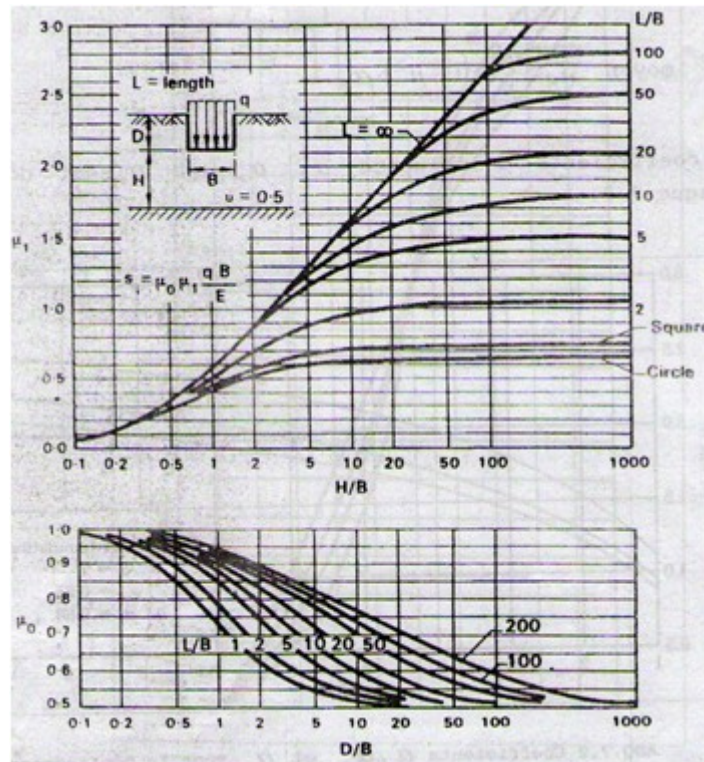
➤ Méthode JUMBU, BJERRUM et KJAERNSKI :

Le déplacement immédiat S_i dans un sol saturé se produit rapidement, d'où le changement de volume est nul et le coefficient de Poisson égal à 0.5 pour un tel sol la valeur de la moyenne arithmétique du déplacement vertical S_i , pour une surface de chargement flexible avec une charge uniforme q , a été présentée par JUMBU :

$$S_i = \mu_0 \mu_1 \frac{q B}{E_u}$$

Cette équation est utilisée pour n'importe quelle forme de surface de chargement qu'elle soit rectangulaire, circulaire ou filante et à n'importe quelle profondeur dans le sol. μ_0 et μ_1 sont des coefficients qui dépendent des dimensions de la surface de chargement et de la profondeur de la couche rocheuse. Ces deux coefficients sont donnés par l'abaque I-1.

Si le sol est hétérogène et composé d'un certain nombre de couches ayant différents module d'élasticité, le principe de superposition sera alors utilisé.



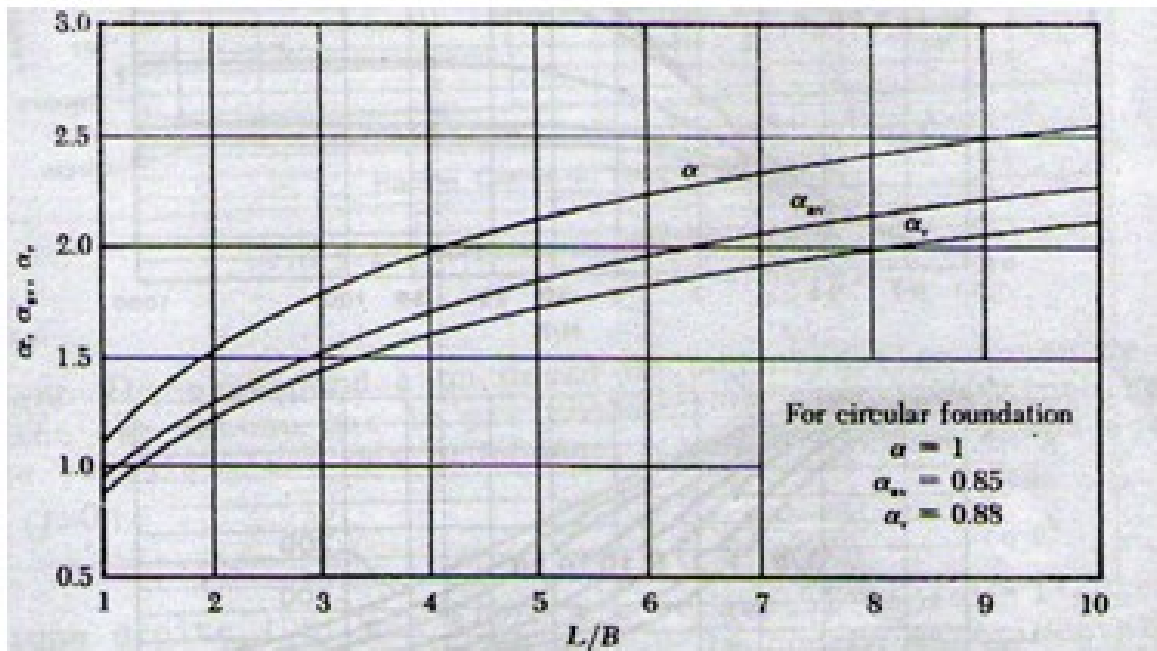
Abaque I-1 : Coefficient μ_0 et μ_1 pour le déplacement vertical immédiat.

➤ **Méthode HARR et col :**

Cette équipe en 1966 a proposé les équations suivantes pour trouver les déplacements élastiques sous une fondation flexible :

- ❖ Coin : $S_i = \frac{q B}{E_s} (1 - \mu^2) \frac{\alpha}{2}$
- ❖ Centre : $S_i = \frac{q B}{E_s} (1 - \mu^2) \alpha_r$
- ❖ Moyen : $S_i = \frac{q B}{E_s} (1 - \mu^2) \alpha_{av}$

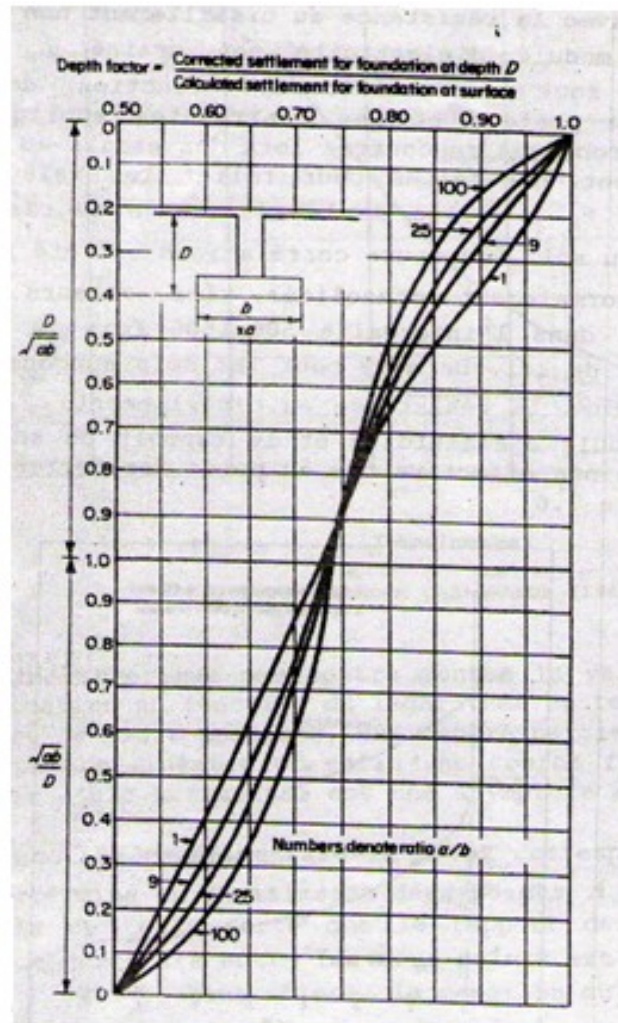
Les coefficients d'influence α , α_{av} et α_r sont donnés par l'abaque I-2.



Abaque I-2 : Coefficients α , α_{av} et α_r pour le déplacement Vertical immédiat.

➤ **Tassement d'une surface de chargement assis à une profondeur dans le sol :**

La position de la surface de chargement influe énormément sur l'amplitude du tassement vertical S_i . Le tassement moyen d'une surface rectangulaire ayant pour dimensions ($B \times L$) peut être déterminé à partir de l'abaque I-3 de FOX.



Abaque I-3 : Tassement moyen d'une surface rectangulaire d'après FOX.

I-2-1-4 Evaluation du module d'élasticité du sol E_u :

➤ Essai de plaque :

Pour conduire cet essai, une plaque très rigide en acier circulaire de 722 mm de diamètre ou carrée de 305 mm de côté et une épaisseur de 25 mm est utilisée. Cette plaque est surmontée d'un fût métallique. La mise en charge est faite rapidement par l'intermédiaire d'un vérin. Les résultats représentés sur un repère cartésien comme montré sur la figure I-5. L'interprétation de ces résultats doit être faite avec beaucoup d'attention. En effet la courbe montre un comportement purement élastique au début « ligne AB ». L'adoption du module d'élasticité correspondant à cette portion sous estime la valeur réelle du module E_u . Sa valeur exacte est obtenue en traçant une ligne sécante « AC » à la courbe au niveau de la pression

nette de la fondation. Mieux encore, E_u peut être obtenu par la sécante « AD » égale à 1.5 fois la pression résiduelle de la fondation.

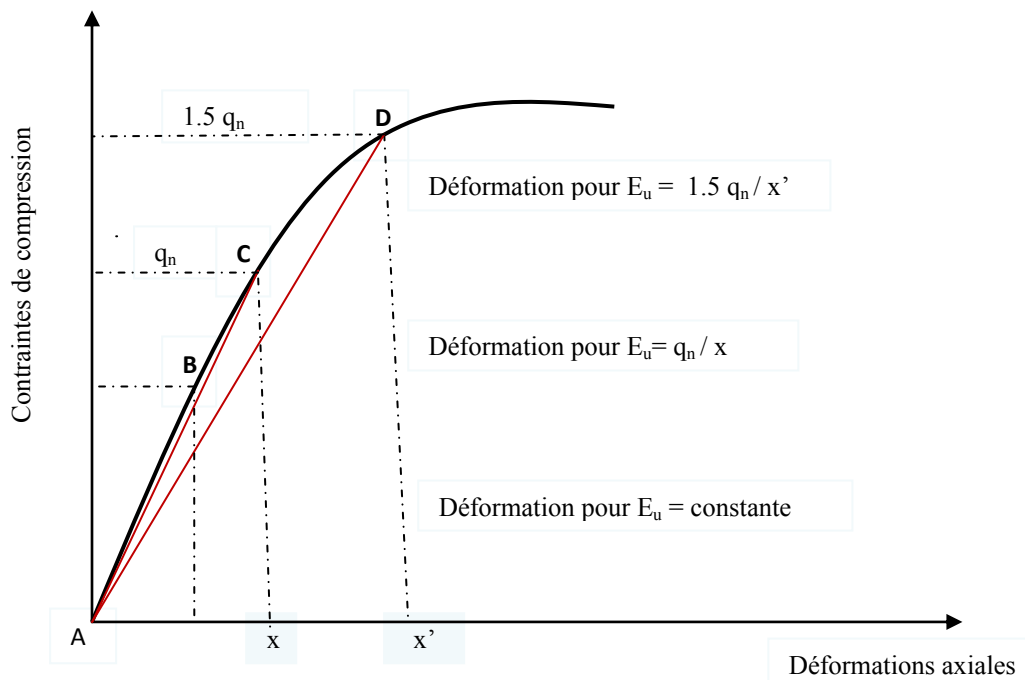


Fig I-5 : Détermination du module de Young à partir de l'essai de plaque

➤ Essai triaxial :

Lorsque des échantillons non remaniés peuvent être obtenus, l'essai consolidé non drainé au triaxial est utilisé pour évaluer le module d'élasticité du sol E_u . L'échantillon est à priori consolidé à une pression hydrostatique égale à la contrainte effective due au poids propre des terres au niveau du prélèvement. Le sol est ensuite cisailé non drainé jusqu'à la rupture afin d'obtenir la variation de la contrainte déviateur σ_{dev} en fonction de la déformation axiale verticale ε_1 . La partie initial de la courbe n'est jamais une droite et pour la valeur de E_u une ligne droite est tracée à partir de l'origine jusqu'à la valeur de la pression qui sera exercée par la fondation sur le sol. L'inconvénient majeur de cette méthode est la grande difficulté de prélever et de garder des échantillons intacts malgré la tentative de reconsolider ces échantillons remaniés au laboratoire, les résultats et les valeurs obtenus ne sont pas tellement fiables.

➤ Corrélation avec la résistance au cisaillement non drainée :

Les valeurs du module d'élasticité non drainé E_u évaluées au laboratoire sont particulièrement fonction de l'état de l'échantillon prélevé et des contraintes appliquées. Vu ces différents problèmes rencontrés lors des essais au triaxial, des tentatives ont été faites pour relier les valeurs du module d'élasticité E_u à celles de la résistance au cisaillement non drainée c_u du sol. Plusieurs corrélations ont été proposées pour les sols normalement consolidés. Les valeurs de E_u sont généralement dans l'intervalle 500 – 1500 fois la résistance au cisaillement

du sol. De même pour les sols surconsolidés E_u est de 150 – 800 fois la résistance au cisaillement c_u . Une relation entre le module d'élasticité et le rapport de surconsolidation et la contrainte effective due au poids des terres est présentée sur la figure I-6.

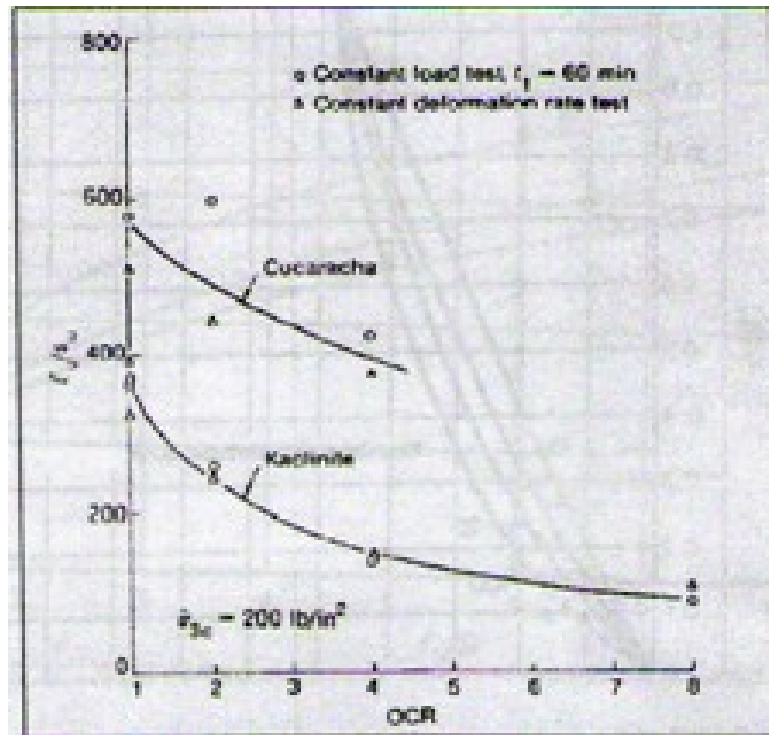


Fig I-6 : Corrélation c_u (s_u), E_u , OCR.

I-2-2 Tassement de consolidation :

Le tassement de consolidation est le déplacement vertical de la surface du sol correspondant à un changement de volume à n'importe quel stade du processus de consolidation.

La consolidation est la réduction graduelle du volume d'un sol complètement saturé, à faible perméabilité due au drainage de quelques quantités d'eau dans les pores. Cette action se poursuit jusqu'à ce que l'excès de pression interstitielle $\Delta\mu$ dans les pores dû à une augmentation des contraintes totales $\Delta\sigma$, aurait été complètement dissipé.

Le tassement de consolidation est un phénomène qui dépend du temps ; il se produit dans les sols à grains fins qui présentent un faible coefficient de perméabilité. La vitesse de tassement dépend du taux de drainage de l'eau interstitielle. Le tassement de consolidation peut être calculé en laboratoire à partir des essais œdométriques (on sera étudié en détail au paragraphe I-3-6).

I-2-3 Compression secondaire :

L'expérience montre que le sol continu à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle la consolidation secondaire. Elle est principalement due à l'arrangement graduel des particules de l'argile pour une configuration plus stable et à des modifications viscoélastiques des couches d'eau adsorbée. Donc le tassement secondaire, qui dépend du temps, se produit à contrainte effective constante, sans qu'il y ait variation des pressions interstitielles.

Le tassement dû à la consolidation secondaire est faible dans la plupart des sols, son effet peut être généralement négligé. Cependant, dans certains sols organiques ou les sols très compressibles, la consolidation secondaire constitue une part importante du tassement total et donc joue un rôle important. Le tassement secondaire peut être calculé en laboratoire à partir des essais de consolidations (on sera étudié ce point en détail au partie II).

I-3 Compressibilité de sol :

I-3-1 Introduction :

On suppose que les déformations d'une couche de sol compressible se produisent dans une seule dimension. Le cas du tassement d'un remblai couvrant une très grande étendue constitue un exemple de tassement unidimensionnel.

Un sol soumis à une sollicitation externe se comprimera à cause des facteurs suivants :

- ✓ Déformation des grains de sol.
- ✓ Compression de l'air et de l'eau contenus dans les vides.
- ✓ Expulsion de l'air et de l'eau contenus dans les vides.

Les charges que l'on rencontre ordinairement dans les applications du génie civil ne causent généralement qu'une très faible compression des grains individuels de sol et on peut ne pas en tenir compte. Les sols compressibles se trouvent le plus souvent sous la nappe phréatique et peuvent être considérés comme complètement saturés (le cas le plus défavorable). On supposera donc un degré de saturation de 100% pour les besoins des calculs de tassement. De la même façon, on ne tiendra pas compte de la compressibilité du fluide interstitiel. C'est donc le troisième facteur qui contribuera le plus au changement de volume des sols comprimés. À mesure que le fluide interstitiel est chassé, les grains de sol sont réarrangés suivant une configuration plus dense et par conséquent plus stable ; il en résulte une diminution de volume et un tassement de la surface. La vitesse à laquelle se produira ce tassement dépend de la perméabilité du sol. L'ampleur du réarrangement des grains et de la compression dépend de la rigidité du squelette, elle-même fonction de la structure du sol, qui dépend de l'histoire géologique du dépôt et de l'intervention humaine.

I-3-2 Comparaison entre la compressibilité des sols pulvérulents et fins :

Comme on l'a vu au paragraphe précédent, la compressibilité du sol dépend de la structure de sol et à la vitesse de la perméabilité. Lorsque les sols fins subissent à un chargement, leur compression est déterminée par la vitesse à laquelle l'eau est chassée des pores parce qu'elles ont une faible perméabilité. Ce phénomène, qu'on appelle la « consolidation », fait intervenir les effets de la contrainte et du temps sur la déformation. Les déformations peuvent se prolonger durant des mois, des années et même de dizaines d'années. C'est la seule distribution fondamentale qu'on puisse établir entre la compression des sols pulvérulents et la consolidation des sols fins : la compression des sols pulvérulents se produit instantanément tandis que la consolidation est un processus lié au temps.

La figure I-7 montre la comparaison entre la compressibilité des sols fins et pulvérulents. Si l'on considère le cas d'un matériau soumis à une compression unidimensionnelle. Il exprime la compression en fonction du temps, on peut constater que la compression des sols pulvérulents se produit plus rapide que la compression des sols fins.

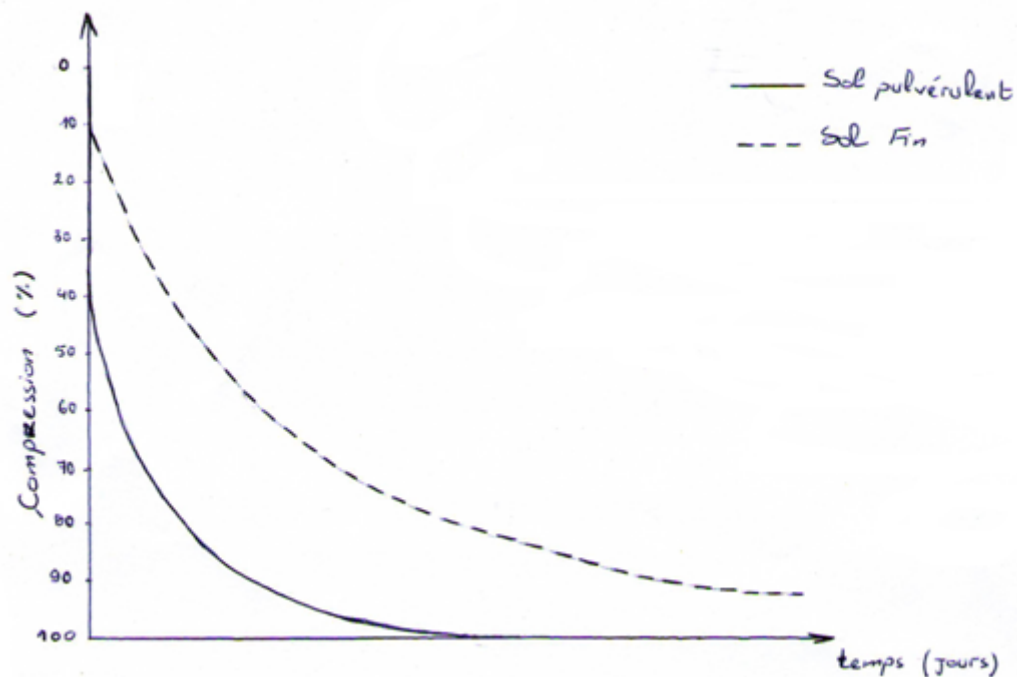


Fig I-7 : Comparaison entre la compressibilité des sols fins et pulvérulents

Il arrive souvent que la compression des sols pulvérulents ait lieu pendant la construction ; ainsi, la plupart de ces tassements se produisent avant que la structure ne soit érigée. Toutefois, les moindres tassements sur les sols pulvérulents peuvent endommager les structures qui sont sensibles à un tassement rapide. On peut estimer le tassement des sols pulvérulents en utilisant l'équation (I-1) sans tenir compte S_c (tassement de consolidation) et S_s (compression secondaire).

Après la construction grâce au phénomène de consolidation (voir la partie II), il convient d'y prêter une grande attention, car ces tassements peuvent amener des désordres qui, lorsqu'ils ne sont pas préjudiciables à la bonne tenue de l'ouvrage

I-3-3 Description de l'appareillage et procédure d'essai œdométrique :

I-3-3-1 Introduction :

Le cas le plus simple pour l'étude de la déformation des sols est celui où le massif de sol a une surface horizontale où la charge appliquée à la surface est une pression uniforme et où le sol ne peut se déplacer que verticalement. Dans de telles conditions, on imagine facilement que l'on puisse reproduire en laboratoire le comportement du sol sous les charges qui lui sont appliquées. L'œdomètre, inventé au début du XX^e siècle, c'est l'appareil d'essai qui permet de réaliser des essais de compressibilité en laboratoire sur des éprouvettes de sol cylindrique indéformable, dont la paroi interne est au contact direct de l'éprouvette.

Dans les œdomètres, l'enceinte cylindrique rigide qui entoure l'éprouvette interdit toute dilatation radiale du sol, de sorte que les déformations qui se produisent lorsque l'on exerce une pression sur le piston uniquement verticale (ou axiale). Ce mode de déformation « unidimensionnel » a acquis en mécanique des sols une grande importance pratique et dans le langage courant, l'adjectif « œdométrique » a pris le double sens de « relatif aux œdomètres » et de « à déformation latérale nulle », ce qui conduit certains spécialistes à parler « d'essai œdométrique à l'appareil triaxial » pour désigner les essais triaxiaux dans lesquels on interdit toute déformation latérale de l'éprouvette.

Les essais que l'on peut réaliser dans les œdomètres sont très variés selon leur mode de chargement et leur cellule qui contient l'échantillon du sol.

1-3-3-2 Cellule œdométrique :

Deux types de cellules œdométriques sont utilisés à l'heure actuelle. Ils se différencient par le fait que, dans un cas on peut contrôler l'écoulement de l'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol pendant l'essai, tandis que, dans l'autre cas, on ne le peut pas.

Les cellules œdométriques ouvertes (avec anneau flottant), qui ne permettent pas de contrôler l'eau pendant l'essai, comprennent (fig I-8 a) :

- ✓ Une bague annulaire rigide flottant contenant l'éprouvette de sol.
- ✓ Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette. Ils sont faits de corindon fritté ou de bronze poreux.
- ✓ Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette.

- ✓ Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé.
- ✓ Un papier filtre pour protéger les pierres poreuses.

Si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une plaque métallique, on peut réaliser les essais sur des éprouvettes drainées d'un seul côté.

Les cellules œdométrique fermées (avec anneau fixe), qui permettent de contrôler la quantité d'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol, comprennent (fig I-8 b) :

- ✓ Une bague annulaire rigide fixe contenant l'éprouvette de sol.
- ✓ Une embase comportant un logement pour la pierre poreuse inférieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle.
- ✓ Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et comportant un logement pour la pierre poreuse supérieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle.
- ✓ Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'éprouvette
- ✓ Un papier filtre pour protéger les pierres poreuses.

Dans l'essai avec cellule ouverte, la compression est transmise à partir des deux faces horizontales de l'échantillon. Lambe (1951) a montré que le frottement latéral y est un peu moins important que dans un essai avec cellule fermée, au cours duquel tout le mouvement relatif de l'échantillon se fait vers le bas. Le principal avantage de cellule fermée réside dans la possibilité de mesurer le volume de drainage à partir de la pierre poreuse de bas. Ce dispositif permet ainsi d'effectuer des essais de perméabilité.

Les éprouvettes œdométrique ont des dimensions variables selon le matériel utilisé. Les dimensions les plus fréquentes sont les suivantes :

- ✓ Diamètre : 50 ou 75 mm.
- ✓ Hauteur : 19 ou 25 mm.

Généralement, le rapport entre le diamètre et la hauteur de l'échantillon se situe entre 2.5 et 5 ; le diamètre est déterminé en fonction de celui de la carotte de prélèvement. Le remaniement dû au taillage est relativement plus important dans le cas d'un échantillon dont le diamètre et l'épaisseur sont faibles. Les échantillons plus gros présentent d'avantage de friction latérale. Il est possible de réduire le frottement latéral en utilisant des anneaux de céramique ou recouverts de Téflon, ou encore, en enduisant les parois d'un lubrifiant comme le bisulfure de molybdène.

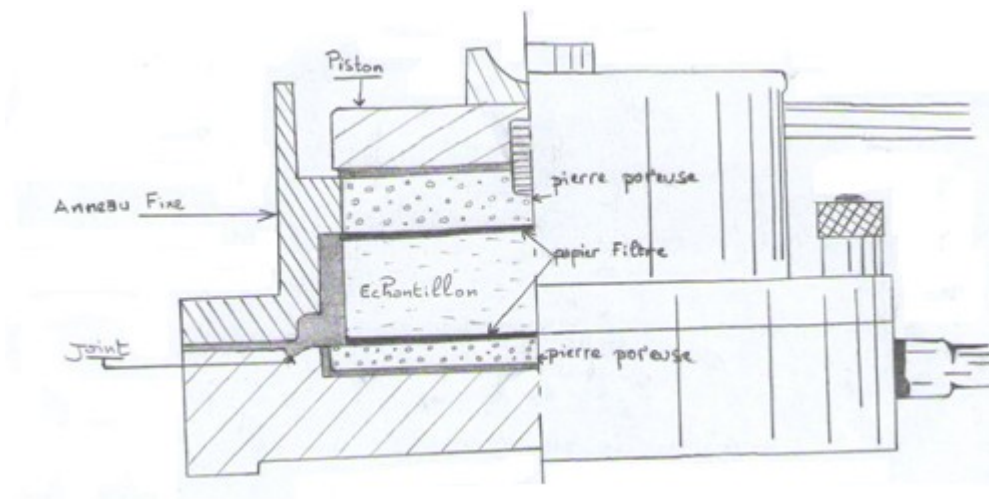
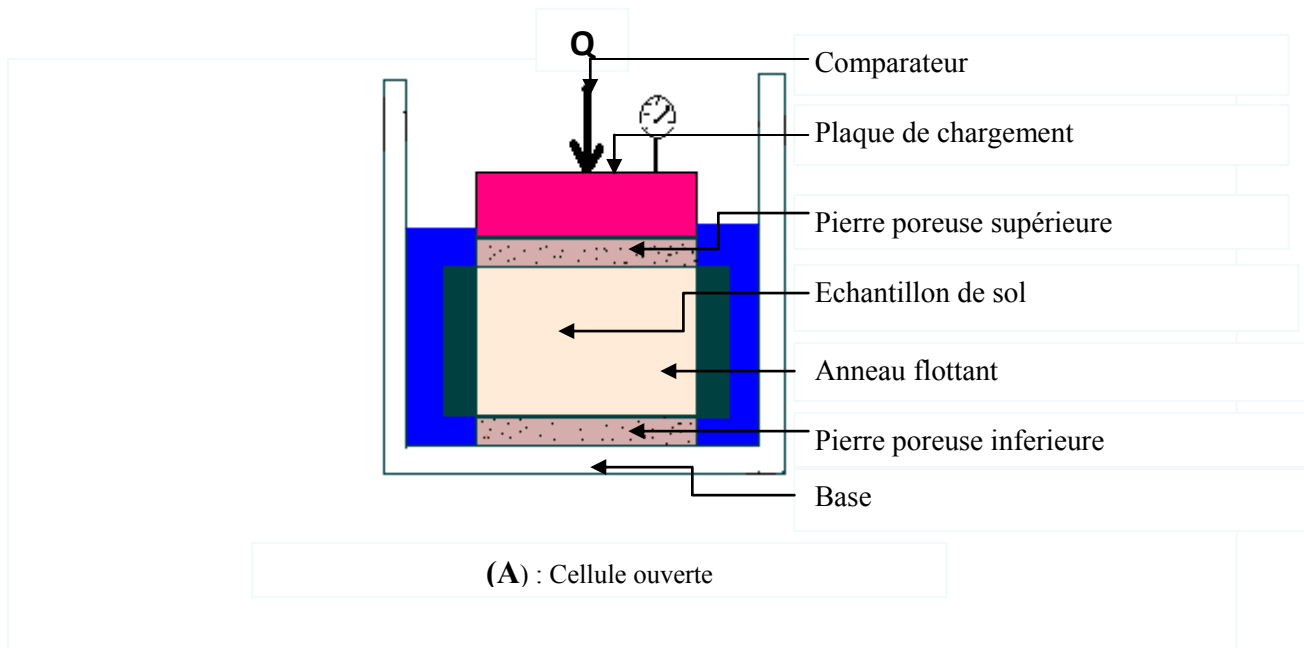
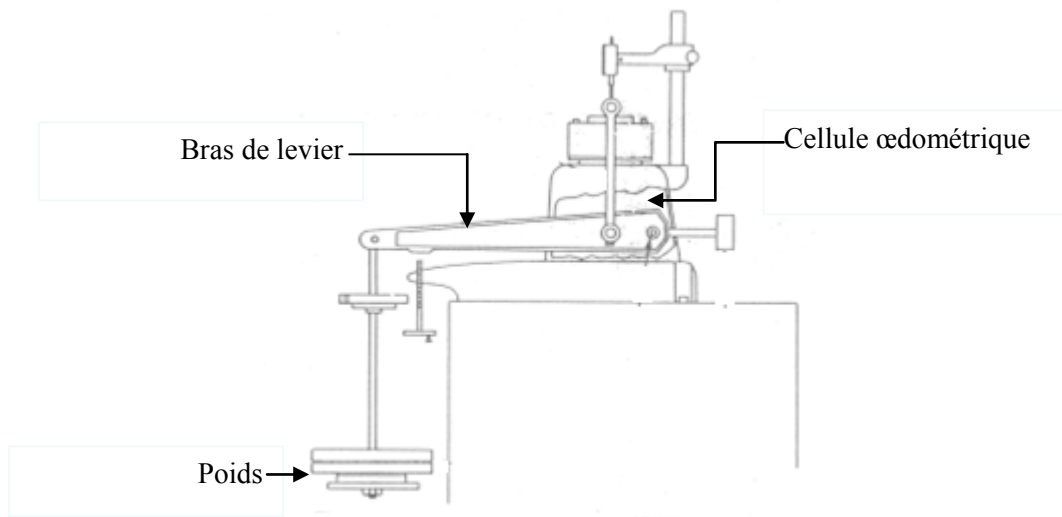


Fig I-8 : Cellules œdométrique

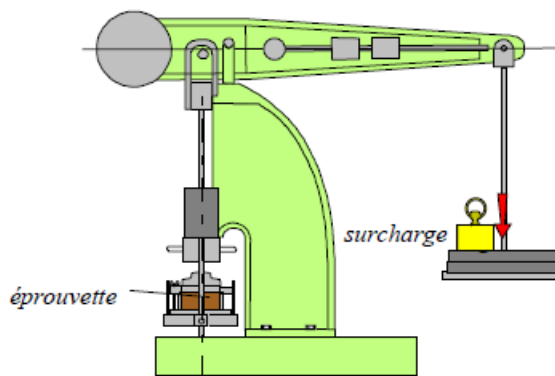
I-3-3-3 Système de mise en charge :

Pour appliquer les charges nécessaires sur le piston de l'œdomètre, on utilise principalement :

- ✓ Des systèmes mécaniques de chargement par poids, en général avec des bras de levier pour augmenter les efforts appliqués; Il y a deux types de bâtis :
 - Bâti Bishop à chargement par l'arrière (fig I-9 a).
 - Bâti à chargement par l'avant (fig I-9 b).



(A) : Chargement par l'avant



(B) : Chargement par l'arrière.

Fig I-9 : Système mécanique de chargement par poids (Bâtis Bishop).

Les Bâtis Bishop ont été livrés avec une série de masse sur lesquelles sont gravées les contraintes en (kg f/ cm²). Il est précisé que le diamètre de la cellule est égal à 50mm, donc le rapport du bras de levier est de 11 (fig I-10).

$$R = \frac{L + e}{e}$$

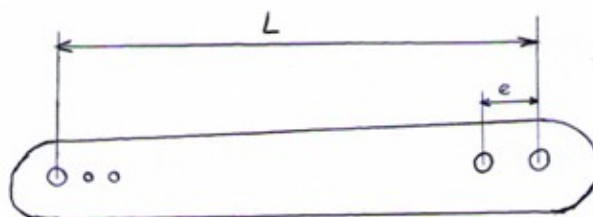


Fig I-10 : Bras de levier

- ✓ Des systèmes pneumatiques ou hydrauliques (fig I-11).



Fig I-11 : Système mécanique de chargement hydraulique.

Ces deux types de systèmes sont également adaptés à la réalisation des essais classiques à chargement par paliers. Toutefois, les systèmes hydrauliques et pneumatiques, plus faciles à automatiser, s'avèrent souvent indispensables pour la réalisation des nouveaux types d'essais œdométriques.

1-3-3-4 Préparation et montage de l'éprouvette soumise à l'essai :

➤ Prélèvement des échantillons intacts :

Le prélèvement des échantillons se fait à l'aide d'un carottier (figI-12) enfoncé par pression, battage ou vibration. Dans les sols durs, le fonçage s'accompagne d'une rotation du carottier.

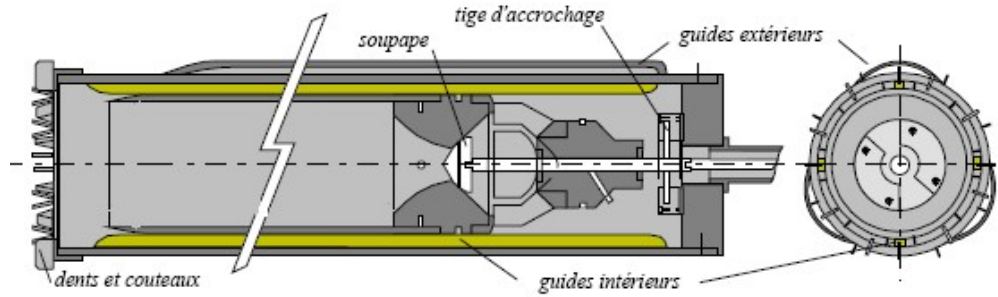
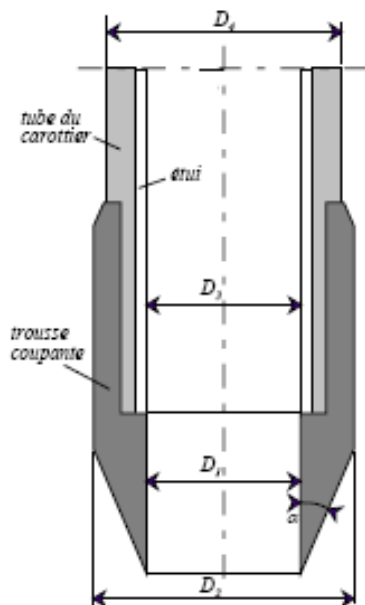


Fig I-12: Vue du carottier

Les différentes études menées par Hvorslev l'avaient amené à définir la géométrie d'un carottier par un certain nombre de paramètres (fig I-13) permettant d'en qualifier la qualité. Il s'agit du rapport des surfaces, du rapport de la longueur prélevée au diamètre et de l'indice de jeu intérieur.



Indice de jeu extérieur

$$C_o = \frac{D_2 - D_4}{D_4}$$

Indice de surface

$$C_a = \frac{D_2^2 - D_1^2}{D_1^2}$$

Indice de jeu intérieur

$$C_i = \frac{D_3 - D_1}{D_1}$$

Angle d'attaque du biseau de la trousse : α

Fig I-13: Paramètres géométriques d'un carottier Hvorslev

Pour prélever des échantillons intacts. C'est-à-dire des échantillons n'ayant subi qu'un très faible remaniement, le carottier doit avoir un bon indice de surface ($C_a < 12\%$) et un faible indice de jeu intérieur ($0,5\% < C_j < 1\%$). Il doit contenir une enveloppe étanche qui recevra la carotte de sol au cours du prélèvement et servira à la manipulation et à la conservation.

Dans les sols mous, on doit utiliser un carottier à piston stationnaire, dont l'enfoncement s'effectue uniquement par pression continue, sans mise en rotation du carottier.

Dans les sols raides, qui donnent le refus au carottier à piston stationnaire, on utilisera un carottier triple en rotation. Seul l'enveloppe extérieure est rotative et se termine à son extrémité par une couronne à grenaille, à carbure de tungstène ou à diamants suivant les difficultés de pénétration. La rotation est accompagnée d'une injection d'eau ou de bentonite au niveau de la couronne. On pourra également utiliser un carottier battu ayant un bon indice de surface. Ce dernier procédé est cependant à déconseiller dans les terrains sensibles aux vibrations.

Tout autre type de carottier est à proscrire. Il faut, par ailleurs, souligner que les sols mous et les sols raides ne peuvent être prélevés avec les mêmes carottiers. Le prélèvement des sols à l'aide d'un système mal adapté au terrain ne peut conduire qu'à un remaniement et, par conséquent, à perturber de manière importante les résultats des essais œdométriques.

En aucun cas, la pénétration du carottier ne doit dépasser la longueur du carottier.

Les diamètres adoptés pour les carottes sont général compris entre 50 et 200 mm, il faut choisir de préférence des diamètres supérieurs à 70 mm les carottes offrant alors plus de facilités pour l'exécution des essais.

Les opérations de prélèvements (fig I-14) au moyen de ce carottier sont réalisées comme suit, à partir d'avant-trous pratiqués à la tarière jusqu'à la profondeur désirée :

- ✓ Descente du carottier dans le forage jusqu'au niveau de prélèvement (fig I-14 a).
- ✓ Désolidarisation du tube intérieur et extérieur et vérinage du tube intérieur seul sur la hauteur de l'échantillon à prélever (fig I-14 b).
- ✓ Descente du tube extérieur entraîné en rotation avec injection de boue entre celui-ci et le tube intérieur, jusqu'à ce que la base de la couronne dépasse l'extrémité de la trousse coupante d'environ 2 cm (fig I-14 c).
- ✓ Déverrouillage du carottier et remontée de l'échantillon vers la surface (fig I-14 d).

On note que le fluide de forage est de l'eau additionnée d'un gel afin de maintenir les parois du forage. Un effet additionnel est la persistance de la succion qui retient la carotte dans l'étui.

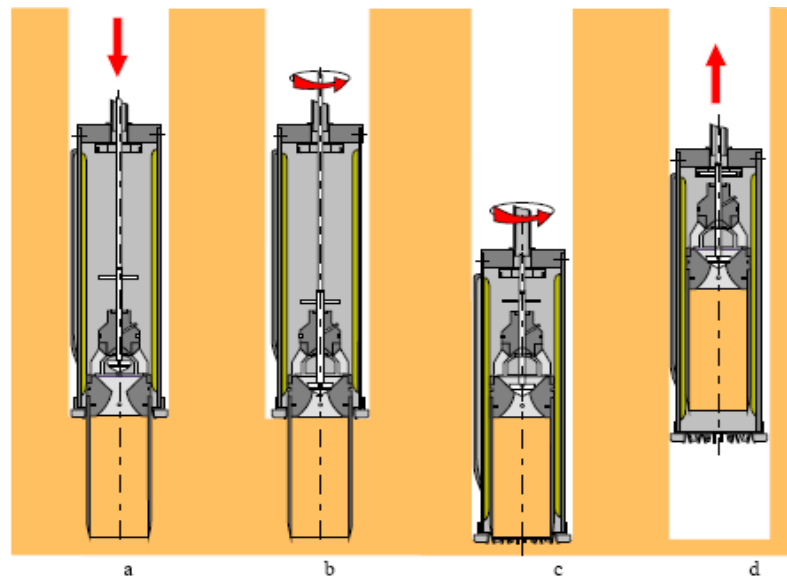


Fig I-14: Les différentes phases du carottage

➤ Conditions de conservation des carottes :

Après remontée du carottier (fig I-15 a), celui-ci est immédiatement démonté puis la carotte est extraite par "pistonnage" (fonçage d'un plateau dans le conteneur de sol prélevé (fig I-15 b). La carotte est débarrassée de la boue de forage polluant la partie supérieure et découpée.



