

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار
BADJI MOKHTAR UNIVERSITY

Faculté : GENECIVILE

Département : GENECIVILE

Domaine : SCIENCES ET
TECHNOLOGIES

Filière :GENIE CIVIL

Spécialité : GEOTECHNIQUE

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

TASSEMENT DES REMBLAIS SUR UN SOL COMPRESSIBLE

Présenté par : SOUEDNIA Yacine
BOUKHEMIS Amor

Encadrant : KAFFEF TAREK Grade MAA BADJI MOKHTAR-ANNABA-

Jury de Soutenance :

CHAOUCH Hacene Abdelmadjid	Professeur	Badji Mokhtar ANNABA	Président
KAFFEF Tarek	MMA	Badji Mokhtar ANNABA	Encadrant
KEBAILI Bachir	MCA	Badji Mokhtar ANNABA	Examinateur
ZEMOULI Samira	MCB	Badji Mokhtar ANNABA	Deuxième examinateur / Membre invité

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciement

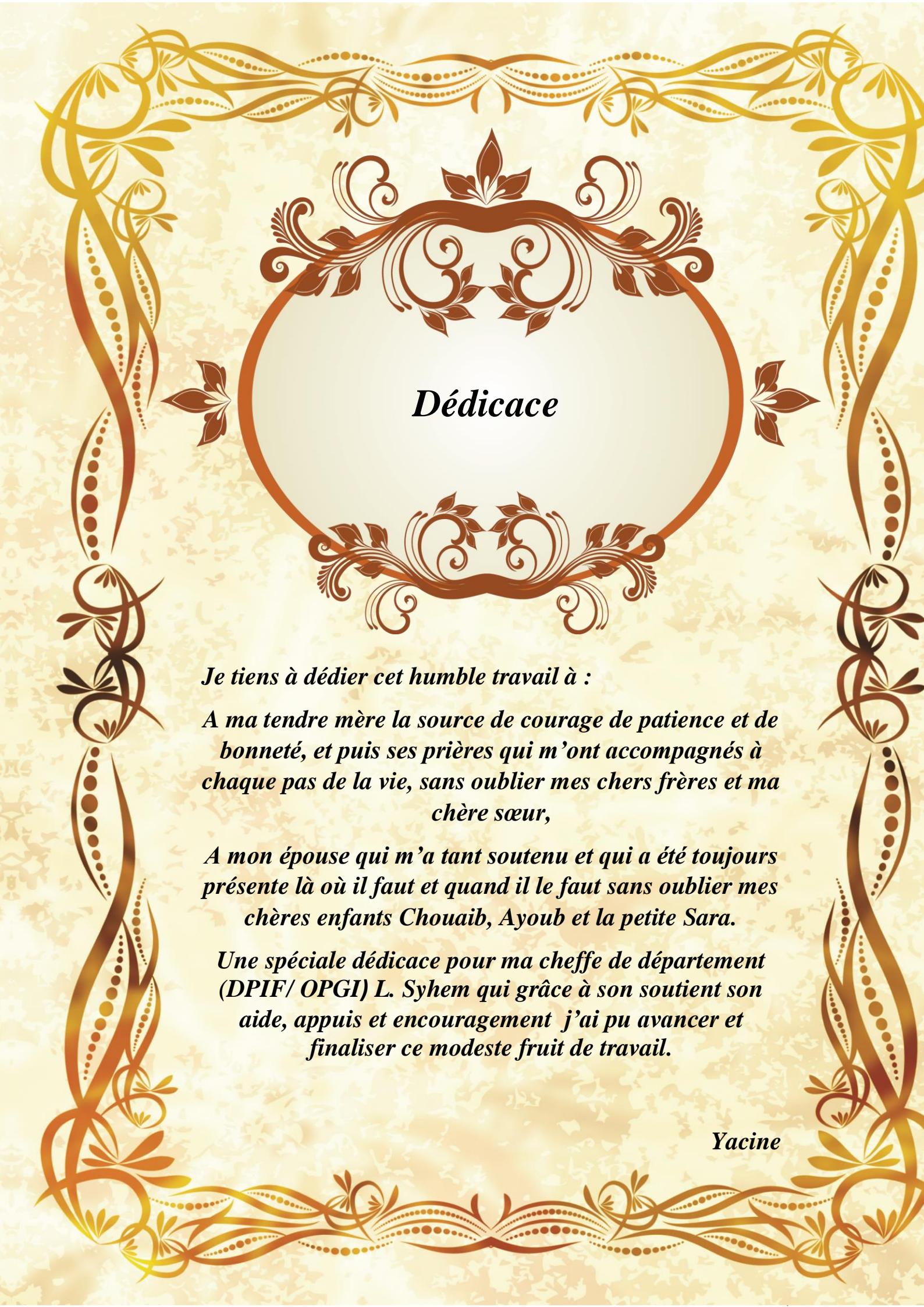
En guise de reconnaissance, nous tenons à témoigner nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin au bon déroulement et l'élaboration de ce modeste travail.

Nos sincères gratitude à notre encadreur M^r KEFFAF TAREK pour la qualité de ses conseils et pour son suivi contenu durant la période de réalisation de ce travail.

Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin conseiller, aider et nous ont soutenu à la réalisation de ce mémoire

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Merci



Dédicace

Je tiens à dédier cet humble travail à :

A ma tendre mère la source de courage de patience et de bonneté, et puis ses prières qui m'ont accompagnés à chaque pas de la vie, sans oublier mes chers frères et ma chère sœur,

A mon épouse qui m'a tant soutenu et qui a été toujours présente là où il faut et quand il le faut sans oublier mes chères enfants Chouaib, Ayoub et la petite Sara.

Une spéciale dédicace pour ma cheffe de département (DPIF/ OPGI) L. Syhem qui grâce à son soutien son aide, appuis et encouragement j'ai pu avancer et finaliser ce modeste fruit de travail.

Yacine

Dédicace

Je tiens à dédier ce fruit de travail à :

*A ma tendre mère que dieu me la garde en lui
souhaitant longue vie pleine de bonheur qu'elle nous
transmet à chaque instant sans oublier mes chers
frères, et la belle-famille du mon épouse*

*A mon épouse pour son soutien et encouragement là où
sans oublier mes chères enfants Abdeldjalil,
Abderrahim, Abdelouadoud, Abdelmoumen.*

Amor

merci

RESUME

L'objectif recherché de cette étude est de présenter une Modélisation pour la contribution numérique de l'analyse de la stabilité d'un remblai reposant sur un sol compressible afin d'évaluer le tassement et la variation des contrastes effectives et des surpressions interstitielles au moment et à la fin du chargement. De nombreuses méthodes ont été développées pour l'étude du problème des tassements des sols mou en faisant des hypothèses différentes sur le modèle du comportement du sol ; cependant, parfois les résultats montrent une dispersion importante du facteur de sécurité. On trouve la méthode d'équilibre limite. Les simulations numériques à l'aide du logiciel PLAXIS visent l'effet de l'augmentation de la hauteur du remblai sur la stabilité et le tassement de l'ensemble. L'analyse a été faite en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb (MCM). Les résultats obtenus sont comparés avec la méthode analytique pour le calcul des contraintes et le tassement instantané. Les résultats obtenus par les deux méthodes sont comparés et validées.

Mots clés : Sol compressible, modélisation numérique, Tassement, Plaxis, Remblais



Tables des matières

Dédicaces
Remerciements
Résumé
Table des matières
Liste des figures
Liste des notations
Introduction générale



Chapitre 01 : Généralités Sur Les Remblais Sur Un Sol Compressible

1.1	Introduction.....	1
1.2	Définition des sols compressibles	1
1.3	Les caractéristiques des sols compressibles	1
1.4	Les catégories des sols compressibles.....	2
1.4.1	Les vases et les argiles molles.....	2
1.4.2	Les tourbes.....	3
1.4.3	Les sols de sebkha	3
1.4.4	le Remblai.....	4
1.4.4.1	les types des remblais et leurs comportements	4
1.5	Problèmes poses par la construction d'ouvrages sur sols compressibles	5
1.5.1	Problèmes de stabilité	6
1.5.1.1	La rupture par poinçonnement (Figure 3.1)	6
1.5.1.2	La rupture de type circulaire ou rotationnelle Figure 3.2	7
1.5.2	Problèmes de tassement	9
1.5.3	Efforts sur les ouvrages voisins (interactions remblai –ouvrage)..	10
1.5.4	Problèmes de conservation de la flore et de la faune	10
1.5.5	Problèmes d'écoulement des eaux.....	10

Chapitre 02 : Le tassement

2.1	Introduction tassement	12
2.1.1	les tassements	12
2.2	Composantes du tassement	13
2.3	Consolidation	15
2.4	Compressibilité	17
2.4.1	principe de l'essai oedometrique	17
2.4.2	paramètres obtenus à partir de l'essai oedometrique	19
2.5	Calcul du tassement de consolidation	22
2.5.1	pour un sol normalement consolidé	23
2.5.2	Pour un sol normalement surconsolidé	23
2.6	Calcul du tassement de consolidation.....	24



2.7	Le phenomene de la consolidation	25
2.7.1	theorie de terzaghi pour la consolidation unidimensionnelle	27
2.8	Calcule du temps de tassement total	30

Chapitre 03 : Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais

3.1	Introduction	31
3.1.1	Notion de facteur de sécurité.....	31
3.2	Études de la stabilité des pentes	32
3.2.1	Méthodes Analytiques	32
3.2.2	Méthodes d'équilibre limite..	33
3.2.3	Méthode d'analyse limite.....	34
3.2.4	Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre Limite	35
3.2.5	Calculs de stabilité Sans Séisme	36
3.2.6	Méthodes Numériques :	40
3.3	Etude des tassements du sol de fondation.....	42
3.4	Principe de calcul des tassements	42
3-4-1	Les Principales méthodes de calcul des tassements :	43
3.5	Calcul des tassements selon la méthode oedométrique	43
3.6	Calcul du tassement de consolidation primaire «sc»	44
3.7	Calcul de la stabilité au poinçonnement	48
3.8	Conclusion	49

Chapitre 04: Techniques de renforcement des sols

4.1	Introduction	51
4.1.1	Définition de renforcement des sols	51
4.1.2	Techniques de renforcement des remblais sur sols compressibles	52
4.1.3	Consolidation atmosphérique	54
4.2	Colonnes Ballastées	54
4.2.1	Définition des colonnes ballastées.....	54
4.3	Renforcement des sols compressibles par drains verticaux.....	55
4.4	Renforcement des dols Par Géosynthétiques	56
4-4-1	Définitions de géosynthétiques.....	57
4-4-2	Classification Des Géosynthétiques	57
4-4-3	Les Fonctions des géosynthétiques.....	61
4.5	Fonctionnement des géosynthétiques pour le renforcement.....	64
4-5-1	Avantage de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement.	65
4.6	Conclusion	66

Chapitre 05 : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude

5.1	Introduction	67
-----	--------------------	----



5.2	Logiciel Plaxis	68
5.2.1	Présentation de Plaxis	68
5.2.2	Fonctionnement du Logiciel	68
5.3	cas théorique	69
5.3.1	Introduction	69
5.3.2	Saisie des donnés	69
5.3.3	Paramètres de sol	70
5.3.4	Remplacement du remblai avec une charge trapézoïdale.....	78
5.3.5	Paramètres de sol	78
5.3.6	Le Maillage.....	80
5.3.7	Conditions initiales	80
5.3.8	Première phase de chargement	82
5.3.9	Phase de consolidation	84
5.3.10	Second cycle de chargement et consolidation.	86
5.3.11	Courbes.....	87
5.3.12	Validation des contraintes et du tassement théorique	88
5.3.13	Conclusion.....	89
	Bibliographie.....	91