Fig I-15: Remontée du carottier et extraction des carottes

Les extrémités du conteneur doivent être hermétiquement bouchées. Les carottes sont préparées et protégées par un film étirable (Saran) enduit d'un mélange paraffine vaseline liquide (fig I-16), parce que la paraffine pure, dont le retrait est trop important, est à exclure.



Fig I-16: Conservation des carottes

Elles sont ensuite numérotées et étiquetées (références des sondages et informations générales). Les conteneurs ne devront jamais être exposés au soleil ni au gel et seront conservés en atmosphère fraîche et humide.

➤ Conditions de transport :

Les échantillons seront transportés verticalement dans le même sens que celui qu'ils avaient dans le terrain, c'est-à-dire que la partie basse au transport devra correspondre à la plus grande profondeur.

On évitera les chocs et les vibrations, pour cela les échantillons sont transportés dans un véhicule où elles reposent sur des plaques souples, en mousse synthétique par exemple (fig I-17).



Fig I-17: Conditionnement des échantillons pour le transport

➤ Choix de la prise d'essai :

Si la carotte est présumée homogène, découper un cylindre ayant de 2 à 4 fois la hauteur de l'éprouvette désirée, mais si le sol est hétérogène, il peut être indispensable d'ouvrir entièrement le conteneur ; dans ce cas immédiatement après l'ouverture. Le choix des prises nécessaires pour tous les essais mécaniques (œdomètre, appareil triaxial, boîte de cisaillement.....etc.) doit fait en même temps et l'on doit tailler les éprouvettes correspondantes dans un délai aussi court que possible.

Repérer la zone retenue pour la prise d'essai au centimètre près pour la situer sur la coupe de sondage.

Si la carotte est constituée de deux ou plusieurs sols différents, on a été effectuée un essai œdométrique par sol ou, à défaut, un seul sur la feuille des résultats.

Si la carotte contient de petites hétérogénéités (inclusions, veines de nature différente, etc....), essayer de les éviter mais les noter sur la feuille des résultats.

Si la carotte est constituée de petites alternances de deux ou trois sols distincts qui se répètent, la considérer comme un sol homogène.

Si la carotte est très hétérogène, l'essai n'est pas adapté.

➤ Appareillage d'usage courant indispensable pour la réalisation de l'essai :

Pour réaliser les essais œdométriques, on a été utilisée des matériels spécifiques :

- ✓ Une balance de précision 0,1 g et de portée 500 g minimum (fig I-18).



Fig I-18: Une balance

- ✓ Une étuve réglée à 55° C pour les sols organique ou gypseux et 105°C pour les autres sols.
- ✓ Des comparateurs ayant une course au moins égale à l'épaisseur de l'éprouvette ou des capteurs de déplacement équivalents. Il existe des comparateurs dont l'intervalle entre deux graduations représente un déplacement du palpeur de

1/100 mm, la plupart du temps, lorsque celui-ci se rapproche du corps du comparateur, la valeur indiquée sur le cadran croît. Il existe aussi des modèles qui fonctionnent en sens inverse. D'autres comparateurs ont un intervalle entre 2 variations représentant un déplacement du palpeur de 1/500 mm ; la valeur lue doit être multiplié par 0.2 pour être convertie en 1/100^e de mm ; pour ceci, lorsque le palpeur se rapproche du corps du comparateur la valeur lue croît.

- ✓ Un chronomètre.
- ✓ Du papier filtre pour protéger les pierres poreuses.
- ✓ Le matériel spécifique à chaque type d'œdomètre pour la préparation de l'échantillon (couteaux divers, fil à araser, scies à fil.....).

➤ **Découpage et mise en place de l'éprouvette soumise à l'essai :**

Si l'on ne connaît pas de façon certaine la profondeur du logement destiné à recevoir l'éprouvette pour la position choisie de la goupille de blocage, monter l'œdomètre à vide et déterminer à l'aide des comparateurs la course totale du piston (hauteur initiale de l'éprouvette).

Goupiller le piston après s'être assuré qu'il coulisse librement dans le cylindre. Le moule œdométrique sera rempli par l'échantillon; puis dresser soigneusement la face de l'éprouvette qui s'applique sur la base du piston (cette face doit être perpendiculaire à l'axe du cylindre).

Commencer à tailler le cylindre en s'appuyant sur le gabarit, d'une façon tronconique, afin de conserver un diamètre toujours supérieur au diamètre final, utiliser l'outil le mieux adapté, on peut choisir un couteau.

Mettre un papier filtre sur la pierre poreuse du piston, saturée au préalable. Faire entrer l'éprouvette dans le moule, progressivement et sans effort, en réduisant le diamètre du cône de sol au diamètre exact de la cellule, s'assurer, sans pression excessive, que l'éprouvette est au contact de pierre poreuse du piston.

Araser en s'appuyant franchement sur les bords du cylindre pour obtenir une face plane; puis peser l'ensemble cellule + éprouvette pour pouvoir calculer le teneur en eau exacte en fin d'essai, et mettre un papier filtre sur la pierre poreuse de l'embase de la cellule, préalablement saturée et maintenue sous l'eau.

Retourner l'ensemble moule+ éprouvette + piston et le mettre en place dans l'embase, Avant de visser le collier de serrage, s'assurer par une légère rotation, que le cylindre s'appuie bien sur le fond de l'embase. Bien visser le collier de serrage à l'aide des deux broches, mais sans écraser au maximum le joint d'étanchéité.

Bien serrer les comparateurs dans leur support et s'assurer du libre mouvement des palpeurs; remplir au même niveau d'eau distillée le tube d'évacuation et le piston creux de telle manière que l'échantillon soit complètement immergé tout au long de l'essai.

I-3-3-5 Procédure de l'essai:

➤ Essai œdométriques à chargement par palier :

Cet essai, couramment appelé essai œdométrique, traduit dans la pratique l'idée qui vient à l'esprit quand on veut mesurer la compressibilité d'un matériau on applique une charge, on mesure la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise, puis on applique une charge plus forte et l'on recommence les observations, etc. L'interprétation de l'essai consiste à tracer la courbe donnant la variation de l'indice des vides de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée : c'est la courbe de compressibilité œdométrique ou courbe œdométrique. L'exécution de l'essai comporte des différentes opérations qui sont les suivantes :

- ✓ Taille de l'éprouvette et déterminer l'indice des vides initial par la méthode suivante :

$$e = \frac{H - h_p}{h_p}$$

avec: $\begin{cases} H: \text{ hauteur de l'éprouvette au moment considéré} \\ h_p: \text{ hauteur de solide équivalente ou hauteur des pleins.} \end{cases}$

$$h_p = \frac{P_s}{\gamma_s \cdot \gamma_w \cdot S}$$

avec: $\begin{cases} P_s: \text{ est le poids sec du solide, obtenu par pesée de l'éprouvette} \\ \text{ après passage à l'étuve.} \\ \gamma_s: \text{ densité relative du solide est prise égale à 2.65 ou mesurée} \\ \text{ expérimentalement dans les cas particuliers.} \\ \gamma_w: \text{ poids spécifique de l'eau.} \\ S: \text{ surface du moule.} \end{cases}$

- ✓ Saturation de l'éprouvette (dans le cas des sols fins pour lesquels on s'intéresse à la vitesse de tassement, il est indispensable que le sol soit saturé pour que l'on puisse interpréter les courbes de tassement au cours du temps sous chacune des charges appliquées ; l'application d'une contre-pression est considérée comme la technique de saturation la plus efficace ; elle implique l'utilisation de cellules œdométriques fermées).
- ✓ Application de la charge sur le piston par palier de 24 h et mesure du tassement au cours du temps sous chacune des charges successivement imposée à l'éprouvette ; la première charge à appliquer sera celle qui donne la pression :
 - La plus faible entre 0.5 bar et la moitié environ de la pression de préconsolidation supposé pour un sol normalement consolidé.
 - De 0.25 bar pour un sol sous consolidé ou pour une carotte extraite à une profondeur inférieure à 3 ou 4m.
 - De 0.05 bar (pression due au piston), pour le sol très compressible poser doucement les poids nécessaire sur le plateau des charges.
 - Si la pression de préconsolidation est très élevée et l'éprouvette à tendance à gonfler en présence d'eau au départ, empêcher ce gonflement, sauf cas particuliers. Pour cela, maintenir l'équilibre par augmentation progressive des charges jusqu'à l'apparition d'un début de tassement. Noter la pression correspondante puis poursuivre normalement l'augmentation des charges.

- ✓ En fin d'essai, déchargement de l'éprouvette, pesée avant et après passage à l'étuve (pour déterminer des vides).
- ✓ Dépouillement des résultats, et représentés sous forme de deux courbes : courbe de consolidation (variation du tassement de l'échantillon en fonction du logarithme du temps t pour une contrainte constante) et courbe de compressibilité (variation du tassement en fonction du logarithme de la contrainte appliquée).

➤ **Essai à vitesse de déformation constante :**

Le principe de cet essai est de placer une cellule œdométrique entre les plateaux d'une presse à vitesse de déplacement constante et de mesurer l'évolution, en fonction de la déformation imposée (donc du temps), de la pression σ'_v appliquée sur le piston de l'œdomètre et de la surpression interstitielle $\Delta\mu_s$ à la base, non drainée, de l'éprouvette. L'essai est normalement réalisé avec une contre pression μ_{cp} . Les résultats des mesures faites au cours de l'essai sont représentés sous formes de deux courbes : variation du tassement en fonction du logarithme de la contrainte appliquée et la surpression interstitielle $\Delta\mu_s$ en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.

➤ **Essai à gradient contrôlé :**

Dans l'essai à gradient contrôlé, on adapte la charge σ_v appliquée sur le piston de l'œdomètre de façon à maintenir constante la différence $\Delta\mu$ des pressions interstitielles à la surface supérieure drainée et à la base non drainée de l'éprouvette, ce qui permet de faire varier les contraintes effectives de façon uniforme pendant l'essai est normalement réalisé avec une contre pression μ_{cp} . Les résultats de l'essai se présentent sous forme d'une courbe de compressibilité.

➤ **Essai accéléré par chauffage :**

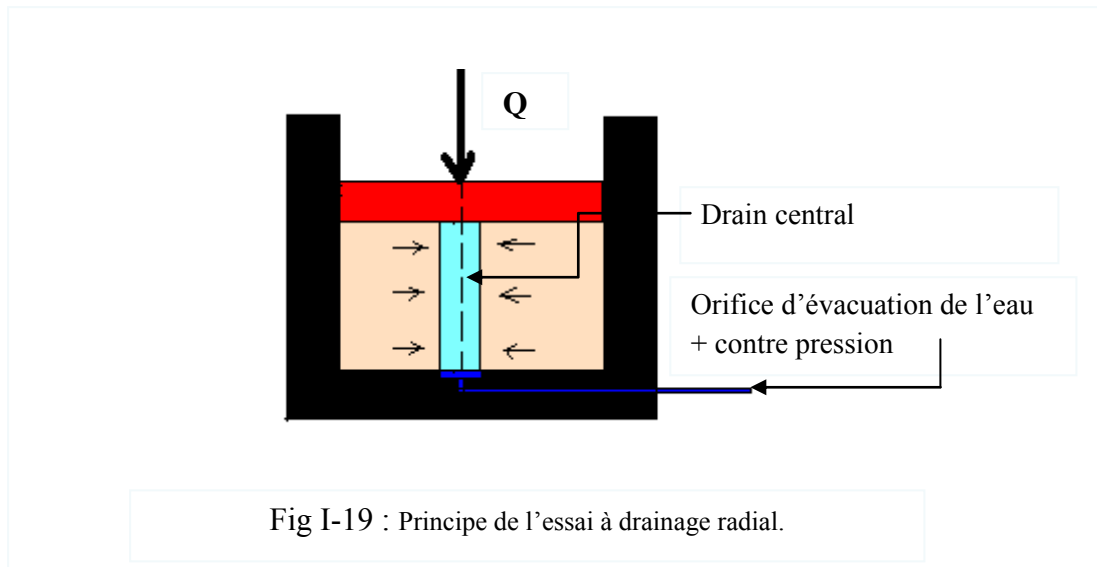
Une fois l'éprouvette mise en place dans la cellule œdométrique, on dispose cette cellule dans le bac œdométrique. Le poids du piston de la cellule du vérin applique alors une pression sur l'éprouvette.

On bloque le vérin pour empêcher tout gonflement de l'éprouvette puis on remplit le bain thermostat avec de l'eau et on règle le thermostat sur 68°C . Une fois que l'on a atteint la température voulue, on effectue les opérations successives suivantes :

- ✓ Application de 7 paliers de chargement de durée 8 heures, et de 2 paliers de déchargement d'une durée de 4 heures. Sous chaque charge, on enregistre l'évolution du tassement au cours du temps.
- ✓ Retour sous le poids du piston, stabilisation des lectures, vidange du bain.
- ✓ Pesée de l'éprouvette après passage à l'étuve.
- ✓ Dépouillement des résultats, et représentés sous forme de courbe de compressibilité.

➤ Essai à drainage radial :

Cet essai a été développé pour la mesure du coefficient de consolidation radiale, nécessaire pour le dimensionnement des réseaux de drains verticaux, il est dérivé de l'essai de compressibilité par paliers. Son principe est représenté sur la figure I-19.



➤ Essai de fluage :

L'essai consiste à mesurer le tassement de l'éprouvette pendant une période de durée au moins égale à 7 jours sous une charge constante.

En fin d'essai, on déterminera le poids du sol sec, obtenu par pesée de l'éprouvette après séchage à l'étuve (24 h à 65°C pour les sols organiques et 105°C pour les autres sols). Les résultats de l'essai se présentent sous forme d'une courbe de consolidation.

I-3-3-6 Courbe de consolidation et de compressibilité :

➤ Courbe de consolidation :

La courbe de variation du tassement « S » en fonction du logarithme du temps « t » à l'allure indiquée sur la figure I-20 . On a l'habitude de distinguer trois parties dans cette courbe :

- ✓ La compression initiale ou instantanée, lors de l'application de la charge « a ».
- ✓ La consolidation primaire qui correspond à la dissipation de la pression interstitielle « b ».
- ✓ La compression secondaire, qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la pression interstitielle « c ».

En générale, la consolidation primaire est le phénomène prépondérant et pour les épaisseurs habituelles des éprouvettes, elle se termine en moins de 24 h (temps t_{100} sur la fig I-20).

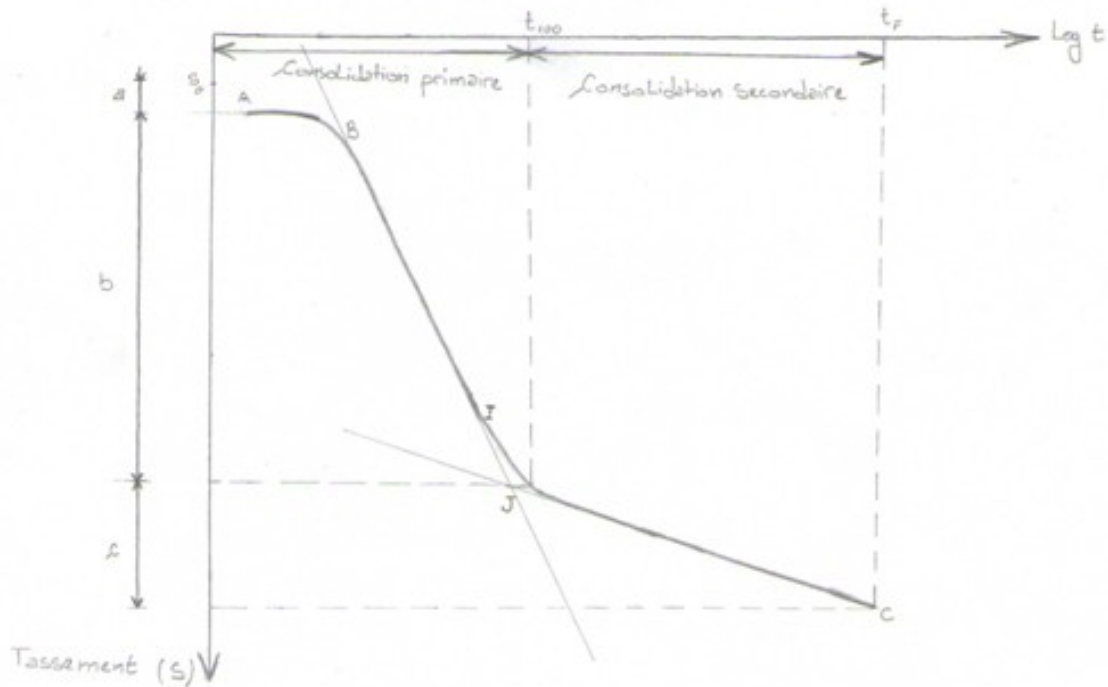


Fig I-20 : Courbe de consolidation.

La courbe présente d'abord un palier sensiblement horizontal AB, une partie BI décroissante, à connectivité tournée vers le bas, puis, au-delà du point d'inflexion I, une partie IC à connectivité tournée vers le haut.

La pression interstitielle est considérée comme dissipée au temps, noté t_{100} correspondant au point d'intersection J de la tangente à la courbe au point d'inflexion I, et de l'asymptote à la partie IC de la courbe.

On note la valeur du tassement correspondant S_{100} , ainsi que celle du tassement en fin d'essai s_t (indice des vides e_t).

- ✓ **a** : tassement instantané.
- ✓ **b** : tassement de consolidation.
- ✓ **c** : tassement de compression secondaire.

➤ Courbe de compressibilité:

Par convention, l'essai est réalisé en augmentant toutes les 24 h la pression appliquée à l'éprouvette et l'on admet que la déformation finale sous chaque charge est celle que l'on mesure au bout de 24 h. On peut alors tracer le diagramme donnant la variation de l'indice des vides « e » (en réalité l'indice des vides « e », à la fin des 24h) en fonction de la contrainte effective σ'_v (égale à la contrainte totale, c'est-à-dire à la pression appliquée σ_v , puisque la pression interstitielle est devenue négligeable à la fin de la consolidation primaire). On a pris l'habitude de représenter les variations de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte effective. L'allure de la courbe obtenue est représentée sur la figure I-21.

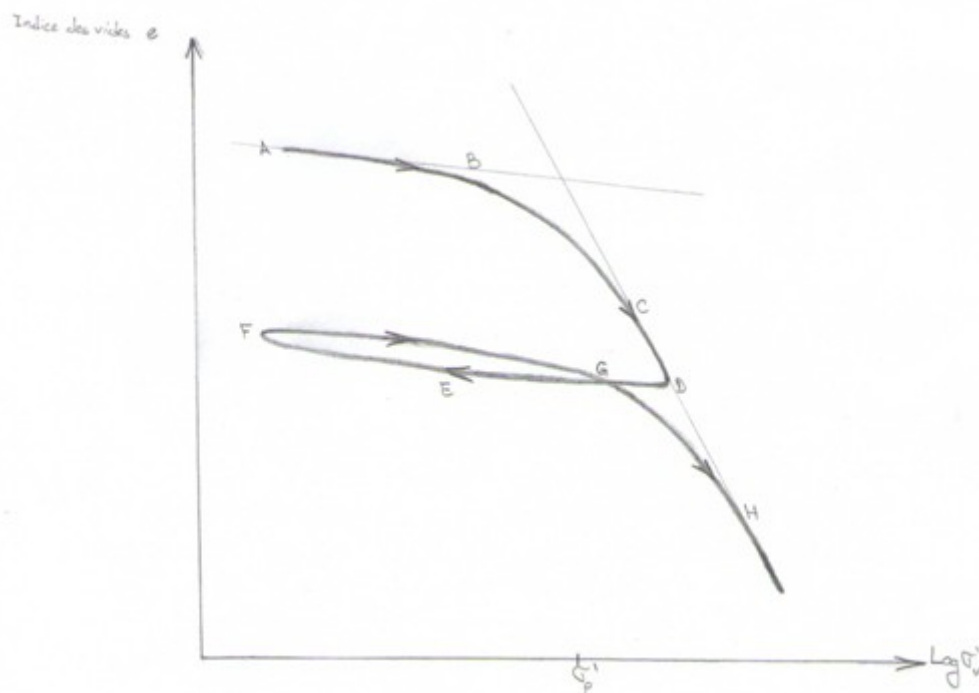


Fig I-21 : Courbe de compressibilité.

On note que la définition de la déformation finale sous chaque charge conduit à confondre dans le tassement mentionnés ci avant. Ce choix aura des conséquences pour la méthode de calcul des tassements.

La courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes, AB à faible pente et CD à forte pente (courbe de compression vierge), raccordées par une partie courbe. On constate en outre, lors d'un cycle de chargement déchargement DEFGH, que le matériau n'a pas un comportement élastique et présente une boucle d'hystérésis.

La contrainte à laquelle se produit la transition ou la « cassure » à la figure I-21 donne une indication sur la contrainte verticale maximale due au poids des terres à laquelle cet échantillon particulier a déjà été soumis dans son passé géologique ; cette contrainte, très importante en géotechnique, porte le nom de contrainte de préconsolidation σ'_p .

I-3-4 Paramètre de compressibilité :

I-3-4-1 Contrainte de préconsolidation :

Lorsqu'un échantillon de sol est prélevé du terrain, il subit une réduction de charge. S'il est soumis à un essai de compression au laboratoire, la partie initiale de la courbe ($e - \log \sigma'$), correspond à une recompression. Il est donc important de déterminer la pression de préconsolidation σ'_p sous laquelle le sol s'est déjà consolidé sur site à partir de la relation ($e - \log \sigma'$) obtenue au laboratoire. Mais, comment s'y prend-on pour déterminer la contrainte de préconsolidation?

Divers méthodes sont utilisées pour évaluer σ'_p . La construction de Casagrande (1936) est la plus fréquente ; la figure I-22 montre une courbe ($e - \log \sigma'$) caractéristique pour une argile. Cette méthode peut tout aussi bien s'appliquer à la courbe ε_v en fonction de $\log \sigma'_{vc}$ (l'indice vc désigne la consolidation verticale et l'apostrophe indique une contrainte effective). La méthode de Casagrande est la suivante :

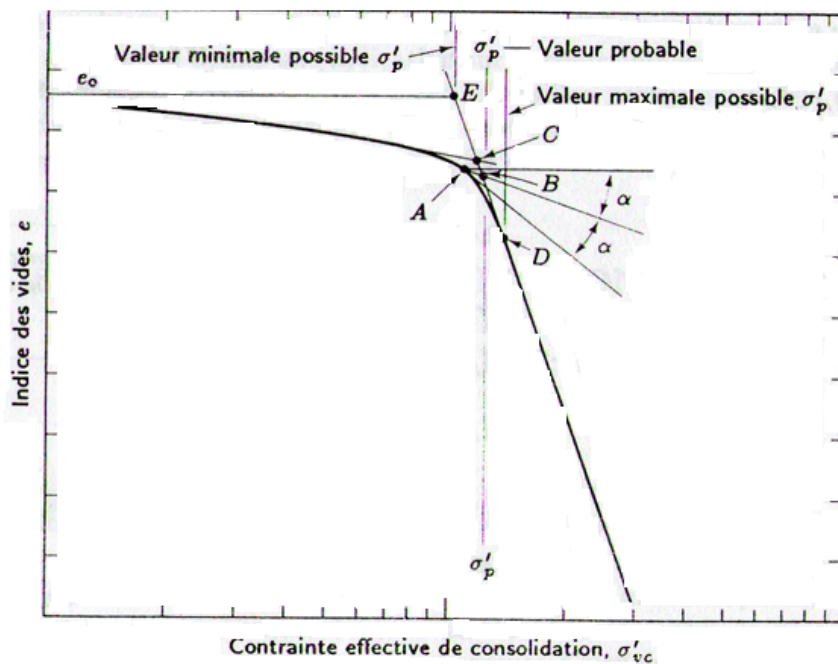


Fig I-22 : Construction de Casagrande (1936) servant à déterminer la contrainte de préconsolidation.

1. On choisit le point où le rayon de courbure (sur la courbe de compressibilité) est minimal (le point A à la figure I-22)
2. On trace une horizontale à partir du point A.
3. On trace ensuite une tangente à la courbe, à partir du point A.
4. On trace la bissectrice de l'angle formé en 2 et 3.

5. On prolonge la partie rectiligne de la courbe de compression vierge jusqu'au point d'intersection avec la bissectrice obtenue à l'étape 4. Ce point correspond à la contrainte de préconsolidation (le point B à la figure I-22). La valeur maximale de σ'_p se situe au point D et sa valeur minimale, au point E, soit à l'intersection de la courbe de compression vierge et de l'horizontale tracée à partir de e_0 .

La préparation de l'échantillon pour effectuer un essai de compression à l'œdomètre se termine toujours par le dérangement de sa structure, l'échantillon est dit alors remanié. Par conséquent, la consolidation au laboratoire ne présente pas réellement la consolidation du sol à l'état naturel. L'effet du remaniement du sol est la réduction de la pente de la ligne droite de la courbe ($e - \log \sigma'$). La méthode proposée par Schmertmann permet de remédier aux ces erreurs et de construire une courbe qui corresponde à la courbe réelle œdométrique d'un échantillon in situ sans aucun remaniement (figure I-23). On obtient ainsi par la procédure graphique de Schmertmann une estimation beaucoup plus réaliste de la compression du sol in situ. Le processus préconisé par Schmertmann comporte quatre étapes :

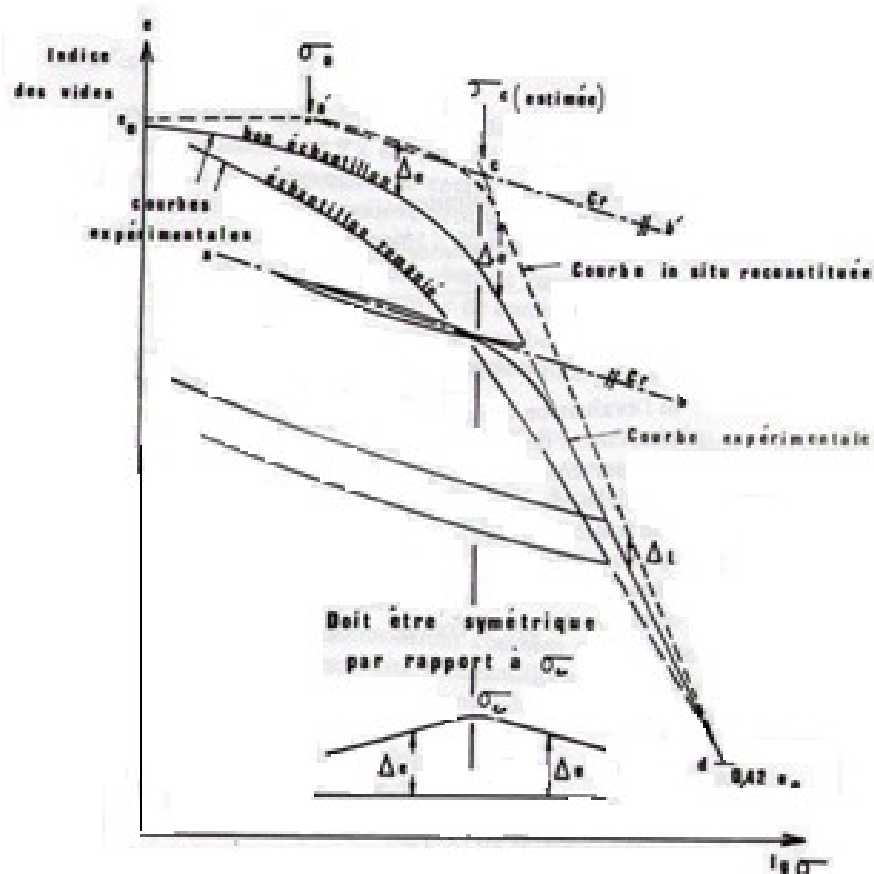


Fig I-23 : Reconstitution de la courbe œdométrique in situ par la méthode de Schmertmann.

1. Effectuer l'essai œdométrique classique avec cycles de charge et de décharge ; dès que l'on approche de la partie rectiligne de la courbe, on décharge l'échantillon jusqu'à la contrainte initial σ_0 qui correspond au poids des terres sus-jacentes, on recharge ensuite progressivement.
2. Tracer une droite $a'b'$ parallèle à la droite de recompression ab à partir du point représentatif des conditions initiales in situ e_0 et σ_0 .
3. Déterminer une valeur approchée σ_p par la méthode de Casagrande.
4. Soit c le point de la droite $a'b'$ qui a pour abscisse l'abscisse $\log\sigma_p$; soit d le point de la courbe expérimentale d'ordonnée $0.42 e_0$. Tracer la droite cd .
5. La courbe $a'cd$ peut être considérée comme la « courbe œdométrique in situ reconstituée ».

On a représenté également sur la figure I-23, la variation de l'écart Δe entre l'indice des vides qui correspond à la courbe in situ et celui qui correspond à l'essai oedométrique (premier chargement) pour une même valeur de la pression. L'allure de la courbe représentative de Δe permet d'affiner le choix de σ_p telle que la courbe représentative de Δe soit la plus symétrique possible par rapport à la droite d'abscisse $\log\sigma_p$.

I-3-4-2 Coefficient de compressibilité a_v :

L'indice de compressibilité est le rapport du changement d'indice des vides à la variation de contrainte effective normale correspondant. Sa valeur numérique est la pente de la courbe $(e - \sigma')$:

$$a_v = - \frac{de}{d\sigma'}$$

Le signe moins (-) indique que e est une fonction décroissante de σ' . La valeur du coefficient de compressibilité n'est pas une constante, elle décroît lorsque la contrainte effective augmente. Toutefois, pour des petite valeurs de $\Delta\sigma'$, le coefficient a_v peut être considéré comme étant constant et égal à :

$$a_v = \frac{e_i - e}{\sigma' - \sigma_i} = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma}$$

I-3-4-3 Coefficient de changement de volume m_v :

La déformation volumique due à un accroissement unitaire de pression est appelée coefficient de changement volumétrique. Il est donné par la relation :

$$m_v = - \frac{\varepsilon_v}{\Delta\sigma'}$$

Avec : ε_v : déformation volumique dont la valeur est :

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_i} = \frac{\Delta e}{1 + e_i}$$

$$m_v = \frac{\Delta e}{(1 + e_i)} \times \frac{1}{\Delta \sigma'} = \frac{a_v}{1 + e_i}$$

Pour une consolidation unidimensionnelle (section constante) la déformation volumétrique est égale à la déformation axiale :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a = \text{déformation axiale.}$$

Donc :

$$m_v = -\frac{\varepsilon_a}{\Delta \sigma'} = -\frac{\Delta H}{H} \times \frac{1}{\Delta \sigma'}$$

Avec : $\begin{cases} \Delta H: \text{Changement d'épaisseur dû à la consolidation sous } \Delta \sigma' \\ H : \text{épaisseur initiale.} \end{cases}$

I-3-4-4 Indice de compressibilité C_c :

On appelle indice de compressibilité C_c , la pente de partie BC de la courbe de compressibilité œdométrique (fig I-24). Il est une quantité sans dimension, soit :

$$C_c = \frac{e_i - e}{\log \sigma' - \log \sigma'_i} \Rightarrow C_c = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'}{\sigma'_i}}$$

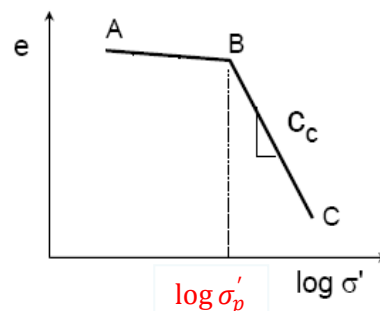


Fig I-24: Indice de compressibilité.

Les essais à l'œdomètre sont longs, aussi a-t-on essayé de relier l'indice de compression C_c à d'autres caractéristiques plus facilement mesurables. En comparant la limite de liquidité de différentes argiles et leur indice de compression C_c' (mesurer sur échantillon remaniés), Skempton a trouvé une corrélation assez nette et proposé la formule :

$$C'_c = 0.007 (w_l - 10)$$

Pour passer de C'_c à C_c qui caractérise des échantillons intacts normalement consolidés, on admettra que le coefficient multiplicateur 1.3 donne un ordre de grandeur acceptable, lorsqu'on ne se trouve pas en présence d'argiles extrasensibles. On aura donc finalement :

$$C_c = 0.009 (w_l - 10)$$

L'ordre de grandeur de l'indice de compression de différents types de sols figure dans le tableau I-2 ci-dessous :

Type de sol	Compressibilité	Ordre de grandeur de C_c
Sable	Incompressible	$0.01 < C_c < 0.02$
	Très peu compressible	$0.02 < C_c < 0.05$
	Peu compressible	$0.05 < C_c < 0.10$
Argile raide (Kaolinites)	Moyennement compressible	$0.10 < C_c < 0.25$
Argile moyenne (Illites)	Assez fortement compressible	$0.25 < C_c < 0.30$
	Très compressible	$0.30 < C_c < 0.80$
Argile molle (Montmorillonite)	Extrême compressible	$0.80 < C_c < 2.50$

Tab I-2 : l'indice de compression de différents types de sols.

I-3-4-5 Indice de gonflement C_s :

L'indice de gonflement ou de recompression est la pente de la portion déchargement de la courbe de compressibilité ($e - \log \sigma'$), partie AB de la figure I-25. Il est défini par la formule suivante :

$$C_s = \frac{e_i - e}{\log \sigma' - \log \sigma_i} \Rightarrow C_s = \frac{\Delta e}{\log \frac{\sigma'}{\sigma_i}}$$

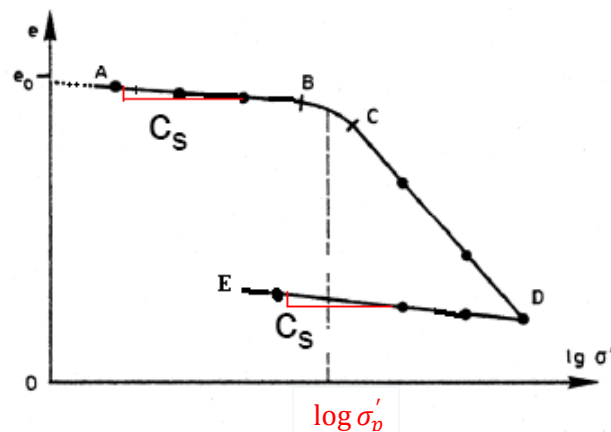


Fig I-25: Indice de gonflement C_s .

I-3-4-6 Module œdométrique E_{oed} :

Le module œdométrique est une valeur relie les déformations aux contraintes. Lorsque le tassement final de consolidation primaire est atteint, donc les contraintes interstitielle est nulle et les contraintes totales et effectives sont égales, dans ce cas seulement on peut définir le module œdométrique comme suit :

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'}{(\Delta H/H_0)}$$

Donc :

$$E_{\text{œd}} = \frac{1}{m_v} = \frac{(1 + e_0)\Delta\sigma'}{\Delta e}$$

Donc le module œdométrique n'est pas constant, il dépend de l'état de contrainte initiale considérée σ' et de l'intervalle de contrainte $\Delta\sigma'$. Il varie suivant les pressions dix à quelques certaines de MPa. Ces valeurs sont bien inférieures néanmoins à celles des modules de Young des pierres et du béton (10000 à 30000 MPa), les argiles ont des modules œdométriques plus faibles encore.

I-3-5 Classification des sols selon la compressibilité :

I-3-5-1 Introduction :

À proprement parler, les sols ont une « mémoire » des contraintes et des autres changements qu'ils ont pu subir au cours des siècles et ces changements sont conservés dans la structure du sol (Casagrande 1932). Un échantillon de sol à une profondeur donnée (z) est soumis à une contrainte effective verticale σ'_{v0} appliquée par le poids des terres de couverture. On utilise la courbe de compressibilité (contrainte effective de préconsolidation) pour classer les différents types de sol, donc il est possible de distinguer trois possibilités :

- ✓ Sol normalement consolidé.
- ✓ Sol sur-consolidé.
- ✓ Sol sous-consolidé.

I-3-5-2 Sol normalement consolidé :

Lorsque la contrainte effective verticale est égale à la contrainte effective de préconsolidation ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$), le sol est dit normalement consolidé (Figure I-26 b). C'est-à-dire dans le passé, ce sol a été tassé uniquement sous son propre poids et celui des terres de couverture. Si on est construire sur ce type de sol, toute la surcharge entraîne un tassement dépendant de C_c .

1-3-5-3 Sol sur consolidé :

Lorsque la contraintes effective verticale est inférieure à la contrainte effective de pré-consolidation ($\sigma'_{v0} < \sigma'_p$), le sol est dit sur consolidé (Figure I-26 a). C'est-à-dire à un moment antérieur de son histoire, ce sol a été soumis à une contrainte supérieure au poids des terres actuel. La surconsolidation peut être due à un certain nombre de facteurs comprenant :

- ✓ La surcharge due à des terrains qui furent ensuite érodés.
- ✓ La dessiccation par exposition de la surface souvent accompagnée de l'altération des matériaux argileux.
- ✓ Les forces tectoniques dues à des mouvements de l'écorce terrestre.
- ✓ La surcharge temporaire telle qu'il peut s'en produire dans le cas d'une nappe de glace continentale.
- ✓ Les forces de percolation prolongées.

On peut définir le rapport de surconsolidation OCR comme le quotient de la contrainte de préconsolidation par la contrainte due au poids des terres :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Dans les sols normalement consolidés, $OCR = 1$ et lorsque $OCR > 1$, ils sont surconsolidés.

Si on pouvait mesurer les pressions dans ces conditions, on obtiendrait des pressions qui est inférieure à la pression de préconsolidation. Donc il y a un faible tassement, voire négligeables. C'est-à-dire le sol est constructible.

I-3-5-4 Sol sous consolidé :

Lorsque la contraintes effective verticale est supérieure à la contrainte effective de préconsolidation ($\sigma'_{v0} > \sigma'_p$), le sol est dit sous consolidé (Figure I-26 c). C'est-à-dire le sol est en cours de consolidation, donc le sol n'a pas encore été soumis à une contrainte aussi élevée que σ'_{v0} (poids des terres actuel). Le degré de consolidation est inférieure à un ($OCR < 1$).

La sous-consolidation peut se produite par exemple, dans les sols qui été déposés récemment soit par un processus géologique ou par une intervention humaine. Dans ces conditions, la couche de sol n'est pas encore en équilibre avec le poids des terres. Si on pouvait mesurer les pressions interstitielles dans ces conditions, on obtiendrait des pressions qui dépassent les pressions hydrostatiques. Donc le sol est inconstructible sans traitement particulier (déformations même sans surcharge).

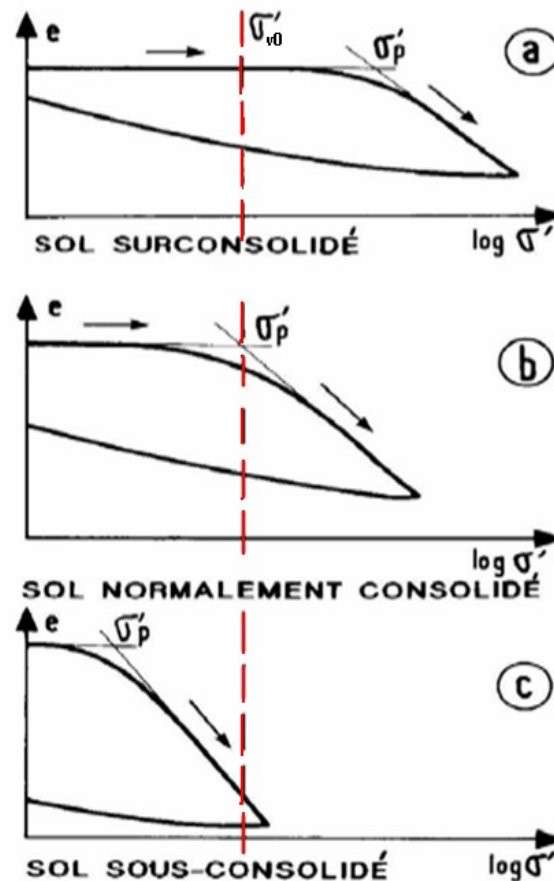


Fig I-26: Classification des sols selon la compressibilité.

I-4 Expression du tassement œdométrique :

Dans ce qui précède, on n'a pas expliqué comment l'on passe des variations de l'épaisseur de l'éprouvette aux variations de l'indice des vides du sol, que l'on représente dans la courbe de compressibilité œdométrique. Cette transformation est décrite dans ce paragraphe avec la transformation inverse qui permet d'utiliser la courbe œdométrique pour calculer des tassements.

Dans un essai œdométrique, comme les déformations horizontales du sol sont nulles, les variations de volume du sol se réduisent à celles qui résultent de la composante verticale du déplacement :

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H}{H}$$

Avec : $\begin{cases} H: \text{épaisseur de l'éprouvette} \\ V: \text{volume de l'éprouvette.} \end{cases}$

Si l'on suppose négligeable la déformation des grains du squelette solide. On peut écrire que le volume de ces grains reste constant pendant l'essai, ce qui se traduit par la condition :

$$\frac{H}{1+e} = \text{constante.}$$

On en déduit que :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Lors de l'essai œdométrique, on détermine l'épaisseur finale de l'éprouvette sous chacune des charges qui lui sont successivement appliquées, de sorte que l'on dispose d'une série de valeurs de $S = \Delta H$. Connaissant l'épaisseur initiale de l'éprouvette H_0 et indice des vides initial e_0 que l'on détermine en fin d'essai à partir de l'état final du sol et de sa déformation totale, on peut calculer les valeurs successives de l'indice des vides au moyen de la formule :

$$e = e_0 - \Delta e = e_0 - \frac{1 + e_0}{H_0} \Delta H$$

Inversement pour déduire le tassement œdométrique d'un sol (c'est-à-dire son tassement en l'absence de déplacements horizontaux) de la courbe de compressibilité œdométrique, on utilisera la formule :

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

Qui donne le tassement entre l'état initial du sol et son état actuel. La variation de l'indice des vides Δe est facile à calculer connaissant les valeurs des indices de gonflement C_s et de la compression C_c , et celle de la contrainte effective initiale σ'_{v0} , de la pression de pré-consolidation σ'_p et de la contrainte effective finale σ'_v .