Liste des Figures

Figure 1 : Rupture par poinçonnement du sol de fondation	6
Figure 2 : Coefficient correcteur μ (IP) à appliquer à la valeur De la cohésion non drainée mesurée au scissomètre.....	7
Figure 3: Rupture par poinçonnement.....	7
Figure 4 : Rupture circulaire du sol de fondation	8
Figure 5 : Ruptures circulaires provoquées par des terrassements ultérieurs	8
Figure 6: Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation	9
Figure 7 : Tassement de sol	12
Figure 8 : Diagramme des contraintes.....	13
Figure 9 : Tassement en fonction du temps	14
Figure 10 : Modèle de consolidation.....	15
Figure 11 : Evolutions de σ_v , u et $\sigma_v'0$ et du tassement Δh au cours du phénomène de consolidation primaire	16
Figure 12 : Courbe Oedométriques ou courbe de compressibilité tassement en fonction de la contrainte appliquée.....	18
Figure 13 : Courbe de compressibilité	19
Figure 14 : Détermination de la contrainte de pré consolidation	20
Figure 15 : Tassement en fonction du temps	27
Figure 16 : le chemin de drainage	29
Figure 17 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture	32
Figure 18 : Surface de rupture potentielle	33
Figure 19 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle	33
Figure 20 : Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches	36
Figure 21 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m	38
Figure 22 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n	39
Figure 23 : Principales méthodes de calcul des tassements	43
Figure 24: Abaque de Giroud (1973), calcul du tassement élastique immédiat ($v = 0,544$).....	43
Figure 25 : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957)	45
Figure 26: Conversion des déplacements latéraux en un tassement supplémentaire	46
Figure 27 : Déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles.....	47
Figure 28 : Détermination du coefficient λ (Bourges et Mieussens, 1979).....	48
Figure 29 : Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979).....	49
Figure 30 : Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements	53
Figure 31 : Schématiser la surcharge de terre.....	53
Figure 32 : Consolidation Atmosphérique	54
Figure 33 : Mise en œuvre des colonnes ballastées	55
Figure 34 : Installation Des Drains Verticaux	56
Figure 35 : Différents types de géosynthétiques	57
Figure 36 : Structure d'un non-tissé à liaison mécanique.....	58
Figure 37 : Structure de différents tricotés	59
Figure 38 : Structure de gegrille	60
Figure 39: Structure d'un géofilet	60
Figure 40: Géomembrane	61
Figure 41: Pose des géogrilles de séparation	61
Figure 42: Utilisation pour filtration	62

Figure 43: Utilisation des géotextiles pour le drainage.....	62
Figure 44: Utilisation des géosynthétiques comme confinement des (barrière aux) fluides/gaz.....	63
Figure 45: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le Renforcement du talus	64
Figure 46: Géométrie du problème	71
Figure 47: G Maillage de la géométrie avec la partie gauche raffiné	71
Figure 48: Application des conditions initiales	72
Figure 49: génération des pression interstitielle $u=89.12 \text{ kn/m}^2$	72
Figure 50: K_0 procédure pour les contraintes initiales	73
Figure 51: contrainte effective $\sigma'=89.30\text{kn/m}^2$	73
Figure 52: Activation de 1ere couche du remblai (Plastique)	74
Figure 53: Tassement immédiat $S_i= 16\text{mm}$	74
Figure 54: 1ere consolidation	75
Figure 55: Tassement total pour 1m du remblai $S_c=45\text{mm}$	75
Figure 56: Mis en place de la 2eme couche du remblai	76
Figure 57: Tassement après la mise en place de la 2eme couches $S=68\text{mm}$	76
Figure 58: Tassement Total après la 2eme consolidation $S_c=95\text{mm}$	77
Figure 59: Valeur du facteur de sécurité du remblai $F_s=2.35$	77
Figure 60: Géométrie du problème	78
Figure 61: Fenêtré des caractéristiques générales relative à la couche d'argile.....	78
Figure 62: Maillage du problème	80
Figure 63: Répartition des pressions interstitielles	81
Figure 64: Coué verticale des pressions interstitielles.....	81
Figure 65: Définition des charges	82
Figure 66: Représentation du maillage déformé.....	83
Figure 67: Représentation des incrément de déplacement totaux	83
Figure 68: Représentation des surpressions interstitielles.....	84
Figure 69: Maillage déformé après consolidation	85
Figure 70: Surpression interstitielles après la première consolidation	85
Figure 71: Représentation des vecteurs déplacements en fin de phasage	86
Figure 72: Coupe sous le remblai et rôle du maillage.....	87
Figure 73: Courbes déplacement en fonction du temps pour le point A.....	87
Figure 74: Pression interstitielle vers 9M de profondeur	88

Liste des notations

A: coefficient d'accélération de zone

kh : coefficient d'accélération sismique horizontal

c: cohésion

c': cohésion effective

cu : cohésion non drainée

cc : indice de compression cg: indice de gonflement

E : module d'élasticité (module d'Young) Eref: module de référence

E50 : module sécant

FS : coefficient de sécurité

G : module de cisaillement du sol (module de Coulomb)

h : hauteur du talus

K0 : coefficient de pression des terres au repos

Kh: coefficient pseudo-statique horizontal

Kv: coefficient pseudo-statique vertical N

f: indice de frottement

Ns : indice de stabilité

Ne: indice de séisme

P : fonction de perturbation

$\sigma'p$: pression de pré consolidation

$\sigma'vo$: pression effective des terres

U : pression interstitielle

Ul: effort dû à la pression d'eau latérale

V: effort vertical

W: poids des terres

β : angle du talus

γ : poids volumique

γ_d : poids volumique sec

γ_{sat} : poids volumique saturé



ϕ : angle de frottement interne

ϕ' : angle de frottement interne effectif

ϕ_u : angle de frottement interne non drainé

ν : coefficient de Poisson

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure

σ' : contrainte effective

α : inclinaison de la surface de rupture

τ_{ult} : contrainte de cisaillement ultime du sol

τ_{max} : résistance au cisaillement

τ : contrainte de cisaillement mobilisée

ψ : angle de dilatance

ΣMsf : coefficient total de sécurité (facteur de sécurité)





Introduction générale

La situation fréquente des terrains de mauvaise qualité, en zones dépressionnaires, fait que ces zones doivent souvent être franchies par des remblais de grande hauteur ou des viaducs. Il faut souligner aussi que les aménagements touristiques du littoral envasé ont conduit à construire des routes dans des zones particulièrement marécageuses. Ces zones de faible consistance se caractérisent donc du point de vue mécanique, par une faible résistance au cisaillement et une grande compressibilité. Les problèmes posés par ce comportement particulier, pourront être évités en franchissant ces zones par des ouvrages d'art (viaducs), fondés en profondeur sur pieux encastrés dans le substratum rigide incompressible. Toutefois, cette solution reste considérablement plus chère que le passage en remblai (la plus part des études économiques ont montré qu'en moyenne le prix de revient du remblai était compris entre le tiers et la moitié de celui de l'ouvrage), et ne sera adoptée que si les risques résultants de la construction d'un remblai sont trop importants ou si les délais de construction sont trop courts pour permettre d'envisager l'édification d'un remblai en toute sécurité. Les sols mous sont des matériaux récents classés sommairement en trois grandes catégories :

♣ Les vases et argiles molles ;

♣ Les tourbes ;

♣ Les sols de sebkha formés de vase argileuse ou de vase sableuse. Les problèmes posés par le comportement des sols mous chargés par des remblais sont de deux types :

- Problèmes de stabilité qui apparaissent lorsque nous dépassons une certaine hauteur de remblai, ou lorsque nous construisons ce dernier avec un coefficient de sécurité trop faible.

- Problèmes de tassement causés par la charge appliquée par le remblai dont l'amplitude est grande et de longue durée. Pour cela une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser

CHAPITRE I : Généralités sur les remblais sur un sol compressible

éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement. Les remblais construits sur des sols de fondation mous ont une tendance à s'étendre latéralement à cause des pressions horizontales des terres agissant dans les remblais. Ces pressions des terres causent des contraintes de cisaillement à la base du remblai qui doit être reprises par le sol de fondation. Si le sol de fondation n'a pas la résistance adéquate au cisaillement, des ruptures peuvent survenir.

L'objectif de ce travail de recherche est plus particulièrement axé sur l'étude des problèmes de tassement et de stabilité du remblai sur ce type des sols en confrontant les résultats obtenus par modélisation numérique aux calculs analytiques.



**CHAPITRE I :Généralités sur les
remblais sur un sol compressible**

1.1 Introduction :

Les sols compressibles sont des sols de mauvaises caractéristiques mécaniques et physiques et faibles capacités portantes, qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une charge. L'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans de grandes proportions suivant le type de sol considéré.

La construction des remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, en raison de leur faible résistance au cisaillement, qui entraîne des problèmes de stabilité des remblais, et à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements ne sont pas instantanées et importantes sous les charges qui leur sont appliquées.

1.2 Définition des sols compressibles :

Les sols compressibles sont des matériaux récents, classés sommairement en deux grandes catégories: les argiles molles (peu ou pas organiques) et les tourbes (sols très organiques).

Tous ces matériaux se sont déposés dans l'eau d'une manière qui varie donc beaucoup selon les conditions hydrauliques rencontrées: côte marine, estuaire, lagune, lac, etc.

Les sols compressibles sont des sols dont la résistance au cisaillement est assez faible ; ce sont des sols qui subissent des tassements relativement importants et qui posent des problèmes de tassement et de stabilité.

Les caractéristiques des sols compressibles: Les sols compressibles sont caractérisés par :

Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable ;

Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés) Une résistance au cisaillement très faible ;

Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années.

1.3 Les catégories des sols compressibles :

Ces sols, généralement de formations récentes (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques, on peut les

- ✓ Deviser en trois catégories :
- ✓ Les vase et argiles molles ;
- ✓ Les tourbes ;
- ✓ Les sols de sebkha.

1.4.1 Les vases et les argiles molles :

Du point de vue géologique, les vases sont des dépôts formés en eau douce ou salée, constituées de grains généralement très fins (inférieurs à 200 μ avec un pourcentage important de particules inférieures à 2 μ) de nature minéralogique variable, disposés en flocons (structure dite en « nids d'abeilles »). La proportion d'eau retenue est assez forte, les particules adhérant les unes aux autres, non pas suivant l'arrangement donnant la plus grande compacité, mais suivant les directions où elles sont entrées en contact.

La vase contient généralement une certaine proportion de matières organiques (le plus souvent inférieure à 10 %). Elle peut être tourbeuse si la présence de certains micro-organismes favorise la formation de tourbe.

Pour le géotechnicien, ces sols se caractérisent par :

Une teneur en eau est généralement voisine de la limite de liquidité, et un faible poids spécifique sec γ_d ;

- ✓ Une teneur en matière organique de 2 à 10 % environ ;
- ✓ Une faible cohésion non drainée Cu;
- ✓ Une forte compressibilité donnant lieu à des tassements secondaires

importants ;

- ✓ Une faible perméabilité ;
- ✓ Un état normalement ou sous consolidé.

Les argileux sont des particules très fine dont le diamètre équivalent est normalement inférieur à 0,002 mm Ces sont, pour la plus part, des silicates d'aluminium, de magnésium ou de fer dont les atomes de manière à former des figures géométriques très régulières Chaque minéral argileux est formé par l'empilement de cristaux microscopiques qui portent habituellement le nom de feuillets en raison de leur apparence similaire à celle d'une lamelle ou d'une feuille extrêmement mince. Ces feuillets sont eux-mêmes constitués d'unités cristallines que l'on appelle structures fondamentales.

1.4.2 Les tourbes:

Les tourbes sont des dépôts naturels organiques très compressibles, à hautes teneurs en matière organique, à très hautes teneurs en eau et à très hauts degrés de saturation, dont le contenu en fibres végétales décomposées constitue une structure anisotrope qui influence les résistances mécaniques.

1.4.3 Les sols de sebkha :

Les sols de sebkha sont des dépôts côtiers et intérieurs salins en zones climatiques arides qui consistent essentiellement en des particules de silt sableux et d'argile silteuse se faiblement cimentées. Ces sols contiennent invariablement une quantité appréciable de matériau organique et ils sont caractérisés par une forte compressibilité. Les différents types de sebkha dépendent de leur milieu de formation. Mais toutes les sebkhas ont un point commun ; il s'agit de zones proches de la nappe phréatique. La déflation joue jusqu'à ce que soit atteint le niveau hydrostatique. Par capillarité, l'eau de la nappe subit une aspiration due à sa propre évaporation en surface.

1.4.4 Le Remblai :

Le remblai par définition est une opération qui consiste à apporter un ensemble de terre ou de matériaux inertes sur un terrain pour créer une plate-forme ou combler un vide. Le remblai est donc nécessaire pour la mise en place d'un terrassement

La construction du remblai, même si elle est continue et relativement rapide, n'est jamais immédiate. Les phénomènes de tassements dans les sols compressibles, qui sont dominés par l'influence du facteur temps, seront donc très sensibles à l'influence de ce temps de chargement.

Par ailleurs, tout arrêt même de courte durée, dans le chargement, peut avoir une influence.

Les étapes de chargement qui sont relatives au problème de stabilité et qui conduisent à des arrêts d'un à plusieurs mois entre les étapes, ont bien sûr une grande importance vis-à-vis de la réduction de l'amplitude des tassements (SCHLOSSER, 1973)

1.4.4.1 Les types de remblai et leur comportement :

Il existe plusieurs types de remblai. En effet, le remblai peut être constitué de divers éléments adaptés aux conditions climatiques et mécaniques. Ainsi, nous avons :

- La craie :

Elle se désagrège en sol humide et constitue une pâte qui pourrait occasionner des pressions, empêchant la stabilité de la structure finale. Par ailleurs, en sol très sec, la craie est résistante

-Les roches argileuses :

Elles ne sont pas recommandées pour les travaux de remblayage. En effet, ces roches peuvent être réduites en poudre laissant des éléments sablonneux qui gonflent le sol, déstabilisant ainsi la future structure.

- **Les roches siliceuses** : Ces roches sont fragmentables mais sont

résistantes.

- **Les roches salines :** La composition en sel de ses roches leur procure un caractère soluble qui ne permet pas de les utiliser comme matériaux de remblai. Chapitre 1 : généralité sur sol compressible 13
- **La terre de remblai :** Appelé remblai provenant des fouilles, ce sont des terres capables d'être utilisées comme terre de remblai. Cependant, après excavation il est conseillé d'éviter l'utilisation des terres argileuses, sableuse ou trop humides pour servir de remblai.
- **Les matériaux de démolition :** Les débris et matériaux issues d'une démolition peuvent être réutilisés dans le remblai. Nous pouvons citer entre autres, les briques, les parpaings, les blocs de ciment, les mortiers...Cependant certains éléments doivent être enlevés à savoir, les éléments putrescibles, les ferrailles etc....
- **Les matériaux des remblais:** Les matériaux utilisés pour les corps de remblai se répartissent en trois catégories : les sols, les matériaux rocheux et les sous-produits industriels.

1.5: Problèmes posés par la construction d'ouvrages sur sols compressibles

On a exposé les difficultés rencontrées pour la construction d'ouvrages sur les sols compressibles. Pour mieux expliquer ces problèmes il est pris ici le cas des remblais comme ouvrage de référence.

Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles

La construction de remblais sur les sols compressibles pose quatre types de problèmes particuliers: de stabilité, de déformations, d'efforts «Parasites» sur les ouvrages voisins et de perturbation de l'écoulement des eaux.

1.5.1 Problèmes de stabilité

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement, il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai.

Les remblais sur sols compressibles connaissent deux formes de rupture :

1.5.1.1 La rupture par poinçonnement (Figure 3)

Rupture par poinçonnement de la couche de sol mou due à sa faible capacité portante. L'ensemble du remblai s'enfonce en pénétrant dans le sol support, tandis que des bourrelets de terres se forment de part et d'autre des talus dus au soulèvement du terrain naturel. La hauteur d'un bourrelet est la moitié de la hauteur du déplacement vertical du remblai. Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles depuis la surface (vases d'estuaires tourbières, etc.) ;

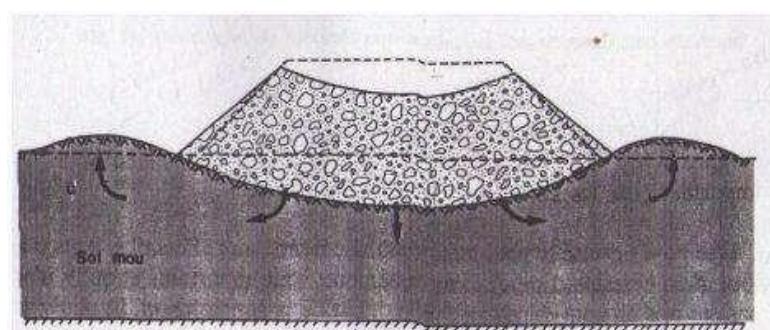


Figure 1 : Rupture par poinçonnement du sol de fondation

Le schéma de rupture est analogue à celui du sol sous une fondation superficielle. Ceci permet l'approximation classique du coefficient de sécurité par $F = qu / \gamma x H$, où $\gamma x H$ représente la contrainte au niveau du sol dans l'axe du remblai. $qu = N_c x C_u$ où (N_c le terme de portance pris égal à $(\pi+2)$, C_u est la

cohésion corrigée avec un coefficient correcteur μ qui dépend de l'indice de plasticité du sol IP, du fait que la valeur de Cu fournie par les mesures en place ne correspond pas à la valeur moyenne de la cohésion non drainée mobilisée lors de la rupture du sol de fondation.

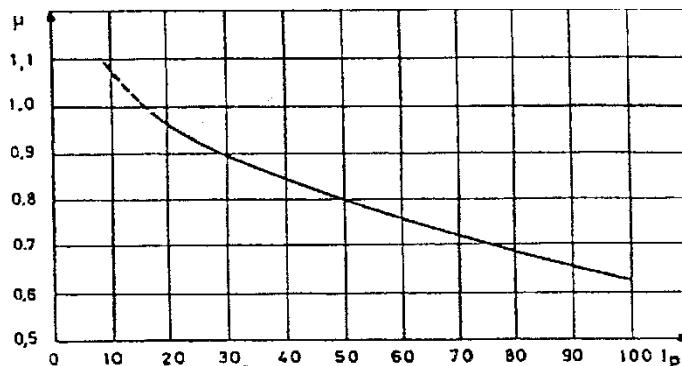


Figure 2 : Coefficient correcteur μ (IP) à appliquer à la valeur De la cohésion non drainée mesurée au scissomètre

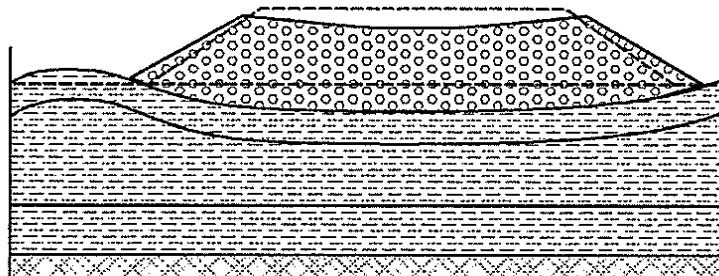


Figure 3: Rupture par poinçonnement

1.5.1.2 La rupture de type circulaire ou rotationnelle Figure 4

La rupture de type circulaire ou rotationnelle avec ou sans fissures de traction dans le remblai qui se manifeste par un enfoncement localisé du remblai par opposition à l'affaissement généralisé d'une rupture par poinçonnement. Cet enfoncement est la conséquence d'un déplacement d'une partie du remblai et du sol de fondation le long d'une surface de rupture, dont la forme est variable selon la nature et les propriétés mécaniques du matériau supportant le remblai. Contrairement au cas de la rupture par poinçonnement, la hauteur de ce déplacement est identique à la hauteur du bourrelet qui se forme, mais elle varie en fonction des propriétés mécaniques du sol (Figure 3.2). Pour le calcul

dans les cas les plus simples, la ligne de rupture est souvent assimilée à une courbe circulaire et le glissement est dit rotationnel. L'affaissement du remblai provoque, en tête de celui-ci, une ou plusieurs dénivelées abruptes, ou «Escarpements», dont l'amplitude peut atteindre plusieurs mètres.

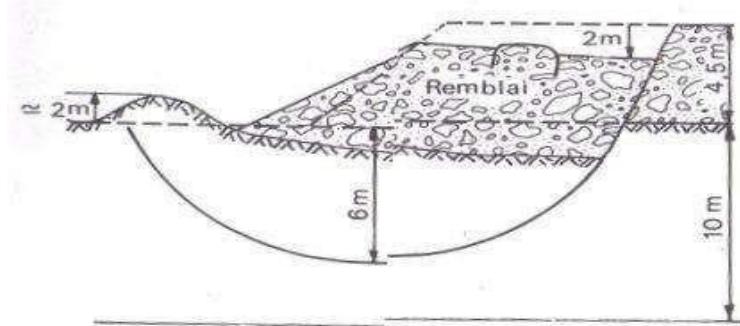
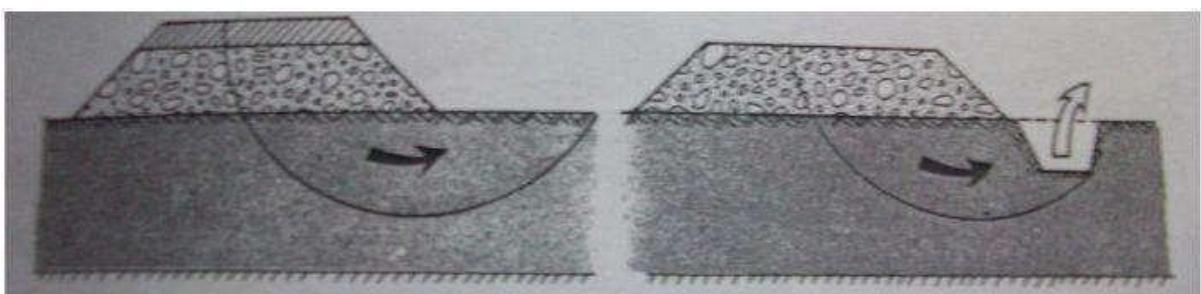


Figure 4 : Rupture circulaire du sol de fondation.

La déformation d'un remblai sur sol compressible, due au chargement excessif, par poinçonnement ou rupture de type circulaire, est un phénomène rapide qui se produit pendant la construction ou peu de temps (quelques jours ou quelques années) après la construction du remblai. Ces ruptures peuvent être dues :

Soit à un chargement excessif du remblai en cours ou d'un ancien remblai (Figure 5)

Soit à un terrassement en pied de talus, par exemple lors du creusement d'une fouille



a) Rechargement du remblai b) Excavation en pied de remblai

Figure 5 : Ruptures circulaires provoquées par des terrassements ultérieurs.

1.5.2 Problèmes de tassement

A l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit :

Au centre du remblai, par un enfouissement vertical combiné à un déplacement latéral du sol de fondation; hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur du sol compressible.

Les déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres voire plusieurs mètres pour les couches très molles ou de forte épaisseur. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plateforme.

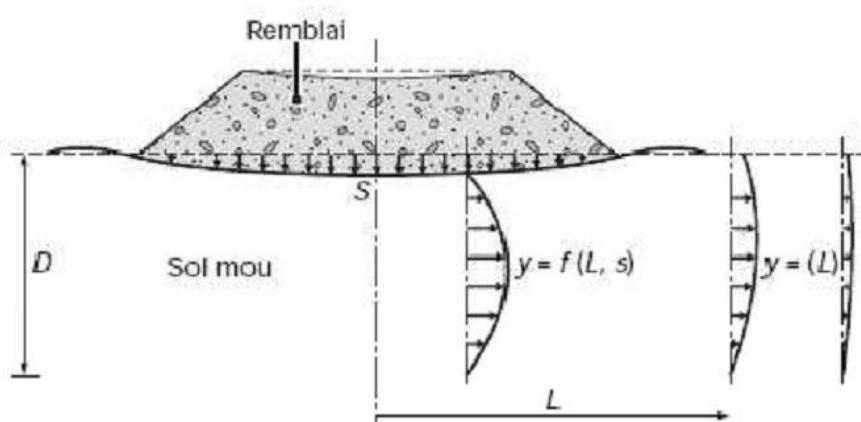


Figure 6: Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation

On note également des déplacements horizontaux qui sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux. La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes. Il n'est pas rare de mesurer des tassements résiduels de 5 à 10 cm par an pour des remblais effectués depuis une dizaine d'années.

1.5.3 Efforts sur les ouvrages voisins (interactions remblai –ouvrage)

Les déformations du sol mou sous le poids d'un remblai s'étendent au-delà des limites de la zone chargée en surface. La construction d'un remblai peut pour cette raison provoquer des tassements sous des ouvrages voisins existants (voies ferrées, autres voies, voie dont le remblai constitue un élargissement, fondations superficielles de bâtiment ou d'ouvrage d'art, etc.).

Les déformations verticales et horizontales des sols compressibles peuvent d'autre part induire des efforts très importants sur les ouvrages fixes ou incapables de suivre les déplacements des sols qui les entourent (fondations profondes d'ouvrages d'art, de bâtiment ou de quais, par exemple).

Cette interaction des remblais et des ouvrages existants ou à construire peut avoir des conséquences importantes sur les conditions d'exploitation des ouvrages. Elle doit être examinée avec soin lors de l'élaboration du projet et du phasage des travaux de construction.

1.5.4 Problèmes de conservation de la flore et de la faune :

La construction d'un remblai dans une zone marécageuse perturbe l'équilibre de l'écosystème au sein de ce dernier et peut même le détruire complètement. Cet état de chose entraîne généralement la disparition de certaines espèces animales et végétales. Ce fait peut entraîner des réactions de la part des écologistes qui peuvent perturber le déroulement des travaux ou beaucoup d'autres désordres pouvant aller jusqu'au blocage du chantier.