✓ Si le sol est normalement consolidé (fig I-27 a):

$$\Delta e = C_c \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}$$

✓ Si le sol est sur consolidé (fig I-24b) :

$$\Delta e = C_s \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_p}$$

Avec : $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'$

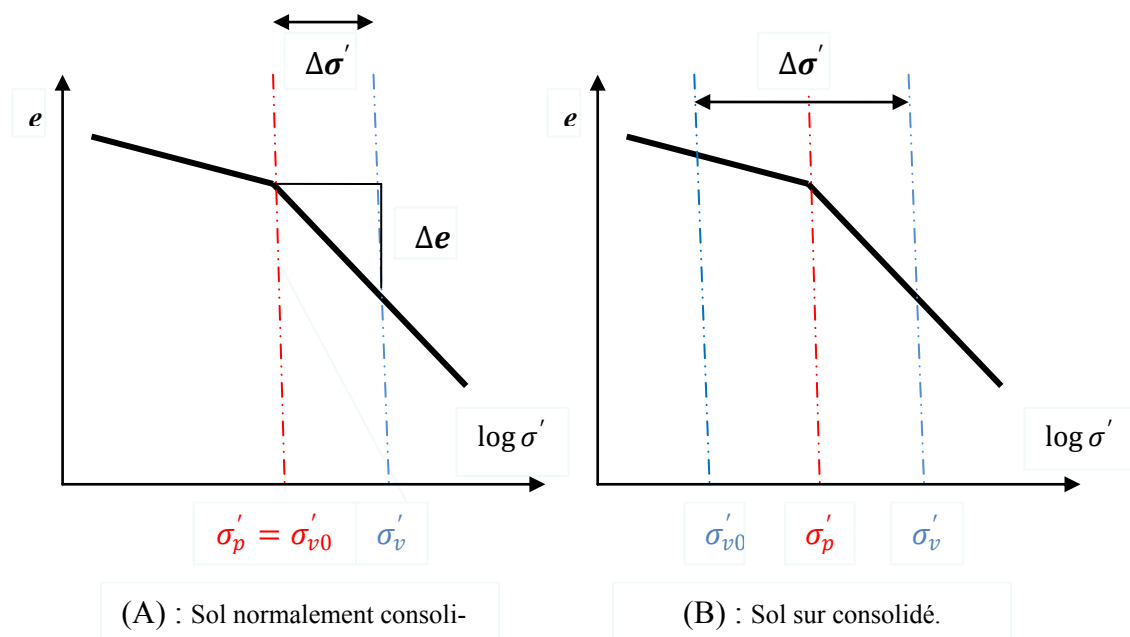


Fig I-27: Compressibilité du sol selon son état de consolidation en place.

Toutes les équations utilisées jusqu'à maintenant ne s'appliquaient qu'à une couche compressible unique. Lorsque les propriétés relatives à la consolidation ou tout simplement lorsque les indices des vides varient avec la profondeur ou appartiennent à des couches de sol différentes, le tassement de consolidation devient égal à la sommation de la contribution de chacune des couches :

$$S = \sum_{i=1}^n \Delta H_i$$

Où ΔH_i correspond au tassement de la i ème couche d'un ensemble de n couches. Donc pour calculer le tassement œdométrique d'une couche de sol, on doit connaître :

- ✓ L'épaisseur initiale de la couche ou des sous couches : H_0 qui est donnée par les sondages et le niveau de la nappe par les piézomètres.
- ✓ Pour chaque sous couche, l'état actuel du sol (e_0, σ'_{v0}) qui est indiqué par les résultats des essais en laboratoire : indice des vides actuel e_0 , les masses volumiques ρ des sols considérés.
- ✓ Pour chaque sous couche, ses paramètres de compressibilité (C_s, C_c, σ'_p).
- ✓ Si le chargement n'est pas œdométrique, on conclura dans l'axe du chargement, La chargement, la diffusion en profondeur des charges apportées par les ouvrages à construire : appliquée $\Delta\sigma'$, elle est donnée par des abaques (voir annexe A) ou par des logiciels de calcul.

I-5 Conclusion :

On peut conclure dans cette partie que les tassements se divisent en trois composantes : tassement immédiat, tassement de consolidation primaire et secondaire.

Le tassement immédiat est une compression élastique, qu'il peut être calculé par des plusieurs méthodes simplifiées, le domaine de validité de ces solutions est cependant plus réduit.

Les autres composantes du tassement sont liées à la compressibilité du sol, qu'il peut être étudié en laboratoire par l'œdomètre. On a été trouvé que la compressibilité des sols pulvérulents se produit en quelques minutes, par contre pour les sols fins, il se produit en des mois, des années ou des dizaines d'année grâce à leur perméabilité. Pour cela la compressibilité des sols pulvérulents n'a pas fait l'objet des études approfondies.

La courbe de compressibilité et de consolidation obtenues à partir des différents essais œdométriques (le plus souvent : essai œdométrique à chargement par palier ou à chargement constante) sont l'outil de base du calcul les caractéristiques de compressibilité.

Le tassement de consolidation primaire se produit à contrainte effective variable, lorsqu'il y ait variations des pressions interstitielles, par contre, le tassement de consolidation

secondaire se produit à contrainte effective constante, sans qu'il y ait variation des pressions interstitielles.

Finalement, le tassement de consolidation primaire et secondaire ont été principalement lié au facteur du temps, ce facteur n'a été pas introduit dans cette partie, pour cela on le sera étudié en détaille dans la partie suivante.

Vitesse de Consolidation

II-1 Introduction :

Dans tout ce qui vient d'être dit, on ne s'est pas préoccupé de la variable temps (l'évaluation des taux de consolidation primaire et secondaire des sols fins). Or, L'étude de la vitesse de tassement présente une importance pratique considérable.

Pourquoi est-il important de connaître la vitesse de tassement d'un sol sous l'effet d'une sollicitation extérieure ? À titre d'exemple, on suppose que la durée de vie d'un édifice soit de 50 ans et on estime à 500 ans la période nécessaire pour que le tassement soit achevé ; on définira la durée de vie comme la période pendant laquelle la structure n'est susceptible de subir que des dégâts mineurs. D'une part, si on a évalué que la totalité du tassement se produira pendant la période de construction de l'édifice, seule une structure sensible aux tassements rapides sera endommagée (comme les charpentes de béton armé ou les pavages en béton de ciment). D'autre part, la plupart des structures dont les fondations reposent sur des argiles subiront des tassements graduels pendant leur période d'utilisation ; ces tassements peuvent nuire au rendement normal de l'édifice. Cette partie est consacrée aux méthodes d'évaluation de la vitesse de tassement des structures. À l'aide de ces calculs, l'ingénieur est en mesure de déterminer les effets éventuels de ces tassements sur l'intégrité structurale de l'ouvrage, compte tenu de l'usage qu'on se propose d'en faire.

II-2 Phénomène de la consolidation :

L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'un éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition de surpressions interstitielles (excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique) dans la phase liquide du sol.

S'il existe des possibilités de drainage aux limites du massif ou de l'éprouvette, il s'établit un écoulement transitoire, régit par l'équation générale de l'écoulement de l'eau dans les sols :

$$k \left(\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) = - \frac{\partial n}{\partial t}$$

Dans laquelle n désigne la porosité, k le coefficient de perméabilité et h la charge hydraulique, et par les conditions initiales et aux limites. Au cours de cet écoulement, les surpressions interstitielles diminuent, les contraintes effectives augmentent et le volume du sol diminue, à une vitesse compatible avec la vitesse d'écoulement de l'eau hors du sol. On reprend l'analogie du ressort présentée à la figure (II-1)

La partie gauche de la figure (II-1) montre un piston chargé verticalement comprime un ressort à l'intérieur d'un cylindre rempli d'eau. Le ressort correspond au squelette du sol et l'eau du cylindre représente l'eau contenue dans les pores du sol. L'orifice de la soupape V placée sur le piston correspond à la dimension des pores du sol; la partie droite de cette figure présente un diagramme de la pression en fonction de la profondeur.

La figure (II-1a) : À l'équilibre, lorsque la soupape est ouverte, l'eau cesse de s'écouler. Cet équilibre peut être comparé à celui qui atteint par une couche de sol qui supporte le poids de toutes les couches sus-jacentes (qu'on appelle poids des terres). Un manomètre raccordé au cylindre indique la pression hydrostatique μ_0 à ce point précis. La figure (II-1b), on place un incrément de charge $\Delta\sigma$ sur la couche de sol. On suppose que la soupape V est fermée au début de consolidation. À l'application de la charge, la pression est immédiatement transmise à l'eau contenue dans le cylindre. Etant donné que l'eau est relativement incompressible, que la soupape est fermée et que l'eau ne peut s'échapper. Il n'y a pas de tassement du piston et le manomètre indique $\Delta\mu = \Delta\sigma$. On appelle cette pression interstitielle, $\Delta\mu$, la pression interstitielle en excès parce qu'elle correspond à la partie excédentaire de la pression hydrostatique initiale μ_0 .

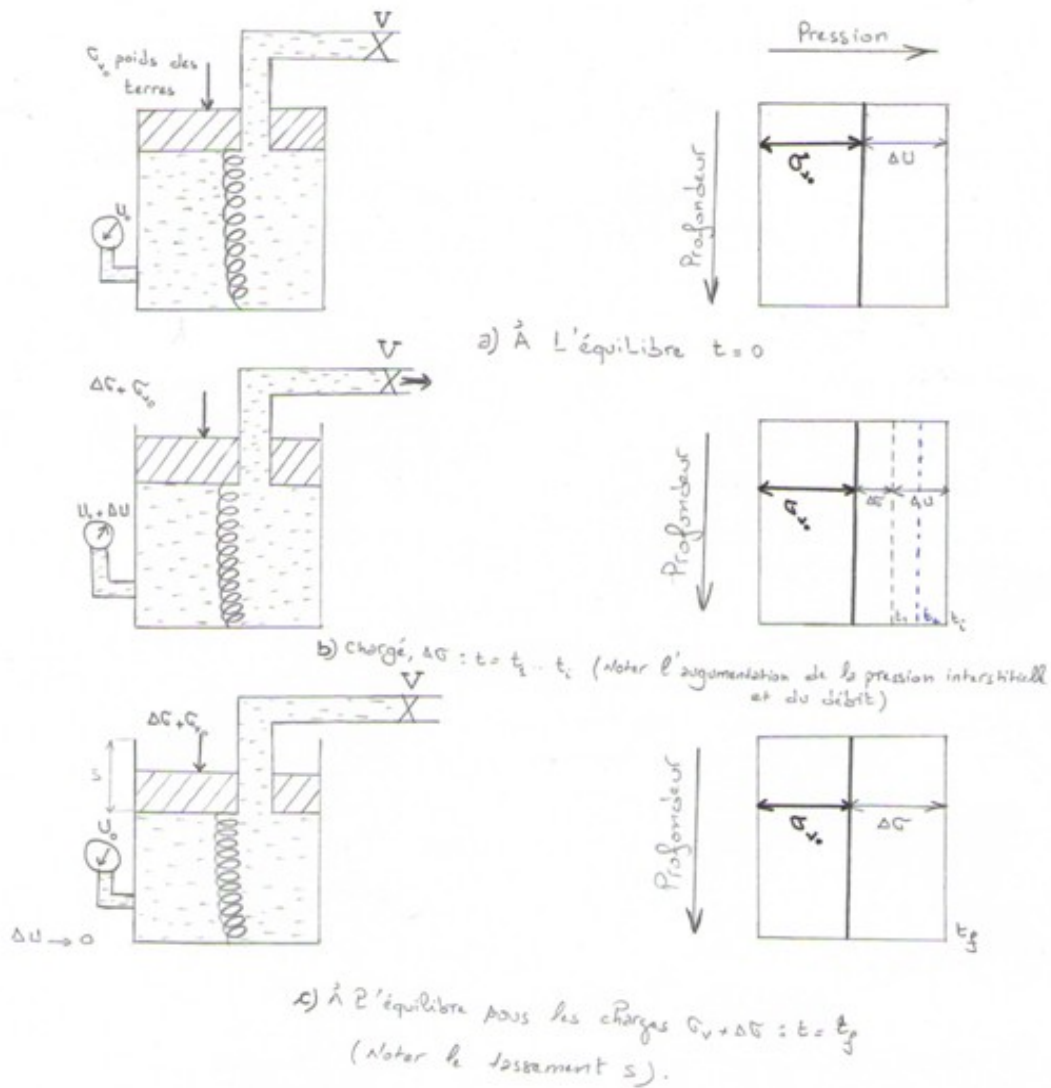


Fig II-1 : analogie du ressort pour la consolidation

Pour simuler un sol cohérent à grains fins de faible perméabilité, on peut ouvrir la soupape et permettre à l'eau de sortir lentement du cylindre. À mesure que l'eau est évacuée, sa pression diminue et la charge $\Delta\sigma$ est transmise au ressort qui se comprime sous cette charge. Lorsque l'équilibre est atteint (fig II-1c), l'eau ne s'écoule plus du cylindre, la pression interstitielle est redevenue hydrostatique et le ressort est en équilibre avec la charge $\sigma_v + \Delta\sigma$.

Pour le diagramme de la pression en fonction de la profondeur, l'augmentation de contrainte effective $\Delta\sigma'$ et de la pression interstitielle en excès $\Delta\mu$ qui sera dissipé à $t = t_f$. Les traits pointillés verticaux t_1, t_2 , etc. Représentent le temps écoulé depuis le début de la consolidation. On appelle ces lignes des « isochrones » parce qu'elles correspondent à des temps égaux. Enfin, lorsque t tend vers l'infini, la pression interstitielle en excès $\Delta\mu$ est dissipée et la contrainte effective est égale à la contrainte initiale σ'_{v0} à laquelle on a additionné la variation de contrainte $\Delta\sigma$. Durant ce temps, le piston a déterminé un tassement dont l'ampleur est proportionnelle au volume de l'eau expulsée du cylindre.

Ce modèle élémentaire permet d'illustrer ce qui produit lorsque des sols cohérents sont chargés, soit en laboratoire, soit sur le terrain. Au début, les sollicitations externes sont entièrement transmises aux pressions interstitielles et on n'enregistre, ce moment, aucun changement dans les contraintes effectives. Graduellement, au fur et à mesure que l'eau est expulsée sous l'effet du gradient de pression, le squelette de sol se comprime, absorbe la charge et la contrainte effective augmente. La compressibilité du ressort est analogue à la compressibilité du squelette de sol. Au début d'un certain temps, la pression hydrostatique en excès devient égale à zéro et la pression interstitielle reprend la valeur qu'elle avait avant le chargement.

Pour prédire la vitesse de tassement d'une fondation, on a besoin d'une équation ou d'une théorie qui permette de prédire la pression interstitielle et l'indice des vides en un point quelconque, dans le temps et dans l'espace, d'une d'argile en voie de consolidation. On pourra ainsi déterminer le changement d'épaisseur ou le tassement de la couche à n'importe quel temps après le début du chargement, en intégrant cette équation sur toute l'épaisseur de la couche. La théorie de consolidation la plus utilisée en mécanique des sols est une théorie de consolidation unidimensionnelle. Elle a d'abord été développée par Terzaghi dans les années 20 ; sa dérivation et sa solution sont présentées aux sections suivantes.

II-3 Théorie de la consolidation unidimensionnelle :

II-3-1 Introduction :

La théorie de la consolidation unidimensionnelle développée par Terzaghi traite la consolidation d'une couche de sol dans laquelle les déformations sont uniquement verticales et où la charge est appliquée instantanément à l'instant initial. Elle correspond aux conditions de l'essai œdométrique sous chaque palier de chargement, et au schéma des couches de sols compressibles sans déplacements horizontaux.

II-3-2 Hypothèses :

Les hypothèses de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi sont les suivantes :

- ✓ Le sol est homogène.
- ✓ Le sol est saturé et le reste pendant toute la consolidation ; il est donc composé de deux phases seulement : le squelette et l'eau interstitielle.
- ✓ L'eau et les grains solides sont incompressibles.
- ✓ Les déformations du squelette sont uniquement verticales.
- ✓ il y a une seule relation indépendante du temps entre l'indice des vides et les contraintes effectives, qui ont été décrites par la relation: $de = -a_v d\sigma'_v$.

- ✓ L'écoulement de l'eau interstitielle est uniquement vertical.
- ✓ La loi de Darcy s'applique quelle que soit la valeur du gradient hydraulique
- ✓ Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche de sol et pendant toute la consolidation.
- ✓ Les déformations du sol restent petites pendant la consolidation.
La plupart de ces hypothèses ne sont que des approximations assez grossières de

La réalité :

- ✓ L'homogénéité des sols est toute relative : dans les dépôts de sols naturels, les propriétés physiques et mécaniques varient d'un point à un autre ; elles dépendent, en particulier, de l'état des contraintes initiales, qui varie en fonction de la profondeur.
- ✓ Pour les sols très compressibles, les propriétés du sol varient au cours de la consolidation et ne sont pas indépendantes du temps.
- ✓ Pour la plupart des sols, l'indice des vides est une fonction linéaire du logarithme de la contrainte effective et non de la contrainte effective elle-même. Donc la linéarité de la loi de compressibilité de l'hypothèse précédente n'est pas donc valable que pour des variations de contraintes d'amplitude limitée.
- ✓ Les sols naturels contiennent, en général, un certain pourcentage de gaz, même très faible, qui fait que la compressibilité du fluide (eau + gaz) qui remplit les pores du sol n'est pas tout à fait négligeable.
- ✓ Dans les dépôts de sols naturels, les déplacements horizontaux ne peuvent pas toujours être négligés et l'écoulement de l'eau a souvent une composante horizontale.
- ✓ Dans certains types de sols, les tourbes par exemple, on ne peut pas négliger la compression secondaire qui accompagne la consolidation.
- ✓ Enfin, dans certains sols particuliers ou pour des valeurs très faibles du gradient hydraulique, la loi de Darcy peut ne pas être rigoureusement.

II-3-3 L'équation de la consolidation :

Comme, par hypothèse, tous les phénomènes sont unidimensionnels (nous les supposons verticaux), on peut limiter l'analyse au comportement d'une colonne de sol de section unité, dont les plans horizontaux sont repérés par rapport à l'axe « oz » (figure II-2).

L'équation de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi s'obtient en combinant les équations de conservation de la masse de l'eau et de la masse des grains solides, la loi de Darcy et la loi de compressibilité du squelette, écrit sous forme unidimensionnelle.

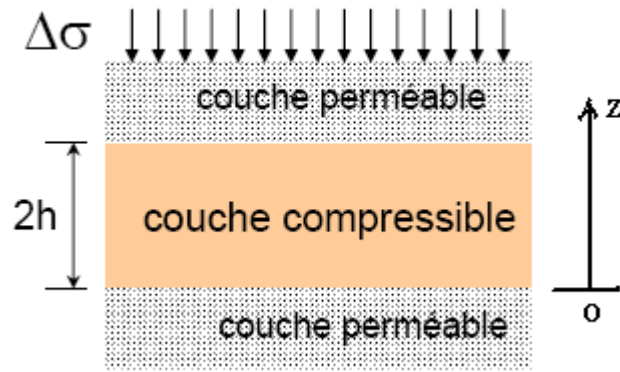


Fig II-2 : Couche compressible chargée en surface et drainée sur ses deux faces.

L'accroissement de contrainte sur un parallélépipède de sol de dimension $dx.dy.dz$ entraîne un drainage des eaux interstitielles. La vitesse d'écoulement est :

$$v_z = k \times i_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$$

Puisqu'un changement de la charge hydraulique est uniquement du à un changement de la pression interstitielle alors :

$$\mu = \gamma_w h \quad \Rightarrow \quad \partial \mu = \gamma_w \partial h \quad \Rightarrow \quad \partial h = \frac{\partial \mu}{\gamma_w}$$

Donc la vitesse d'écoulement devient :

$$v_z = k \cdot i_z = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial \mu}{\partial z}$$

La condition de continuité de la loi de Darcy peut être donc exprimée par :

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} dx \cdot dy \cdot dz = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} dx \cdot dy \cdot dz$$

La vitesse d'écoulement d'eau sortant de l'élément de sol est :

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} dx \cdot dy \cdot dz$$

Le changement de volume de l'élément de sol en fonction du coefficient m_v sous l'effet des charges extérieures est donné par :

$$dS = m_v \Delta \sigma' dz$$

Ainsi la vitesse de changement de volume devient :

$$\frac{\partial v}{\partial t} = m_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t} dx \cdot dy \cdot dz$$

L'incrément de contrainte totale est graduellement transféré aux particules solides, augmentant ainsi les contraintes effectives puisque la pression interstitielle décroît. D'où le changement de volume peut être exprimé en fonction du changement de la pression interstitielle.

$$\frac{\partial v}{\partial t} = -m_v \frac{\partial \mu}{\partial t} dx \cdot dy \cdot dz$$

Comme la vitesse de changement de volume de l'élément de sol est égale à la vitesse d'écoulement d'eau sortant de l'élément de sol alors :

$$-m_v \frac{\partial \mu}{\partial t} dx \cdot dy \cdot dz = -\frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} dx \cdot dy \cdot dz$$

Ainsi :

$$\frac{\partial \mu}{\partial t} = -\frac{k}{\gamma_w m_v} \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2}$$

Ou bien :

$$\frac{\partial \mu}{\partial t} = c_v \cdot \frac{\partial^2 \mu}{\partial z^2} \dots \dots \dots \text{(II - 1)}$$

Avec :

$$c_v = -\frac{k}{\gamma_w m_v}$$

c_v est appelé coefficient de consolidation, sa valeur numérique est fonction de la perméabilité et de la compressibilité du sol. Les coefficients k et m_v diminuent avec l'accroissement des contraintes appliquées, donc le coefficient c_v varie aussi. En pratique, le coefficient de consolidation est toujours supposé constant pour simplifier les calculs.

L'équation II-1 est l'équation différentielle fondamentale de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. Par ailleurs, en supposant que c_v est constant dans le temps et dans l'espace, on peut donc qualifier l'équation II-1 d'équation aux dérivées partielles du second ordre à coefficient constant. Il existe plusieurs façons de résoudre une équation de ce genre. Certaines sont mathématiquement exactes alors que d'autres ne sont que des approximations. Harr (1966), par exemple, suggère une approximation basée sur la méthode des différences finies. Taylor (1948), à l'instar de Terzaghi (1925), propose une solution rigoureusement mathématique basée sur un développement qui suit est une adaptation des solutions de Taylor (1948) et de Leonards (1962).

II-3-4 Solution mathématique de l'équation :

L'équation de la consolidation unidimensionnelle et les conditions aux limites de l'écoulement permettent de déterminer la fonction $\mu(z, t)$, qui est la solution de l'équation (II-1), et par la suite, l'évolution au cours du temps des contraintes effectives à l'intérieur de la couche de sol pour des conditions initiales et aux limites suffisamment régulières, la solution est donnée par un développement en série.

Les conditions aux limites et les conditions initiales que l'on associe à la consolidation unidimensionnelle sont les suivantes :

- ✓ La couche compressible est complètement drainée à ses deux extrémités.
- ✓ La surpression hydrostatique initiale $\Delta \mu$ est égale à l'augmentation de la contrainte aux limites $\Delta \sigma$.

Ces conditions peuvent se formuler comme suit :

- ✓ Lorsque $z = 0$ et lorsque $z = 2H$, alors $\Delta\mu = 0$.
- ✓ Lorsque $t = 0$, alors $\Delta\mu = \Delta\sigma$.

$$\mu(z, t) = \frac{4}{\pi} \Delta\sigma \left[\sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{(2m+1)} \sin \frac{(2m+1) \cdot \pi \cdot z}{2H} e^{\left(\frac{-(2m+1)^2 \pi^2}{4} T_v \right)} \right]$$

Ou bien :

$$\mu(z, t) = \mu_0 \left[\sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{M \cdot z}{d} e^{(-M^2 T_v)} \right]$$

Avec : $\begin{cases} M = \frac{\pi(2m+1)}{2} & \text{où } m = 1, 2, 3 \dots \dots \\ T_v = \frac{c_v t}{d^2} \end{cases}$

T_v étant quantité sans dimension, appelée facteur de temps. Le paramètre d est la longueur de plus long chemin de drainage égale à $2H$ pour un drainage simple et H pour un drainage double. Par conséquent la théorie de Terzaghi relie les trois quantités suivantes :

- ✓ La profondeur au-dessous de la surface superficielle de la couche d'argile (z).
- ✓ La pression interstitielle d'eau (μ).
- ✓ Le temps à partir de l'application des contraintes totales (t).

À tout instant (t) la distribution de l'excès de pression interstitielle peut être calculée à partir de l'équation de continuité (II-1) et présentée sur un graphe comme le montre la figure (II-3).

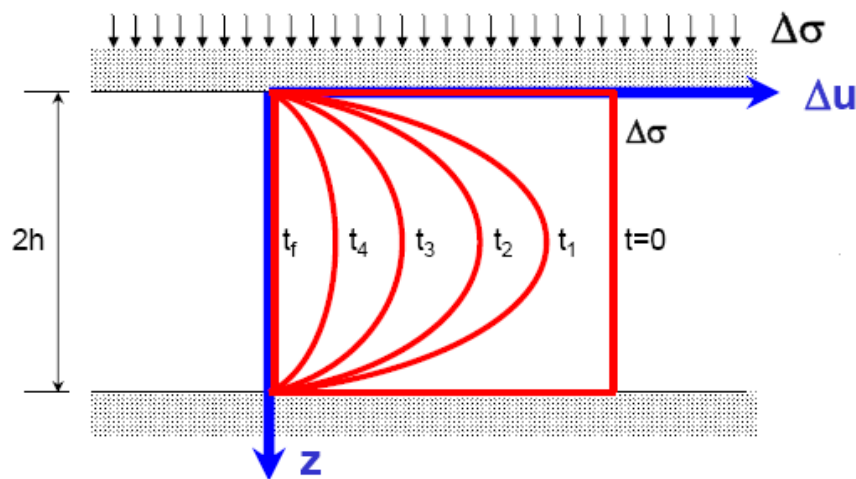


Fig II-3 : La distribution de l'excès de pression interstitielle.

II-3-5 Degré de consolidation U_v et facteur de temps T_v :

Le degré de consolidation est défini comme le rapport de l'augmentation moyenne de la contrainte effective dans la couche au temps t à sa valeur final, égale à la valeur de la charge appliquée $\Delta\sigma$.

$$U_v = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\sigma_v} = \frac{\Delta\sigma_v - \Delta\mu}{\Delta\sigma_v} = 1 - \frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma_v}$$

Avec : $\Delta\mu$ valeur moyenne de $\Delta\mu(z, t)$ dans la couche au temps t considéré.

Comme on a fait l'hypothèse d'une relation linéaire entre la variation de l'indice des vides et la variation de la contrainte effective verticale, U_v est aussi le rapport du tassement au temps t au tassement final (pour $t = \infty$).

$$U_v = \frac{S(t)}{S(\infty)}$$

Le degré de consolidation U_v peut être calculé sous forme adimensionnelle, en introduisant un temps réduit, appelé facteur temps est égal à :

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

Dans la plupart des cas cependant, le fait de connaître le rapport de consolidation en un seul point ne présente que peu d'intérêt. Le pourcentage de consolidation moyen de toute la couche revêt un caractère plus pratique. Ce paramètre, qu'on désigne par U_{moy} , représente la mesure de la consolidation subie par la totalité de la couche et cette valeur peut, au bout d'un certain temps, être liée au tassement total de la couche, c'est-à-dire le degré de consolidation moyen est égal à la variation du volume à un temps (t) divisée par la variation finale du volume total. Il est exprimé sous forme de pourcentage.

$$U_{moy} = \frac{\text{variation du volume total, au temps } t}{\text{variation du volume total}} \times 100$$

Pour une consolidation unidimensionnelle :

$$U_{moy} = \frac{\text{variation de la hauteur, au temps } t}{\text{variation de la hauteur total}} \times 100$$

À tout instant t , la variation de la hauteur d'un élément de sol est :

$$\Delta S = m_v \Delta\sigma' \Delta z$$

L'intégration de ΔS entre les limites « 0 » et $2H$ permet d'obtenir le tassement de toute la couche de sol S_t à un temps t :

$$S_t = \int_0^{2H} m_v (\Delta\sigma - \mu_z) \cdot dz = m_v \left[2\Delta\sigma \cdot H - \int_0^{2H} \mu_z \cdot dz \right]$$

En substituant μ_z par sa valeur dans cette équation et après intégration (pour plus détail voire l'annexe A):

$$S_t = 2\Delta\sigma \cdot H \cdot m_v \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} e^{\left(\frac{-(2m+1)^2\pi^2}{4} T_v\right)} \right] \dots \dots \dots \text{(II - 2)}$$

À temps $t = \infty$: le tassement final est :

$$\Delta S = \Delta S = 2\Delta\sigma \cdot H \cdot m_v \dots \dots \dots \text{(II - 3)}$$

La division de l'équation (II-2) par l'équation (II-3) donne :

$$U_{moy} (\%) = \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} e^{\left(\frac{-(2m+1)^2\pi^2}{4} T_v\right)} \right] \times 100$$

Cette solution s'applique quelle que soit la valeur de U_{moy} , mais uniquement lorsque la surpression hydrostatique initiale est constante ou linéaire. Taylor (1948) et Loenards (1962) ont proposé des solutions qui pourraient s'appliquer dans les autres cas, c'est-à-dire lorsque la distribution de la pression interstitielle initiale est différente, mais en pratique, les différences sont négligeables.

Casagrande (1938) et Taylor (1948) ont donné les approximations suivantes pour l'équation (II-2). Il est utile de les connaître :

✓ Pour $U_{moy} < 60\%$:

$$T_v = \left(\frac{\pi}{4} U_{moy}^2\right) \dots \dots \dots \text{(II - 4)}$$

✓ Pour $U_{moy} > 60\%$:

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U_{moy} \%) \dots \dots \dots \text{(II - 5)}$$

Le degré de consolidation dépend ainsi des facteurs suivants :

- ✓ L'épaisseur de la couche de sol et le nombre de surfaces de drainage.
- ✓ Coefficient de perméabilité k .
- ✓ Coefficient de compressibilité a_v et l'amplitude de la pression de consolidation.

Pour un degré de consolidation et des conditions limites donnée, le facteur temps T_v est toujours constant. Ainsi, le temps nécessaire pour atteindre ce degré de consolidation est :

$$t = \frac{H^2 T_v}{c_v}$$

Cette équation montre que t est proportionnel au carré du chemin de drainage et inversement proportionnel au coefficient de consolidation. La relation entre T_v et U_{moy} est donné sur la figure II-4.

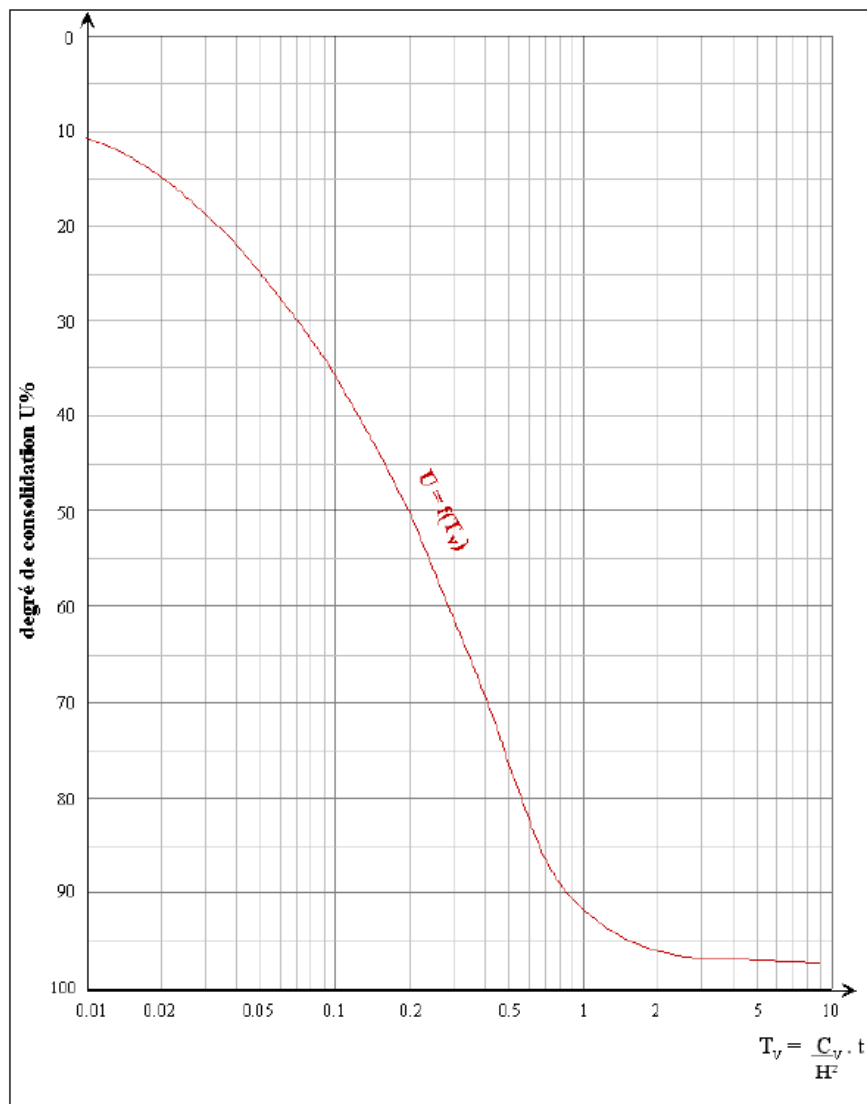


Fig II-4 : Courbe de U_{moy} en fonction du T_v .

II-4 Détermination du coefficient de consolidation c_v :

II-4-1 Introduction :

Comment procède-t-on pour calculer le coefficient de consolidation c_v ? Ce coefficient est le seul terme de l'équation de consolidation qui fasse intervenir les propriétés géotechniques liées à la vitesse de consolidation. À la partie 1, on a décrit l'essai œdométrique servant à mesurer la compressibilité du sol. On avait alors mentionné que chaque incrément de charge est maintenu sur l'échantillon pendant un intervalle de temps arbitraire pour permettre aux pressions interstitielles en excès de se dissiper. Pendant cette période on prend les lectures micrométriques de déformation et on détermine le coefficient de consolidation c_v à partir des données sur le temps en fonction de la déformation.

Afin de déterminer ce coefficient c_v , il est très important de connaître que la forme des courbes tassement-temps donnée par cet essai et la théorie de Terzaghi diffèrent. Ainsi, la valeur du coefficient c_v obtenue dépend de la méthode utilisée pour rapprocher la courbe obtenue au laboratoire à la courbe théorique. Un certain nombre de méthodes sont disponibles pour calculer ce coefficient.

II-4-2 Méthode du logarithme du temps de Casagrande :

Selon cette méthode, les déformations sont mises en graphique en fonction du logarithme du temps, comme le montrent à la figure II-5, à plus grande échelle. La démarche consiste à trouver R_{50} (lecture micrométrique à des temps t_{50}) et de là, t_{50} (temps nécessaire pour atteindre 50% de consolidation) en déterminant de façon approximative R_{100} , la lecture micrométrique à t_{100} ou t_p , correspondant à 100% de consolidation primaire. Le temps correspondant à 100% de consolidation est égal à l'infini. Casagrande a suggéré qu'on prenne de façon plutôt arbitraire et approximative le point d'intersection des deux tangentes aux courbes de laboratoire (fig II-5). Des recherches subséquentes ont démontré que ce procédé graphique donnait une bonne définition de lecture micrométrique à laquelle les pressions interstitielles en excès tendaient vers zéro, en particulier lorsque le rapport d'augmentation de la charge était élevé et que les charges excédaient la pression de préconsolidation. Une fois qu'on a défini R_{100} , il est relativement facile de déterminer R_{50} et t_{50} , à condition de connaître préalablement R_0 .

Le facteur temps T_v étant directement proportionnel au carré de U_{moy} jusqu'à $U_{moy} = 60\%$ (équation II-4), la première partie de la courbe forme une parabole. Pour connaître, on choisit des temps t_1 et t_2 quelconque, dans un rapport de 4 pour 1 on prend les lectures mi-

crométriques correspondantes. On rapporte ensuite au-dessus de R_1 une distance égale à la différence $R_2 - R_1$ et l'on définit ainsi la lecture initiale R_0 . Sous forme d'équation, on obtient :

$$R_0 = R_1 - (R_2 - R_1) \dots \dots \dots (II - 6)$$

On recommande de procéder à plusieurs essais successifs pour obtenir une valeur moyenne exacte de R_0 :

$$R_0 = R_2 - (R_3 - R_2) \dots \dots \dots (II - 7)$$

Et :

$$R_0 = R_3 - (R_4 - R_3) \dots \dots \dots (II - 8).$$

La figure II-5 montre trois essais permettant de déterminer R_0 à partir de R_1, R_2, R_3 et R_4 . Les distances x, y et z sont inscrites vis-vis des temps t_1, t_2, t_3 et t_4 respectivement. Il est important de s'assurer que la méthode graphique donne les mêmes résultats que les équations II-5, II-6 et II-7 pour R_0 .

Une fois que les pourcentages de consolidation de 0 et de 100% ont été déterminés, on peut trouver t_{50} en divisant par deux la distance qui sépare R_0 et R_{100} . Pour déterminer c_v , on utilise l'équation :

$$c_v = \frac{(T_v)_{50} H^2}{t_{50}}$$

La valeur de T_v donnant $U_{moy} = 50\%$ est égale à 0.196 (par l'équation II-4). On doit également connaître la hauteur moyenne de l'échantillon pendant l'incrément de charge.

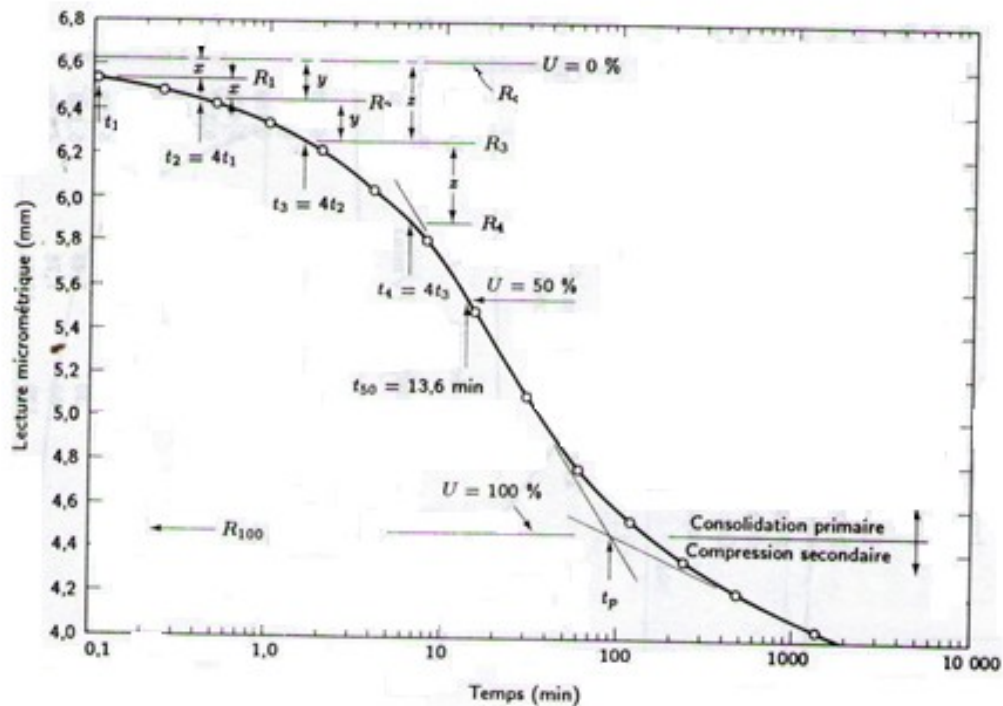


Fig II-5 : Détermination de la valeur de t_{50} par la méthode de Casagrande.

La méthode d'ajustement de courbes de Casagrande est basée sur la détermination de R_{50} et de t_{50} à partir d'une approximation de R_{100} . Cette méthode ne permet pas de déterminer t_{100} parce que le temps correspondant à tout autre degré de consolidation ne peut être obtenu qu'à partir de la théorie de consolidation, selon laquelle $t_{100} = \infty$. Elle permet cependant de définir une valeur de t appelée t_p (pour primaire), une limite pratique servant à obtenir une valeur utilisable de R_{100} . On désigne souvent t_p par t_{100} . La figure II-6 donne l'écart entre la courbe expérimentale et la courbe théorique. La différence que l'on observe entre les deux courbes provient de la compression secondaire et d'autres facteurs comme la vitesse d'augmentation de la contrainte effective dont la théorie de Terzaghi ne tient pas compte.