1.5.5 Problèmes d'écoulement des eaux

Les sols compressibles sont souvent situés en fond de vallée. La construction d'un remblai en travers de la vallée d'un cours d'eau ou le long de cette vallée perturbe l'écoulement des eaux dans la vallée en période de crues. Les écoulements de crues peuvent éroder le pied du remblai, qui doit alors être protégé. Ils nécessitent aussi souvent de prévoir des ouvertures à travers le

remblai pour laisser passer l'eau. La déformation des sols compressibles sous le poids du remblai réduit d'autre part légèrement la perméabilité de ces sols, ce qui peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe.

A tous ces problèmes liés à la construction d'ouvrage sur sols compressibles, existent plusieurs méthodes de construction sur les sols en questions suivant leur nature. Le but est prendre connaissance de ces problèmes afin de proposer après caractérisation de nos échantillons de sol, des méthodes adéquates à eux.



CHAPITRE II: *tassement*
& *consolidation*

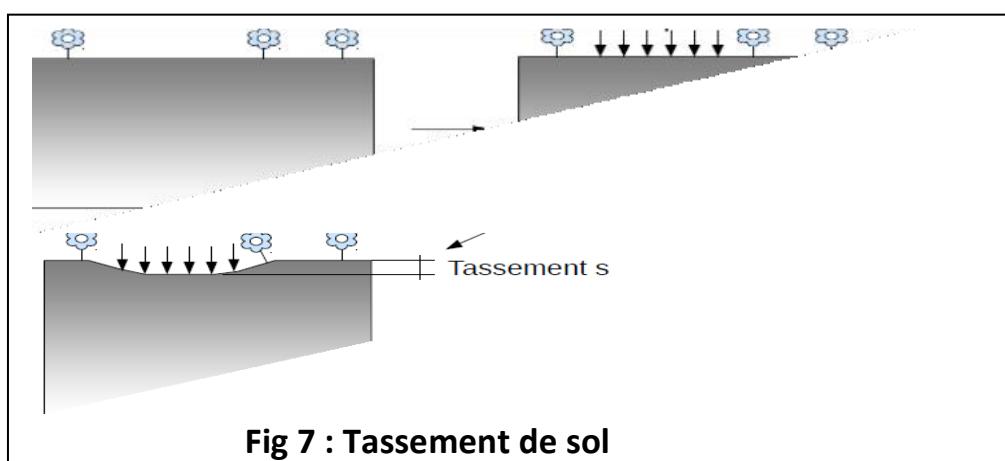
2.1 Introduction, le tassement

Sous l'effet d'un chargement (fondation, remblai, etc..), il se développe dans le sol des contraintes qui entraînent des déformations qui peuvent être instantanées ou différées dépendant du temps.

2.1.1 Les tassements :

Sont par définition les déformations verticales du sol vers le bas sous l'action des sollicitations diverses ils peuvent avoir des conséquences non négligeables sur la stabilité des ouvrages supportées par le sol. Si les déformations sont vers le haut, on appelle **gonflement** (par exemple pendant les excavations).

Le tassement peut être **uniforme (absolu)** qui se traduit par un déplacement de l'ensemble d'une structure vers le bas (la cathédrale de Mexico), ou **differentiel** provoqué par la différence de déplacement entre deux points d'une même structure selon la nature du sol en place (tour de Pise Italie). Quant le sol est non saturés, les tassements sont instantanés ou immédiat (Δh_i) tandis que dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveuleux, jusqu'à plusieurs années dans les argiles peut perméables. Le calcul des tassements est nécessaire pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service.



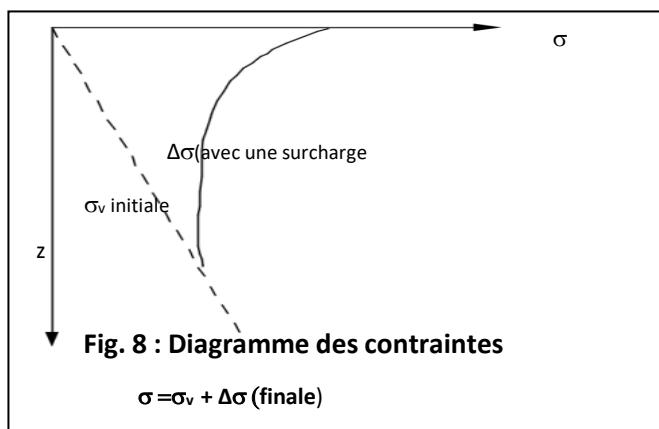
Le calcul du tassement d'un sol soumis à un chargement vertical se fait en deux étapes :

1^{er} étape : calcul de l'état de contraintes effectives dans le sol avant et après le changement (surcharge)

Pour cette étape, il est en général fait appel à la théorie de l'élasticité, elle est valable au moins pour les contraintes verticales,

2^{eme} étape : calcul des déformations

Deux méthodes sont utilisées pour cette seconde étape, la méthode du chemin de contraintes (basée sur l'essai oedométrique).



2.2 Composantes du tassement

Le tassement est dû à la **compressibilité du sol**, c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume et celle résulte de:

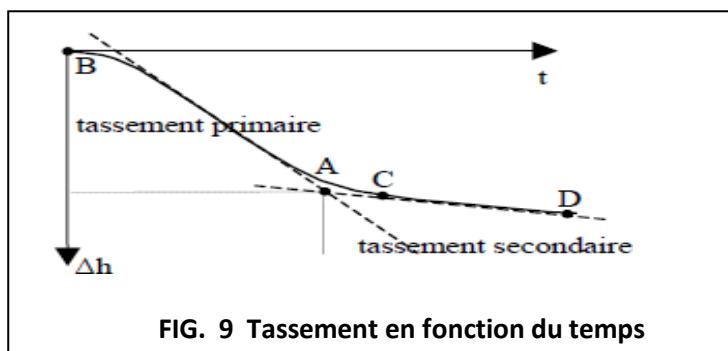
- ✓ La compression de l'air dans les pores (l'eau interstitielle supposée incompressible), C'est le **tassement instantané**.
- ✓ L'évacuation de l'eau interstitielle qui constitue la cause principale dans l'étude des tassements, le sol saturé subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée. C'est la **consolidation primaire**.
- ✓ La compression du squelette solide, elle correspond à l'assemblage granulaire, les grains s'arrangeant entre eux. C'est la consolidation secondaire pour

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

concevoir des fondations des ouvrages, il faut connaître la quantité totale du tassement et la vitesse à laquelle il se produira.

Le tassement total d'un sol sollicité, se décompose en **tassement primaire** et **tassement secondaire**. Le tassement primaire a deux composantes, un tassement immédiat et un tassement différé associé à la consolidation. D'où la formule globale:

$$S_t = S_p + S_s = S_i + S_c + S_s \quad (3.1)$$



Par définition, le tassement immédiat est indépendant du temps, tandis que les tassements de consolidation et le tassement secondaire sont des fonctions du temps.

En général,

Le tassement immédiat : est évalué en se basant sur la théorie d'élasticité.

Le tassement de consolidation : se produit dans les sols à grains fins présentant un faible coefficient de perméabilité. La vitesse de tassement dépend du taux d'évacuation de l'eau interstitielle c.à.d. de la perméabilité du sol. Dans ces conditions, le tassement de consolidation peut se prolonger pendant des mois, des années ou même des dizaines d'années.

Le tassement secondaire : se produit à contrainte effective constante, sans variation de la pression interstitielle, on le définit alors comme un phénomène de fluage du sol.

2.3 Consolidation

Lorsqu'un sol fin et saturé est sollicité, son tassement évolue dans le temps. Cette évolution est liée à la vitesse d'évacuation de l'eau interstitielle c.à.d. à la perméabilité du sol. Ce phénomène est appelé **consolidation** et se définit donc par l'étude de la vitesse de tassement. On peut illustrer le phénomène de consolidation par le modèle analogique du ressort.

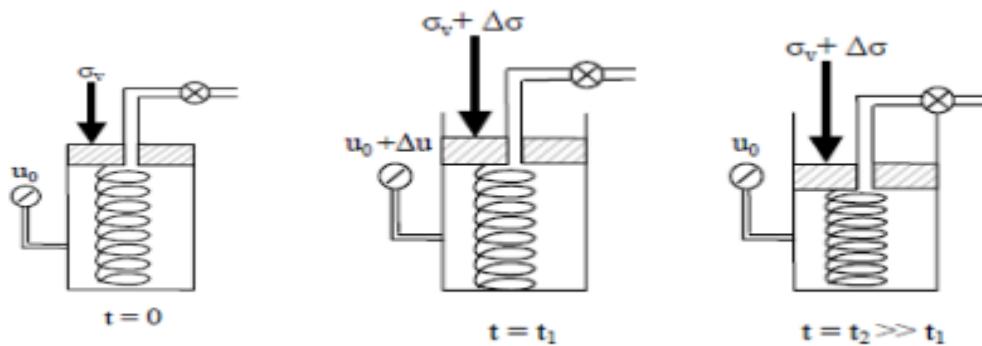


Fig3-4 :Modèle de consolidation

Fig 10 : Modèle de consolidation

- ✓ Le ressort correspond au squelette solide.
- ✓ L'eau du cylindre représente l'eau libre dans le sol.
- ✓ Le manomètre indique la pression interstitielle u_0

1) $\sigma_v = \sigma_{v0}$	2) $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$	3) $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$	4) $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$
$\sigma'_v = \sigma'_{v0}$	$\sigma'_v = \sigma'_{v0}'$	$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$	$\sigma'_v = \sigma'_v + \Delta\sigma_v$
$u = u_0$	$u = u_0 + \Delta\sigma$	$u = u_0 + \Delta u$	$u = u_0$

Ce modèle permet de représenter ce que se produit dans les sols cohérents saturés et chargés. À l'état initial les contraintes sont au repos(1), lorsque la soupape est fermée et l'application de l'incrément de charge $\Delta\sigma$ entraîne sa transmission intégrale à l'eau, le manomètre doit indiquer $u_0 + \Delta\sigma$ (2).

Lorsque la soupape est ouverte, l'eau s'évacue lentement, en même temps,

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

la pression interstitielle diminue. Cette diminution est reprise par le ressort qui se comprime au fur et à mesure(3).

A l'équilibre, l'eau ne s'écoule plus du cylindre, la pression de l'eau redevient hydrostatique, le ressort est soumis à la charge $\sigma_v + \Delta\sigma$ (4).

Au début, la sollicitation est transmise à l'eau sans qu'il y est changement dans la contrainte effective. Graduellement, l'eau est expulsée, le squelette de sol reprend la variation de contrainte, tandis que la contrainte effective augmente. Au bout d'un certain temps fonction de la perméabilité du sol, la pression hydrostatique en excès devient nulle et la pression interstitielle reprend la valeur qu'elle avait avant l'incrémentation du chargement et le tassement produit c'est le tassement de consolidation.

L'étude de la consolidation peut se faire à l'oedomètre sous charge constante.