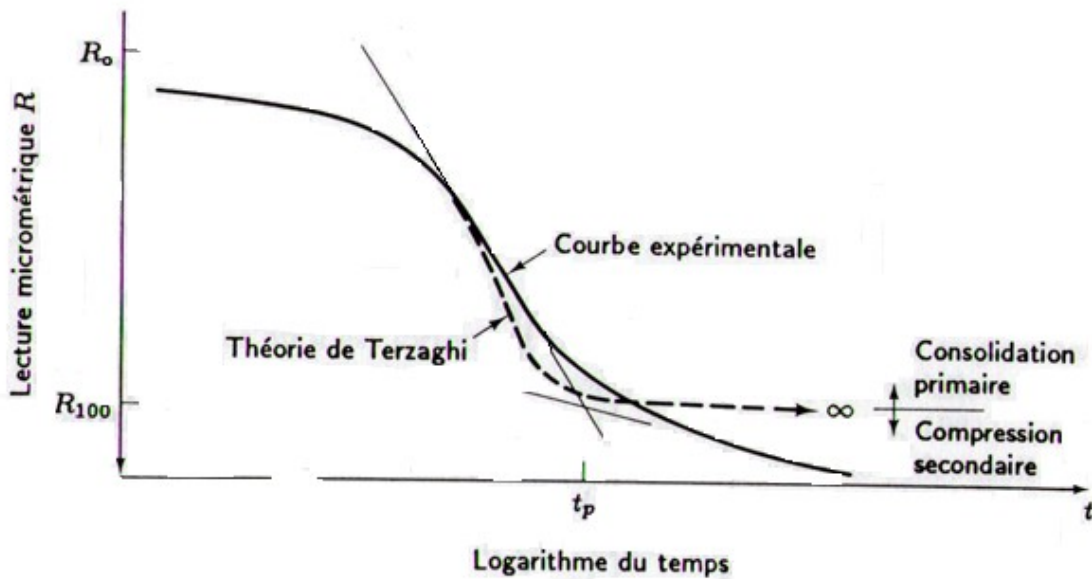


Fig II-6 : Théorie de Terzaghi sur la consolidation et courbe expérimentale caractéristique utilisée pour définir t_p .

II-4-3 Méthode de la racine carrée du temps de Taylor :

Taylor (1948) a aussi mis au point une méthode pour déterminer c_v et celle-ci est basée sur graphique de la racine carrée du temps. Tout comme la méthode de Casagrande, cette démarche repose sur la similitude entre la forme des courbes théorique et expérimentales de compression en fonction de la racine carrée de T_v ou de t . Il est basé sur le fait que jusqu'à 60 % de consolidation approximativement, la courbe théorique de Terzaghi est linéaire. Taylor a révélé que l'abscisse de la courbure à 90 % de consolidation était à peu près égale à 1.15 fois l'abscisse du prolongement de la portion droite de la courbe théorique. Cette observation lui a permis de déterminer le point correspondant à 90 % de consolidation sur les courbes obtenues en laboratoire.

La figure II-7 montre la courbe théorique de Taylor, le point D correspond à un degré de consolidation moyen de 0 %. Ce point est obtenu par le prolongement de la partie linéaire du graphe jusqu'à l'axe des ordonnées, c'est-à-dire un temps égal à zéro ($t=0$). La ligne droite DE est alors tracée avec 1.15 fois l'abscisse correspondant à la partie linéaire de la courbe expérimentale, l'intersection de cette ligne DE avec la courbe expérimentale représente le point R_{90} correspondant à un degré de consolidation 90 %. Ce point permet de déduire la valeur de $\sqrt{t_{90}}$. La valeur du facteur de temps T_v correspondant à $U_{moy}=90\%$ est égale à 0.848 (équation II-5). Ainsi le coefficient de consolidation par la méthode de Taylor est :

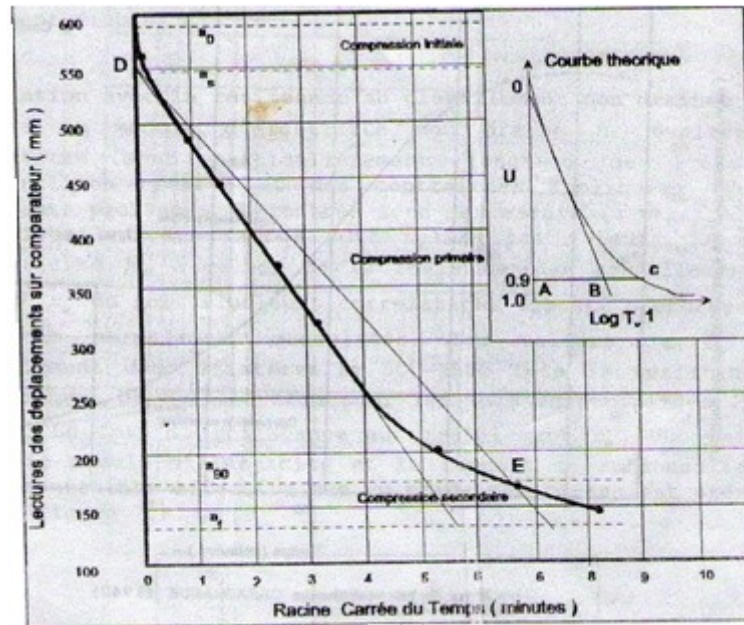


Fig II-7 : Détermination de la valeur de c_v par la méthode de racine carrée mise au point par Taylor.

$$c_v = \frac{0.848 \times H^2}{t_{90}}$$

Ces méthodes d'ajustement de courbes n'étant que des approximations de la théorie, on ne peut pas s'attendre à une concordance parfaite des valeurs. Il arrive souvent que la valeur de c_v obtenue par la méthode de racine carrée de temps soit légèrement supérieure à la valeur donnée par la méthode du logarithme de temps t .

On doit également savoir que c_v n'est pas constant pour un essai sur un sol donné mais qu'il est fortement influencé par rapport d'augmentation de la charge et par le niveau de la contrainte appliquée, qu'elle excède ou non la contrainte de préconsolidation. Lorsque les incréments de charge sont en deçà de la contrainte de préconsolidation, la consolidation se produit très rapidement et les valeurs de c_v sont relativement élevées. Cependant, il est parfois difficile de déterminer t_p pour ces incréments parce que les courbes de tassement en fonction du temps ne présentent pas la forme classique des courbes des figures II-5 et II-7. Dans les cas des argiles non remaniées, c_v prend une valeur minimale pour les incréments qui approchent la contrainte de préconsolidation (Taylor 1948). On utilise souvent la valeur minimale au moment de la conception alors qu'il serait peut être plus approprié d'utiliser la valeur de c_v correspondant à l'incrément prévu sur le terrain.

Un avantage important de la méthode \sqrt{t} est qu'elle permet de déterminer t_{90} sans qu'il soit nécessaire de dépasser beaucoup t_p . Si l'on porte les points sur graphique au fur et à mesure qu'ils sont définis par essai, on peut placer un nouvel incrément de charge dès que t_{90} est atteint. Non seulement la durée d'un essai en est-elle considérablement réduite par rapport à

la méthode selon laquelle on place des incréments pour une durée de 24 heures, mais elle permet en outre de minimiser l'apport de compression secondaire dans le tracé de la courbe de e en fonction de $\log \sigma'$.

Compte tenu de la difficulté d'obtenir la partie linéaire de la courbe de Taylor, il est donc recommandé d'utiliser la méthode proposée par Casagrande.

II-4-4 Méthode à partir de la mesure du coefficient de perméabilité k_v :

En général, cette méthode consiste de mesurer la perméabilité verticale k_v à chaque palier pour des contraintes σ'_v supérieures à σ'_p . Si on reporte dans le diagramme semi logarithmique « e » en fonction du logarithme de la perméabilité k_v (fig II-8), on obtient une droite, qu'on prolonge jusqu'au point $e_0, \log k_{v0}$ elle a pour équation :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = (e_0 - C_k \log k_{v0}) + C_k \log k_v \\ \text{ou:} \\ e = e_k + C_k \log k_v \end{array} \right.$$

D'après l'équation :

$$C_v = \frac{k_v \cdot \gamma_w}{E_{oed}}$$

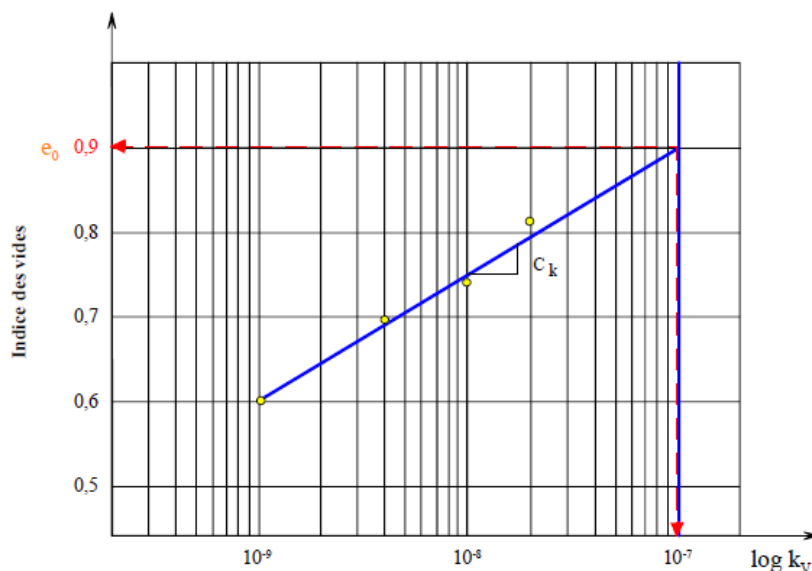


Fig II-8 : Coefficient de perméabilité verticale en (m/sec).

Donc lorsque :

- ✓ Le sol est surconsolidé ($\sigma'_v < \sigma'_p$):

$$C_v = 2.3 \frac{k_v \times (1+e_0)}{C_s \times \gamma_w} \sigma'_v$$

- ✓ Le sol est sousconsolidé ($\sigma'_v > \sigma'_p$):

$$C_v = 2.3 \frac{k_v \times (1+e_0)}{C_c \times \gamma_w} \sigma'_v$$

On a sait que l'indice de gonflement C_s est plus petit que l'indice de compression C_c , donc le coefficient de consolidation C_v sera plus élevé dans le sol surconsolidé et la consolidation dans ce domaine sera beaucoup plus rapide que dans le sol sousconsolidé.

Généralement, la valeur de C_v déterminée à partir de la mesure de k_v est supérieure à la mesure directe de Taylor, elle-même supérieure à celle de Casagrande.

Remarque :

On remarque que les deux méthodes, celle de Casagrande et celle de Taylor, fournissent des valeurs différentes variant du simple au double. On ne peut pas dire laquelle des deux fournit les résultats les plus fiables, mais il faut garder présent à l'esprit que la méthode de Casagrande fournit aussi comme sous-produit la pente de la droite relative aux tassements à long terme (consolidation secondaire), qui sont liés à la viscosité du squelette solide.

En outre, la méthode de Casagrande peut être utilisée quelque soit le type de terrain, alors que celle de Taylor ne peut pas être utilisée pour des terrains présentant une forte composante de tassement visqueux car les hypothèses de départ ne sont plus valables dans ce cas-là (à savoir que pour $U > 0.9$, la déformation est principalement due à la consolidation primaire c'est-à-dire, au transfert de la charge de l'eau au squelette solide).

II- 5 Evaluation de la consolidation secondaire :

Jusqu'ici, on a appris à calculer le tassement immédiat S_i et le tassement de consolidation primaire S_c , de même que son taux de variation. D'après l'équation (I-1), l'autre composante du tassement total est le tassement de consolidation secondaire ou la compression secondaire.

On appelle la compression secondaire le changement de volume qui se poursuit au-delà du processus de consolidation primaire ; elle se produit toutefois à vitesse réduite. La différence principale entre la consolidation primaire et la compression secondaire réside dans le fait que cette dernière se produit sous une contrainte effective constante, après que toutes les pressions interstitielles en excès se soient dissipées. Cette composante du tassement peut, semble-t-il, être attribuée à une compression des liens entre les particules individuelles

d'argile ou d'autres phénomènes se produisant à l'échelle microscopique et qui demeurent, dans une certaine mesure, inexplicables. Un autre facteur qui ajoute à la complexité de ce phénomène réside dans la difficulté à départager sur le terrain le tassement de consolidation primaire et la compression secondaire, en particulier si la couche compressible est relativement épaisse. La partie adjacente aux couches drainantes peut être consolidée à 100% et subir une compression « secondaire » tandis que le centre du dépôt en est encore au stade « primaire ». ces deux composantes s'additionnent pour produire le tassement total et il n'est pas facile, dans une estimation, d'en séparer les effets. Dans cette section, on tentera de présenter une hypothèse de travail à la fois réaliste et pratique pour déterminer la compression secondaire pour quelques cas simples.

Dans les ouvrages géotechniques, il règne malheureusement une certaine confusion lorsqu'il s'agit de définir l'intensité et le taux de compression secondaire. On adoptera donc la définition donnée par Raymond et Wahls (1976) et celle de Mesri et Choi (1977) pour l'indice de compression secondaire C_α :

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

Où : Δe : variation de l'indice des vides de long d'une portion donnée de la courbe de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps, entre les temps t_1 et t_2 .

Δt : Intervalle de temps compris entre t_1 et t_2 .

Naturellement, cette définition est analogue à celle de l'indice de compression primaire C_c qui donnée par le rapport $(\Delta e / \Delta \log \sigma')$. On définira par ailleurs l'indice de compression secondaire modifié $C_{\alpha e}$:

$$C_{\alpha e} = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

Où : C_α : l'indice de compression secondaire.

e_p : Indice des vides au début de la portion linéaire de la courbe de e en fonction de $\log t$ (on aurait pu utiliser l'indice des vides in-situ e_0 sans altérer la précision du résultat).

D'après Ladd et Coll. (1977) :

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \log t}$$

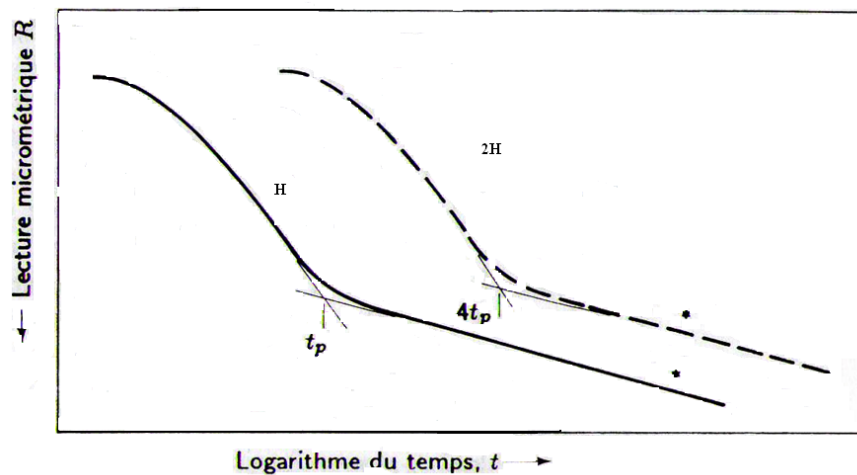
L'indice de compression secondaire C_α et l'indice de compression secondaire modifié $C_{\alpha e}$ peuvent être déterminés à partir de la pente de la portion linéaire de la courbe des lectures microscopiques en fonction du logarithme temps, dans la portion qui suit immédiatement la consolidation primaire (fig II-5). Habituellement, ΔR est déterminé sur un cycle logarithmique du temps.

Afin de se donner des hypothèses de travail pour l'évaluation de la compression secondaire, on posera les hypothèses de travail pour l'évaluation de la compression secondaire, on posera les hypothèses suivantes quant au comportement des sols à grains fins pendant cette phase, en se basant sur les travaux de Ladd (1977) et d'autres chercheurs. Ces hypothèses ont été résumées par Raymond et Wahls (1976) comme suit :

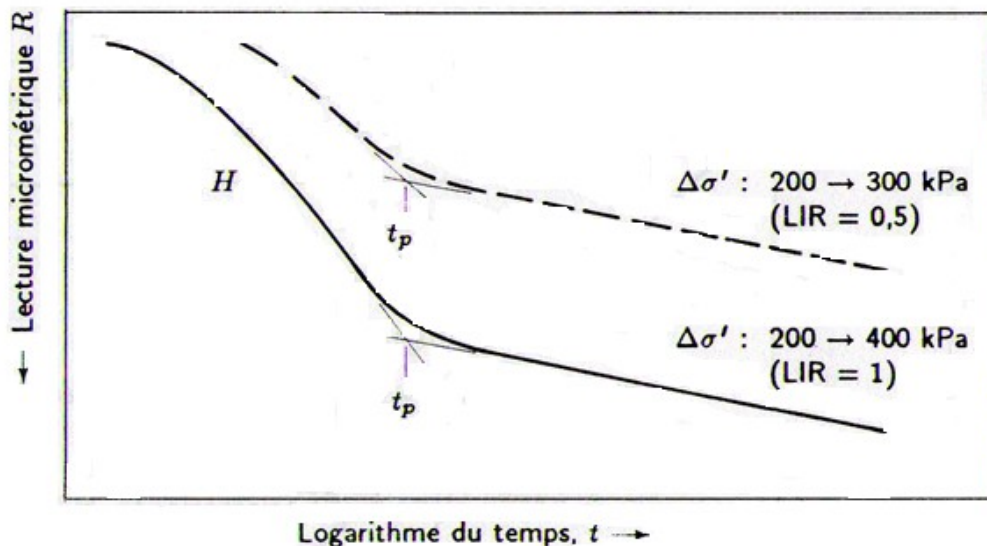
- a) L'indice de compression secondaire C_{α} est indépendant du temps (du moins pendant l'intervalle considéré).
- b) L'indice C_{α} est indépendant de l'épaisseur de la couche de sol.
- c) L'indice C_{α} est indépendant de LIR, dans la mesure où il y a eu consolidation primaire.
- d) Le rapport (C_{α} / C_c) est à peu près constant pour un grand nombre d'argile normalement consolidées dans la gamme de contraintes que l'on rencontre dans les applications courantes.

Ces hypothèses simplificatrices sont illustrées à la figure (II-9) à l'aide des courbes caractéristiques de déformation en fonction du logarithme du temps. On remarquera que les vitesses de compression secondaire, exprimées en termes de tassement ΔR par cycle logarithmique, sont présumées indépendantes de l'épaisseur de l'échantillon, ainsi que de l'incrément de charge. Cependant, une certaine influence est exercée par le niveau de contrainte de consolidation ; à ce sujet, Mesri et Goldewski (1977) ont montré que C_{α} est étroitement lié à la contrainte effective finale.

Ces hypothèses de travail ne sont justifiables que pour une première approximation des tassements secondaires. On doit ne tenir compte au moment de prédire les tassements à long terme d'une fondation parce que ces hypothèses sont, de toute évidence, une simplification extrême de comportement réel. Ainsi, les courbes de compression secondaire de la figure (II-9) peuvent fort bien ne pas être parallèles ni même présenter une pente constante. On a montré que C_{α} peut varier en fonction du temps, tant en laboratoire (Mesri et Goldewski, 1977) que sur le terrain (Leonards, 1973). De la même façon, la durée et l'ampleur du tassement secondaire sont fonction du temps nécessaire pour atteindre une consolidation primaire complète (t_p). On a vu au début de cette partie que plus la couche est épaisse, plus la consolidation primaire demande de temps. Même si la compression unitaire à la fin de la consolidation est théoriquement la même pour une couche épaisse et pour une couche mince (fig II-9), certains résultats (Aboshi, 1973) laissent supposer que les pentes peuvent ne pas être parallèles et que C_{α} peut diminuer lorsque l'épaisseur de la couche compressible augmente.



(a) : Effet de la distance de drainage



(b) : Effet de l'incrément de charge et de la contrainte de consolidation.

Fig II-9 : Comportement en compression secondaire caractéristique selon l'hypothèse de Raymond et Wahls (1976).

Les hypothèses « c » et « d » sont à peu près exactes. L'hypothèse « c » a été vérifiée par Leonards et Girault (1961) et Mesri et Goldewski (1977), à condition toutefois que l'incrément de charge détermine une contrainte de beaucoup supérieur à la contrainte de consolidation. La quatrième hypothèse, selon laquelle le rapport (C_{α} / C_c) est à peu près constant, a été vérifiée par Mesri et Goldewski pour une gamme étendue de sols. Le tableau (II-1) résume leurs travaux. La valeur moyenne de (C_{α} / C_c) est d'environ 0,05 et n'excède en aucun cas 0,1. Dans le cas des sols inorganiques, le rapport varie entre 0,025 et 0,06 tandis que pour les sols organiques et les tourbes, la valeur est plus élevée. Les chercheurs ont démontré que ce rapport demeure constant quels que soient la durée, la contrainte effective et l'indice des vides pendant la phase de compression secondaire. Comme l'ont démontré Leonards et Gi-

rault (1961), seul l'incrément de charge qui chevauche la contrainte de préconsolidation semble faire exception à cette règle. Il est bien évident toutefois qu'il reste de nombreuses questions à élucider en regard de la compression secondaire.

Si, pour une raison quelconque, il est impossible d'évaluer C_α à partir d'essais de laboratoire, on peut utiliser les valeurs caractéristiques de (C_α / C_c) données au tableau (II-1). Pour effectuer un calcul préliminaire, on peut se servir de la valeur moyenne tout à fait acceptable de 0,05 pour (C_α / C_c) .

Sol	(C_α / C_c)
Silts organiques	0,035 – 0,060
Tourbe fibreuse et amorphe	0,035 – 0,085
Tourbe organique du Canada	0,090 – 0,010
Argile de la mer Champlain (Canada)	0,030 – 0,060
Argile post-glaciaire de Suède	0,050 – 0,070
Argile et silts organique	0,040 – 0,060
Argile sensible, Portland	0,025 – 0,055
Argile de Mexico	0,030 – 0,035

Tab II-1 : Valeurs du rapport (C_α / C_c) pour des sols à l'état naturel.

La consolidation secondaire implique une diminution de l'indice des vides avec le temps, ce qui a amené Taylor (1942) et Bjerrum (1967) à définir des courbes oedométriques à 1, 10, 100, ..., 10 000 jours (figure II-10).

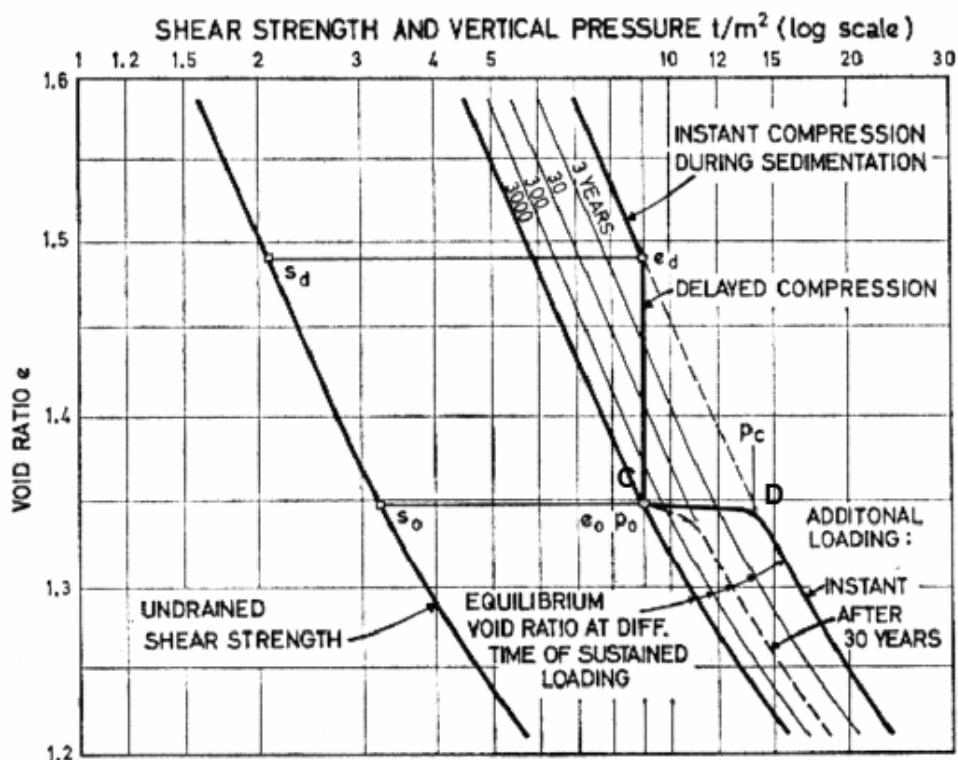


Fig II-10 : Effet du temps sur la relation contrainte indice des vides en compression unidimensionnelle

Si on considère un sol qui s'est déposé il y a 3000 ans sous la contrainte σ'_{v0} et qui se trouve actuellement en C dans le diagramme $(e - \log \sigma'_v)$ de la figure II-10, et qu'on le charge par paliers de 24 heures, il va présenter de faibles déformations, se comportant comme un sol surconsolidé jusqu'en « D », pour suivre la courbe correspondant à une durée de consolidation de «un jour».

La pression de préconsolidation mesurée en 'D' dans un tel essai est σ'_p3000 , beaucoup plus grande que la contrainte maximum réellement subie par le sol qui était σ'_{v0} « en C ». Il y a donc accroissement de la pression de préconsolidation de l'argile avec le temps.

Par conséquent, pour une argile qui a déjà vieilli ou qui est surconsolidée, plus on charge lentement, plus la pression de préconsolidation est faible.

II-6 Tassement final :

On a exposé dans « la partie I » le principe du calcul des tassements à partir des méthodes simplifiées pour le calcul du tassement immédiat, et à partir des résultats de l'essai œdométrique, cette dernière valeur ne serre pas toujours la vérité de près et on peut lui apporter deux corrections différentes pour tenir compte des approximations de la méthode classique et de la consolidation secondaire.

On sait que les dilatations latérales ont été empêchées dans l'œdomètre, les conditions de l'expérience œdométrique représentent bien la réalité, mais il n'en est pas ainsi dans de nombreux cas, le tassement S_c est alors une approximation assez grossière du tassement réel.

Skempton et Bjerrum qui ont étudié ce phénomène, ont proposé la correction semi-empirique suivante :

$$S_p = \mu S_c$$

Dans cette formule S_p représente l'estimation corrigée du tassement primaire, S_c le tassement primaire tel qu'il résulte du calcul classique et μ est un coefficient correcteur qui dépend de l'épaisseur H de la couche compressible (rapportée à largeur B de la fondation) et du coefficient « A » de pression interstitielle, la figure (II-11) précise les valeurs du coefficient correcteur μ à côté des valeurs « A », on a donné une indication sommaire sur l'état de consolidation du sol pour faciliter la compréhension de la figure.

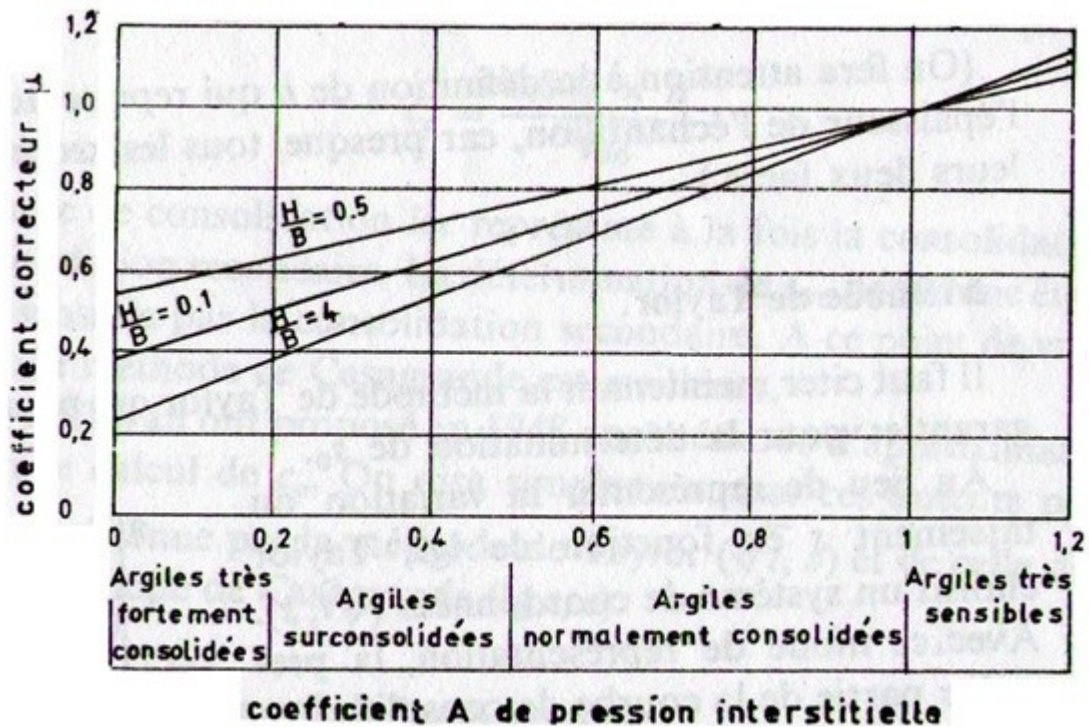


Fig II-11 : Corrélation de Skempton et Bjerrum.

Il convient de faire très attention lorsque l'on désire utiliser cette correction, car la mesure de « A » est difficile de plus, il faut se rappeler que les valeurs données pour μ ne sont en principe valables que dans le cas de milieux saturés.

La prise en compte de la consolidation secondaire constitue la deuxième correction à envisager. On rappelle qu'on attribue la consolidation secondaire à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique de l'eau adsorbée et à la réorientation de la structure granulaire provoquée par les contraintes de cisaillement résultant de la consolidation primaire.

On a vu que l'importance relative de la consolidation primaire et de la consolidation secondaire dépend beaucoup du type de sol considéré. Pour la plupart des argiles minérales, le tassement primaire est bien plus élevé que le tassement secondaire. On peut admettre que la consolidation secondaire ne se manifeste de façon appréciable qu'après la fin de la consolidation primaire. Or pour les sols d'origine organique et pour certains limons minéraux, le tassement secondaire est beaucoup plus important et d'un ordre de grandeur comparable à celui du tassement primaire. Il devient très difficile de distinguer les deux phénomènes et dans certains cas, la consolidation secondaire masque même complètement l'effet primaire. Enfin, le tassement total « S » s'écrit comme suit :

$$S = S_i + \mu S_c + S_s$$

II-7 Les tassements admissibles et différentiels:

Les tassements doivent être limités par les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} S_{abs} < \overline{S_{abs}} \\ S_d < \overline{S_d} \end{cases}$$

Avec : S_{abs} : Tassement absolu calculé.

$\overline{S_{abs}}$: Tassement absolu admissible.

S_d : Tassement différentiel calculé.

$\overline{S_d}$: Tassement différentiel admissible.

Lorsque les tassements sont uniformes, ils ne sont pas, en général, préjudiciable si l'ouvrage considéré possède une certaine raideur. On prend l'exemple des bâtiments qui reposent par l'intermédiaire de radiers généraux sur une couche d'argile molle normalement consolidée, très épaisse, accusent des tassements de 10 à 25 cm sans aucun dommage.

Ci que peut être beaucoup plus gênant, ce sont les dénivellations entre différents points d'une fondation que l'on appelle « *tassement différentiels* » si leur ampleur est importante, des désordres graves peuvent survenir : dislocation de maçonnerie, fissure dans le béton armé ou le béton précontrainte, ou encore rotation d'ensemble des immeubles, entraînant un hors plomb (la tour de Pise, les tours de Bologne, les églises de Mexico...etc.).

De nombreuses mesures réalisées par Skempton et Bjerrum ont montré que les tassements différentiels entre deux appuis voisins, ne sont, en général, pas préjudiciables pour un ouvrage considéré lorsqu'ils sont inférieurs à une certaine fraction de la portée L séparant ces appuis. Cette fraction est d'ailleurs variable avec la structure. Le tableau (II-2) donne quelques valeurs des tassements absolus et différentiels qui doivent être limités.

Type de mouvement	Le tassement doit être limité pour assurer	Tassement maximal
Tassement admissible	Le drainage	15 – 30cm
	La facilité d'accès	30 – 60cm
Tassement différentiel	Une certaine uniformité du tassement <ul style="list-style-type: none"> ▪ Murs maçonnerie ▪ Bâtiment en BA ▪ Silos 	2 – 5 cm 8 cm 40 cm
	Stabilité au renversement des cheminées et tours Circulation des engins Stabilité des empilages des marchandises Fonctionnement des grues sur rail Ecoulement de l'eau dans les canalisations	0,004 B 0,01 L 0,01 L 0,003 L 0,01 à 0,02 L
	La sécurité et l'égard de la fissuration : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Grands murs de briques ▪ Bâtiment en BA ▪ Silos 	0,0005 à 0,001 L 0,001 L 0,003 L

Tab (II-2) : Quelques valeurs des tassements absolus et différentiels limités.

Naturellement, les mesures de tassements doivent être effectuées à partir de points de repère fixes, en particulier, des mouvements de terrain qui peuvent se produire près des fondations et fausser éventuellement les lectures.

On constate en général pour les argiles, que les tassements différentiels maximaux observés sans désordre sont respectivement de l'ordre de 40% ou 20% du tassement principal, selon que les structures sont flexibles ou rigides. Par contre, pour les ouvrages fondés sur sable, la fissuration n'apparaît, très souvent, que lorsque les tassements différentiels et principaux sont du même ordre de grandeur.

II- 8 Conclusion :

Dans cette partie nous avons indiqués de quelle façon la consolidation agissait sur le taux de dissipation des pressions interstitielles qui excèdent les conditions hydrostatiques ; on a également mentionné que la vitesse de consolidation était étroitement liée à la valeur du coefficient de perméabilité du sol.

Le taux de consolidation primaire « C_v » a été calculé par la méthode de consolidation unidimensionnelle du Terzaghi (1925), Généralement, cette valeur a été déterminée par la méthode de Gasagrande, car elle est plus précise que les autres méthodes (à partir de la mesure de k_v ou par la méthode de Taylor). En outre, cette méthode peut être utilisée quelque soit le type de terrain.

On a aussi vu que dans certains sols comme les argiles inorganiques, la consolidation primaire est la consolidation majeure du tassement, tandis que la compression secondaire joue un rôle plus important dans le cas des tourbes et des sols fortement organiques.

Le coefficient de compression secondaire a été calculé par la méthode de Raymond et Wahls (1976) et celle de Mesri et Choi (1977), Les auteurs montrent que ce coefficient est relié à la méthode de l'indice de compression C_c par une corrélation simple ($C_a/C_c \approx 0.04$).

Les facteurs d'influence les plus importants sont la pression de préconsolidation et la durée de préchargement, (Mesri, 1973).

La pression de préconsolidation croît avec la durée écoulée depuis le début, ainsi qu'avec la vitesse de déformation. Par conséquent, l'effet de la vitesse de déformation et celui de la température doivent être considérés simultanément, sans oublier que la vitesse de consolidation secondaire est également influencée par la durée d'un préchargement ou d'une charge précédente.

Finalement, le calcul de ces deux coefficients (taux de consolidation primaire et l'indice de compression secondaire) est très important pour calculer la vitesse de tassement des structures sur les différents types du sol.

Présentation de L'outil de Modélisation Numérique PLAXIS

3-1 Introduction :

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à des nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que 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 quotidienne, 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. Conçu par des géotechniciens numérique de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages des résolutions récents comme la 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 à l'esprit outre mesure. Le recours 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.

3-2 Méthode des éléments finis en géomécanique :

3-2-1 Introduction:

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatial, nucléaire, génie civil, construction naval, mécanique, technique off-shore, etc.....

La MEF est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances en trois disciplines de base :

- ✓ La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité....etc.
- ✓ L'analyse numérique ; méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres,etc.
- ✓ L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

3-2-2 Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissants puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Donc la philosophie de la méthode des éléments finis est relativement simple, elle se base sur deux principes: « *découper pour mieux comprendre et approcher ce que l'on ne connaît pas* ».

3-2-3 Les éléments finis et la géomécanique :

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux (RDM) au 19^{ème} siècle et celui de la méthode des éléments finis aujourd'hui. La RDM a vu le jour grâce à des hypothèses cinématiques judicieuses (ligne moyenne et déformations linéaires dans la section d'une poutre droite) qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la MEF courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématique locales (le champ de déplacement au sein d'un solide est continu par morceaux (un morceau = un élément); c'est localement un polynôme de faible degré par rapport à l'espace.

La RDM continu bien sur à exister, fécondée par la MEF, et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique : l'ingénieur ou le chercheur ont couramment aujourd'hui, sur le coin de leur bureau, un micro-ordinateur dont la taille mémoire, la vitesse de calcul et la capacité de disque dépassent de loin ce dont pouvait rêver le chercheur voici vingt ans.

3-2-4 Formulation de la MEF en géomécanique :

Les méthodes de calcul par éléments finis visent à donner une solution numérique approchée à un problème spécifique au moyen d'un modèle mathématique représentatif d'une réalité physique. La MEF permet ainsi de résoudre de manière discrète des équations aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée suffisamment fiable.

En général, ces équations aux dérivées partielles portent sur une fonction vectorielle « u » définie sur un domaine et comportant des conditions aux limites permettant d'assurer existence et unicité de la solution. La discrétisation passe par la définition d'un espace approprié de fonctions tests sur lequel la solution de la formulation variationnelle des équations peut être approchée d'aussi près qu'on le souhaite. Cela nécessite la définition d'un maillage du domaine en fragments : les éléments finis. Ce maillage permet aussi de définir une base fonctionnelle « B » sur laquelle est projetée la fonction inconnue « u ». On applique en outre la formulation algébrique, dite discrétisation, du problème initial est ainsi obtenue. La solution de ce problème algébrique, si elle existe et est unique, donne les composantes de la solution approchée dans une base « B ».

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple : pour un solide drainé, et lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement (fig 3.1) :

$$\int_{\Omega} {}^T \varepsilon^* (\sigma_n - \sigma_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega} {}^T u^* (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega} {}^T u^* (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma$$

Avec :

- ✓ u : vecteur de déplacement réel (petits déplacements).
- ✓ u^* : vecteur de vitesse virtuelle.
- ✓ σ : pseudo vecteur contrainte (réel).
- ✓ ε : pseudo vecteur déformation (réelle).
- ✓ ε^* : pseudo vecteur déformation virtuelle.
- ✓ f : vecteur forces de volume.
- ✓ \bar{t} : vecteur de contrainte ou forces de surfaces sur la partie Γ_σ de la frontière Γ de Ω (condition aux limites en contraintes) ou en déplacement sur le complément Γ_u de la frontière Γ de Ω ($\Gamma = \Gamma_\sigma \cup \Gamma_u$).
- ✓ Indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est inconnue), par contre l'indice $n-1$ relatif à l'étape de chargement précédente numéro $n-1$ (dont la solution est parfaitement connue).
- ✓ ${}^T X$: transposée de la matrice X .

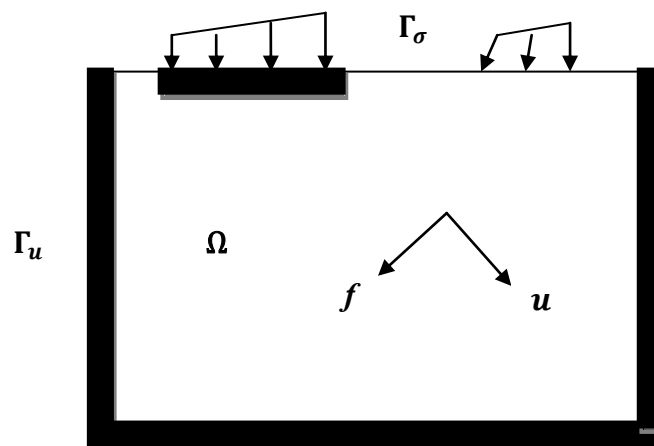


Fig 3.1 : Les actions sur le domaine Ω .

L'espace est discrétisé en *élément* ayant en commun ou de propre des *nœuds* (fig 3.2) ; les inconnues de l'étape de chargement sont :

- ✓ D'une part le champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnues principales).
- ✓ D'autre part les chemins de contraintes au cours de l'étape de chargement n (inconnues liées aux inconnues principales).

Pour calculer ces inconnues, on discrétise le champ de vitesse de déplacement élément par élément (u_e champ réel et u_e^* champ virtuel sur l'élément e).

$$\dot{u}_e = H_e \times \dot{U}$$

$$\dot{u}_e^* = H_e \times \dot{U}^*$$

Avec :

- ✓ H_e : matrice locale d'interpolation.
- ✓ \dot{U}, \dot{U}^* : vitesse de déplacement nodal réelle (respectivement virtuelle).

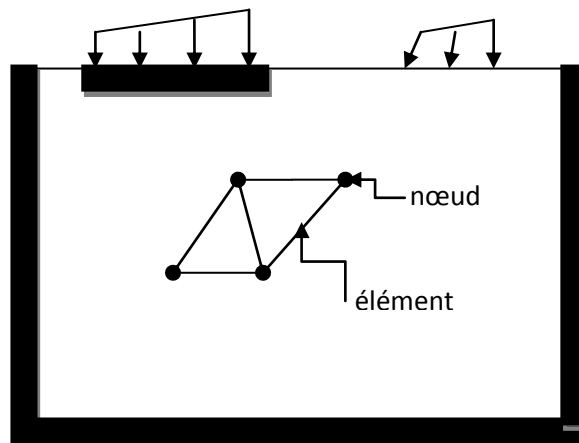


Fig 3.2 : le domaine Ω discrétisé.

Ceci permet d'accéder au champ de vitesse de déformation ($\dot{\varepsilon}_e$ champ réel et $\dot{\varepsilon}_e^*$ champ virtuel sur l'élément e).

$$\dot{\varepsilon}_e = B_e \times \dot{U}$$

$$\dot{\varepsilon}_e^* = B_e \times \dot{U}^*$$

Avec : B_e matrice locale de dérivation.

Moyennant une hypothèse sur la taille de l'étape de chargement, on peut substituer à \dot{U} son expression approchée en différence finies :

$$(U_n - U_{n-1})/\Delta t_n$$

Avec :

- ✓ U_n : champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnu).
- ✓ U_{n-1} : champ de déplacement nodal en fin d'étape $n-1$ (connu).
- ✓ Δt_n : intervalle de temps correspondant à l'étape de chargement n .

Soit D_e la matrice traduisant la loi de comportement locale (non linéaire) au sein de l'élément e :

$$\dot{\sigma}_e = D_e \times \dot{\varepsilon}_e$$

Le principe des puissances virtuelles conduit à l'équation matricielle correspondant au problème discrétisé (approché) :

$$\sum_e \int_e {}^T B_e \int_{\Delta t_n} D_e \dot{\varepsilon}_e dt d\Omega = \sum_e \int_{e \in \Gamma_\sigma} {}^T H_e (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \sum_e \int_{e \in \Gamma_\sigma} {}^T H_e (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma$$

Le second membre de l'équation matricielle précédente représente la variation des forces nodales équivalentes aux forces externes (en accord avec l'interpolation choisi).

Soit pour l'étape n :

$$F_n - F_{n-1} = \sum_e \int_{e \in \Gamma_\sigma} {}^T H_e (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \sum_e \int_{e \in \Gamma_\sigma} {}^T H_e (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma$$

Compte tenu de l'expression approchée précédente de U , l'équation devient :

$$\sum_e \int_e {}^T B_e \int_{\Delta t_n} D_e \dot{\varepsilon}_e dt d\Omega \cdot (U_n - U_{n-1}) / \Delta t_n = F_n - F_{n-1}$$

On utilise une élasticité auxiliaire du matériau (son élasticité réelle dans le cas d'une loi élasto-plastique), telle que :

$$\dot{\sigma}_e^0 = D_e^0 \times \dot{\varepsilon}_e^0$$

Ceci permet finalement de présenter le problème sous forme d'un système algébrique non linéaire dont $(U_n - U_{n-1})$ et le second membre, lui-même dépendant de $(U_n - U_{n-1})$ sont inconnus :

$$\left[\sum_e \int_e {}^T B_e D_e B_e dt d\Omega \right] (U_n - U_{n-1}) = (F_n - F_{n-1}) + \sum_e \int_e {}^T B_e (\sigma_{en}^0 - \sigma_{en-1}^0) d\Omega + \sum_e \int_e {}^T B_e (\sigma_{en} - \sigma_{en-1}) d\Omega$$

- ✓ $K^0 = \sum_e \int_e {}^T B_e D_e B_e d\Omega$ est la matrice de rigidité élastique auxiliaire du système.
- ✓ $L_n^0 - L_{n-1}^0 = \sum_e \int_e {}^T B_e (\sigma_{en}^0 - \sigma_{en-1}^0) d\Omega$ constitue la variation, sur l'étape n , des forces nodales internes liées à la pseudo élasticité évoquée précédemment.
- ✓ $L_n - L_{n-1} = \sum_e \int_e {}^T B_e (\sigma_{en} - \sigma_{en-1}) d\Omega$ est la variation, au cours de l'étape n , des forces nodales équivalentes liées aux contraintes réelles.

L'équilibre du modèle approché est maintenant résumé de manière compacte par :

$$K^0(U_n - U_{n-1}) = (F_n - F_{n-1}) + (L_n^0 - L_{n-1}^0) + (L_n - L_{n-1})$$

Comme il existe toujours des inconnues dans les deux membres de ce système algébrique non linéaire, sa résolution est conduite de manière itérative, i étant le numéro de l'itération (dite d'équilibre, car elle vise à assurer l'équilibre du modèle compte tenu du comportement local), on résout alors la suite de systèmes algébrique linéaires :

$$K^0(U_n - U_{n-1})^i = (F_n - F_{n-1}) + (L_n^0 - L_{n-1}^0)^{i-1} + (L_n - L_{n-1})^{i-1}$$

Ou mieux :

$$K^0(U_n^i - U_{n-1}^i) = (F_n - F_{n-1}) + (L_n - L_{n-1})^{i-1}$$

L'indice supérieur i désigne le numéro d'itération d'équilibre, on voit bien sur que :

$$\|U_n^i - U_{n-1}^i\| \rightarrow 0$$

Lorsqu'on approche de l'équilibre, ou, ce qui revient au même, les forces externes et internes s'équilibrent, ce qui se traduit par :

$$\|(F_n - F_{n-1}) + (L_n - L_{n-1})^{i-1}\| \rightarrow 0$$

Dès que ce processus a convergé, on obtient toutes les inconnues à la fois, à savoir :

$$(U_n^i - U_n^{i-1}) \text{ et } (\sigma_{en} - \sigma_{en-1})$$

Il s'agit ici d'un problème formulé en contraintes totales. Si l'on désire traiter la consolidation ou un écoulement de fluide interstitiel, d'autres variables (pression interstitielle, vitesse débitante, perméabilité, ...) sont à ajouter aux précédentes, et le bilan de masse doit être écrit, cette formulation est classique. On utilise en général, une méthode directe classique de résolution de systèmes algébriques linéaires (Gauss par exemple) ; il peut arriver qu'on doive faire appel à des méthodes plus performantes lorsqu'on approche des charges limites (Ricks, Longueur d'arc) ; le chargement est alors lui-même adapté afin d'évaluer au mieux la charge limite.

Un algorithme non linéaire peut diverger, pour éviter ce désagrément, et ne pas perdre le pas de calcul en cours, il convient d'appliquer des étapes de chargement de taille judicieusement choisie, ni trop grandes (divergence), ni trop petites (temps de calcul pénalisant).

Ces développements constituent les bases physiques et numériques de la méthode des éléments finis. Mais cette méthode doit être replacée dans son cadre global de conception spécialisée en géotechnique. L'outil logiciel doit être assez souple pour s'adapter aux aléas de la démarche, au niveau technique de l'opérateur et sa besoin d'aide en ligne.

3-3 Option par défaut, solution approchées dans le code d'élément finis

Plaxis 8.2:

Le système d'analyse par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est 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 nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs n 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 faces latérales), l'application eut 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 K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 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 K_0 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.

Le conduit 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, et de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution ... etc. 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 élastoplastiques, 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 ; on 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 élément finis fournit une masse imposante de résultat : des résultats directement utiles au projecteur : 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.

3-4 Les modèles de comportement des sols dans le code d'élément finis Plaxis:

3-4-1 Introduction :

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du de cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes d'éléments finis est difficile. Le cout de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code élément finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant

de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implantés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèle de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc....

3-4-2 Contrainte 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 conséquence de la non variation de volume ; celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainée in situ sus 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 :

$$\sigma_w = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v$$

Où σ_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et ε_v la déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassement et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simple 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.

3-4-3 Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans le 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 défini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi, G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2 G (1 + \nu)$$

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.

3-4-4 le modèle Mohr-Coulomb :

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. À l'intérieure de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace de contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi - 2C \cos \varphi = 0$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrême ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1^{er} invariant des contraintes) comme illustré figure 3-3.

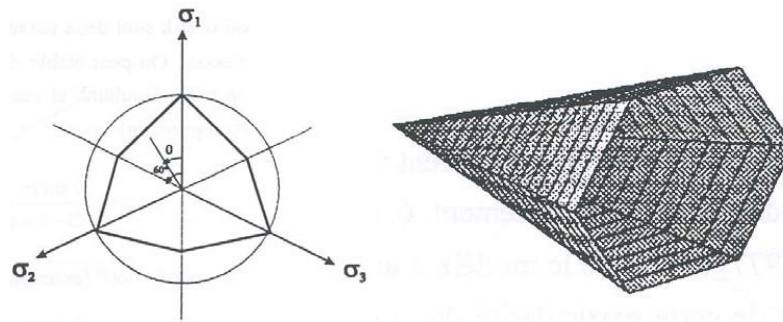


Fig 3-3 : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- ✓ Deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν .
- ✓ Deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion C et l'angle de frottement φ .
- ✓ Un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilataance ψ .

➤ Le module de Young E :

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 (fig 3-4).

L'utilisation doit rester consciente de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

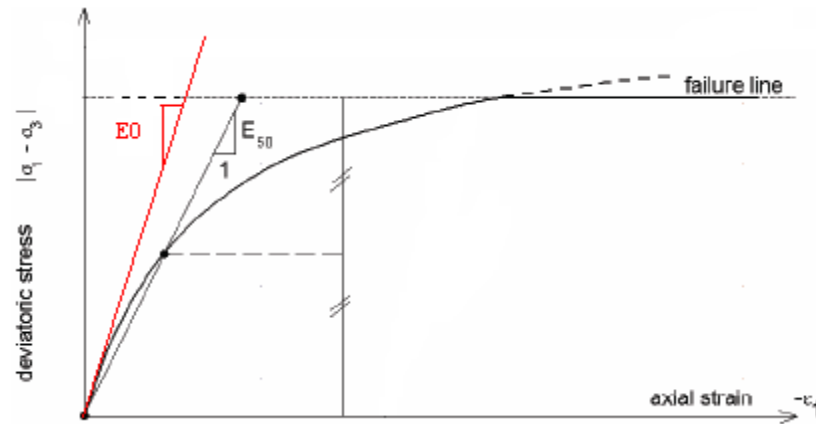


Fig 3-4 : Définition du module à 50% de la rupture.

➤ 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 de 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.

➤ 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'angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

➤ La cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à 1KPa) 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 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 les problèmes (typiquement en KPa).

➤ 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 :

$$\begin{aligned} \psi &= \varphi - 40^\circ && \text{pour } \varphi > 40^\circ \\ \psi &= 0^\circ && \text{pour } \varphi < 0^\circ \end{aligned}$$

Les cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ 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.

3-4-5 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model H.S.M) :

Une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage telle que le modèle HSM permet de mieux tenir compte des déformations irréversibles qu'on observe dans le sol même loin de la rupture. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (hardened) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies.

Le modèle HSM est un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatoire (écrouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écrouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

L'implémentation de ce modèle dans le code de calcul Plaxis est présentée par Schanz et al. Précisons toutefois que le modèle Hardening Soil est un modèle constitutif de sol avancé basé sur le modèle de Duncan & Chang mais modifié pour tenir compte de plasticité du sol. Les plastifications peuvent être de deux natures : liées au cisaillement ou à la compression. Ces deux mécanismes plastiques ferment l'espace des contraintes du domaine élastique comme le montre la figure 3-5 dans le plan des contraintes (p, q) et dans le plan des contraintes principales. La fonction de plasticité du modèle HSM correspond à la pyramide de Mohr-Coulomb fermée. La zone de comportement élastique est la zone à l'intérieur de la pyramide. Sa taille n'est pas fixe, elle varie avec l'augmentation de la contrainte isotrope. De cette manière, le sol est caractérisé par une compressibilité élevée durant la phase de chargement, les déformations plastiques s'ajoutent aux déformations élastiques, alors que pendant la phase de déchargement la compressibilité est plus faible, il y a uniquement des déformations élastiques. Cette présentation est inhérente au concept de surconsolidation. En effet, en conditions œdométrique de chargement, pour des valeurs de contraintes verticales inférieures à la valeur maximal jamais supportée auparavant, le comportement du sol est élastique. Au contraire, lorsque le sol est normalement consolidé, c'est-à-dire lorsque la contrainte verticale en cours est égale à la contrainte maximale jamais supportée, des déformations permanentes se développent et la zone élastique s'élargit en déplaçant le niveau de plasticité.

La déformation axiale et le déviateur des contraintes sont reliés dans le Modèle Hardening Soil par une fonction hyperbolique comme représenté la figure 3-6. La rigidité de cisaillement est utilisée pour modéliser des déformations irréversibles dues au chargement déviatorique primaire. La rigidité en compression est utilisée pour modéliser les déformations plastiques irréversibles dues aux compressions primaires œdométriques et isotropes respectivement. La surface de rupture déviatoire est donnée par le modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle HSM nécessite donc principalement les huit paramètres suivant, qui comme pour le modèle de Mohr-Coulomb sont identifiables à partir d'essai œdométriques ou triaxiaux comme illustré figures 3-5, 3-6 et 3-7 :

- ✓ Un module de déformation plastique déviatoire, E_{50}^{ref} , pour une pression de référence p_{ref} .
- ✓ Un module de déformation plastique en compression œdométrique, E_{oed}^{ref} , pour une pression de référence p_{ref} .
- ✓ Un module et un coefficient de Poisson en décharge-recharge élastique, E_{ur}^{ref} et ν_{ur} , pour une pression de référence p_{ref} .
- ✓ Un facteur m permettant de relier contrainte et déformation selon une loi puissance.
- ✓ Trois paramètres de Mohr-Coulomb, la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ .

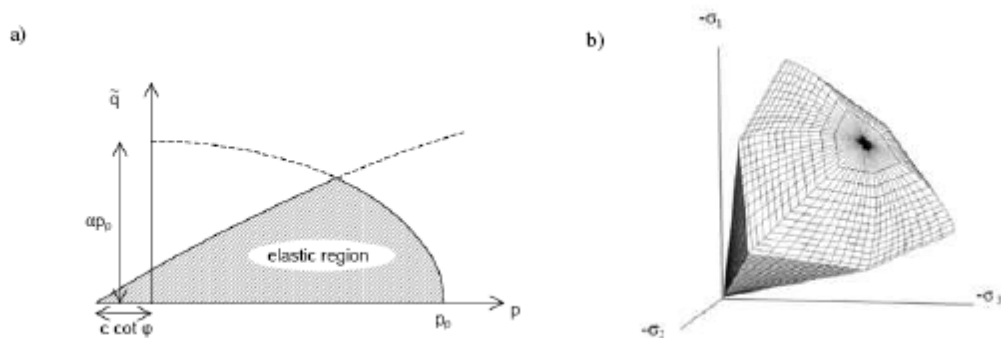


Fig 3-5 : (a) - Surface de limite élastique du modèle HSM dans le plans (p, q) et (b) dans l'espace des contraintes principales.

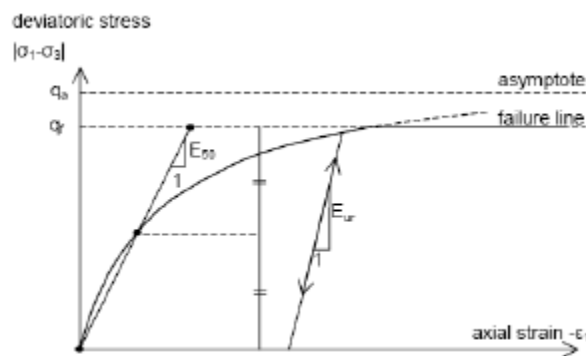


Fig 3-6 : Représentation de la relation hyperbolique géant l'écrouissage du modèle HSM.

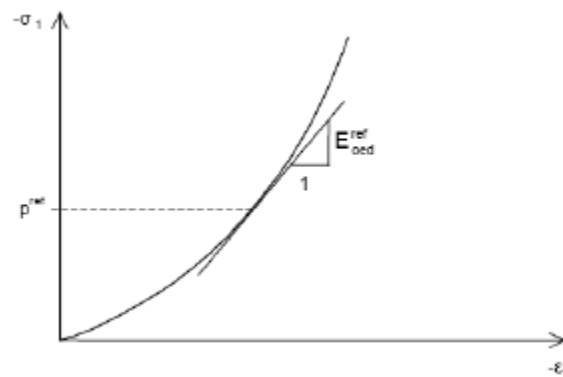


Fig 3-7 : Définition du paramètre E_{oed}^{ref} à partir des résultats d'un essai œdométrique.

D'un point de vue qualitatif, ce type de modèle basé sur la théorie de la plasticité avec écrouissage est capable de prendre en compte les aspects majeurs du comportement du sol et de reproduire avec suffisamment de précision l'évolution observée lors d'essais expérimentaux. Il peut alors être considéré comme une approximation au deuxième ordre du comportement réel d'un sol.

3-4-6 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'écrouissage 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 élastoplastique 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 la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

- Paramètres de compressibilité:

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : 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 κ . 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 κ^* , apparaît dans les expressions du tableau 3-1. Dans ce cas, l'indice des vides est variable, Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Relation avec l'indice de 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) $\kappa^* = \left(\frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}}\right) \left(\frac{3}{C_p}\right)$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}$	(6) $\kappa^* = 1.3 \left(\frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}}\right) \left(\frac{C_s}{1+e}\right)$

Fig 3-1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ^* et κ^* .

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

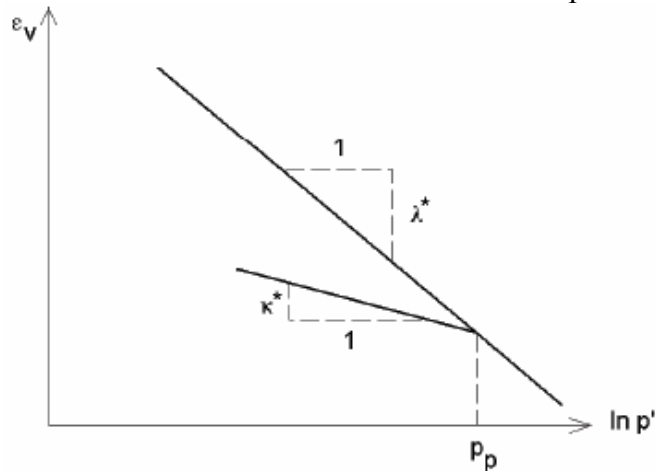


Fig 3-9 : Représentations de l'essai oedométrique

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

- **Cohésion:**
Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.
- **Paramètre de frottement:**
On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement
- **Paramètre de dilatance:**
Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible.
- **Paramètre de contrainte K_0 :**
Avant de définir le paramètre K_0 , il est nécessaire de déterminer le paramètre M qui représente la pente de ce qu'on appelle « critical state line ». Par défaut, M peut être calculé depuis la relation 5.

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_{cv}}$$

Où φ_{cv} est l'angle du frottement critique qui est égal à $\varphi + 0.1^\circ$.

Cette valeur de M est une valeur pratique calculée par défaut. D'ailleurs, Plaxis permet de calculer, une valeur approximative de, qui correspond à la valeur de M calculée à partir de l'équation 5. En générale, la valeur de calculée par le programme est supérieure à celle calculée par la formule de Jaky ($K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$). Sinon, on pourrait rentrer une valeur de K_0^{nc} pour calculer la valeur de M par la formule ci-dessous de Brinkgreve (1994) :

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{(1 + 2K_0^{nc})^2} + \frac{(1 - K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})[\lambda^*/(\kappa^* - 1)]}{[(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^*] - (1 - K_0^{nc})(1 + \nu_{ur})}}$$

$$M = 3.0 - 2.8 K_0^{nc}$$

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

- Coefficient de Poisson:

Dans les modèles 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.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}}$$

- Les surfaces de charges:

La figure 3-9 fournit, dans le plan (p, q) une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilataance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

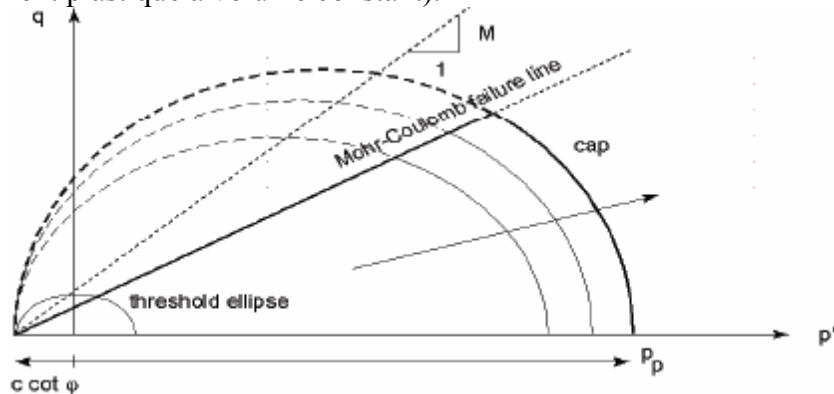


Fig 3-9 : Surfaces de charge elliptiques.

- 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)).

3-4-7 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M) :

Le SSM permet de prendre en compte l'écroûissage 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 (cf. Bjerrum, 1967).

- Formulation unidimensionnelle :

Buisman (1936) ont été probablement le premier à considérer l'essai de consolidation secondaire: il a proposé la relation suivante pour définir le comportement du fluage sous des contraintes effectives constantes.

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \frac{t}{t_c} \quad \text{pour } t > t_c$$

Où ε_c est la déformation en fin de consolidation, t le temps depuis le début du chargement, et t_c le temps à la fin de consolidation primaire, C_B est une constante du matériau.

La déformation de compression est positive comme classiquement en mécanique des sols. On réécrit alors, la relation précédente comme suit :

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \frac{t_c + t'}{t_c} \quad \text{pour } t' > 0.$$

Avec $t = t' - t_c$ étant le temps effectif du fluage.

Une autre possibilité pour définir la compression secondaire est la forme adoptée par Butterfield (1979).

$$\varepsilon = \varepsilon_c + C \ln \frac{\tau_c + t'}{\tau_c}$$

Pour définir τ_c , une procédure expérimentale peut être adoptée. Vermeer et al. (1979) utilisent l'équation précédente. En différenciant cette équation par rapport au temps, on obtient :

$$\dot{\varepsilon} = \frac{C}{\tau_c + t'} \quad \text{où à l'inverse} \quad \frac{1}{\dot{\varepsilon}} = \frac{\tau_c + t'}{C}$$

On peut alors utiliser la construction développée par Janbu (1969) pour évaluer les paramètres C et τ_c à partir des données expérimentales. Les deux méthodes de détermination, la traditionnelle et celle de Janbu sont représentées sur les figures (3-10 a et b), et peuvent être utilisées pour déterminer le paramètre C depuis un essai oedométrique à charge constante. La méthode de Janbu est attractive, car dans les axes $\left(\frac{1}{\dot{\varepsilon}}, t'\right)$ la partie correspondant à la consolidation secondaire est linéaire: l'intersection de cette partie avec l'axe de temps donne τ_c et la pente est $1/C$ (figure 3-10b). La déviation d'une relation linéaire pour $t < t_c$ est due à la consolidation.

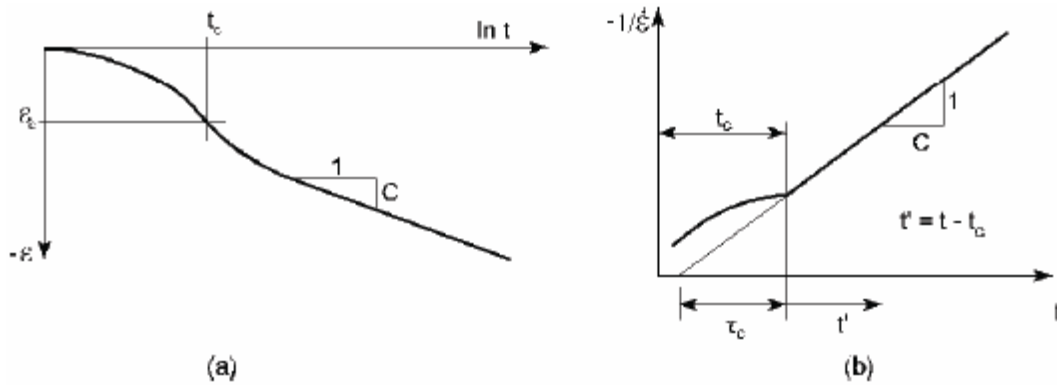


Fig 3-10 : La consolidation et le comportement du fluage dans un essai œdométrique standard.

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p, q en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope (voir fig 3-11).

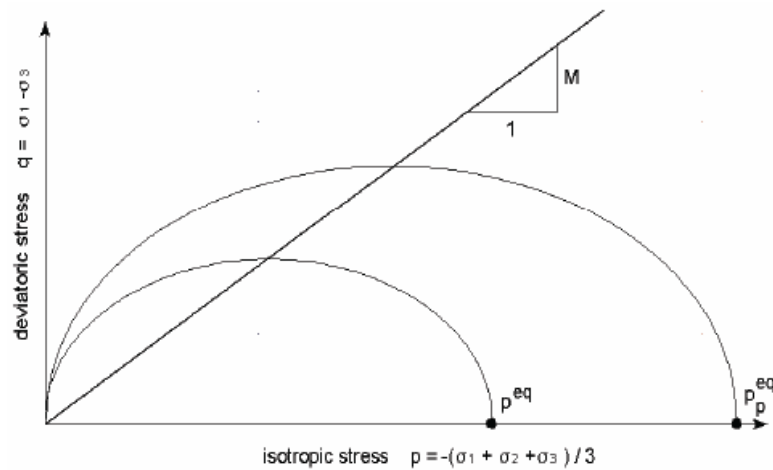


Fig 3-11 : Diagramme de p^{eq} dans le plans p, q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\left(\frac{1 + 2K_0^{nc}}{3} \right) + \left(\frac{3(1 + 2K_0^{nc})^2}{M^2(1 + 2K_0^{nc})} \right) \right]$$

- Les paramètres du SSCM :

- ✓ Trois paramètres de Mohr-Coulomb, la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ .
- ✓ Trois paramètres de consolidation, l'indice de gonflement λ^* , l'indice de compression κ^* et l'indice de fluage μ^* ;

$$\mu^* = \frac{C_{av}}{2,3 (1 + e)} \dots \dots \dots (3 - 1)$$

- ✓ Trois paramètres avancés, le coefficient de Poisson en charge décharge ν_{ur} (par défaut), le coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé K_0^{nc} et la pente de la ligne de l'état critique M .

3-5 Conclusion :

Ce rapide tour d'horizon des certains 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 plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation.

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 paramètres de calcul "manuel" pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais parcellaires, 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 dilataance.

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"....

Modélisation Numérique

4-1 Introduction :

Le but de cette partie est de modéliser des essais œdométriques à l'aide du logiciel Plaxis. Nous comparons les résultats obtenus (courbe de compressibilité et de consolidation) à ceux des essais réalisés en laboratoire et aux différentes méthodes théoriques. Les résultats nous permettent de caler le modèle utilisé par rapport au modèle réel et de valider d'améliorer ou de confirmer les hypothèses de la loi de comportement utilisée.

La démarche de modélisation d'essai de laboratoire a été déjà entreprise par des différents chercheurs, nous avons évoquée dans l'étude bibliographique. La réalisation d'une modélisation avec Plaxis se traduit en général, par l'enchaînement des étapes suivantes :

- ✓ Utilisation du préprocesseur « Plaxis Input », pour la génération des données (maillage, jeu des données et contraintes initiales).
- ✓ Lancement du code de calcul élément finis « Plaxis Calculate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- ✓ Utilisation de post-processeur « Plaxis Output », pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.
- ✓ Utilisation de post-processeur « Plaxis curve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes,...etc.).

Ce travail consiste à utiliser un modèle rhéologique simple : élastique linéaire isotrope pour valider la géométrie, les conditions aux limites et le chargement de notre modèle; ensuite, nous introduisons la plasticité en utilisant les différents critères qui ont été employés dans ce logiciel (Mohr-Coulomb, Soft Soil Model, Soft Soil Creep Model).

4-2 Modélisation numérique de l'essai œdométrique à chargement par palier:

4-2-1 Introduction :

Nous avons réalisés deux essais œdométriques à chargement par palier, selon la norme NF P 94-090 (voir paragraphe I-3-3-4), au sein du laboratoire des travaux publics de l'est (direction de Constantine) sur deux échantillons du sol. Le premier échantillon est le limon du site de Ciloc à Constantine et le deuxième échantillon est l'argile graveleuse du site de Bellevue à Constantine. Notre choix de comparer les résultats du modèle numérique avec les essais sur ces sols est lié aux courbes de compressibilité.

L'œdomètre de type Bishop avec chargement par l'avant et une cellule œdométrique de 50 mm de diamètre et 19 mm de hauteur ont été utilisées pour la réalisation de ces essais.

4-2-2 Modèle utilisé :

La géométrie du modèle numérique est similaire à celle de l'éprouvette utilisée dans l'essai œdométrique, nous avons pris les mêmes dimensions de cellule œdométrique qui a été définie au paragraphe précédent.

Pour faire le maillage dans le plan, nous avons utilisés l'axe de symétrie (c'est-à-dire, seule la moitié de l'éprouvette est modélisée) puisque l'éprouvette a un axe de révolution (figure : 4-1a), et des éléments triangulaires à 15 nœuds par élément, chaque nœud peut avoir deux degrés de liberté (deux déplacements suivant x et y respectivement), pour trouver des résultats plus précis. La modélisation se réalise en deux étapes : dans un premier temps, nous avons fait une coupe dans un plan $x y$ (figure : 4-1b), puis dans un deuxième temps nous avons réalisé le maillage bidimensionnel (figure : 4-1c). La génération du maillage sera faite automatiquement.

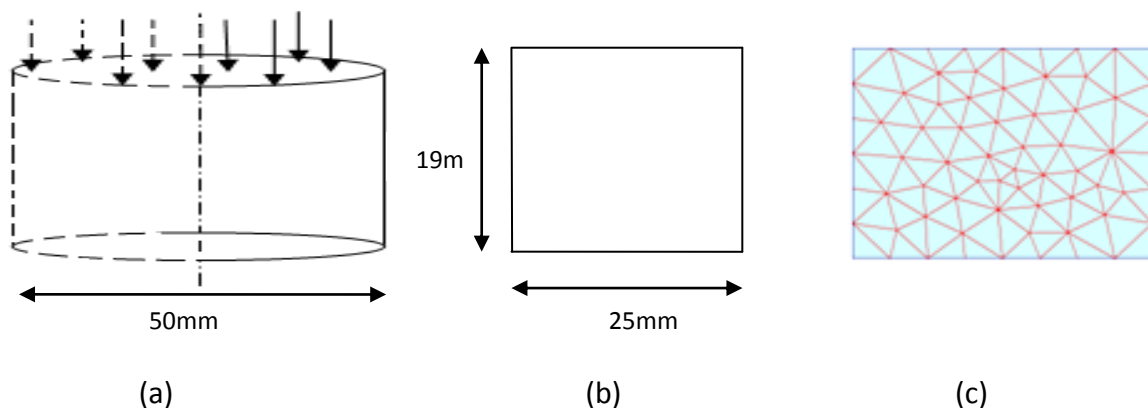


Fig 4-1 : Modélisation numérique de la géométrie de l'éprouvette.

4-2-3 Les conditions aux limites :

Les conditions aux limites imposées à l'éprouvette sont les suivantes :

- ✓ Le bas de l'éprouvette est totalement bloqué dans toutes les directions, rotation et translation par rapport aux axes principaux x et y .
- ✓ Les deux côtés de l'éprouvette sont bloqués en rotation et translation par rapport à l'axe x
- ✓ Pour simuler un essai, nous avons appliqué une contrainte verticale σ_y à la partie haute de l'échantillon, cette contrainte est une charge surfacique, appliqué sur la face supérieure de l'éprouvette. Lors du calcul, le logiciel Plaxis va distribuer cette charge surfacique sur les nœuds pour avoir des charges nodales (figure 4-2).

Avec les conditions aux limites appliquées (figure 4-2), l'éprouvette est considérée comme une couche de sol couvrant une large surface sont chargées verticalement, c'est-à-dire seule la déformation verticale est nulle ($\varepsilon_y \neq 0$), c'est la modélisation la plus réaliste.

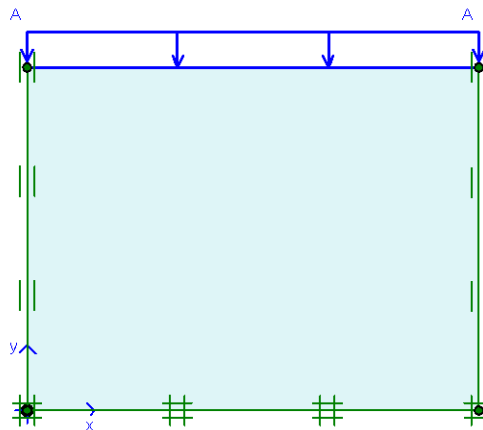


Fig 4-2 : Les conditions aux limites

4-2-4 Détermination les paramètres du calcul pour les différents lois de comportement:

➤ Modèle de Mohr-Coulomb :

La détermination des paramètres des lois de comportement des modèles numériques est une étape important de travail de modélisation. Les paramètres de la loi Mohr-Coulomb, définie dans le chapitre précédent, peuvent être tirés par des essais triaxiaux sur les différents sols.

- E et ν sont des paramètres du comportement élastique, nous avons choisie, pour le calcul, un module de Young E correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture. D'après l'essai triaxial, la figure (4-3) ci-dessous, ce module E vaut 4080 KPa pour le limon du Ciloc et de 3058 KPa pour l'argile graveleuse du Bellevue.

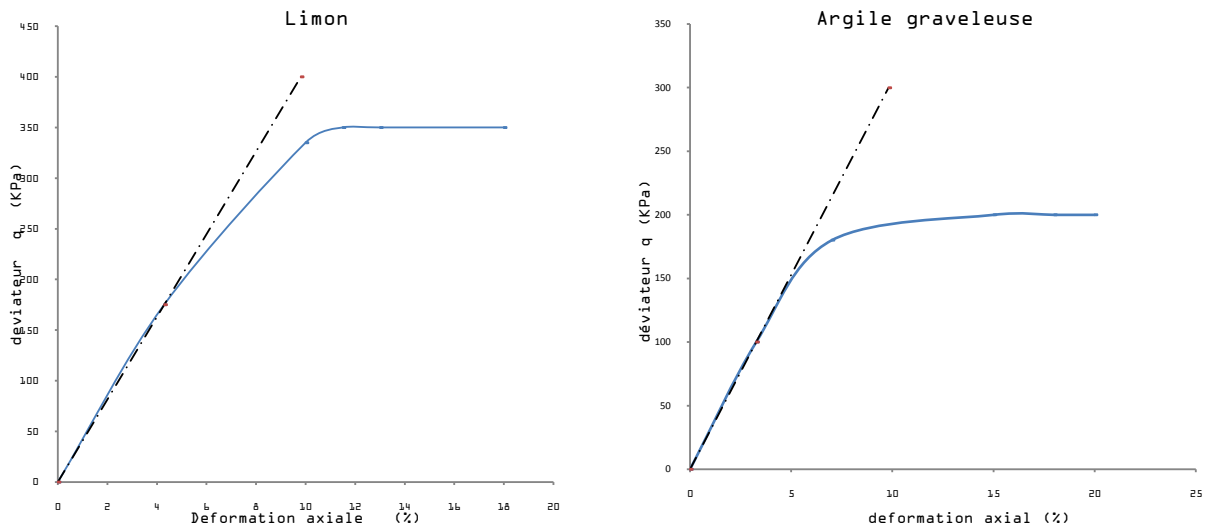
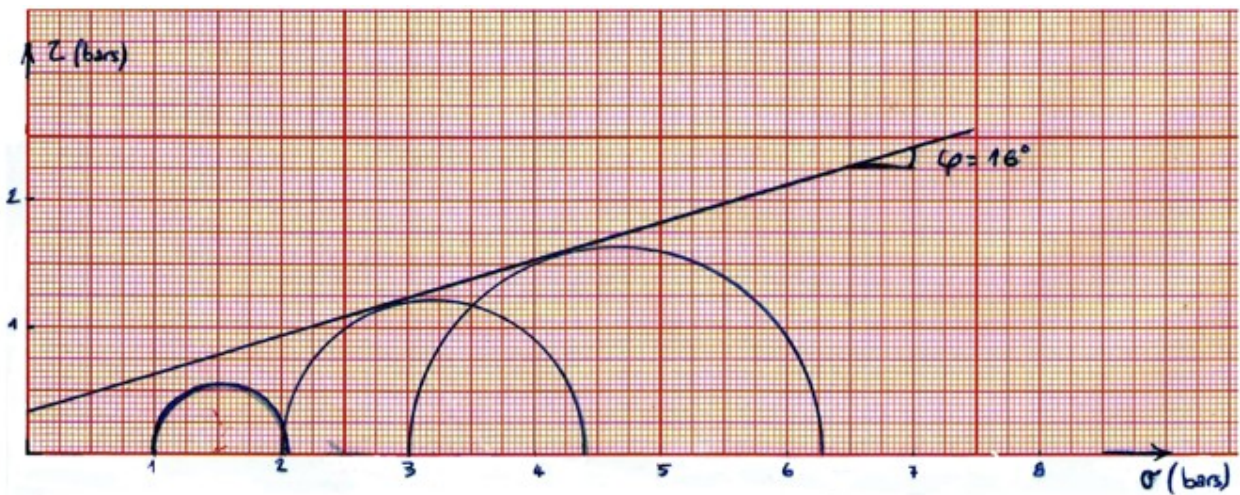
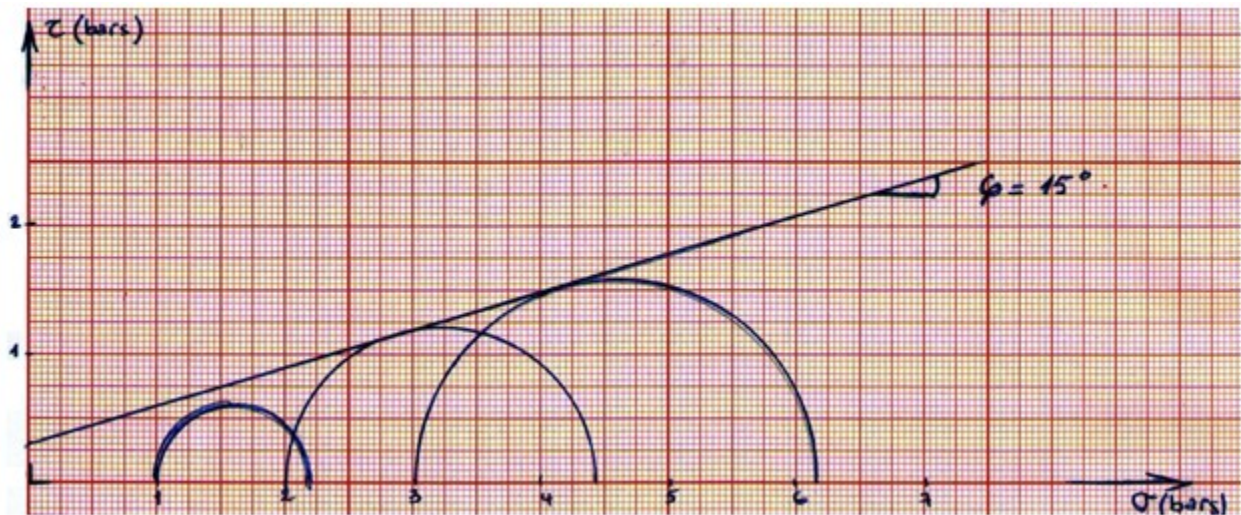


Fig 4-3 : Module d'Young d'après l'essai triaxial.

- La valeur du coefficient de Poisson ν est prise égale à 0,42 pour le limon et 0,426 pour l'argile graveleuse.
- La cohésion c et l'angle de frottement interne φ pour les deux types du sol sont tirées des cercles de Mohr non drainée de la figure (4-4), elles viennent respectivement: 32 KPa, 16° pour le limon et 30 KPa, 15° pour l'argile graveleuse.



(a) : Limon



(b) : Argile graveleuse

Fig 4-4 : Cercle de Mohr non drainée.

- L'angle de dilatance « ψ » est prise égal à zéro pour les deux échantillons, puisque l'angle de frottement interne est inférieur à 40° .

Les paramètres demandés par Plaxis pour la loi de comportement Mohr-Coulomb des deux échantillons sont groupés dans le tableau 4-1 ci-dessous :

	γ_{sat}	γ_{nonsat}	$K_x = K_v$	E	ν	c	ϕ	ψ
Unité	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(m/s)	(KPa)	-	(KN/m ²)	(°)	(°)
Limon	21,7	19,5	$1,22 \cdot 10^{-8}$	4080	0,42	32	16	0
Argile graveleuse	19,5	17	$1,38 \cdot 10^{-7}$	3058	0,426	30	15	0

Tab 4-1 : Les paramètres de la loi Mohr-Coulomb.

➤ **Modèle pour sols mous (Soft Soil model) :**

Les paramètres de la loi Soft Soil Model (SSM) peuvent être tirés par des essais œdométriques. L'indice de compression λ^* et de gonflement κ^* sont tirés par la relation avec les indices de compressibilité C_c et de gonflement C_s de l'essai œdométrique.

D'après la courbe de compressibilité de l'essai œdométrique à chargement par palier (figure 4-5) : l'indice de compressibilité C_c et de gonflement C_s viennent respectivement: 0.13, 0.033 pour le limon et 0.265, 0.076 pour l'argile graveleuse.