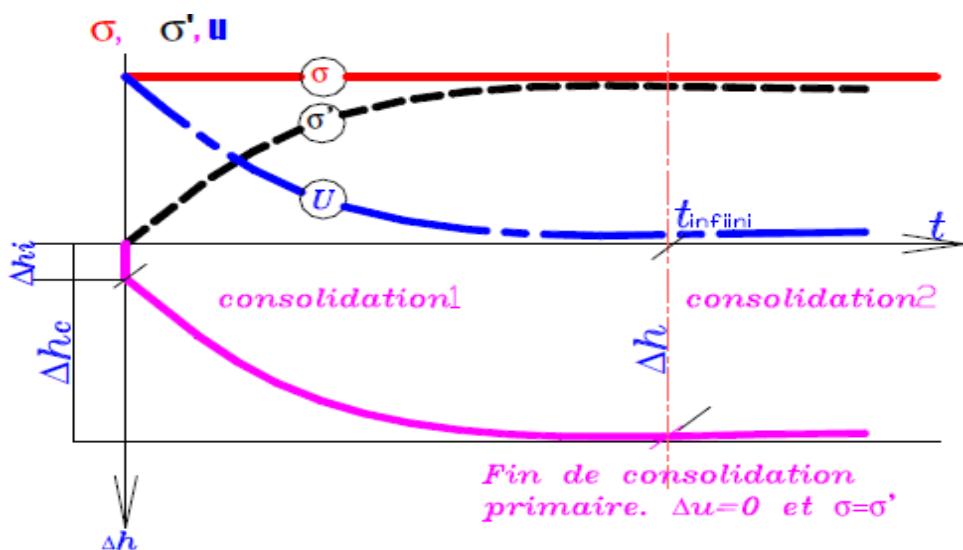


Fig11 : Evolutions de σ_v , u et σ'_v et du tassement Δh au cours du phénomène de consolidation primaire

Sur la courbe représentative de cet essai, on distingue deux branches sensiblement rectilignes. La branche BC représente la zone de consolidation

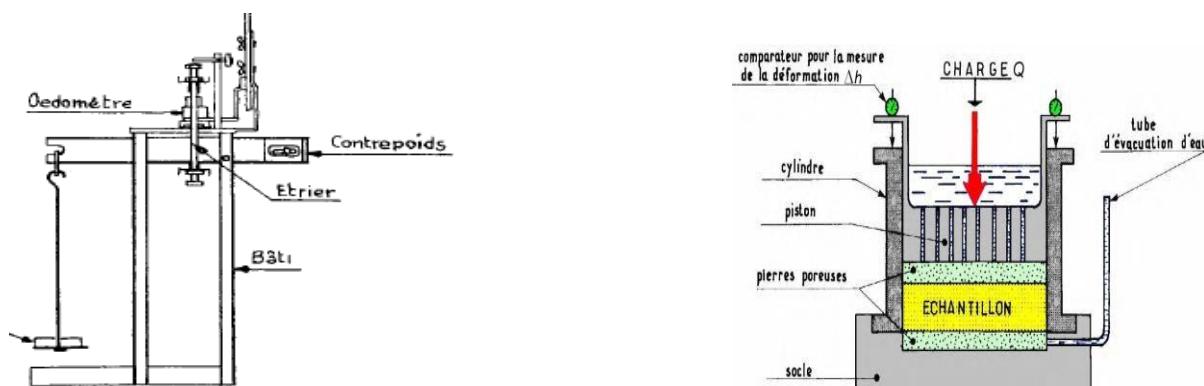
CHAPITRE II: Tassement et consolidation

primaire qui est due à la résistance offerte à l'évacuation de l'eau en excès. La branche CD caractérise la consolidation secondaire, qui est le résultat du réarrangement progressif de la structure du sol. L'intersection des prolongements de BC et DC se fait au point A. Par définition, ce point détermine la fin du tassement primaire.

2.4 Compressibilité

L'étude de la compressibilité unidimensionnelle est l'étude de la relation contrainte-déformation du sol, elle peut se faire par des essais au laboratoire à l'oedomètre.

2.4.1 Principe de l'essai oedométrique consiste à comprimer un petit échantillon de sol (intact ou remanié selon ce que l'on étudie) sous une contrainte verticale(q) entre deux pierres poreuses qui permettent à l'eau d'être expulsée. On mesure la variation de hauteur de l'éprouvette de sol pendant l'application de chaque charge.



Oedomètre (d'après Costet et Sanglerat)

- Celule oedométrique

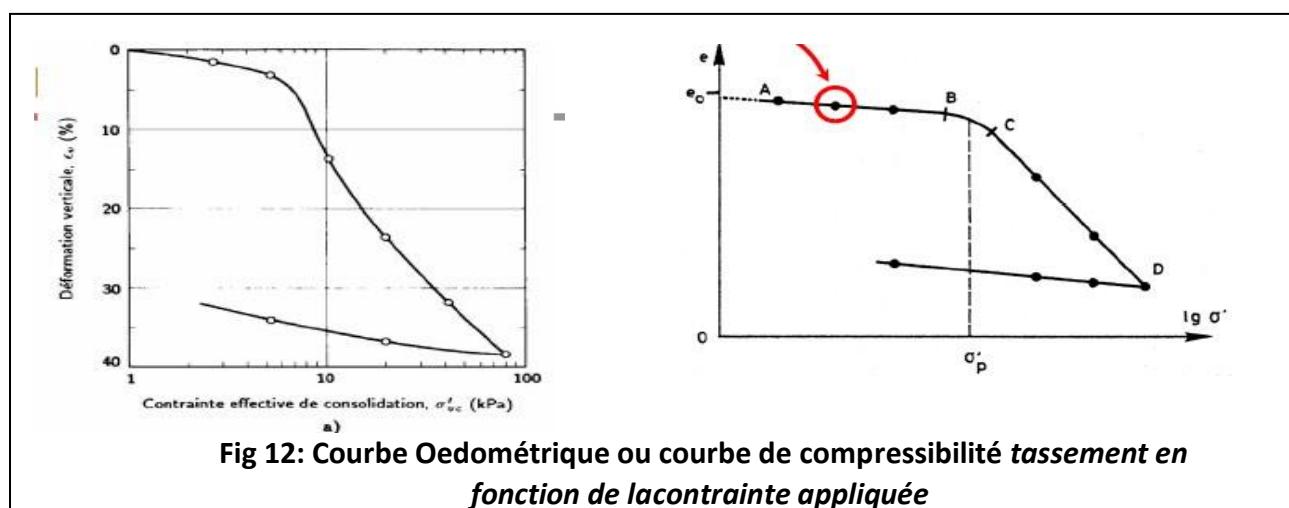
La première contrainte est appliquée pendant 24 heures, puis augmentée progressivement toujours par paliers de 24 heures. Les points obtenus donnent la branche supérieure de la courbe ($e - \log\sigma'$)(courbe de chargement). Au-delà

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

d'une certaine contrainte, les contraintes appliquées à l'échantillon sont diminuées par paliers de 24 heures, permettant de représenter la branche inférieure de la courbe *de décharge*.

L'expérience montre que la compressibilité des sols ne suit pas la loi de l'élasticité linéaire ni même celle de l'élasticité non linéaire. La relation contrainte-déformation peut être représentée par plusieurs courbes :

La déformation verticale ϵ_v ou $\Delta h/h$ est exprimée en fonction de la contrainte effective σ'_v (ou $\log \sigma'_v$), où bien, l'indice des vides e est exprimé en fonction de la contrainte effective σ'_v (ou $\log \sigma'_v$). Dans la majorité des essais oedométriques on trace la courbe $e(\log \sigma'_v)$.



La **courbe de compressibilité** la Fig 12 représente les tassements finaux mesurés pour chaque palier de chargement en fonction de la contrainte appliquée. Elle est composée de quatre zones :

Zone AB: dite zone de recompression. Dans cette zone les tassements sont faibles à cause de la présence de l'eau dans l'échantillon.

Zone BC: C'est une zone de transition. La contrainte à partir de laquelle se produit la transition est dite contrainte de pré consolidation et est notée σ'_p . Elle représente la contrainte verticale maximale due au poids des terres à laquelle cet échantillon a déjà été soumis dans son passé géologique.

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

Au delà de cette contrainte, le sol est très compressible même pour de petites variations de la contrainte.

Zone CD: dite de compression vierge, dans laquelle la variation de l'indice des vides est proportionnelle à la variation du logarithme de la pression effective appliquée.

Point D la courbe tend vers une asymptote horizontale.

Et on décharge le sol graduellement courbe de déchargement.

L'essai permet de déterminer les paramètres de compression dans un sol pour évaluer les tassements deconsolidation.

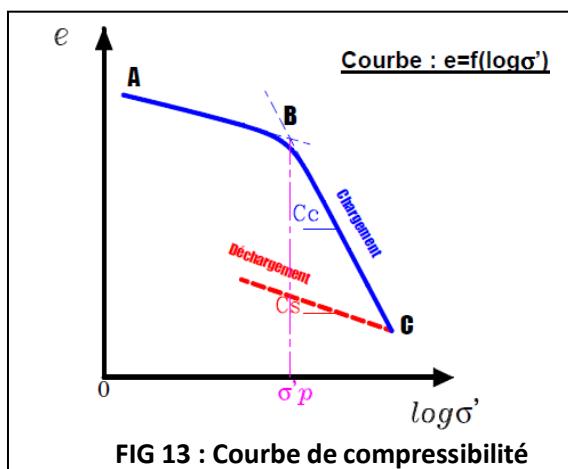


FIG 13 : Courbe de compressibilité

2.4.2 - Paramètres obtenus à partir de l'essai oedométrique

1) cc-indice de compression

$$Cc = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'}, \quad 3.2$$

Ce coefficient Cc permet de calculer le tassement total à long terme sous un état de charge donné en considérant que pour des contraintes supérieures à la contrainte de consolidation,

La variation $e, \log \sigma'$ est linéaire (branche CD). On peut considérer qu'un sol est

- ✓ Peu compressible lorsque $Cc < 0; 2$,
- ✓ Compressible lorsque $0; 2 < Cc < 0; 7$,
- ✓ Très compressible lorsque $0; 7 < Cc$.

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

2) L'indice de gonflement (pente de la zone de déchargement):

$$Cg = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma}, \quad 3-3$$

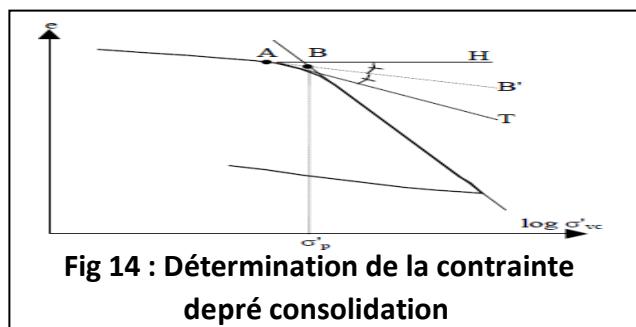
3) Détermination de la contrainte de pré consolidation

La contrainte de pré consolidation σ'_p est déterminée d'après un essai de compressibilité par la construction graphique de Casagrande sur la courbe $e(\log \sigma'_v)$:

- ✓ Soit A le point où le rayon de courbure est minimal.
- ✓ On trace la droite horizontale AH à partir de A.
- ✓ A partir de A, on trace la tangente AT au début de la courbe de compression vierge.
- ✓ On trace la bissectrice AB' de l'angle HAT.
- ✓ On prolonge la portion rectiligne de la zone de compression vierge jusqu'à son intersection en B avec la bissectrice AB'.
- ✓ Le point B correspond à la contrainte de pré consolidation σ'_p .

C'est la mémoire du sol, elle est la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique.

Elle permet de connaître l'état de consolidation du sol en comparant σ'_p et la contrainte effective actuelle due au poids des terres σ'_v0 :



Sol normalement consolidé $\sigma'_p = \sigma'_v0$

Sol sur consolidé Lorsque les deux contraintes sont telles que $\sigma'_p > \sigma'_v0$

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

Ces sols ont subi des déformations (exemple : sols anciens érodés)

Sol sous-consolidé lorsque $\sigma'p < \sigma'v_0$

C'est des sols déposés récemment par un processus géologique ou par intervention humaine. Le sol en question n'a pas encore atteint son équilibre avec le poids des terres (exemple vases récentes).

1)- Module oedométrique

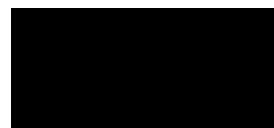
$$E_{oed} = E' = 1/mv = \frac{\Delta\sigma'}{h} = \left(1 + e_0\right) \frac{\Delta\sigma'}{\Delta e} \quad (\text{en kPa}) \quad 3.4$$

Le module oedométrique est aussi appelé le module tangent.

On peut le déterminer d'après les essais oedométriques ou triaxiaux entraçant la relation effort-déformation.

Pour un incrément de charge $\Delta\sigma$ à partir de l'état (σ , e), on peut utiliser l'expression:

E' n'est pas constant, il varie en fonction de σ et $\Delta\sigma$



Calcul des tassements instantanés

Dans les milieux saturés, on peut admettre que ce tassement se produit à volume constant. On peut le calculer en se basant sur les formules de Boussinesq. A titre d'exemple, au voisinage d'une semelle flexible uniformément chargée, le tassement est donné par :

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

2) - Coefficient de changement de volume

ou le coefficient de compressibilité volumétrique il est l'inverse du module œdométrique :

$$m\nu = \frac{\Delta h}{\Delta \sigma'} \quad 3.5$$

h

Calcul des tassements instantanés

Dans les milieux saturés, on peut admettre que ce tassement se produit à volume constant. On peut le calculer en se basant sur les formules de Boussinesq. A titre d'exemple, au voisinage d'une semelle flexible uniformément chargée, le tassement est donné par :

$$S_i = qB \frac{1-v^2}{E} I \quad (3.8)$$

Dans laquelle on prendra $v=0,5$. B est la dimension caractéristique de la semelle.

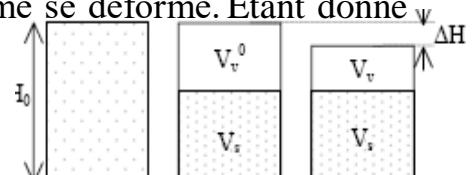
Le coefficient d'influence I dépend de la forme de la semelle et de la position du point de calcul.