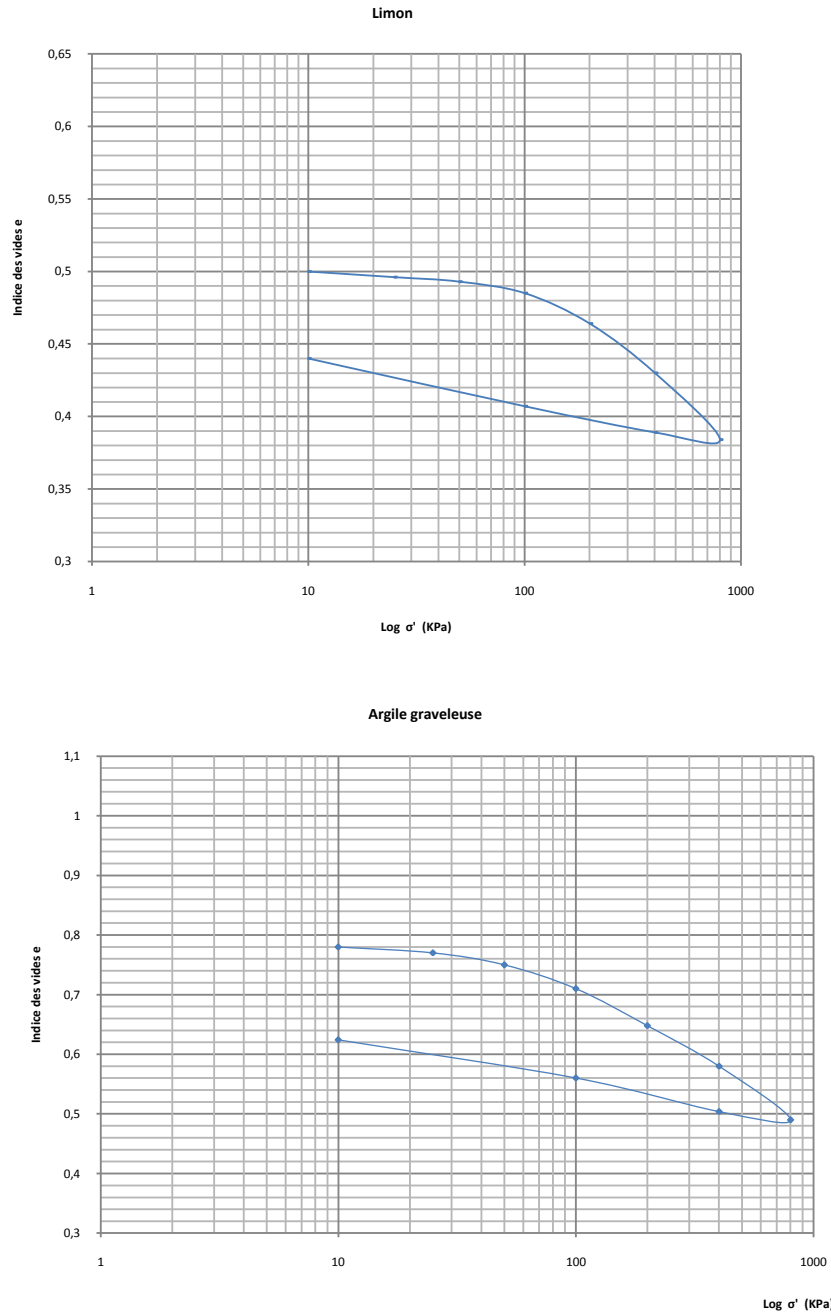


Fig 4-5 : Indice de compressibilité C_c et de gonflement C_s .

L'indice des vides initial est prise égal à : 0,5 pour le limon et 0,79 pour l'argile graveleuse. Donc l'indice de compression λ^* et de gonflement κ^* viennent respectivement : 0.0377, 0.0191 pour le limon et 0.0768, 0.0439 pour l'argile graveleuse.

La cohésion et l'angle de frottement ont été définies dans le paragraphe précédent, les autres paramètres avancés sont prend par défaut.

Les paramètres demandés par Plaxis pour la loi de comportement SSM sont groupés dans le tableau 4-2 ci-dessous :

	λ^*	κ^*	c	φ	ψ	ν_{ur}	K_0^{nc}	M
Unité	-	-	(KN/m ²)	(°)	(°)	-	-	-
Limons	0.0337	0.0191	32	16	0	0.15	0.724	0.5
Argile graveleuse	0.0768	0.0439	30	15	0	0.15	0.741	0.5

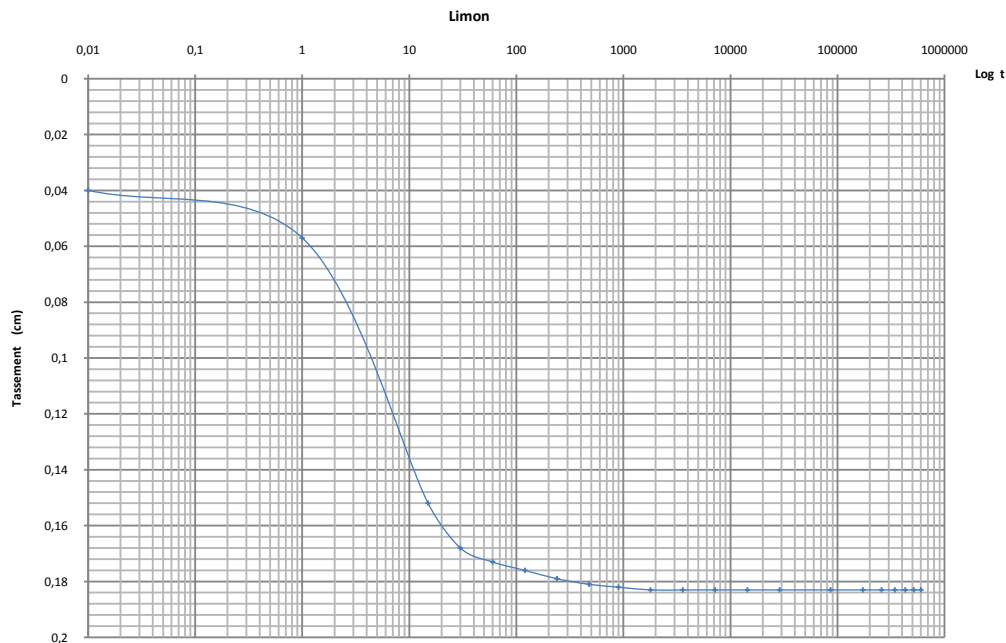
Tab 4-2 : Les paramètres de la loi Soft Soil Model (SSM).

➤ Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model) :

En plus, des paramètres de la loi SSM on prend un autre paramètre qui est caractérisé l'effet du fluage pour ce modèle.

L'indice de fluage μ^* est calculé par la relation (3-1) ; le coefficient $C_{\alpha v}$ est tiré par les essais œdométriques du fluage, c'est-à-dire les essais œdométriques à chargement constante.

D'après la courbe de consolidation de l'essai œdométrique à chargement constant (figure : 4.6), le coefficient μ^* vaut respectivement: zéro pour le limon (il n'y a pas une compression secondaire) et $9 \cdot 10^{-3}$ pour l'argile graveleuse. Pour des raisons numériques l'indice de fluage μ^* ne peut pas être égal à zéro pour cela nous avons pris la valeur la plus petite dans ce logiciel $1 \cdot 10^{-8}$.



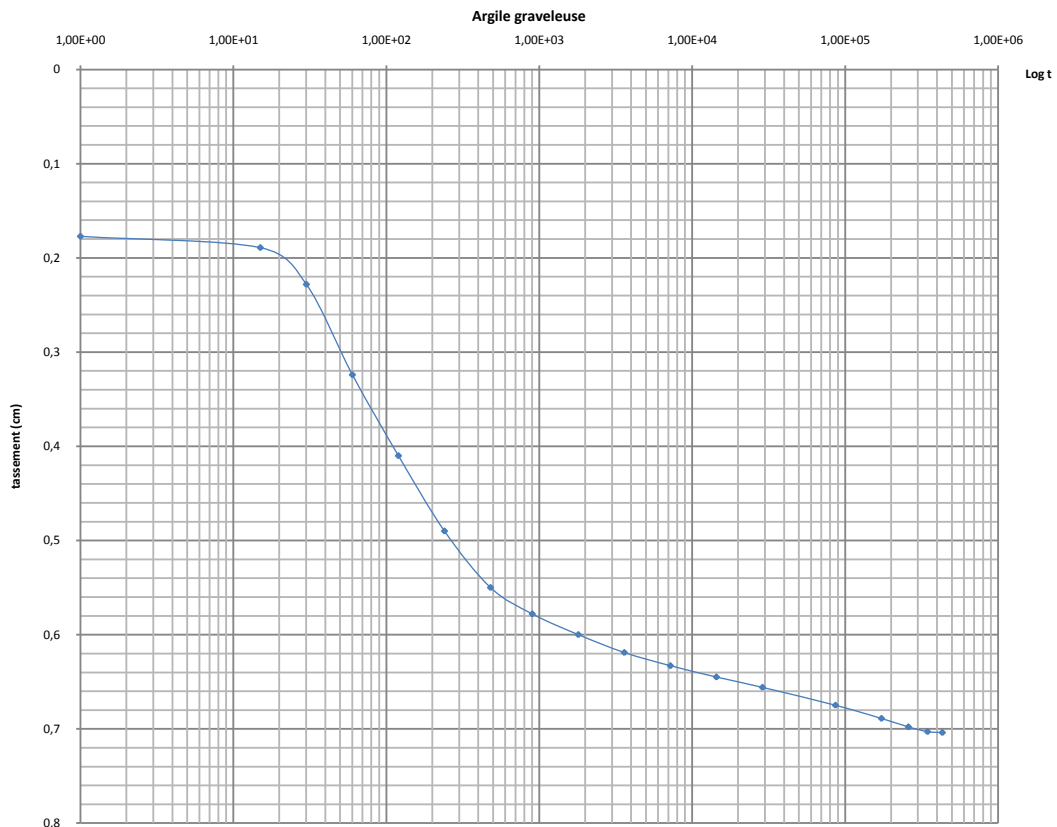


Fig 4-6 : L'indice de fluage.

Donc les paramètres demandés par Plaxis pour la loi de comportement SSCM sont groupés dans le tableau 4-3 ci-dessous :

	λ^*	κ^*	μ^*	c	φ	ψ	ν_{ur}	K_0^{nc}	M
Unité	-	-	-	(KN/m ²)	(°)	(°)	-	-	-
Limon	0.0337	0.0191	$1 * 10^{-8}$	32	16	0	0.15	0.724	0.5
Argile graveleuse	0.0768	0.0439	$9 * 10^{-3}$	30	15	0	0.15	0.741	0.5

Tab 4-3 : Les paramètres de la loi Soft Soil Creep Model (SSCM).

4-2-5 Génération des contraintes initiales :

Les conditions aux limites hydrauliques sont montrés dans la figure 4-7, la surface et les deux côtés de l'échantillon sont non drainées pour cela on utilise la frontière de consolidation fermée, en d'autres termes, l'eau ne peut pas s'écouler à travers ces limites. Par contre, le bas de l'échantillon est drainé, donc l'eau peut s'échapper à travers cette limite.

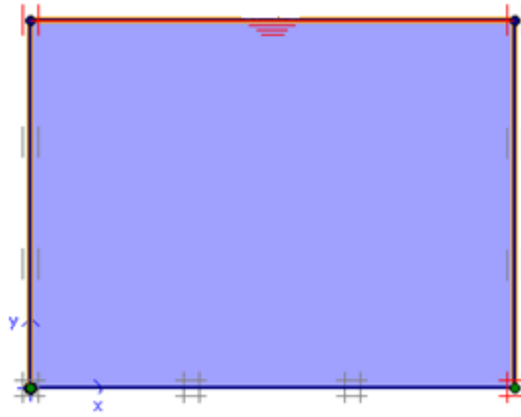


Fig 4-7 : Conditions aux limites hydrauliques.

La contrainte horizontale initiale σ'_{h0} est en générale inconnue. Elle dépend de l'histoire du matériau et donc de la loi de comportement. Pour cette raison, on introduit le coefficient des terres au repos K_0 défini par :

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}}$$

Quand on utilise le modèle de comportement de Mohr-Coulomb, K_0 peut calculer par la formule de Jaky ($K_0 = 1 - \sin \varphi$). Pour les deux autres modèles SSM et SSCM, une contrainte initiale de préconsolidation peut être prise en compte de deux façons.

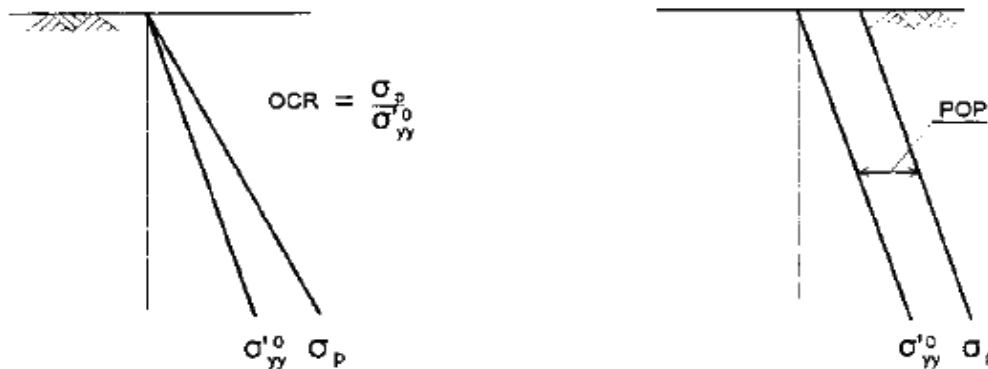
La première est introduire le coefficient de surconsolidation (OCR), c'est-à-dire le rapport de la plus grande contrainte passée atteinte, σ'_p (figure 4-8), et la contrainte effective vertical actuelle in situ, σ'_{v0} :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

Il est aussi possible de spécifier que l'état de contrainte initial est du à une surcharge uniformément appliquée qui ensuite été enlevée, cette surcharge est définie par :

$$POP = |\sigma'_p - \sigma'_{v0}|$$

Ces deux méthodes pour spécifier la contrainte de préconsolidation sont illustrées sur la figure 4-7 :

Fig 4-8 : Illustration de la contrainte verticale de préconsolidation en relation avec la contrainte in situ, $\sigma'_{v0} = \sigma'_{yy}$.

La première méthode correspond à un coefficient K_0 constant avec la profondeur, tandis que la seconde donne un coefficient K_0^{nc} d'un sol normalement consolidé, en profondeur, le sol devient normalement consolidé.

Dans notre simulation, la formule de Jaky a été utilisée pour calculer K_0 lorsque nous avons appliqués la loi de Mohr-Coulomb, et la deuxième méthode dans les deux autres modèle SSM et SSCM

4-2-6 Les phases du calcul numérique:

Des essais œdométrique à chargement par palier sera modélisées par le logiciel Plaxis, avec l'utilisation des trois lois de comportement, les conditions aux limites hydrauliques et imposées qui nous avons déjà présentés aux paragraphes précédents (MC, SSM et SSCM), sur deux échantillons de sol (limon et argile graveleuse); fait en conditions non drainés sous une série de contrainte effective verticale, chacune étant le double de celle d'avant et pour des paliers de 24 heures pour laisser l'excès des pressions interstitielles, ensuite nous avons décharges successivement ces contraintes ; ces étapes sont similaire à l'essai qui a été réalisé au laboratoire (voir paragraphe 3-4). Toutes les étapes de calcul ont été montrées dans le tableau 4-4 ci-dessous :

Etape	Type de calcul	Contrainte effective (KPa)	Incrément du temps (jours)	Temps finales (jours)
1	Plastique	25	0	0
2	Consolidation	25	1	1
3	Plastique	50	0	1
4	Consolidation	50	1	2
5	Plastique	100	0	2
6	Consolidation	100	1	3
7	Plastique	200	0	3
8	Consolidation	200	1	4
9	Plastique	400	0	4
10	Consolidation	400	1	5
11	Plastique	800	0	5
12	Consolidation	800	1	6
13	Plastique	400	0	6
14	Consolidation	400	1	7
15	Plastique	100	0	7
16	Consolidation	100	1	8
17	Plastique	10	0	8
18	Consolidation	10	1	9

Tab 4-4 : Les étapes de calcul numérique par Plaxis pour les essais oedométrique à chargement par palier.

La figure 4-9 ci-dessous montre les phases du calcul numérique sur l'écran du logiciel Plaxis Calculate.

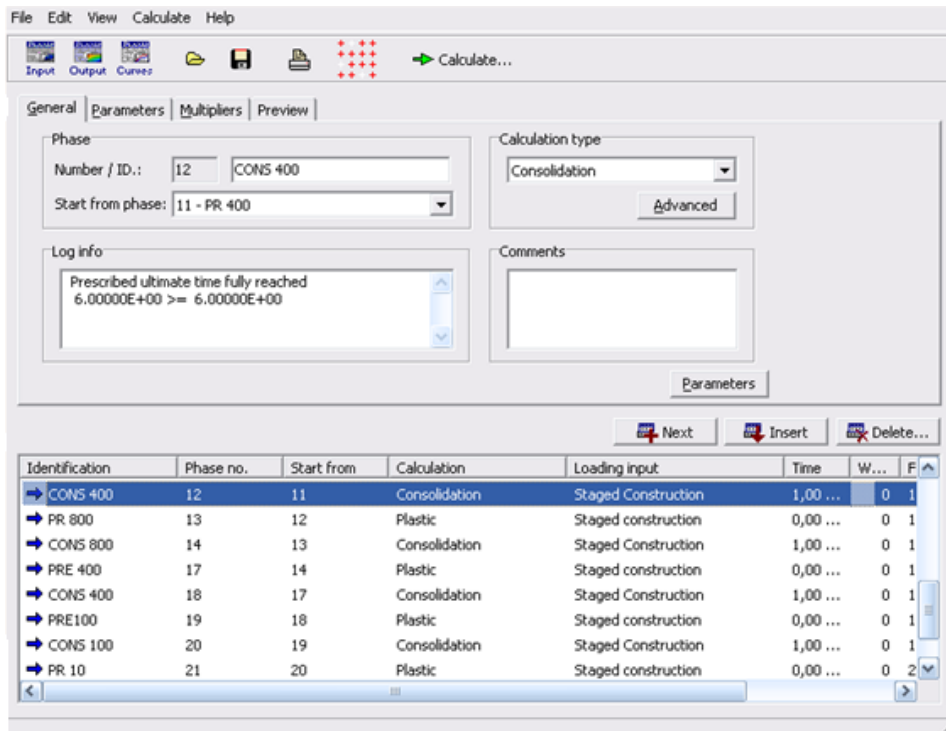


Fig 4-9 : Les étapes du calcul numérique sur l'écran du logiciel Plaxis Calculate.

4-2-7 Les résultats obtenus:

➤ Loi de comportement Mohr-Coulomb:

Le code élément finis Plaxis ne permet pas de calculer la valeur des indices des vides donc le post-processeur Plaxis curve ne permet pas d'établir la courbe de compressibilité « indice des vides en fonction du logarithme des contraintes effectives appliquées », pour cela on peut calculer les tassements à chaque palier et nous avons transféré ces tassements aux indices des vides par l'utilisation de la relation suivante (Annexe B):

$$e = \frac{H - h_p}{h_p}$$

avec: $\begin{cases} H: \text{hauteur de l'éprouvette au moment considéré} \\ h_p: \text{hauteur de solide équivalente ou hauteur des pleins (voir paragraphe:I-3-3-4).} \end{cases}$

Les deux courbes de compressibilité obtenues à partir les simulations numériques des deux échantillons (limon et argiles graveleuse), avec la loi de comportement Mohr-Coulomb sont représentées sur les deux figures ci-dessous : figure (4-10 a) pour le limon et figure (4-10 b) pour l'argile graveleuse.

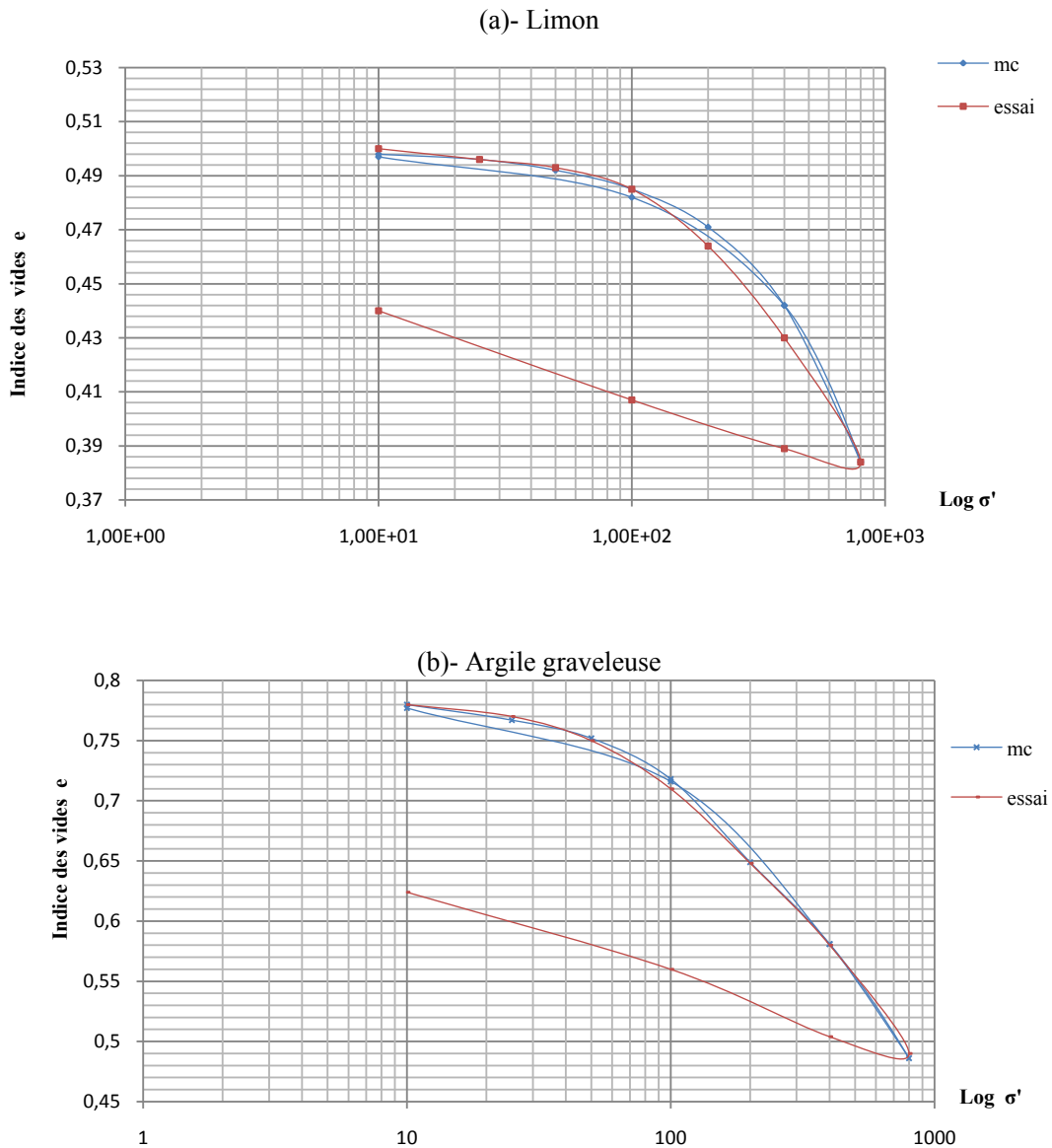


Fig 4-10 : Courbe de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb (MC).

On observe que les résultats obtenus sont quasiment confondues au chargement et qui s'éloignent progressivement lorsqu'on décharge dans les deux échantillons (limon et argile graveleuse), et on voit aussi que la valeur d'indice des vides pour chaque valeur de déchargement retourne au même valeur de chargement; par exemple dans la simulation de l'échantillon de limon la valeur d'indice des vides pour 400 KPa de chargement est égale à 0,442 et pour 400KPa de déchargement, l'indice des vides est aussi égale à 0,442 ; Donc on peut dire que l'effet de chargement est le même que l'effet de déchargement.

Le tableau ci-dessous (tab 4.5) donne les valeurs des caractéristiques de compressibilité de ces courbes.

		Contrainte de pré-consolidation σ'_p	Indice de compressibilité C_c	Indice de gonflement C_s
Essai	Limon	191	0.13	0.033
	Argile graveleuse	158	0.265	0.076
Limon		291	0.075	0.085
Argile graveleuse		165	0.287	0.287

Tab 4-5 : Caractéristiques de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb.

La valeur de contrainte de préconsolidation et d'indice de compressibilité obtenue par la simulation numérique sont différentes que les valeurs obtenues dans le laboratoire pour les deux échantillons (limon et argile graveleuse). On observe que la valeur d'indice de gonflement obtenue par ces simulations numériques est presque égale à la valeur d'indice des vides dans chaque échantillon. Une des principales causes de ce problème est probablement le fait qu'on ne tient pas compte l'effet de déchargement, du fait que le module du sol en déchargement est différent, en générale nettement plus fort, que son module en chargement.

Pour cela, l'ordre d'erreur relative est très élevé dans les deux échantillons, si on prend par exemple l'échantillon de limon, l'erreur relative pour :

- Pression de préconsolidation : 52%.
- Indice de compression : 42%.
- Indice de gonflement : 175%.

Donc ce modèle n'est pas valable pour la modélisation numérique des essais œdométrique au chargement par palier.

➤ Loi de comportement Soft Soil Model (S.S.M) :

La courbe de compressibilité des deux échantillons (limon et argile graveleuse) obtenue à partir le code des éléments finis Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model (S.S.M) est présentée dans la figure ci-dessous (fig 4-11).

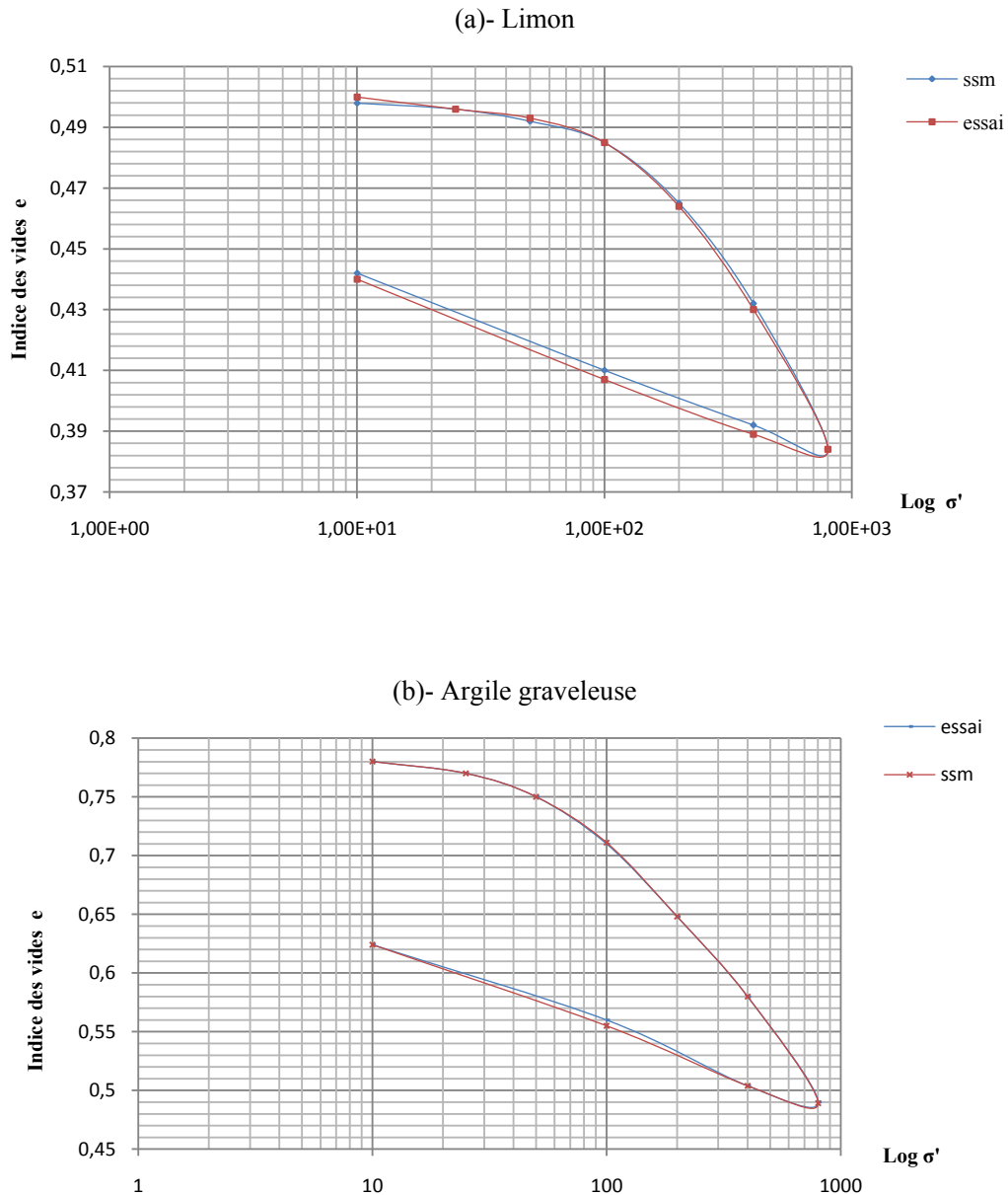


Fig 4-11 : Courbe de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model (S.S.M).

On observe que les résultats obtenus par la simulation numérique sont quasiment confondues aux résultats de laboratoire dans les deux échantillons, donc les paramètres choisis sont conforme à la réalité.

La valeur de contrainte de préconsolidation, d'indice de compressibilité et d'indice de gonflement obtenues par la simulation numérique sont montrées dans le tableau ci-dessous (tab 4-6), ces valeurs sont quasiment confondues aux résultats obtenus dans le laboratoire pour les deux échantillons (limon et argile graveleuse).

	Contrainte de préconsolidation σ'_p	Indice de compressibilité C_c	Indice de gonflement C_s
Limon	208	0.135	0.030
Argile graveleuse	158	0.265	0.076

Tab 4-6 : Caractéristiques de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model (S.S.M).

L'ordre d'erreur relative est petite dans les deux échantillons, si on prend par exemple l'échantillon de limon, l'erreur relative pour :

- Pression de préconsolidation : 8%.
- Indice de compression : 3.85%.
- Indice de gonflement : 9%.

Donc ce modèle est valable pour la modélisation numérique des essais œdométrique au chargement par palier.

➤ **Loi de comportement Soft Soil Creep Model (S.S.C.M) :**

Les résultats obtenus par cette simulation numérique sont présentés dans la figure ci-dessous (fig 4-12), ils ont quasiment associés aux résultats du laboratoire pour l'échantillon d'argile graveleuse, mais pour le limon du Ciloc les résultats ne sont pas confondus aux résultats du laboratoire parce que nous avons pris une certaine valeur d'indice de fluage pour des raisons informatique malgré elle est négligeable dans la réalité.

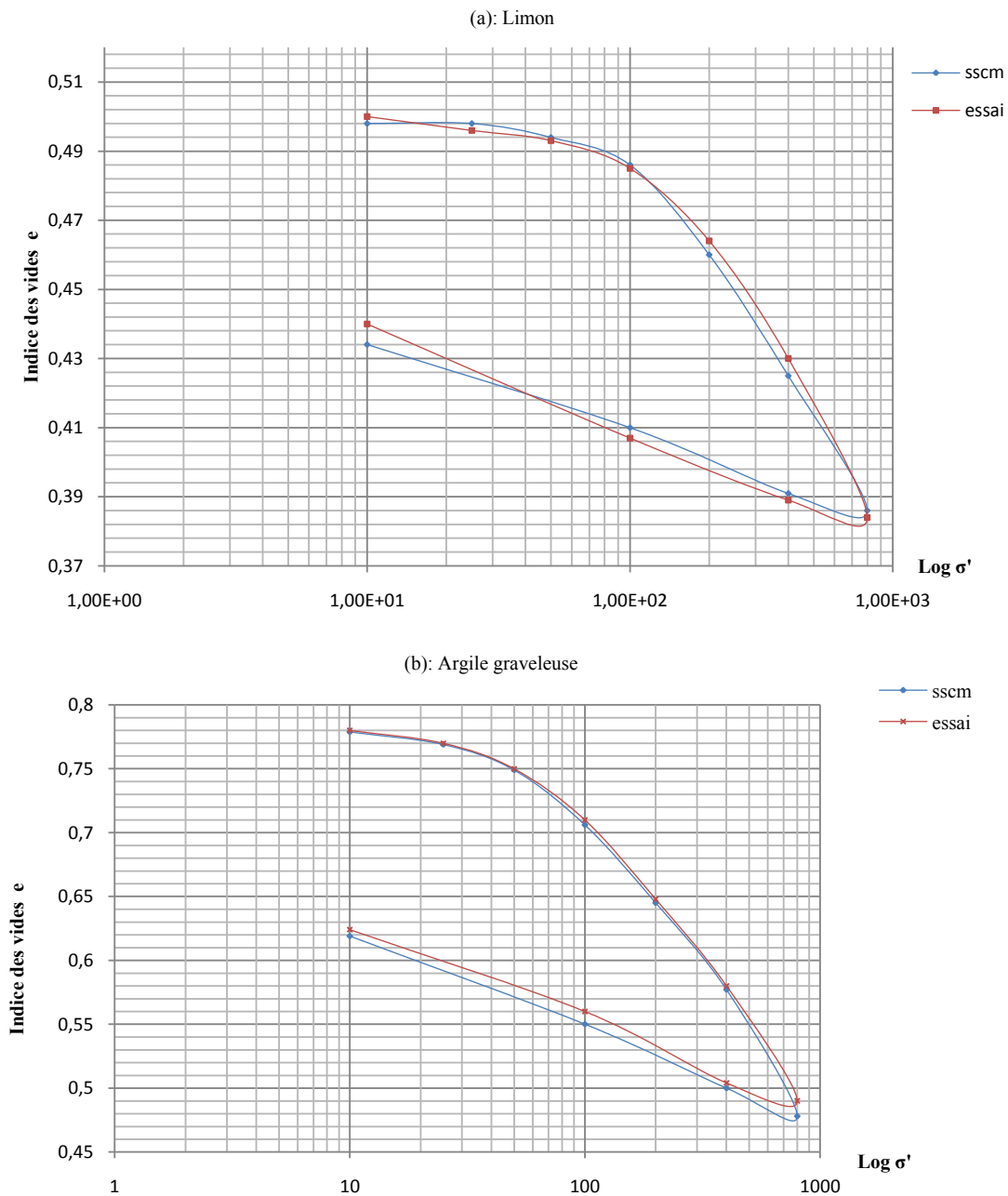


Fig 4-12 : Courbe de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Creep Model (S.S.C.M).

Le tableau ci-dessous (tab 4-7) montre les caractéristiques des compressibilités obtenues par la loi de comportement Soft Soil Creep Model (S.S.C.M) :

	Contrainte de préconsolidation σ'_p	Indice de compressibilité C_c	Indice de gonflement C_s
Limon	177	0.106	0.025
Argile graveleuse	158	0.269	0.075

Tab 4-7 : Caractéristiques de compressibilité obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Creep Model (S.S.C.M).

L'ordre d'erreur relative pour :

- Pression de préconsolidation : 7.33%.
- Indice de compression : 18.46%.
- Indice de gonflement : 24.24%.

Donc on observe que l'ordre d'erreur relative pour cette loi de comportement dans l'échantillon de limon est petit par rapport à celle de Mohr-Coulomb, par contre elle est moins élevée que la modèle de SSM, car le coefficient de fluage n'est pas négliger, pour des raisons informatiques.

Pour l'échantillon de l'argile graveleuse l'ordre d'erreur relative pour cette loi de comportement (SSCM) est quasiment le même que le modèle SSM (l'ordre d'erreur est petit par rapport à l'essai), puisque le coefficient de fluage utilisé est le même que l'essai du laboratoire. Donc, on peut dire que le coefficient de fluage joue un rôle très important dans le calcul des indices des vides, pour cela nous serons étudiés ce point en détail dans le paragraphe 4.4.3.

4-2-8 Conclusion :

Dans les trois cas étudiés, la comparaison entre la courbe de compressibilité obtenue par l'essai du laboratoire et la modélisation numérique avec les trois lois de comportement : Mohr Coulomb (M.C), Soft Soil Model (S.S.M) et Soft Soil Creep Model (S.S.C.M) ; est quasiment confondue à celle du laboratoire avec l'utilisation des deux lois de comportement : Soft Soil Model et Soft Soil Creep Model, mais pour les sols qu'ils n'y ont pas des consolidation secondaire la dernière loi de comportement (S.S.C.M) a été donne des résultats peu différents que la réalité, car l'indice de fluage ne peut pas être égale à zéro pour des raisons informatiques. Par contre pour la loi de comportement Mohr Coulomb les résultats ne sont pas associés à celle du laboratoire surtout lorsqu'en déchargeant, puisque le module du sol en déchargement est le même que son module en chargement, par contre, en réalité il est différent nettement plus fort que ce dernier.

Donc ces résultats constituent une bonne vérification de la validité de la loi de comportement Soft Soil Model (S.S.M) pour la modélisation des essais œdométrique à chargement par

palier dans les deux types du sol. Par contre la loi de comportement Soft Soil Creep Model (S.S.C.M) est valable pour la modélisation des essais œdométrique à chargement par palier dans le cas du sol qui a une consolidation secondaire.

Remarque :

L'indice de compressibilité de l'argile graveleuse est très élevé par rapport à ce de limon, c'est-à-dire l'argile graveleuse est plus compressible que le limon, en d'autre terme la perméabilité de l'argile graveleuse est plus élevée que celle de limon. Comme il a été déjà étudiée dans la partie I de l'étude bibliographique, ceci est vrais puisque la perméabilité de l'argile graveleuse utilisée est de l'ordre $1,38 \cdot 10^{-7}$, par contre de limon est de l'ordre $1,22 \cdot 10^{-8}$ (voir le tableau 4-1); dans le paragraphe 4-4-2 nous serons étudiées ce point en détail.

4-3 Modélisation numérique de l'essai œdométrique à chargement constante:

4-3-1 Introduction :

Nous avons pris les mêmes échantillons (limon et argile graveleuse), et nous avons réalisés deux autres essais œdométriques mais à chargement constante, pour caractériser les composantes de la consolidation (primaire et secondaire), selon la norme NF P 94-090 (voir paragraphe I-3-3-4), au sein du laboratoire des travaux publics de l'est (direction de Constantine). Notre choix de comparer les résultats du modèle numérique avec les essais sur ces sols est lié aux courbes de consolidation.

L'œdomètre de type Bishop avec chargement par l'avant et une cellule œdométrique de 50 mm de diamètre et 19 mm de hauteur ont été utilisées pour la réalisation de ces essais.

Donc nous avons utilisées le même modèle et les mêmes paramètres des lois de comportement utilisées dans la simulation numérique de l'essai œdométrique à chargement par palier. La différence entre la simulation numérique de l'essai œdométrique à chargement constante et à chargement par palier est réside dans les conditions de consolidation et les phases du calcul.

4-3-2 Génération des contraintes initiales :

Les conditions aux limites hydrauliques sont montrés dans la figure 4-13, les deux côtés de l'échantillon sont non drainées pour cela on utilise la frontière de consolidation fermée, en d'autres termes, l'eau ne peut pas s'écouler à travers ces limites. Par contre, la surface et le bas de l'échantillon sont drainés, donc l'eau peut s'échapper à travers cette limite, c'est-à-dire nous n'avons pas utilisées la frontière de consolidation. Pour la génération de contrainte initiale horizontale voir paragraphe (4-1-4).

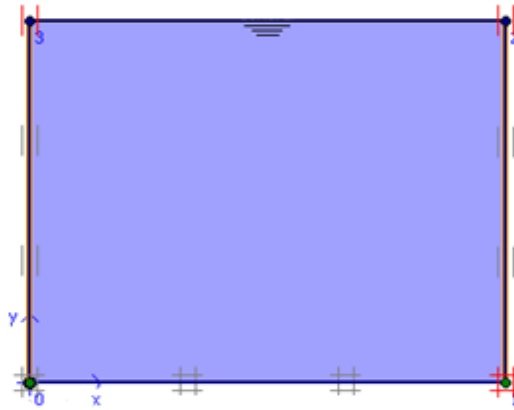


Fig 4-13 : Conditions aux limites hydrauliques.

4-3-3 Les phases du calcul numérique :

Les phases du calcul de la modélisation numérique des essais oedométrique à chargement constant seront les mêmes que ceux ont été réalisées au sein du laboratoire des travaux publique de l'est (direction de Constantine), donc selon la norme NF 94-090 (voir paragraphe I-3-3-4).

Nous avons utilisées les trois lois de comportement pour faire ces modélisations numériques: Mohr-Coulomb (M.C), Soft Soil Model (S.SM) et Soft Soil Creep Model (S.S.C.M) ; avec les mêmes conditions aux limites hydrauliques et imposées qui nous avons déjà présentés aux paragraphes précédents, sur les deux échantillons de sol (limon et argile graveleuse); fait en conditions non drainés sous une contrainte effective verticale de 100KPa pour le limon et 134,7 KPa pour l'argile graveleuse, pendant 7 jours pour caractériser l'effet du consolidation secondaire. Toutes les étapes de calcul ont été montrées dans le tableau ci-dessous (tab 4-8):

Etape	Type de calcul	Contrainte effective (KPa)	Incrément du temps (jours)	Temps finales (jours)
1	Plastique	100 (limon) et 134,7 (argile graveleuse)	0	0
2	Consolidation	100 (limon) et 134,7 (argile graveleuse)	1	1
3	Consolidation	100 (limon) et 134,7 (argile graveleuse)	1	2
4	Consolidation	100 (limon) et 134,7 (argile graveleuse)	1	3
5	Consolidation	100 (limon) et 134,7 (argile graveleuse)	1	4
6	Consolidation	100 (limon) et 134,7 (argile graveleuse)	1	5
7	Consolidation	100 (limon) et 134,7 (argile graveleuse)	1	6
8	Consolidation	100 (limon) et 134,7 (argile graveleuse)	1	7

Tab 4-8 : Les étapes de calcul numérique par Plaxis pour les essais oedométriques à chargement constante.

4-3-4 Les résultats obtenus :

➤ Loi de comportement Mohr-Coulomb:

La courbe de consolidation obtenue par la simulation numérique avec la loi de comportement Mohr-Coulomb pour les deux échantillons (limon et argile graveleuse) est présentée respectivement dans les deux figures 4-14 (a) et 4-14 (b).

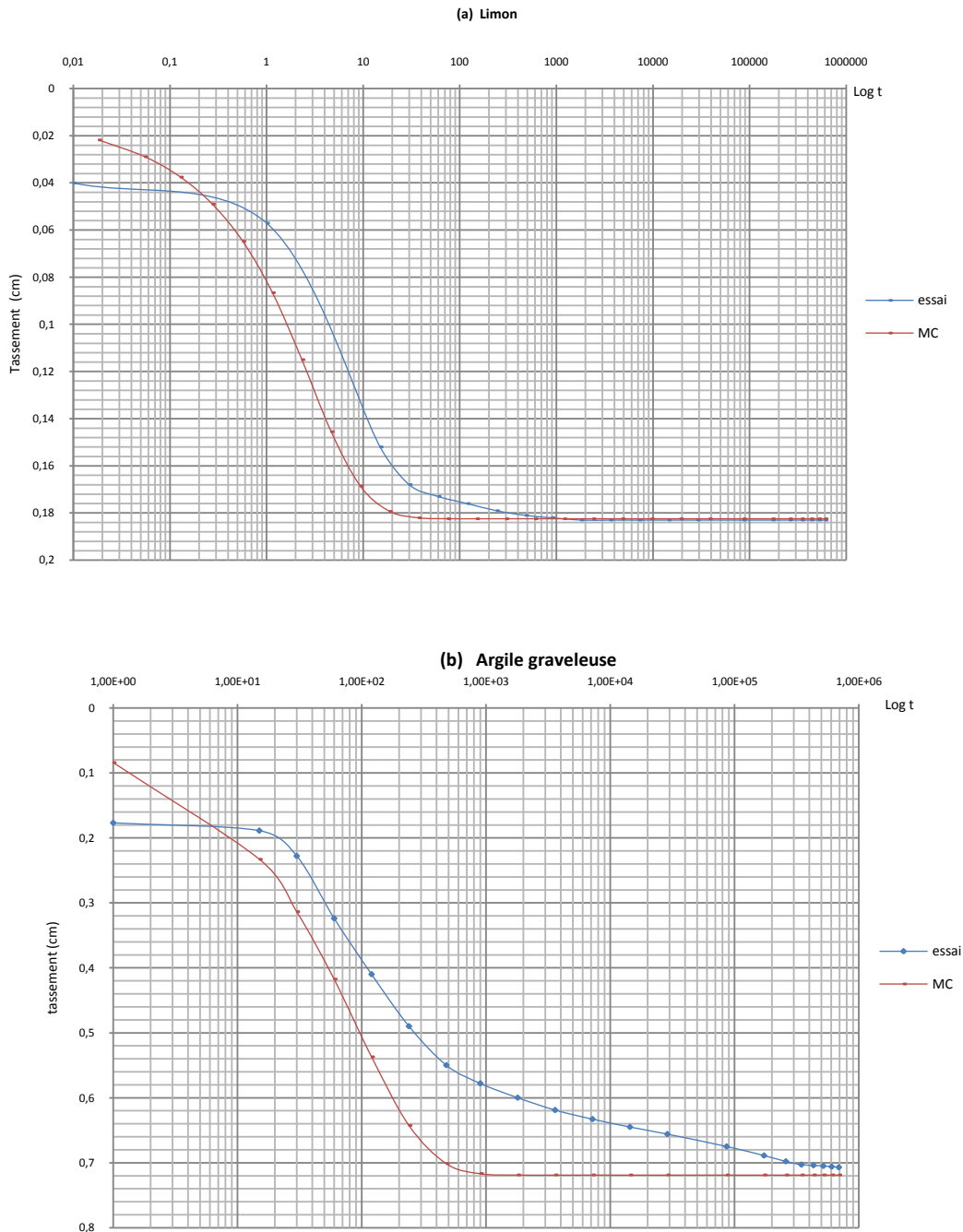


Fig 4-14 : Courbe de consolidation obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb (MC).

On voit pour chaque tassement, les deux courbes (MC et essai) ont une différente allure, cependant la consolidation du sol tirée du calcul numérique est atteinte avant celle de l'essai. Cette différence est traduite par l'éloignement progressif des courbes (tassement-temps), avant leur rapprochement à partir de la fin de consolidation.

Pour l'argile graveleuse la consolidation secondaire ne peut pas configurer dans cette loi de comportement.

Le tableau ci-dessous (tab 4-9) donne les valeurs du taux de consolidation primaire et d'indice de fluage obtenues par la simulation numérique avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb, pour les deux échantillons.

	C_v (cm ² /s)	μ
Limon	$1.49 * 10^{-3}$	0
Argile graveleuse	$1.988 * 10^{-5}$	0

Tab 4-9 : Caractéristiques de consolidation obtenues par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb (MC).

Les deux valeurs obtenues par cette simulation sont très différentes que les valeurs obtenues dans le laboratoire, pour l'argile graveleuse l'indice de fluage est égale à zéro, c'est-à-dire, il n'y a pas la consolidation secondaire, par contre en réalité l'indice de fluage est égale à : $9.71 * 10^{-3}$.

L'ordre d'erreur relative pour l'échantillon de limon :

- Taux de la consolidation primaire C_v : 270%.
- L'indice du fluage μ : 0%.

Donc la loi de comportement Mohr-Coulomb ne prend pas l'effet du temps en considération, pour cela l'ordre d'erreur relative du taux de consolidation primaire est très élevé.

➤ **Loi de comportement Soft Soil Model :**

La courbe de consolidation obtenue par la simulation numérique avec la loi de comportement Soft Soil Model (S.S.M) pour les deux échantillons (limon et argile graveleuse) est présentée respectivement dans les deux figures 4-15 (a) et 4-15 (b).

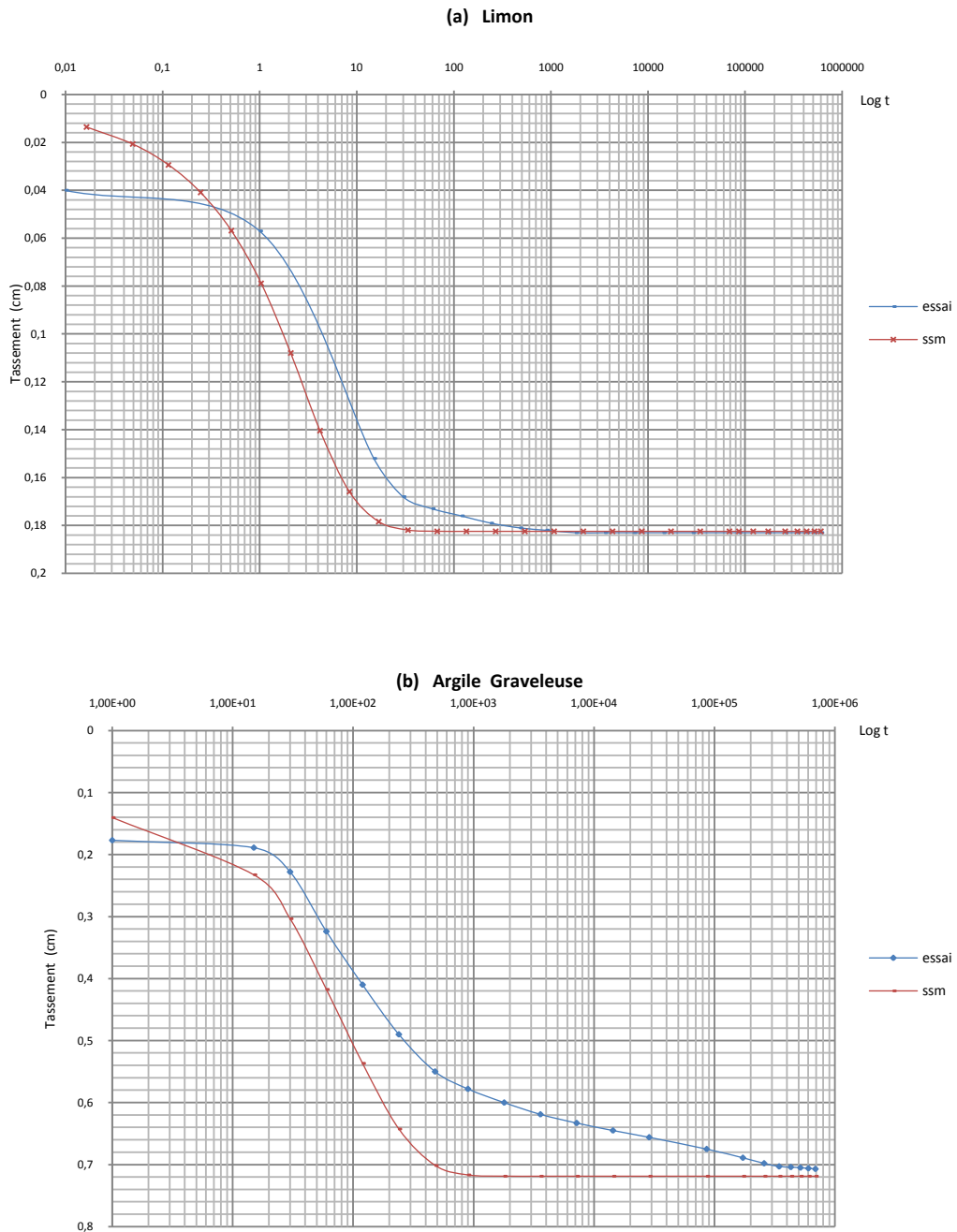


Fig 4-15 : Courbe de consolidation obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model (S.S.M).

Les résultats obtenus par l'utilisation de cette loi de comportement (SSM) sont presque le même que la loi de comportement Mohr-Coulomb, donc pour chaque tassement, les deux courbes (SSM et MC) ont une différente allure, cependant la consolidation du sol tirée du calcul numérique est atteint avant celle de l'essai. Cette différence est traduite par l'éloignement progressif des courbes (tassement-temps), avant leur rapprochement à partir de la fin de consolidation.

Ainsi, pour l'argile graveleuse, la consolidation secondaire ne peut pas configurer dans cette loi de comportement.

Le tableau ci-dessous (tab 4-10) donne les valeurs du taux de consolidation primaire et d'indice de fluage obtenues par la simulation numérique avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model, pour les deux échantillons.

	C_v (cm ² /s)	μ
Limon	$1.38 * 10^{-3}$	0
Argile graveleuse	$1.76 * 10^{-5}$	0

Tab 4-10 : Caractéristiques de consolidation obtenues par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model (S.S.M).

Les deux valeurs obtenues par cette simulation sont très différentes que les valeurs obtenues dans le laboratoire, pour l'argile graveleuse l'indice de fluage est égale à zéro, c'est-à-dire, il n'y a pas une consolidation secondaire, par contre en réalité l'indice de fluage est égale à : $9.71 * 10^{-3}$.

L'ordre d'erreur relative pour l'échantillon de limon :

- Taux de la consolidation primaire C_v : 242%.
- L'indice du fluage μ : 0%.

Enfin, l'utilisation de la loi de comportement SSM n'est pas valable pour la simulation numérique des essais oedométriques à chargement constante, puisque l'effet du temps n'a été pas prend en considération; et pour cela l'ordre d'erreur relative du taux de consolidation primaire et d'indice du fluage sont très élevés.

➤ **Loi de comportement Soft Soil Creep Model :**

Les deux figures 4-15 (a) et 4-15 (b) sont montrés la comparaison entre la courbe de consolidation obtenue par la simulation numérique avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Creep Model et l'essai oedométrique à chargement constant réaliser au sein de laboratoire LTPE de Constantine, pour les deux échantillons (limon et argile graveleuse).

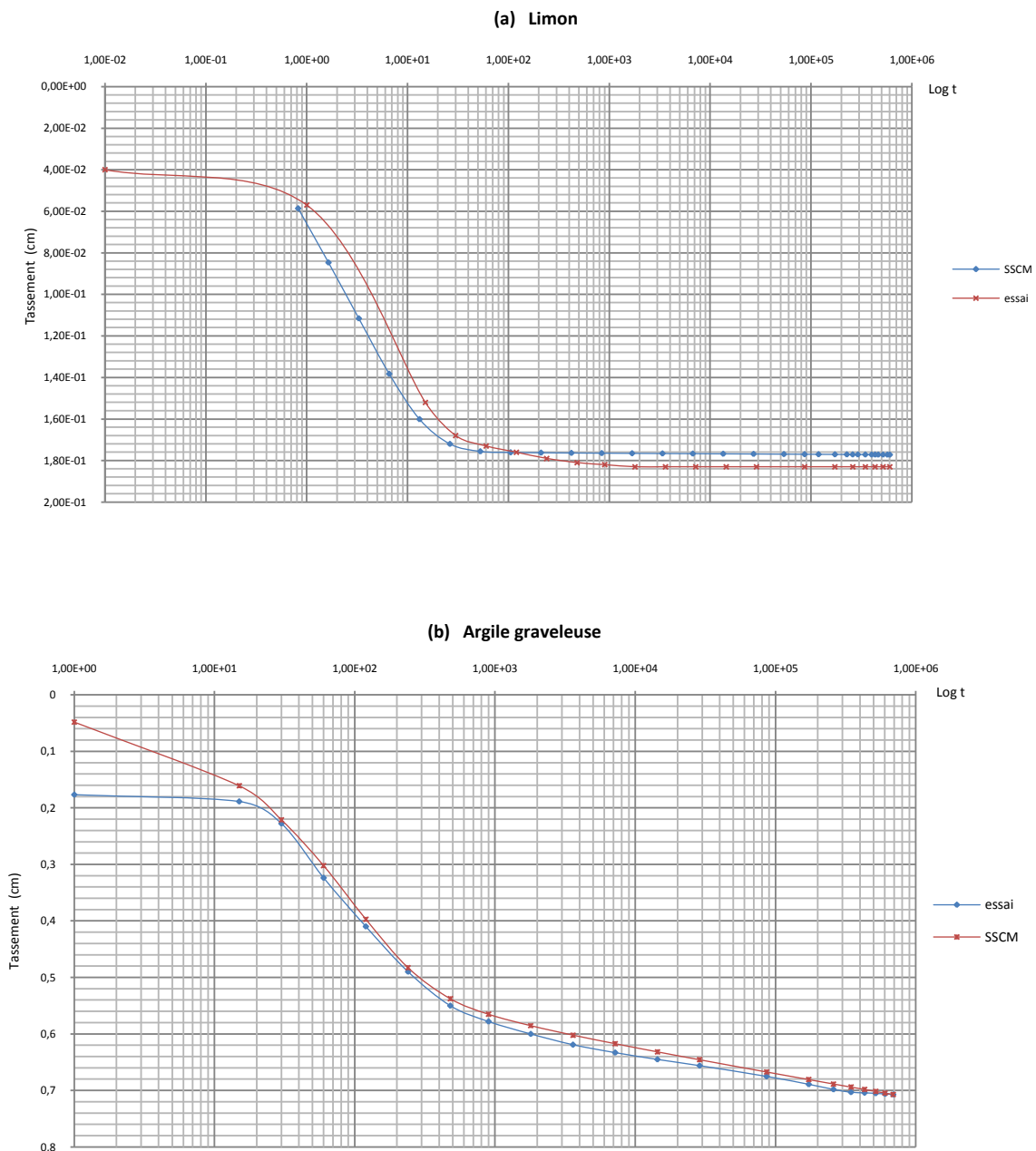


Fig 4-15 : Courbe de consolidation obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Creep Model (S.S.C.M).

On observe que pour chaque tassement, les deux courbes (SSCM et essai) ont quasiment la même allure pour l'argile graveleuse, par contre pour le limon ont une différente allure et à partir du fin de consolidation, les tassements obtenues par la simulation numérique n'atteint pas ceux du laboratoire, ils sont besoin de $1 \cdot 10^{16}$ jours pour atteindre presque la valeur d'essai comme nous avons indiquées dans la figure 4-16. Puisque la valeur d'indice de fluage utilisée pour la simulation n'a pas égale à même valeur d'essai (zéro).

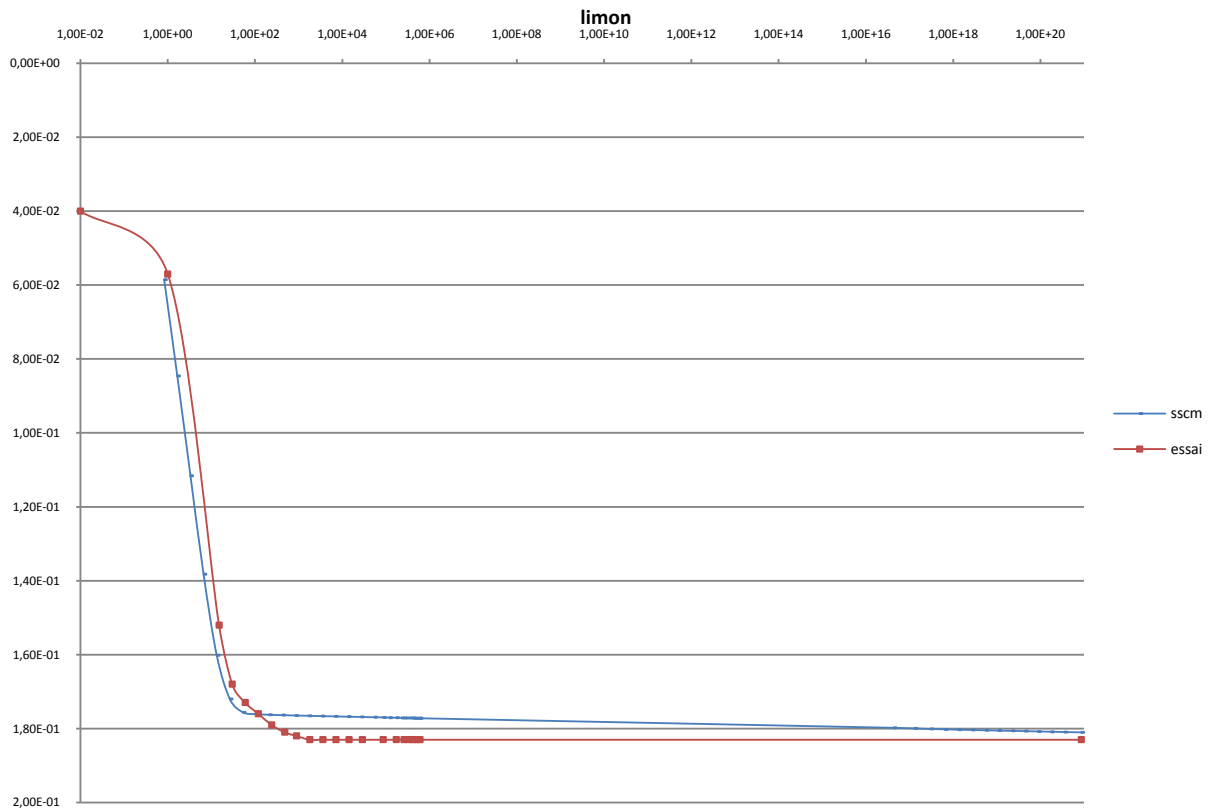


Fig 4-16 Courbe de consolidation obtenue par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement S.S.C.M pour une consolidation de $1 \cdot 10^{16}$ jours.

Le tableau ci-dessous (tab 4-11) donne les valeurs du taux de consolidation primaire et d'indice de fluage obtenues par la simulation numérique avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Model, pour les deux échantillons.

	C_v (cm ² /s)	μ
Limon	$8 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-5}$
Argile graveleuse	$1.90 \cdot 10^{-5}$	$1.04 \cdot 10^{-2}$

Tab 4-11 : Caractéristiques de consolidation obtenues par le code Plaxis avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Creep Model (S.S.C.M).

L'ordre d'erreur relative du taux de la consolidation primaire pour :

- Le limon : 95%.
- L'argile graveleuse : 20%, (pour l'indice de fluage : 0.71%).

L'ordre d'erreur relative dans cette simulation numérique est plus moins que les deux autres simulations pour l'échantillon de limon, malgré que le tassement de consolidation primaire obtenue par cette loi n'ait pas atteint sa valeur réelle. L'erreur relative d'argile graveleuse est petite par rapport à l'essai du laboratoire.

4-3-5 Conclusion :

Dans les trois cas étudiés, la comparaison entre la courbe de consolidation obtenue par l'essai du laboratoire et la modélisation numérique avec les trois lois de comportement : Mohr Coulomb (M.C), Soft Soil Model (S.S.M) et Soft Soil Creep Model (S.S.C.M) ; est quasiment confondue à celle du laboratoire avec l'utilisation de la loi de comportement : Soft Soil Creep Model, mais pour les sols qu'ils n'y ont pas des consolidations secondaires la dernière loi de comportement (S.S.C.M) a été donnée des résultats peu différents que la réalité, car l'indice de fluage ne peut pas être égale à zéro pour des raisons informatiques. Par contre pour les deux autres lois de comportement (Mohr Coulomb et Soft Soil Model) les résultats ne sont pas associés à celle du laboratoire, puisque l'effet du temps n'a été pas pris en compte (la consolidation atteint avant celle réalisée en laboratoire).

Donc ces résultats constituent une bonne vérification de la validité de la loi de comportement Soft Soil Creep Model (S.S.C. M) pour la modélisation des essais œdométrique à chargement constant dans les types de sol qui ont une consolidation secondaire. Pour les autres types de sol cette loi n'est pas valable.

4-4 Etude paramétrique :

4-4-1 Exemple d'initialisation des contraintes :

➤ Introduction :

Dans le but de montrer les différentes méthodes d'initialisation de contrainte, des simulations numériques ont été effectuées avec l'utilisation de la loi de comportement S.S.C.M pour la simulation numérique des essais oedométriques à chargement constante.

Deux simulations numériques ont été faites sur un échantillon de 1.9 cm de hauteur et 2.5 cm de largeur (à condition axisymétrique et non drainée), en appliquant les étapes détaillées ci-dessous pour tester l'influence des contraintes initiales. L'échantillon simulé correspond à un sol d'argile graveleuse sous le remblai de Bellevue, cet échantillon est simulé à 4.80 m de profondeur.

➤ Simulation 1 : initialisation des contraintes par le coefficient K_0

- Phase d'initialisation de contrainte : Les contraintes ont été initialisées en utilisant le coefficient de terre au repos K_0 (formule de Jaky) sous le poids propre du matériau.
- Phase de calcul : dans cette phase, on a pris en compte l'effet des contraintes observées in-situ, où il y avait une contrainte de 50 KPa provenant des couches supérieure à la couche étudiée : cette contrainte est rajoutée aux contraintes initiales. L'échantillon est soumis à la consolidation durant 7 jours. et une nouvelle contrainte de 30 KPa est appliquée, correspondant à la contrainte supplémentaire apportée par une surcharge extérieure. L'échantillon a été consolidé jusqu'à ce que la surpression interstitielle restante soit de 0.001 KPa.

➤ Simulation 2 : initialisation des contraintes par une surcharge POP :

- Phase d'initialisation de contrainte : Afin d'initialiser les contraintes dans l'œdomètre, une valeur POP = 90 KPa ($POP = |\sigma'_{v0} - \sigma'_p| = |52 - 142|$), correspondant au poids propre et à la surcharge de 50 KPa, est prise en compte.
- Phase de calcul : la charge supplémentaire de 30 KPa est appliquée, et l'échantillon a été consolidé jusqu'à la même dissipation (0.001 KPa).

➤ Résultats obtenus :

Les tassements calculés de la tête de l'échantillon sont présentés sur la figure 4-17. Sur cette figure, on constate que les deux courbes de tassement sont identiques.

Les deux modes de calculs des contraintes initiales sont équivalents car la durée de 7 jours, pendant laquelle la consolidation a été appliquée dans la consolidation sous K_0 , a été choisi.

sie pour amener le sol à un état de contrainte voisin de celui obtenu par l'application d'une surcharge POP.

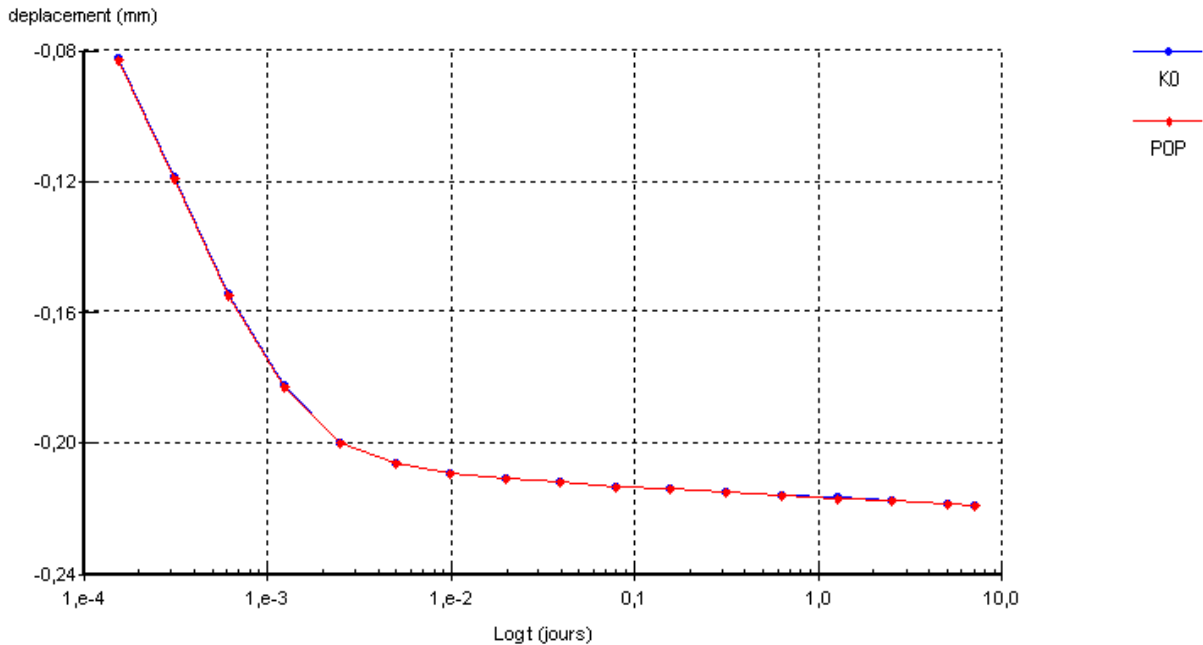


Fig 4-17 : Comparaison des tassements calculés avec Plaxis sur un œdomètre, contraintes initialisées par K_0 et par POP

4-4-2 L'influence de perméabilité sur la courbe de compressibilité:

Nous avons réalisé numériquement, avec le modèle Soft Soil Model (S.S.M) deux simulations oedométriques à chargement par palier, sur un échantillon (limon) axisymétrique de 19 mm de hauteur et 25 mm de largeur, faites en conditions non drainées. Durant ces simulations, les échantillons ont les mêmes paramètres du tableau 4-3, sauf les deux coefficients de perméabilité k_x et k_y (nous avons pris $1,22 \cdot 10^{-5}$ au lieu de $1,22 \cdot 10^{-8}$). Dans le but de trouver l'influence de la perméabilité sur la courbe de compressibilité

La figure 4-18 est montrée l'influence du coefficient de perméabilité sur la courbe de compressibilité calculée avec le logiciel Plaxis, l'indice de compressibilité C_c obtenu pour le coefficient de perméabilité $1,22 \cdot 10^{-5}$ est de l'ordre 0.310, le taux d'augmentation est de 15%, c'est-à-dire, le sol est devenu plus compressible.

Les indices des vides obtenus pour le coefficient $1,22 \cdot 10^{-5}$ sont moins à ceux obtenus pour le coefficient de $1,22 \cdot 10^{-8}$ (cm/s). Donc les tassements obtenus pour $1,22 \cdot 10^{-5}$ cm/s, sont élevés par rapport à ceux obtenus par le coefficient de $1,22 \cdot 10^{-8}$ cm/s (voir la figure 4-19).

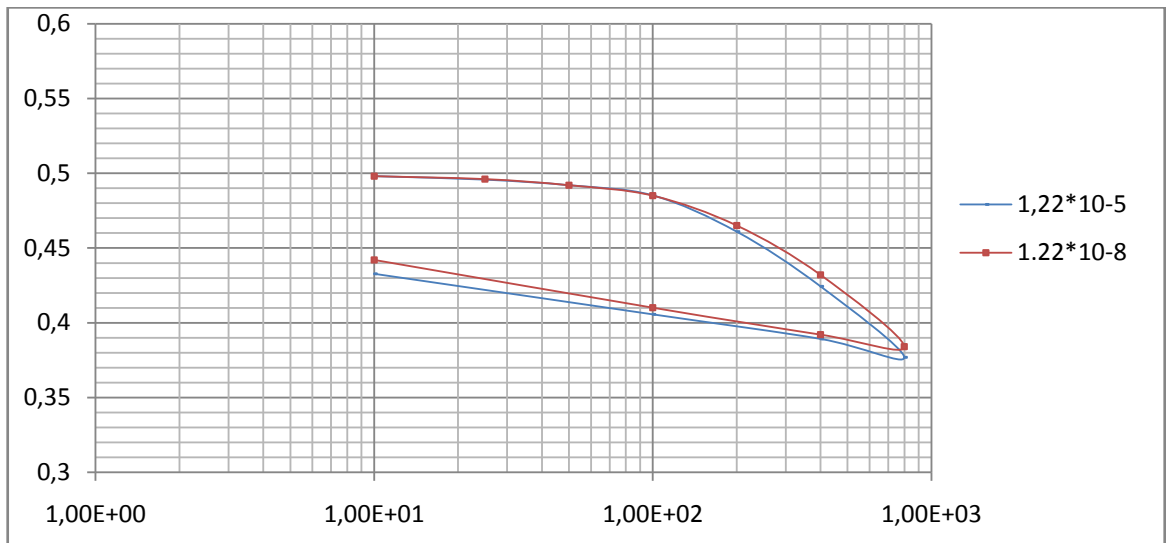


Fig 4-18 : L'influence du coefficient de perméabilité sur la courbe de compressibilité calculée avec Plaxis.

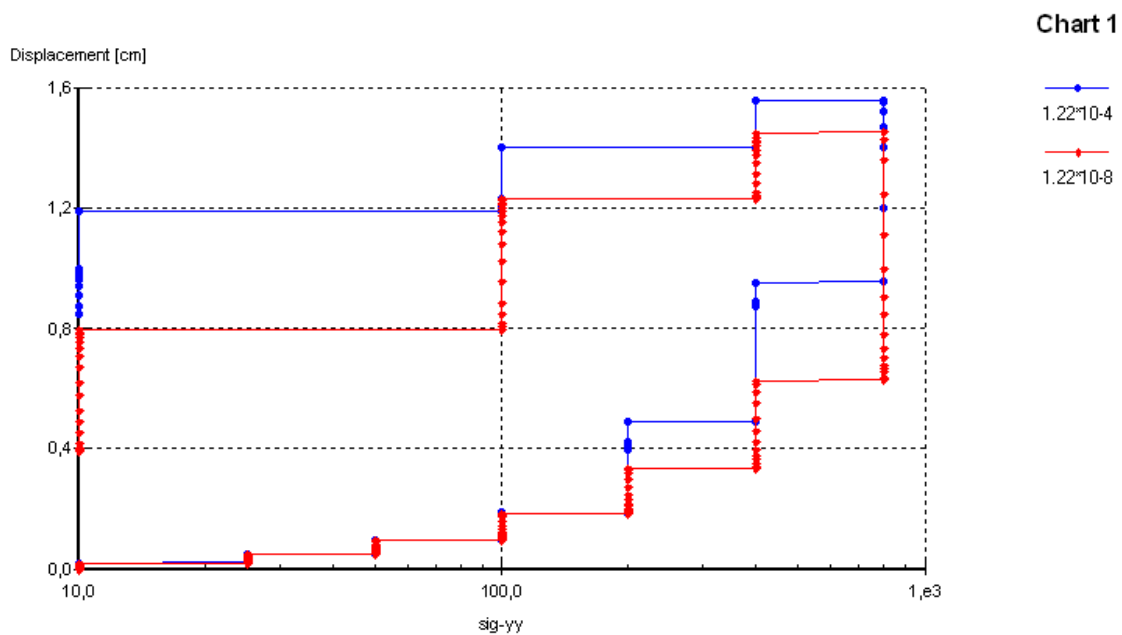


Fig 4-19 : L'influence du coefficient de perméabilité sur les tassements calculés avec Plaxis.

Donc lorsque le coefficient de perméabilité est élevé l'indice des vides sera diminué, par contre les tassements seront élevés. On constate que S.S.M est peu sensible au coefficient de perméabilité. En effet, quand on multiplie ce coefficient par un facteur de 1000, c'est-à-dire, on passe de $k = 1.22 * 10^{-8}$ au $k = 1.22 * 10^{-5} \text{ cm/s}$, l'indice de compressibilité et le tassement seront multipliés par un facteur de l'ordre de 1.015 et 1.06 respectivement, par contre l'indice des vides sera divisé par un facteur de l'ordre 0.98.

4-4-3 L'influence de l'indice de compression secondaire :

Le tassement secondaire dans le modèle SSCM est caractérisé par le paramètre μ , ce paramètre est relié au coefficient de consolidation secondaire C_α par :

$$\mu = \frac{C_\alpha}{2.3(1+e)}$$

Le tassement qui se développe dans une couche d'épaisseur H et d'indice des vides « e » entre les temps « t_i » et « t_{i+1} », il donné par :

$$\Delta H = \frac{H}{1+e} C_\alpha \log \frac{t_{i+1}}{t_i}$$

Cette équation peut se remplacer par une autre de cette forme :

$$\Delta H = 2.3 H \mu \log \frac{t_{i+1}}{t_i}$$

Cette relation entre μ et C_α ou plutôt entre μ et $\left(\frac{\Delta H}{\Delta \log t}\right)$ a été étudiée en simulant plusieurs essais de compression oedométrique à chargement constante, en appliquant la théorie de déformation axisymétrique non drainée, durant ces simulations, l'échantillon ont les mêmes dimensions (19 mm de hauteur et 25 mm de largeur) et les paramètres du tableau 4-3, sauf le coefficient de compression secondaire μ , entre $9 \cdot 10^{-3}$ et $9 \cdot 10^{-4}$.

La relation obtenue entre μ et $\left(\frac{\Delta H}{\Delta \log t}\right)$ est parfaitement linéaire comme on peut voir sur la figure 4-20.

Le tassement secondaire $\left(\frac{\Delta H}{\Delta \log t}\right)$ est proportionnel au paramètre μ (coefficient de la compression secondaire utilisée dans le logiciel Plaxis).

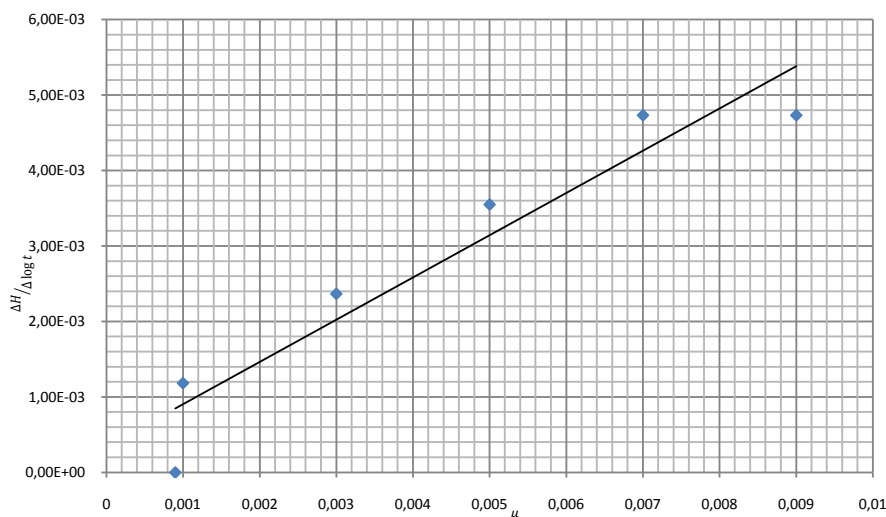


Fig 4-20 : la relation entre μ et le tassement secondaire.

On montre sur la figure 4-21 les tassements calculés en fonction du temps pour les différentes valeurs de μ . On constate que S.S.C.M est très sensible au paramètre de fluage. En effet, quand on multiplie μ par un facteur 10, c'est-à-dire, on passe de $\mu = 0.0009$ au $\mu = 0.009$, le rapport $\left(\frac{\Delta H}{\Delta \log t}\right)$ sera multiplié par un facteur de l'ordre de 6 (pour un délai de 7 jours de consolidation).

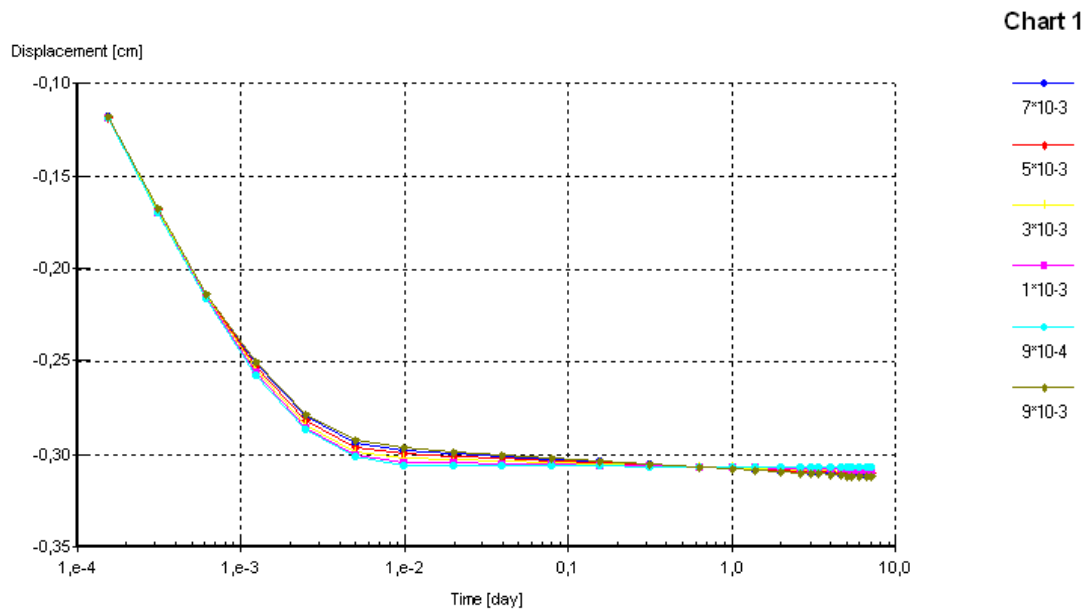


Fig 4-21 : L'influence du coefficient de fluage sur le tassement.

4-4-4 L'influence de la vitesse de chargement :

Dans le but de définir plus précisément l'effet de la vitesse de chargement sur le comportement unidimensionnel des sols, nous avons réalisé deux simulations oedométriques en condition totalement drainées sur un limon qui a les caractéristiques du tableau 4-11 :

λ^*	κ^*	μ^*	φ	C	ν	K_0^{nc}
0.0337	0.0191	$1 * 10^{-8}$	14	50	0.15	0.5

Tab 4-12 : Les caractéristiques de limon en condition drainée

Nous avons fait un calcul en commençant à charger le maillage par une charge de 100KPa pendant 50 ans, puis en appliquant des incréments de contrainte de 10KPa par jour. Le calcul a été refait en gardant les mêmes paramètres, mais la vitesse de chargement est de 10 KPa par ans.

La figure 4-22 montre les résultats obtenus par les deux simulations oedométriques, on observe que la partie initiale entre 0 et 100 KPa, les deux courbes ont la même allure, par contre lorsqu'en appliquant les incréments de charge les deux courbes se calent les unes sur les autres, et la pression de préconsolidation est faible pour la courbe de consolidation correspondant à un temps de chargement de 1 jour.

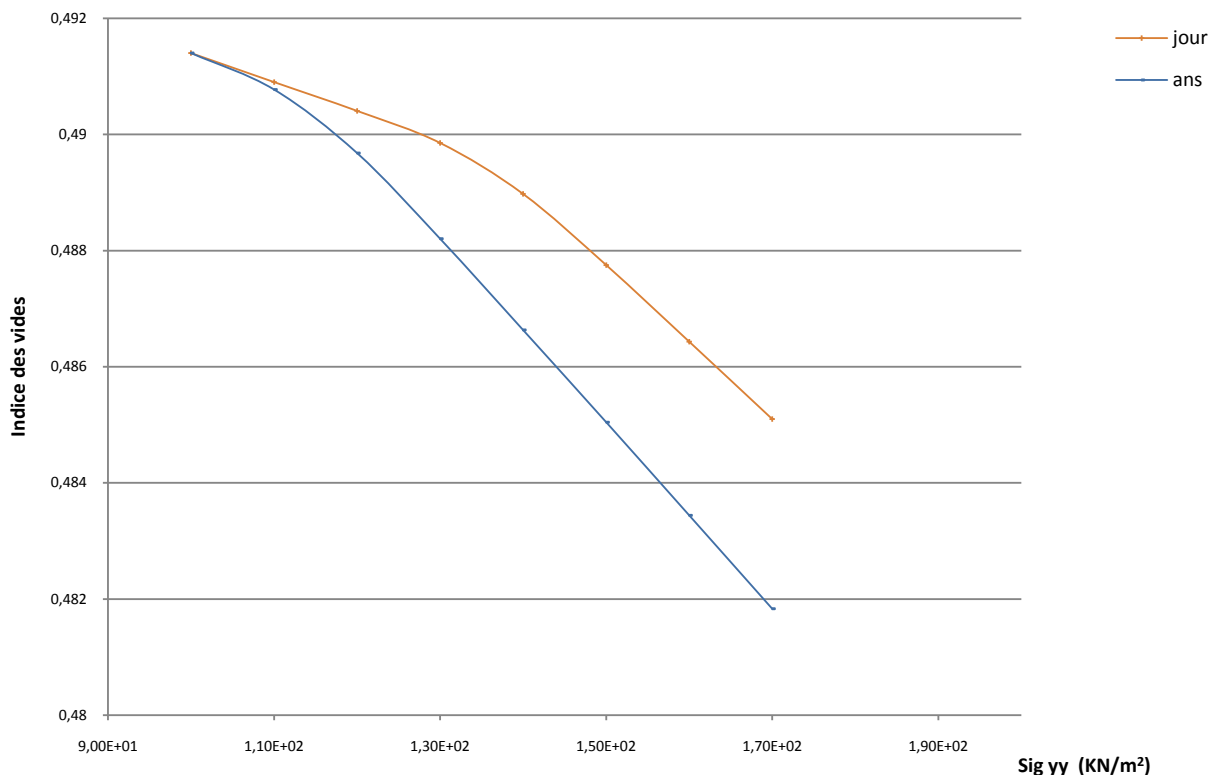


Fig 4-22 : L'influence de la vitesse de chargement.