Forme de la semelle	Dimensions	Coefficient d'influence		
		Centre	Coin	Moyenne
Carrée	-	1,12	0,56	0,95
Rectangulaire	L/B=2	1,53	0,77	1,30
	L/B=3	1,78	0,89	1,52
	L/B=5	2,10	1,05	1,83
	L/B=10	2,58	1,29	2,25
Circulaire	-	1,0	0,64	0,85

Tableau 3.1 : Coefficient d'influence I pour la formule (3.8)

2.5 Calcul des tassements de consolidation

Au cours de la consolidation du sol, l'élément de volume se déforme. Etant donné que les grains sont indéformables (par hypothèse),



CHAPITRE II: Tassement et consolidation

le volume du solide reste inchangé.

En fonction de l'indice des vides, on écrit :

$$s = V / (1 + e) = \text{constante} \quad (3.9)$$

Pour une surface transversale égale à l'unité, il vient :

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta V_t}{V_t} = \frac{\Delta V_v}{V_v + V_s} = \frac{\cancel{\Delta V_v} / \cancel{V_s}}{\cancel{V_v} + \cancel{V_s} / V_s} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$V_s = \frac{h_0}{1 + e_0} = \frac{h_0 + \Delta h}{1 + e_0 + \Delta e} \quad \text{d'où} \quad \varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

qui nous permet de calculer le tassement S de l'échantillon :

$$S = \Delta h = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h_0 \quad (3.10)$$

2.5.1 Pour un sol normalement consolidé

Le tassement de consolidation S_c se calcule pour la zone de compression vierge. Selon la courbe effort- déformation utilisée, on exprime le tassement de consolidation par:

$$S_c = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right) \quad (3.11)$$

où $\sigma'_2 = \sigma'_1 + \Delta\sigma$, les indices C_c , a_v , m_v sont relatives à la zone de compression vierge.

2.5.2 Pour un sol sur consolidé

On peut avoir deux cas : $\sigma'_v 0 + \Delta\sigma'_v \leq \sigma'_p$ ou $\sigma'_v 0 + \Delta\sigma'_v \geq \sigma'_p$

- a) a contrainte effective finale est inférieure à la contrainte de pré consolidation ($\sigma'_v 0 + \Delta\sigma'_v \leq \sigma'_p$) On peut utiliser les expressions précédentes et on remplace les coefficients de la zone de compression vierge par ceux de la zone de

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

recompression C_r ou C_g :

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right) \quad 3.12$$

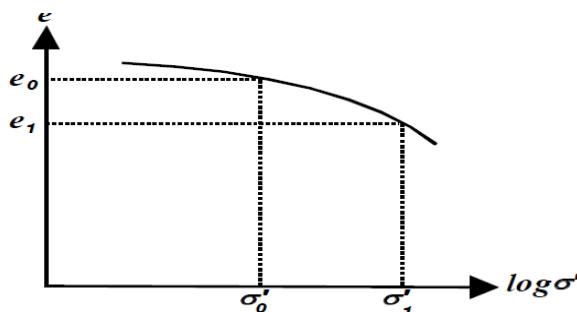
- b) La contrainte effective finale est supérieure à la contrainte de pré consolidation ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \geq \sigma'_p$) Le tassement de consolidation sera la somme de deux parties : un tassement relatif à la zone de recompresssion, et un tassement relatif à la zone de compression vierge :

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p}\right)$$

2.6 Calcule des tassements par le chemin des contraintes

Considérons une couche d'épaisseur H . La contrainte initiale au centre de la couche à une profondeur z est : $\sigma'o = \gamma'.z$, de la figure on obtient e_0 indice des vides initial.

Si cette couche est soumise à une surcharge uniforme q , après consolidation la contrainte devient $\sigma'1 = \sigma'o + q$, d'où est déduit e_1 comme le montre la figure.



Le tassement est:

$$S = \Delta h = \frac{\Delta e}{1+e_0} h_0 = -\frac{e - e_0}{1 + e_0} h_0 \quad (3.13).$$

Le sol stratifié

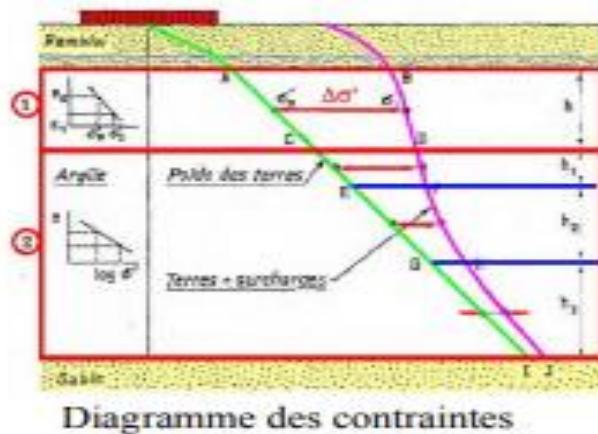
Lorsque le sol est un multicouches, le tassement de consolidation sera la somme des tassements de chaque couche :

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

$$S = \sum S_i \quad (3.14).$$

Le sol découpé en couches de hauteur H_i et on calcule le tassement de chacune des couches

- ✓ 1 essai oedométriques par couche 1
- ✓ cc et $\sigma' p$ par couche
- ✓ $\sigma' v_0$ et $\Delta\sigma'$ par couche



Vitesse de consolidation

La compression secondaire joue un rôle important dans le cas des tourbes et des sols fortement organiques, tandis que dans les argiles inorganiques, la consolidation primaire est la composante majeure du tassement. La compression secondaire se produit après la dissipation de toute pression interstitielle excédant les conditions hydrostatiques. Le processus se déroule donc à pression effective constante

Nous allons nous consacrer à des théories servant à l'évaluation des taux de consolidation ou vitesse de tassement primaire et secondaire des sols à grains fins

2.7 Le phénomène de la consolidation

Nous avons simulé le phénomène de consolidation par le modèle analogique du ressort. Lors du chargement d'une couche de sol saturé, la contrainte supplémentaire $\Delta\sigma$ due au chargement est immédiatement transmise à l'eau. A

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

mesure que le temps passe l'eau est évacuée, et se produit un transfert graduel de la contrainte de l'eau vers le squelette de sol : la contrainte effective augmente et la surpression interstitielle diminue. Lorsque le temps tend vers l'infini, la surpression interstitielle Δu est totalement dissipée, et la contrainte effective prend la totalité de la charge ($\sigma'_v + \Delta\sigma$).

Dans le cas d'une couche de sol drainée sur ces deux faces, la surpression interstitielle n'est pas uniforme le long de l'épaisseur. Au voisinage des faces drainées, l'eau s'évacue plus rapidement qu'à l'intérieur de la couche, ce qui donne des répartitions non linéaires de la pression de l'eau et de la contrainte effective. En effet, la vitesse d'évacuation de l'eau est liée physiquement au gradient hydraulique :

$$i = \Delta h / l = \Delta u / \gamma \Delta z$$

Or l'écoulement qui se produit exactement au centre de la couche est nul car le gradient $\Delta u / \Delta z$ est nul. Près des extrémités, le gradient tend vers l'infini et c'est à cet endroit que l'écoulement est le plus rapide.

Le tassement global de la couche de sol est proportionnel au volume d'eau expulsée. Cette quantité d'eau évacuée ainsi que la variation de l'indice des vides sont proportionnelles à la surpression interstitielle dissipée. La théorie de la consolidation est un modèle mathématique pour l'étude des tassements. En mécanique des sols, la théorie la plus adoptée repose sur l'hypothèse d'une consolidation unidimensionnelle, elle a été développée initialement par Terzaghi K.

Dans les problèmes pratiques, l'étude de la consolidation revient à déterminer la courbe de variation du
degré de consolidation en fonction du temps $U(z, t)$ défini par :

$$U(z, t) = S(t, z) / S_f(z) \quad (3-15)$$

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

où $S(z, t)$ est le tassement à la profondeur z et au temps t , $S(z)$ est le tassement final à la profondeur z .

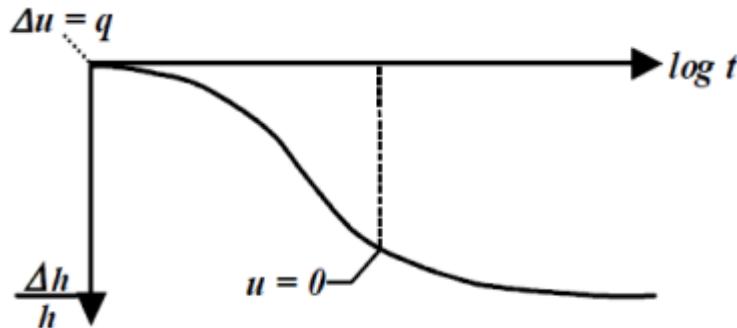


Fig 15 : Tassement en fonction du temps

Le degré de consolidation (U) est l'étude de la vitesse de tassement, c.à.d le taux de la consolidation achevée au temps t et à la profondeur z , par rapport à la consolidation finale à la même profondeur z . U est le degré de consolidation qui est le pourcentage de dissipation des pressions interstitielles

Pour calculer le tassement à un instant donné t , il suffit d'utiliser la relation :

$$U = \Delta H_t / \Delta H_f. \quad 3.16$$

où ΔH_f est le tassement final et ΔH_t le tassement à l'instant t .

2.7.1 Théorie de Terzaghi pour la consolidation unidimensionnelle

La théorie traite le cas d'une couche d'argile compressible comprise entre deux couches de matériaux poreux très perméables. La théorie est basée sur les hypothèses suivantes :

- ✓ La couche de sol compressible est homogène et complètement saturée.
- ✓ Les grains solides et l'eau interstitielle sont incompressibles.
- ✓ La loi de Darcy est valable.
- ✓ La compression de la couche et l'évacuation de l'eau se font dans une seule

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

direction.

- ✓ La couche de sol est drainée sur une ou deux faces (haute et basse).
- ✓ Les déformations sont petites dans le sol.
- ✓ Le coefficient de compressibilité a_v et le coefficient de perméabilité k demeurent constants pendant
- ✓ La consolidation (loi linéaire d'où l'hypothèse suivante).
- ✓ Absence de compression secondaire.

L'équation de Terzaghi représente la formulation de la continuité de l'écoulement de l'eau interstitielle. Tout calcul fait, elle est donnée par l'expression

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad 3.17$$

où u est la pression interstitielle de l'eau, z la variable de profondeur, t la variable temps. C_v est dit

Coefficient de consolidation. Il est donné par :

$$C_v = \frac{k E'}{\gamma_w} = \frac{k (1 + e_0)}{a_v \gamma_w} \quad (3.18)$$

Le coefficient C_v permet de calculer l'évolution du tassement au cours du temps. Pour cela on définit comme ci-après le degré de consolidation U , puis on calcule le facteur temps T_v

Pour trouver la solution de cette équation, on utilise les conditions aux limites qui sont:

- ✓ Au début du chargement, la pression interstitielle en excès est égale à l'augmentation de la contrainte totale $\Delta\sigma$, ce que nous décrirons par :

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

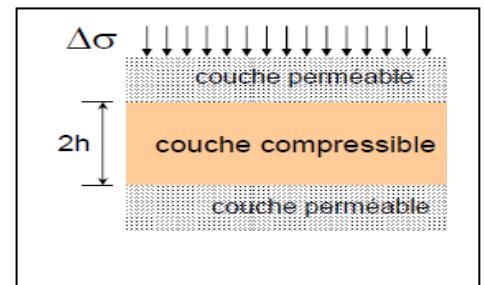
$$\text{à } t = 0 : \quad \Delta u = \Delta u_i = \Delta \sigma = (\sigma'_2 - \sigma'_1)$$

✓ La couche d'épaisseur H est drainée sur ces deux faces, soit :

pour $z = 0$ et $z = H$ nous avons $\Delta u = 0$

La solution est exprimée sous forme de séries de Fourier :

$$\Delta u = (\sigma'_2 - \sigma'_1) \sum_{n=0}^{\infty} f_1(Z) f_2(T)$$



où f_1 et f_2 sont deux fonctions. Δu est la pression interstitielle en excès, le facteur de profondeur Z et le **facteur temps** T_v , sont des paramètres sans dimension :

$$T_v = \frac{Cv}{D r^2} t \quad 3.19$$

Ou t = temps nécessaire pour atteindre % de la consolidation primaire et dr est la longueur du chemin de drainage, on la prend égale à :

L'épaisseur de la couche h pour un drainage sur une seule face ; et à $h/2$ lorsque la couche est drainée sur ces deux faces.

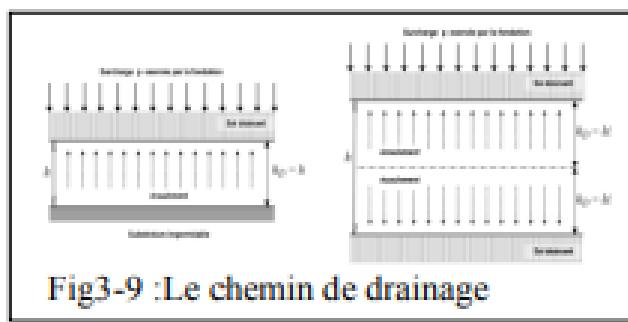


Figure 16 : le chemin de drainage

Pour calculer le degré de consolidation moyen, il faut donc résoudre l'équation (3-17), sous sa forme adimensionnelle par exemple. Nous ne détaillons

CHAPITRE II: Tassement et consolidation

par cette opération ici, mais on peut montrer que le degré de consolidation moyen U est une fonction uniquement du paramètre sans dimension T_v :

$$\mathbf{U} = 1 - \frac{\int_0^{2h} \Delta u(z, t) dz}{2h \Delta \sigma} \quad \rightarrow \text{en remplaçant } \Delta u(z, t) \text{ on obtient :}$$

$$\mathbf{U} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum \frac{1}{n} \cdot \exp\left(-\frac{n^2 \pi^2 T_v}{4}\right)$$

$U = f(T_v)$ U ne dépend que de T_v

2.8 Calcul du temps de tassement total

1. La consolidation et donc le tassement sont totalement achevés $\Rightarrow U = 100\%$,
2. pour $U = 100\%$ on a $T_v = 2$ (abaque),
3. $T_v = c_v t/d^2$, on en déduit $t(U=100\%) = 2 d^2 / c_v$,
4. connaissant c_v et d on calcule $t(U=100\%)$.

2.9 Calcul de la hauteur de tassement pour un temps donné

5. Le temps t est ici une donnée du problème,
6. connaissant c_v et d on calcul $T_v = c_v t / d^2$
7. à partir de T_v on en déduit le degré de consolidation U à l'aide de l'abaque,
8. $U = \Delta H_t / \Delta H_f$ connaissant ΔH_f on en déduit : $\Delta H_t = U \cdot \Delta H_f$

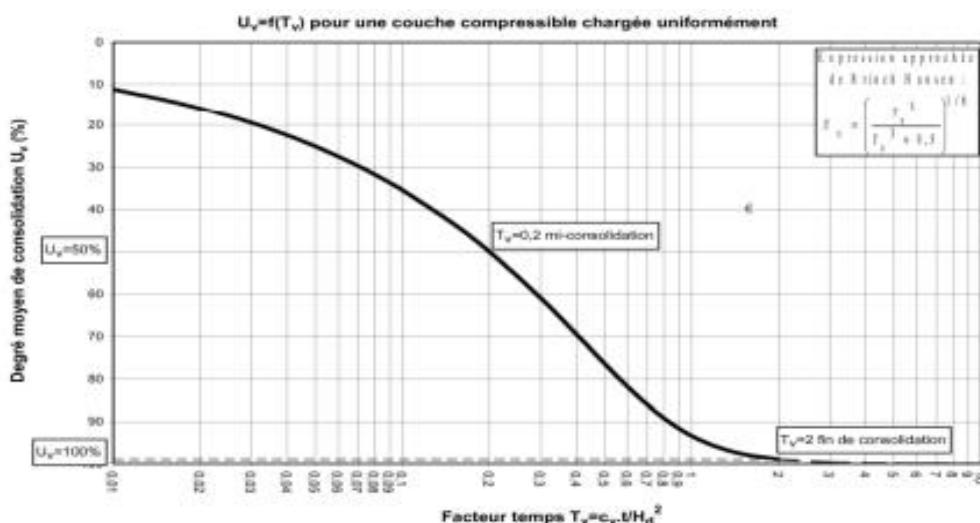


Fig 3.9 Abaque représentant la fonction $U = f(T_v)$.

Abaque représentant la fonction $U=f(T_v)$



CHAPITRE III: Méthodes d'analyses
de la stabilité compressible

3 Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais

3.1. Introduction :

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...).

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture à l'aide :

- ✓ Des méthodes d'équilibre limite ;
- ✓ Des méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finies.

Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

3.1.1. Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante : $F = \tau_{max}/\tau$

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture

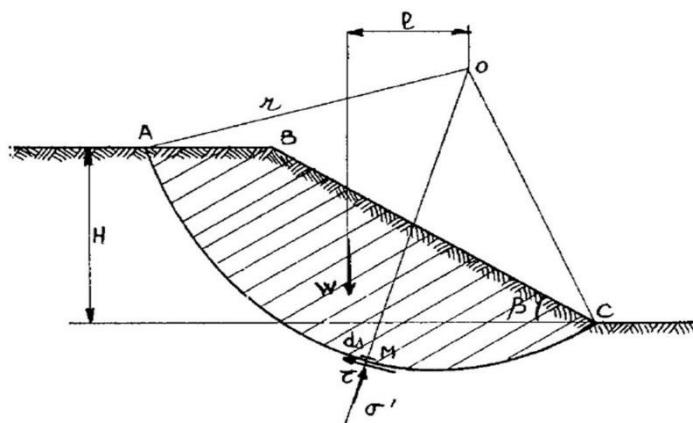


Figure 17 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture

- ✓ Si $F>1$, il n'y a pas rupture ;
- ✓ Si $F<1$, il y a rupture ;
- ✓ Si $F=1$, il y a équilibre limite.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus.

3.2. Études de la stabilité des pentes :

- ✓ Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :
- ✓ Les méthodes analytiques ;
- ✓ Les méthodes numériques.

3.2.1. Méthodes Analytiques:

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

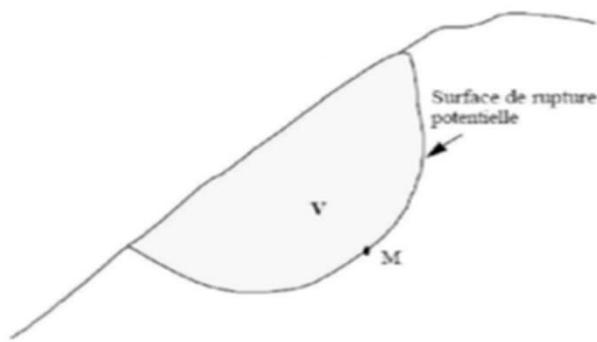


Figure 18 : Surface de rupture potentielle.

Les méthodes incluent :

Des méthodes à l'équilibre limite.

Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

3.2.2. Méthodes d'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito et al., 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable.

La figure 3.2 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche, concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles (i.e. méthode d'équilibre limite).

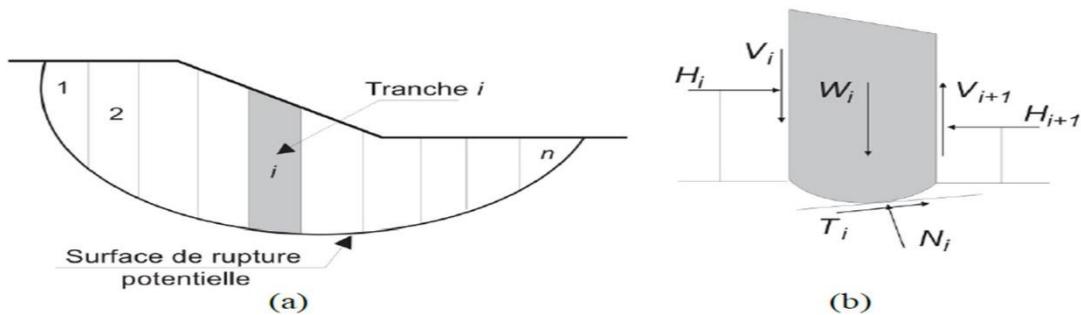


Figure 19 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

Nous découpons la masse de sol supposée en mouvement (zone de glissement) en tranches verticales successives (Fig. 2.3 (a)), en veillant à ce que la base de chaque tranche puisse être considérée comme à peu près rectiligne et située dans un seul type de sol ou de régime hydraulique. Le nombre total de variables (inconnues) associées à chaque tranche est de 6 – 2, (Fig. 2.3 (b)).

L'équilibre des forces, définies ci-dessus, s'exprime par les considérations statiques habituelles, à savoir par 3 équations d'équilibre :

- ✓ Equations de rotation, s'exprimant ici par la sommation des moments,
- ✓ Equations de translation, à savoir la sommation des forces dans deux directions.

C'est à partir de ces équations que sont définis les coefficients de sécurité. Les 3 équations d'équilibre et équations données par le critère de rupture (qui est généralement le critère de Mohr-Coulomb) ne suffisent pas à rendre le problème déterminé, aussi est-on obligé de posséder des informations supplémentaires relatives, soit à la répartition des composantes normales à la base, soit à celle des forces entre les tranches. Donc, le nombre d'équations supplémentaires est de 2 – 2. En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité global est défini par le quotient de la résistance au cisaillement du sol et de la contrainte de cisaillement mobilisée s'exerçant réellement sur la surface :

$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = 1$, il n'y a pas de rupture < 1, la rupture se produit)

3.2.3. Méthode De L'analyse Limite :

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{c}{C_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m}$$

D'où c et φ : respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

: La cohésion mobilisée et est l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux

Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement

en défaut: Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale...

Pente sans renforcements « cas défavorable »:

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

3.2.4. Hypothèses classiques de La Méthode De L'équilibre Limite :

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols Homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- ✓ La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité,
- ✓ Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé
- ✓ La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (A.BENAISSE, 2003):
- ✓ Le problème est supposé bidimensionnel.
- ✓ Il existe une ligne de glissement.

Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

avec le critère de Coulomb $\tau = C + \sigma \tan \phi$. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de Glissement continue en même temps pas de rupture.

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

- ✓ Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936): Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement.
- ✓ Méthode simplifiée de (Bishop, 1955) : Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical.
- ✓ Méthode de (Spencer, 1967) : Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces intertranches.
- ✓ Méthode complète de (Janbu, 1968) : Qui suppose que le point d'application de chaque force intertranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.

3.2.5 Calculs de stabilité Sans Séisme : Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches.

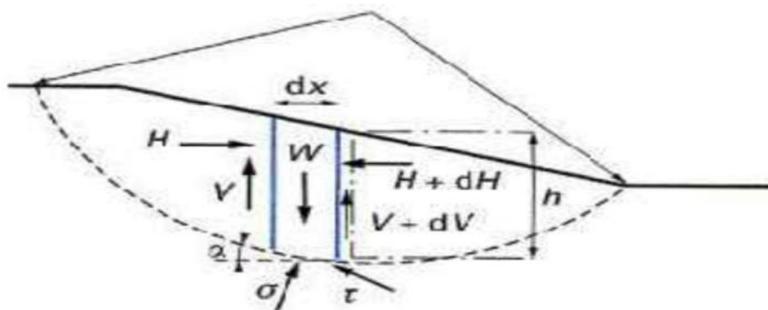


Figure 20 : Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches

Le coefficient de sécurité au glissement circulaire est défini par le rapport des moments résistants et moteur selon l'expression suivante :

F= Mrésistant / Mmotrice

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- ✓ La méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter-

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c'b + (W \cos^2 \alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

Soit après identification :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c'b + (\gamma h^2 \cos^2 \alpha - u) \operatorname{tg} \varphi'] / \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha}$$

- ✓ La méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrivent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\sum [c'b + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi' / F_{\text{Fellenius}})}{\sum W \sin \alpha} .$$

Soit après identification:

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\sum \frac{c'b + (\gamma h - u) \operatorname{tg} \varphi'}{1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'} \cos \alpha}{\frac{F_{\text{Fellenius}}}{\sum \gamma h \sin \alpha}}$$

Calcul manuel à l'aide d'abaques : Pour les cas les plus simples, les solutions obtenues ont été portées sous forme d'abaques qui permettent ainsi l'obtention rapide de facteurs de sécurité. Il faut cependant toujours les utiliser avec beaucoup de précautions et n'appliquer leurs résultats qu'après avoir soigneusement vérifié qu'on se trouve dans le domaine de validité de ces abaques.