Donc, les résultats obtenus sont conformes aux théories fondamentales de la consolidation : on retrouve les tendances observées par Taylor (1942). Cet effet de surconsolidation due à l'âge a été décrit par Bjerrum (1967) cité par Leroueil (1891). Ils ont montrés qu'il y avait accroissement de la pression de préconsolidation de l'argile avec le temps.

4-4-5 L'effet de l'épaisseur de la couche compressible :

Deux simulations numériques ont été réalisées sur des essais oedométriques à chargement constante en condition non drainée, et avec l'utilisation de la loi de comportement Soft Soil Creep Model (S.S.C.M) sur deux échantillons (argile graveleuse) axisymétriques, l'un est avec un hauteur de 25 mm, et l'autre ne varie pas (19 mm). Dans le but de trouver l'effet d'épaisseur sur les caractéristiques du consolidation.

Durant ces simulations les échantillons ont les mêmes paramètres du tableau 4-3. Concernant les conditions aux limites en déplacements, on a appliqué les mêmes conditions que les applications précédentes. Par contre, en contrainte on appliqué une contrainte de 100 KPa.

La figure 4-23 montre l'influence de l'épaisseur d'échantillon sur la courbe déformation-temps. Pour l'échantillon d'épaisseur 25 mm, la courbe obtenue a une différente allure que celle obtenue par l'échantillon d'épaisseur 19 mm, cette différence est traduit par l'éloignement progressif des courbes. Avant leur rapprochement à partir du fin de consolidation.

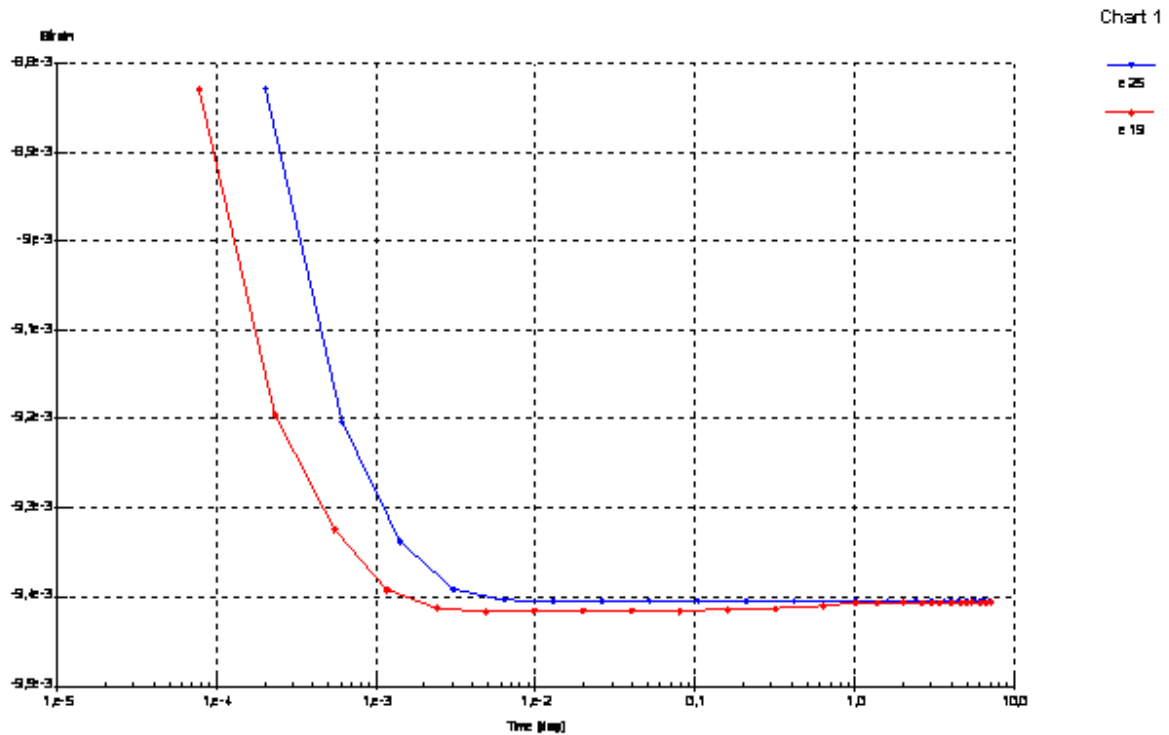


Fig 4-23 : Effet de l'épaisseur sur la courbe de consolidation

La consolidation primaire de l'échantillon de 25 mm prend un temps beaucoup plus que l'échantillon de 19 mm, donc la vitesse de consolidation primaire est différente dans les deux cas.

La pente de consolidation secondaire pour les deux courbes est parallèle, donc l'indice de la consolidation secondaire n'est pas varié dans les deux cas de modélisation numérique.

Donc, les résultats obtenus sont conformes aux théories fondamentales de la consolidation : on retrouve les tendances observées en laboratoire par Mesri et Goldewski (1977) et sur le terrain par Leonards (1973). Ils ont montrés que plus la couche est épaisse, plus la consolidation primaire demande de temps, et que l'indice de fluage est indépendant de l'épaisseur de la couche de sol.

4-4-6 Conclusion :

On peut conclure dans ce paragraphe que les lois de comportement choisies dans les différentes simulations numériques sont conformément aux théories fondamentales de la consolidation, donc :

- Lorsque le coefficient de perméabilité est élevé l'indice des vides sera diminué, par contre les tassements seront élevés.
- La relation entre l'indice de fluage μ et la pente de consolidation secondaire est parfaitement linéaire.
- Il y avait accroissement de la pression de préconsolidation avec le temps.
- Lorsque la couche est épaisse, la consolidation primaire demande de temps, par contre l'indice de fluage est indépendant de l'épaisseur de la couche de sol.

La prise en compte des contraintes initiales constitue un aspect essentiel de la modélisation par éléments finis des massifs de sol fins. Elles permettent en effet de présenter, par l'initialisation du champ de contraintes, l'état des contraintes en place avant toute phase de travaux.

Conclusion et Perspectives

À l'issue de ce travail, il est utile de résumer les conclusions les plus importantes de cette étude consacrée aux sols fins saturés.

- Le comportement des sols est lié à la microstructure du squelette argileux : l'étude bibliographique montre ce rôle.
- On a établi un modèle de calcul pour des essais réels, il n'est pas la solution idéale mais une approche raisonnable.
- Le Soft Soil Model (S.S.M) est capable de simuler le comportement de sols cohésifs, mais il ne prend pas en considération le facteur du temps. Par contre le Soft Soil Creep Model (S.S.CM) est capable de simuler le comportement de ces sols, et il prend en considération le facteur du temps.
- Le modèle élastique parfaitement plastique (Mohr-Coulomb par exemple) ne prend pas l'effet de déchargement, donc n'est pas valable pour ces simulations numériques.
- L'analyse des résultats de ces simulations met en évidence le rôle essentiel des contraintes initiales qui doivent être prise en compte lors de la modélisation, et fournit une base de données pour la validation du modèle élastoplastique (S.S.M) ou élastoviscoplastique (S.S.C.M).
- Le S.S.M et le S.S.C.M fournissent des prédictions encourageantes à condition qu'un ensemble de valeurs appropriées soit déterminé pour les paramètres pertinents du modèle.
- Les sites expérimentaux testés fournissent des données utilisables pour la validation du modèle de comportement choisie.
- L'ordre de la grandeur des différentes consolidations simulés est en bon accord avec la réalité et aux théories fondamentales de la consolidation.
- L'étude des résultats expérimentaux sur les deux sites de Ciloc et Bellevue permettent de trouver des paramètres mécaniques raisonnables qui conduisent à des résultats numériques satisfaisants. Les résultats numériques obtenus pour les simulations de ces deux sites mettent en évidence l'importance de la détermination des paramètres. Si l'on peut trouver un bon jeu des paramètres, on peut reproduire les comportements essentiels sans devoir nécessairement recourir à des lois extrêmement complexes.

- Dans l'étude de l'effet des différents paramètres, nous avons trouvées que : la consolidation dépend du niveau des contraintes en relation de la contrainte de préconsolidation et de degré de surconsolidation.
- La contrainte de préconsolidation dépend de la vitesse de chargement, la perméabilité et de l'épaisseur de l'échantillon.
- Finalement, dans le S.S.C.M que nous avons utilisé le paramètre μ joue un rôle important.

Au terme de cette thèse, nous pouvons proposer plusieurs voies d'approfondissement :

- Il nous semble qu'une étude comparative avec d'autres codes d'éléments finis pourrait être utile : les résultats auraient pu être plus intéressants si cette étude a été faite sur un modèle en 3D (non disponible dans le code Plaxis).
- Le développement d'une loi élastoviscoplastique pour modéliser les déformations différées des sols saturés mériterait beaucoup d'attention non seulement sur le plan théorique mais aussi (et peut être surtout) sur le plan expérimentale.
- Dans le domaine de déformation, il conviendrait d'étudier plus en détail le comportement des différents degrés de consolidation des sols (normalement consolidé fortement ou faiblement surconsolidés), pour élargir la base expérimentale.
- Finalement, dans cette thèse nous avons simulé la consolidation unidimensionnelle pour simplifier le problème, donc il est nécessaire d'étudier le cas d'une consolidation de 2D ou 3D, il s'agit de thèmes tellement vastes qu'ils ne peuvent certainement pas être considérés comme des approfondissements de notre travail mais bien comme des domaines de recherche.

Pour conclure ce travail, nous souhaitons insister aussi sur les domaines dans lesquels nos recherches peuvent être appliquées :

- Les protocoles et les interprétations d'essais oedométriques de chargement par palier ou constante sur sols saturés pourrait être revus en fonction des considérations des chapitres 2 et 4.
- On sait que la stabilité des talus est fort influencée par le phénomène de fluage du sol, il nous paraît donc important que les études de la stabilité des pentes prennent en compte le comportement élastoviscoplastique de sol, donc nous avons utilisé directement le S.S.C.M
- Il en va même pour les études de fondations sur sols compressible, les techniques de préchargement et l'interprétation des tassements des préchargements peuvent être améliorés par la prise en compte de nos résultats.

Distribution des Contraintes

B-1 Introduction :

Pour les calculs des tassements effectués à la partie I, l'augmentation de contrainte $\Delta\sigma$ causée par les sollicitations externes était donnée. Dans cette annexe, on verra comment évaluer l'augmentation de contraintes induite dans un volume de sol par une charge superficielle.

En plus souvent, la charge appliquée est limitée à la surface d'une fondation, de telle sorte que la surcharge transmise dans le milieu n'est pas uniforme, mais varie avec la profondeur. Pour déterminer cette surcharge à chaque niveau, on admet en première approximation que le sol est élastique, homogène et isotrope, et on est ramené à un calcul d'élasticité linéaire.

B-2 Méthode 2 pour 1 :

Une des méthodes le plus simples pour calculer la distribution des contraintes avec la profondeur pour une sollicitation uniforme s'appelle la méthode 2 pour 1. Il s'agit d'une méthode empirique basée sur l'hypothèse que la surface sur laquelle agit la sollicitation augmente de façon systématique avec la profondeur. La même charge étant répartie sur une aire croissante, la contrainte unitaire diminue avec la profondeur comme l'indique la figure (B-1) montre la coupe verticale d'une semelle filante. À une profondeur z , la portion évasée de la semelle augmente de chaque côté d'une valeur de $z/2$. À une profondeur z , la largeur est égale à $B+z$ et la contrainte σ_z correspond à :

$$\sigma_z = \frac{\text{charge}}{(B+z) \times 1} = \frac{q_0(B \times 1)}{(B+z) \times 1}$$

Où q_0 est la contrainte superficielle.

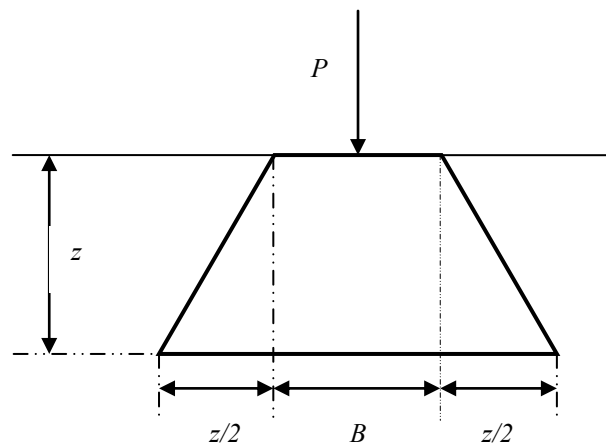


Fig A-1 : Approximation 2/1 pour la distribution des contraintes verticales avec la profondeur.

Par analogie, une semelle rectangulaire de largeur B et de la longueur L a, à une profondeur z correspond à :

$$\sigma_z = \frac{\text{charge}}{(B + z) \times (L + z)} = \frac{q_0(B \times L)}{(B + z) \times (L + z)}$$

B-3 Méthode de Boussinesq :

Les géotechniciens ont aussi recours à la théorie de l'élasticité pour calculer les contraintes à l'intérieur d'un volume de sol. Il n'est pas nécessaire que le sol ait un comportement élastique pour que la théorie s'applique, du moins en ce qui concerne les contraintes et les déformations doit demeurer constant. Dans la mesure où les contraintes ajoutées demeurent en deçà du seuil de rupture, les déformations sont approximativement proportionnelles aux contraintes.

Boussinesq a développé en 1985 des équations qui permettent de déterminer l'état des contraintes imposées par une charge ponctuelle à l'intérieur d'un demi-espace homogène, isotrope et présentant une élasticité linéaire. La contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_z = \frac{Q (3 z^3)}{2\pi (r^2 + z^2)^{5/2}} \dots \dots \dots (B. 1)$$

Où :

- Q : charge ponctuelle.

- z : profondeur du point visé par le calcul de σ_z , à partir de la surface.
- r : distance horizontale au point visé par le calcul de σ_z , à partir de l'axe d'application de la charge.

On peut aussi exprimer l'équation (B.1) par la relation suivante :

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} N_B$$

Où :

- N_B : est un facteur de forme qui regroupe les termes constants de l'équation (B.1) en fonction de r/z .

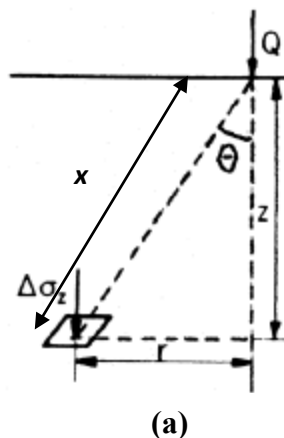
Ces termes sont définis à la figure (B.2 a et b) donne les valeurs de N_B en fonction de r/z . Boussinesq a aussi dérivé des équations pour exprimer les contraintes radiales, tangentielles et de cisaillement ; on trouve ces équations dans les ouvrages spécialisés de mécanique des sols. On remarquera que les équations formulées pour σ_z ne tiennent pas compte des propriétés du matériau et que le module d'élasticité n'y figure pas.

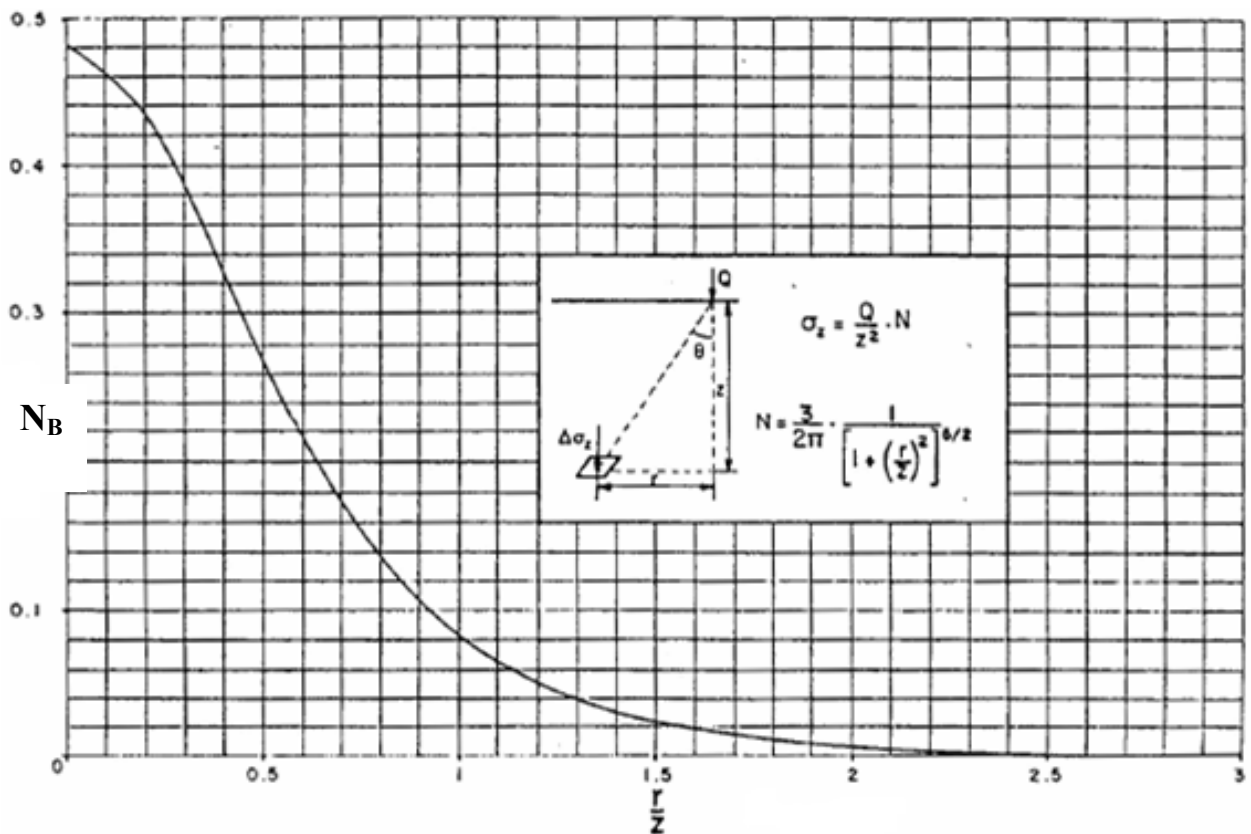
En intégrant les charges ponctuelles le long d'une droite, on peut déduire la contrainte due à une charge linéique (force par unité de longueur). Dans ce cas, la contrainte verticale est égale à :

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi} \frac{z^3}{x^4} \dots \dots \dots (B.2)$$

Où :

- P : charge linéique.
- $x = (z^2 + r^2)^{1/2}$.





(b)

ABQ A.1 : Relation entre N_B et r/z pour une charge ponctuelle, d'après Taylor (1948).

Il existe aussi des équations pour exprimer la contrainte horizontale et la contrainte de cisaillement. Newmark (1935) a intégré l'équation (B.2) et en a dérivé l'équation ci-dessous pour la contrainte verticale sous le coin d'une surface rectangulaire chargée uniformément :

$$\sigma_z = q_0 \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2} \times \frac{(m^2 + n^2 + 2)}{(m^2 + n^2 + 1)} + \arctan \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right]$$

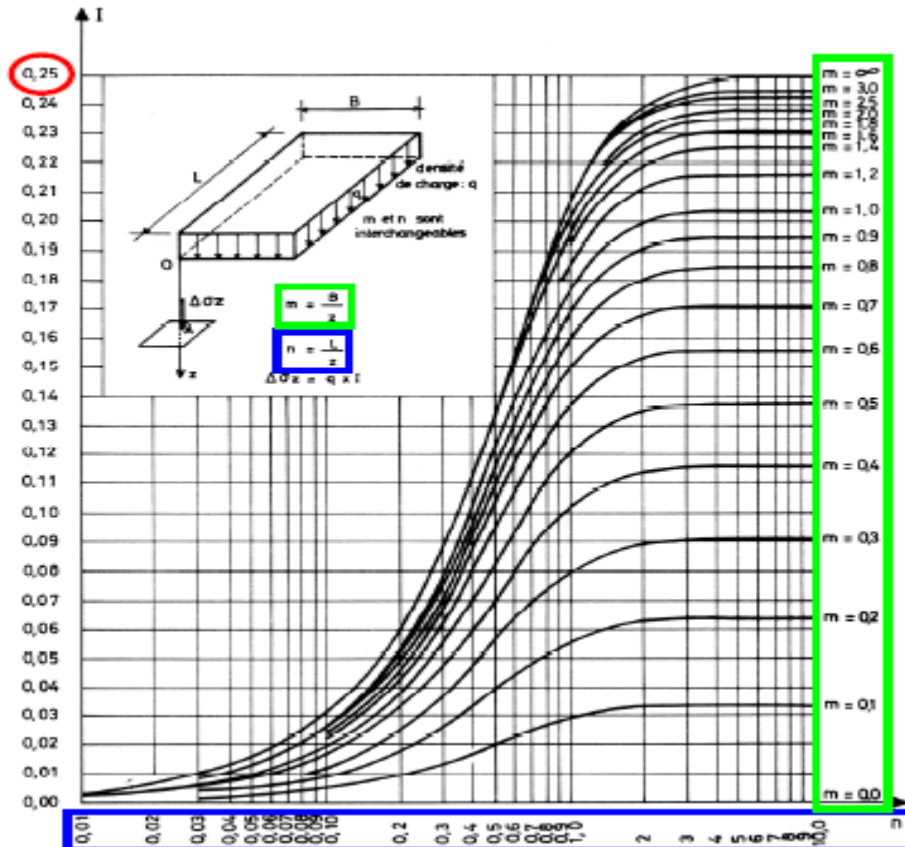
Où :

- q_0 : contrainte superficielle.
- $m = B/z$
- $n = L/z$
- B et L : longueur et largeur de la surface uniformément chargée.

Les paramètres m et n sont interchangeables. L'équation précédente peut être réécrite comme suit :

$$\sigma_z = q_0 I$$

Où : I facteur d'influence, fonction de m et n (figure B.3).



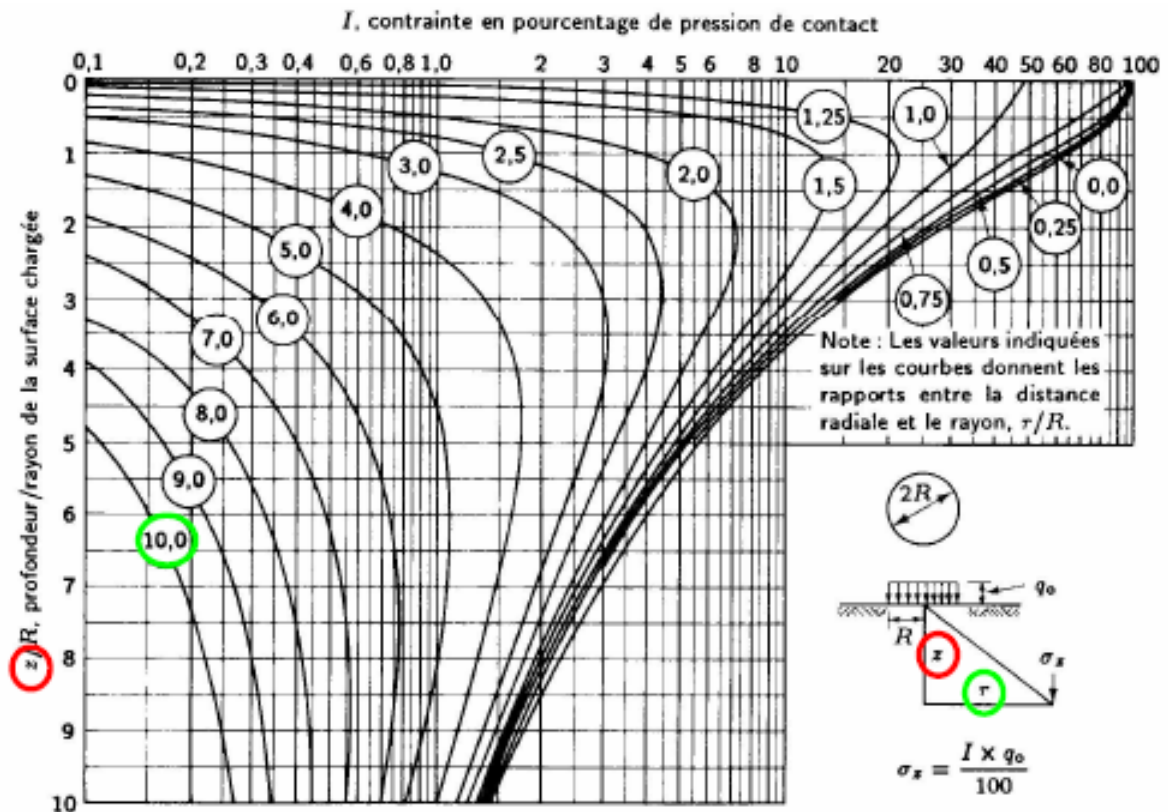
ABQ A.2 : Valeur de I pour une contrainte verticale sous le coin d'une surface rectangulaire uniformément chargée (d'après la U.S. Navy, 1971).

On désire trouver la contrainte verticale à une profondeur donnée z , à l'extérieur de la surface chargée. Dans ces conditions, on subdivise encore les rectangles en plaçant un coin au-dessus du point pour lequel on calcule les contraintes et additionne ou on soustrait la contribution de chaque sous-rectangle.

On peut avoir recours à des méthodes similaires pour calculer la contrainte verticale sous une surface circulaire chargée uniformément et obtenir les facteurs d'influence en fonction de r/R de z/R . on utilise la figure B.4

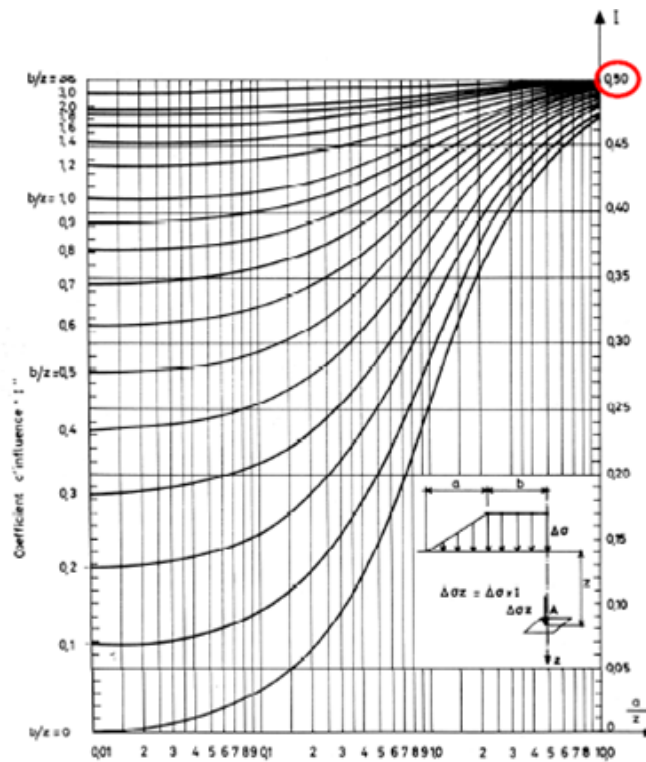
Où :

- z : profondeur.
- R : rayon de la surface chargée uniformément.
- r : distance radiale à partir de l'axe central de la surface.
- q_0 : contrainte superficielle.

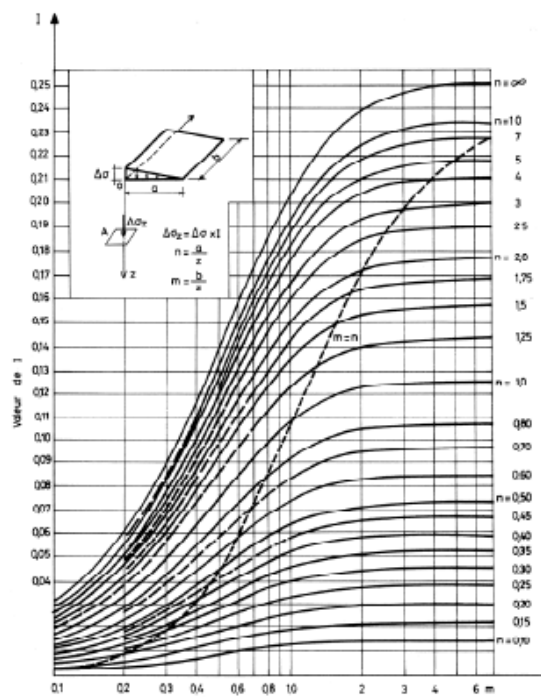


ABQ A.3 : Valeur de I pour une contrainte verticale sous le coin d'une surface rectangulaire uniformément chargée (d'après Foster et Ahlvin, 1954, cité par U.S. Navy, 1971).

La distribution trapézoïdale de contraintes à la figure B.5 représente aussi une intégration des équations de Boussinesq ; cette distribution se rencontre fréquemment parce qu'elle correspond au mode de chargement d'un remblai de grande longueur. Les facteurs d'influence sont exprimés en fonction des dimensions a et b définies sur cette figure. Si le remblai ne peut être considéré comme infiniment long, on combine la figure (B.3 et la figure (B.6) pour traiter les différentes configurations.



ABQ A.4 : Valeur des coefficients d'influence pour une contrainte verticale sous un remblai de très grande longueur (d'après la U.S. Navy, 1971 et Osterberg, 1957).



ABQ A.5 : Valeur des coefficients d'influence pour une contrainte verticale sous les coins d'une charge triangulaire de longueur limitée (d'après la U.S. Navy, 1971).

Annexe B

Courbe de Compressibilité

Le code d'éléments finis Plaxis ne permet pas de calculer la valeur d'indice des vides donc le poste processeur Plaxis Curve ne permet pas d'établir la courbe de compressibilité «indice des vides en fonction du logarithme des contraintes effectives appliquées», pour cela nous avons pris les tassements obtenus dans la modélisation numérique à la fin de consolidation à chaque palier de chargement et nous avons transféré ces tassements aux indices des vides par l'utilisation de la relation suivante (Annexe B):

$$e = \frac{H - h_p}{h_p} \dots \dots (\mathbf{B-1})$$

avec: $\left\{ \begin{array}{l} H: \text{ hauteur de l'éprouvette au moment considéré} \\ h_p: \text{ hauteur de solide équivalente ou hauteur des pleins (voir paragraphe: I-3-3-4).} \end{array} \right.$

$$h_p = \frac{P_s}{\gamma_s \cdot \gamma_w \cdot S}$$

avec: $\left\{ \begin{array}{l} P_s: \text{ est le poids sec du solide, obtenu par pesée de l'éprouvette} \\ \text{après passage à l'étuve.} \\ \gamma_s: \text{ densité relative du solide est prise égale à 2.65 ou mesurée} \\ \text{experimentalement dans les cas particuliers.} \\ \gamma_w: \text{ poids spécifique de l'eau.} \\ S: \text{ surface du moule.} \end{array} \right.$

Si on prend par exemple l'échantillon de limon étudié, la hauteur de solide équivalente est égale à : 12.67 mm.

La figure B-1 montre la courbe des tassements (obtenus par la simulation numérique de l'échantillon du limon et avec l'utilisation de la loi de comportement S.S.C.M) en fonction de la contrainte appliquée.

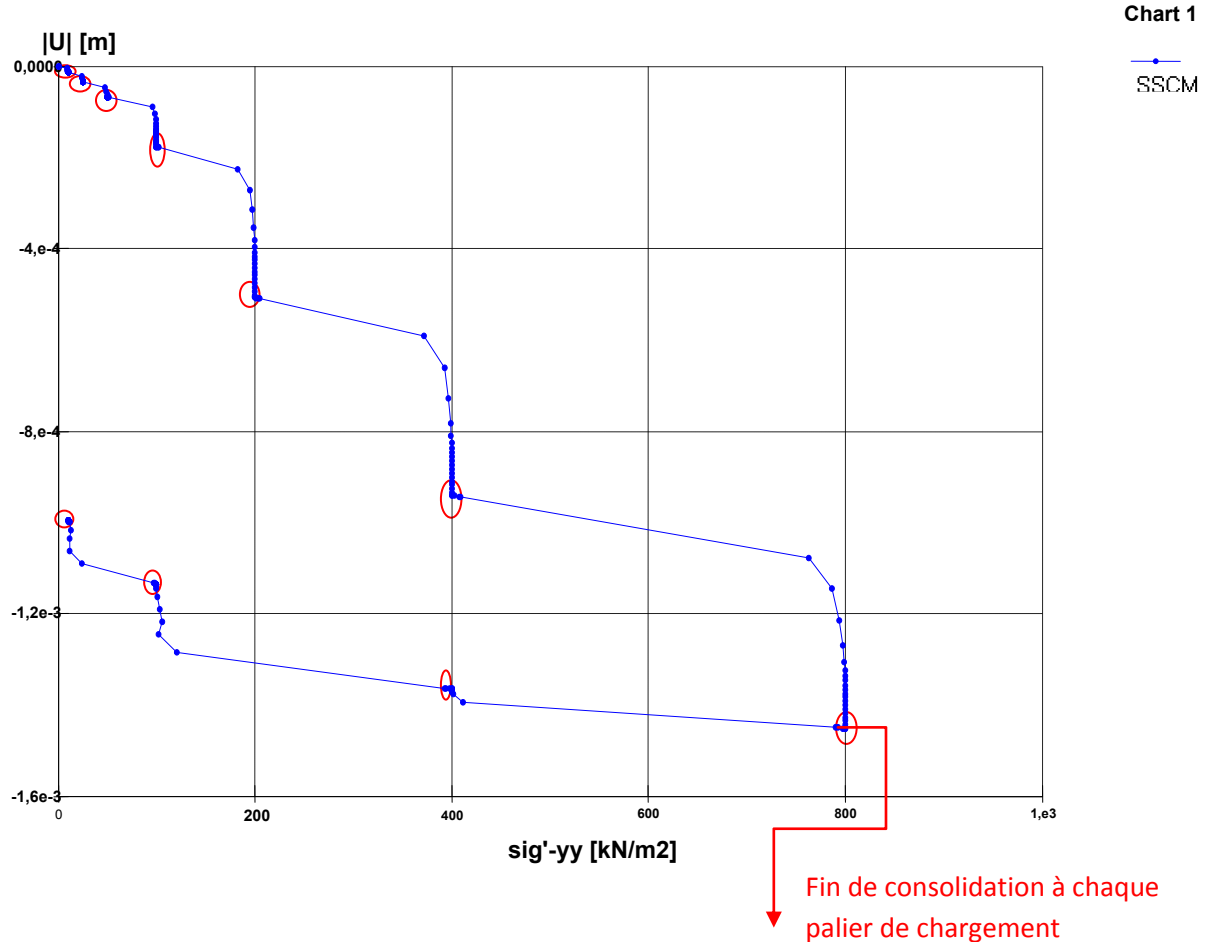


Fig B-1 : Courbe de tassement- $\log \sigma_v$: pour l'échantillon de limon avec l'utilisation de la loi de comportement S.S.C.M

Donc on prend les valeurs des tassements à fin de consolidation pour chaque palier de chargement obtenus par le logiciel Plaxis, puis, nous avons calculées la hauteur de l'échantillon au moment considéré. Le tableau B-1 ci-dessous donne les valeurs de ces tassements et ses indices des vides obtenus par la relation (B-1).

Step	U [m]	U [mm]	hauteur H (mm)	indice des vides (e)
1,00E+01	1,44E-05	1,44E-02	18,9856	0,498
2,50E+01	3,51E-05	3,51E-02	18,9649	0,498
5,00E+01	6,74E-05	6,74E-02	18,9326	0,494
1,00E+02	1,76E-04	1,76E-01	18,824	0,486
2,00E+02	5,08E-04	5,08E-01	18,492	0,46
4,00E+02	9,41E-04	9,41E-01	18,059	0,425
8,00E+02	1,45E-03	1,45E+00	17,55	0,386
4,00E+02	1,37E-03	1,37E+00	17,63	0,391
1,00E+02	1,14E-03	1,14E+00	17,86	0,41
1,00E+01	8,56E-04	8,56E-01	18,144	0,434

Tab B-1 : Les tassements à fin de consolidation pour chaque palier de chargement obtenus par le logiciel Plaxis.

Enfin, nous avons obtenus la courbe de compressibilité « indice des vides en fonction du logarithme des contraintes appliquées (Fig B-2).

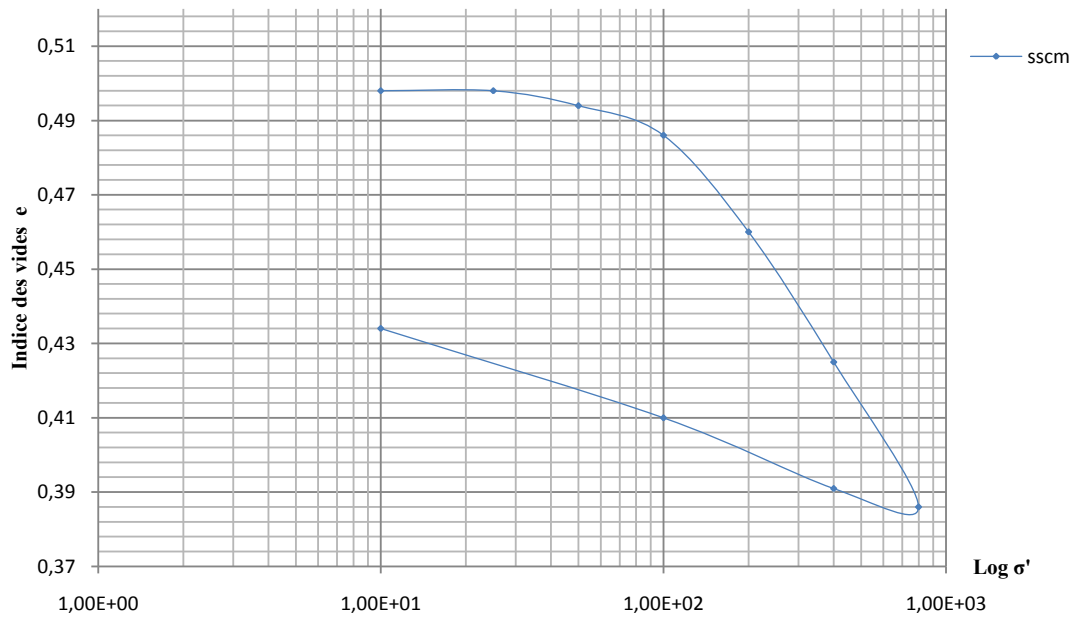


Fig B-2 : Courbe de compressibilité : pour l'échantillon de limon avec l'utilisation de la loi de comportement S.S.C.M

Références Bibliographiques

- A. Aysen, (2003), *Problem solving in soil mechanics*. Balkema publishers, Netherlands.
- Barron R.A., Johnston M.M., Beene R.R., (1990), *Laboratory soils testing*. U.S. Army Engineer, Washington.
- Braja M. Das, (1997), *Advanced soil mechanics*. 2^e édition, Hemisphere, U.S.A.
- Boulon. M, Flavigny. E, Malecot. Y, Simon. B, Babin. C, Bernhard, (2004), *La pratique éclairée des éléments finis en géotechnique*. Paris.
- Brinkgreve, R.B.J., P.A Vermeer, (2002), *PLAXIS : Finite element code for soil and rock analyses*. Version 8, Balkema.
- Chalghoum Noureddine,(2006), *Eléments de base en mécanique des sols*. Publication de l'université Badji Mokhtar, Annaba, Algérie.
- Chateauneuf Alaa, (2005), *Comprendre les éléments finis : principes, formulations et exercices corrigés*. Ellipse, Paris.
- Clayton C.R.S., Mathews M.C. et Simons N.E., (2005), *Site investigation*. Ellipse, Paris.
- Costet J. et Sanglerat G., (1985), *Cours pratique de mécanique des sols : Plasticité et calcul des tassements*, Tome 1, 3^e édition, Dunod, Paris.
- Costet J. et Sanglerat G., (1985), *Cours pratique de mécanique des sols : Calcul des ouvrages*, Tome 2, 3^e édition, Dunod, Paris.
- David Muir Wood, (2004), *Geotechnical modeling*. 2^e édition, Paris.
- Dysli Michel, (1997), *Cycle postgarde : Géologie appliquée à l'ingénierie et à l'environnement*. 3^e édition, école polytechnique fédérale de Lausanne, Paris.
- Dysli Michel, (1993), *Compléments aux cours photocopiés de technologie et de mécanique des sols*. 3^e édition, école polytechnique fédérale de Lausanne, Paris.
- Dysli Michel, (1997), *Modélisation en contrainte déformations*. 3^e édition, école polytechnique fédérale de Lausanne, Paris.
- Dysli Michel, *Introduction aux éléments finis*. 2^e édition, école polytechnique fédérale de Lausanne, Paris.
- *Essai oedométriques : Méthodes d'essai LPC*. (1985), Laboratoire centrale des ponts et chaussées, Paris.
- Gérard R., (2000), *Cours sur la méthode des éléments finis*. I.U.P. Paris.

- G.N. et Ian G.N. Smith, (1990), *Elements of soil mechanics*. 7^e édition, Blackwell science, France.
- Habib. P, (1997), *Génie géotechnique*. Ellipse, Paris.
- Hai-Sui Yu, (2006), *Plasticity and geotechnics*. Springer, U.S.A.
- Holtz R. D. et Kavacs W. D., (1996), *Introduction à la géotechnique*, Ecole polytechnique de Montréal, Canada.
- Khaldoune Nasreddine, (2004), *Effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux*. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris.
- Lamb T. William et Whitman Robert V., (1969), *Soil mechanics*. John Wily & sons, New York.
- Mohammed Al Husein, (2001), *Etude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques*. Thèse de doctorat de l'université de Josephe Fourier, Grenoble, Paris.
- Roberto Nova, (2005), *Fondements de la mécanique des sols*, Hermes Science, Paris
- Schofield Andrew et Worth Peter, (2005), *Critical state soil mechanics*. Cambridge, London.