Les abaques de Bishop-Morgenstern ont été établies pour permettre le calcul du facteur de sécurité d'un talus (et donc lié au cercle de rupture le plus critique) pour un sol homogène, peu ou faiblement cohésif mais soumis à un régime hydraulique défini. Ce dernier est défini par le paramètre r_u donné par la formule ci-dessous :

$$r_u = u / \gamma \cdot h$$

On suppose aussi que ce rapport reste constant sur toute la section de la pente. Cette hypothèse est fortement restrictive car r_u n'est constant que si la surface piézométrique est confondu avec l'enveloppe du talus. Dans ce cas, si l'on considère la nappe au repos

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

(pas d'écoulement), r_u est égal au rapport entre le poids volumique de l'eau et le poids volumique du sol et varie entre 0.4 et 0.5 suivant le poids du sol. La valeur de r_u diminue lorsque la nappe phréatique se trouve sous la surface du talus et augmente lorsque la nappe se trouve au-dessus du talus. Pour les calculs simples d'avant-projet, nous proposons d'appliquer les coefficients reportés ci-dessous.

Tableau 2.1 : Variations de r_u en fonction des conditions hydrauliques régnant au sein du massif

Conditions hydrauliques	r_u
Pas de nappe	0.0
Nappe à mi-hauteur du talus	0.25
Nappe confondue avec le talus	0.4-0.5
Talus immergé	0.6

D'une pente donné peut être alors défini par : $FS = m(c', \phi', \beta) - n(c', \phi', \beta).r_u$

Les abaques de Bishop-Morgenstern, qui donnent les facteurs m et n sont adaptés aux cas où la

Cohésion est nulle. Ils sont présentés dans les figures 2.5 et 2.6 ci après.

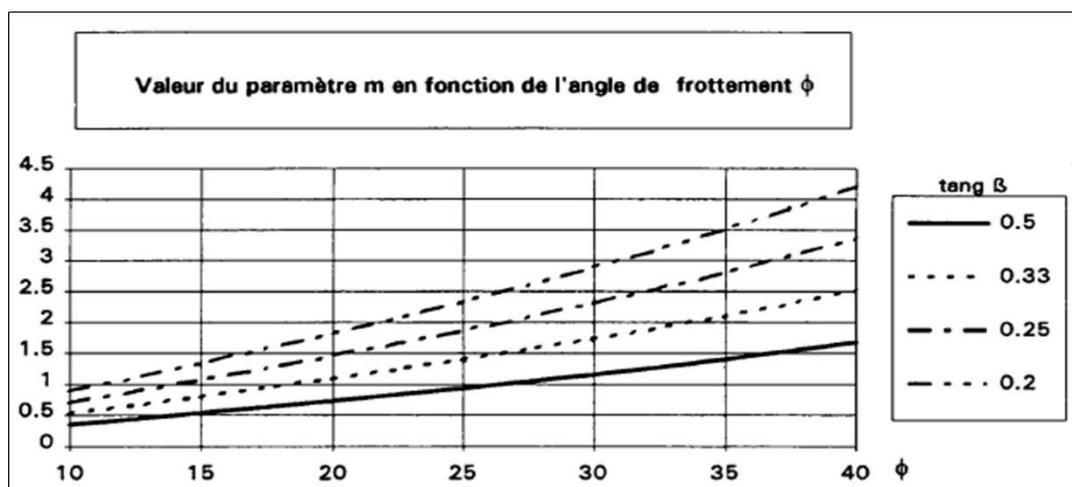


Figure 21 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m

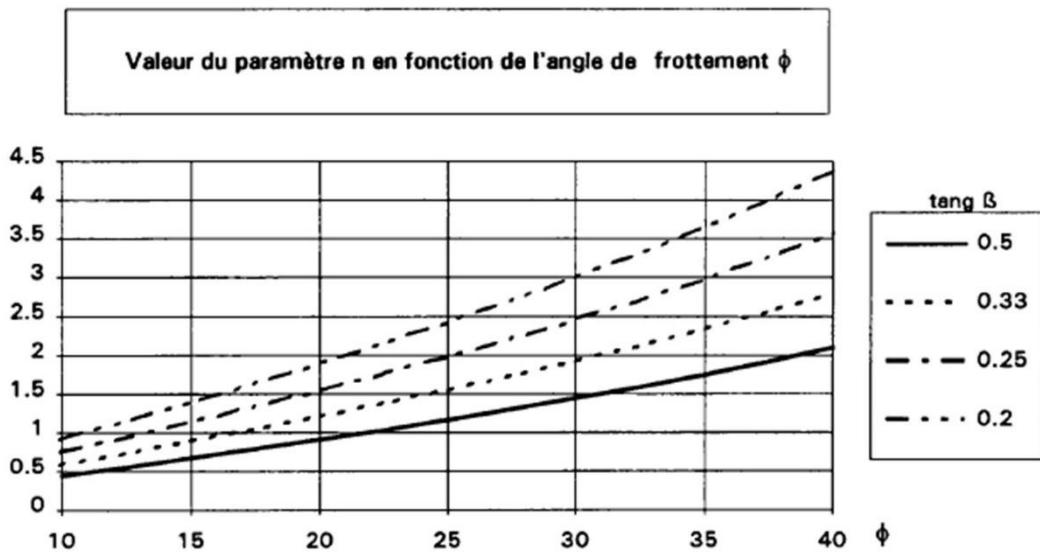


Figure 22 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n

Les autres abaques

Les abaques de Taylor-Biarez, permettent la définition du facteur de sécurité pour des talus et remblais constitué de sols granulaires dont la résistance est définie par les caractéristiques de cisaillement c' et φ' . La présence d'une nappe phréatique n'est pas envisagée. Pour les sols non cohésifs, ces abaques donnent les résultats définis par la formule :

$$FS = \tan \varphi' / \tan \beta$$

Les abaques de Hoek et Bray (1981), ne s'appliquent pas aux talus constitués de matériaux non cohérents. Elles ont cependant l'avantage de donner des facteurs de sécurité pour cinq configurations hydrauliques prédéterminées de talus homogènes présentant éventuellement une fissure de traction (fente) en tête de talus.

Les abaques de Kérisel (1966), permettent de déterminer le facteur de sécurité ainsi que le cercle le plus défavorable à la stabilité pour des talus en fonction des paramètres de résistance et de l'angle d'inclinaison par rapport à la normale des lignes de courant rectilignes et uniformes.

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

Pour terminer nous citons les abaques de Pilot (1967) qui traitent de la stabilité des talus et remblais reposant sur des sols compressibles.

Cependant, du fait que l'on s'appuie sur le comportement associé (élastique parfaitement plastique) donc sur une rhéologie relativement éloignée du comportement réel, les méthodes classiques ne peuvent fournir que des bornes inférieure et supérieure correspondant respectivement aux champs statiquement admissibles et cinématiquement admissible. Dès lors, des modèles de comportement élastoplastiques sont nécessaires et la méthode de calculs par éléments finis permet de contourner ces difficultés dans l'étude de la stabilité des pentes. Ceci fait l'objet de la partie suivante.

3.2.6 Méthodes Numériques :

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

La méthode des éléments finis :

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discréteriser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

La méthode des différences finies :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977) , c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

Choix de La méthode :

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini 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 puissante 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.

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

3.3 Etude des tassements du sol de fondation :

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (rupture circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes des tassements ou, plus généralement, de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et, par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles.

Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié (Magnan et al., 1984)

3.4 Principe De Calcul Des Tassements :

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai oedométriques. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions suivantes : couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mestat et al., 1988).

Ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables (Bourges, 1976).

En revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation.

A cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante : remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes d'aérodromes ou à des voies ferroviaires ; etc.

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

3.4.1 Les Principales méthodes de calcul des tassements :

Le calcul des tassements est obtenu par différentes méthodes selon le binôme (type d'ouvrage / nature du sol). On distingue deux principales méthodes:

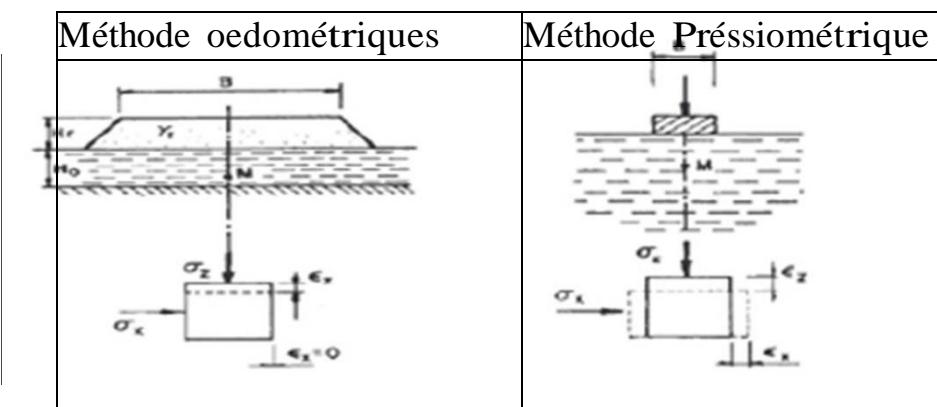


Figure 23 : Principales méthodes de calcul des tassements

3.5 Calcul des tassements selon la méthode œnométrique :

Calcul du tassement immédiat « si »

Le tassement immédiat étant provoqué par un phénomène rapide, il est admis que les déformations instantanées se produisent à volume constant ($\Delta V=0$) car l'eau n'a pas le temps d'être expulsée. Ce tassement reste souvent assez faible vis-à-vis du tassement de consolidation. On suppose généralement que le sol est isotrope, homogène et qu'il a un comportement élastique linéaire caractérisé par les modules E et $v=0,5$ (Magnan et al., 1984); (Pilot et al., 1988); (Mestat et al., 1999):

$$s_i = \frac{I \gamma h}{E}$$

Où γh est la pression appliquée par le remblai et I, le coefficient d'influence dépendant de la géométrie et de l'épaisseur du sol compressible. En pratique, divers recueils de tables et d'abaques, ont été publiés pour la détermination des déformations élastique des sols de fondation. Par exemple, l'abaque de Giroud pour les sols de fondation monocouches (1973) :

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

Le tassement immédiat de la surface du sol au point M distant de x de l'axe du remblai se calcule à l'aide de la formule :

$$s_i = \frac{\gamma h}{E} \frac{a^2}{a-a'} \left[r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 r'_H \right]$$

Les paramètres sans dimensions r_H et r'_H peuvent être lu sur l'abaque de la figure 2.8 en fonction de (x/a et H/a) pour r_H et (x/a' et H/a') pour r'_H .

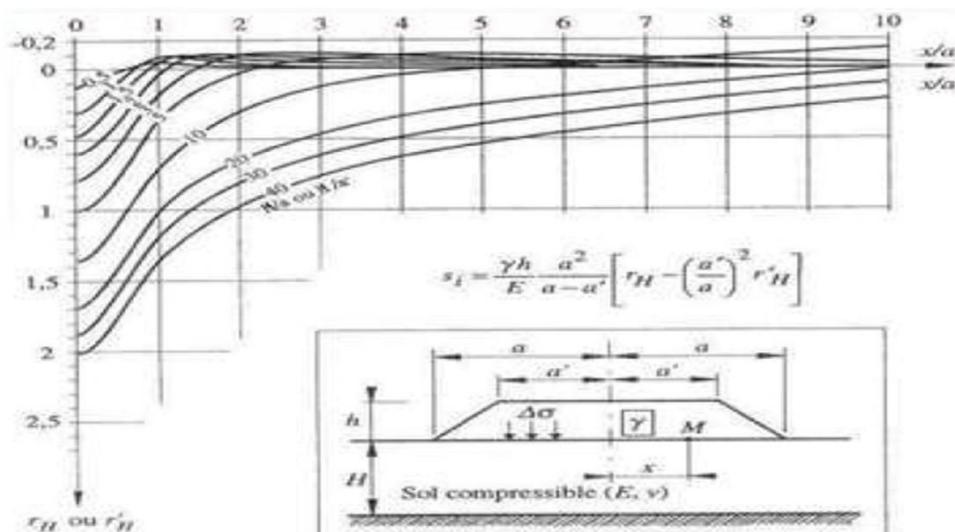


Figure 24: Abaque de Giroud (1973), calcul du tassement élastique immédiat ($\nu = 0,5$)

3.6 Calcul du tassement de consolidation primaire « sc »

Il est déduit du tassement oedométriques soed moyennant l'application d'un coefficient correcteur μ de SKEMPTON ET BJERRUM. Ce coefficient correcteur permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement unidimensionnel final :

$$s_c = \mu s_{oed}$$

La méthode œnométrique se résume comme suit : Le massif compressible est assimilé à un assemblage de couches horizontales élémentaires relativement homogènes. Pour chaque couche i , le tassement résultant de l'accroissement $\Delta\sigma_i$ des pressions appliquées au niveau de la couche est calculé par l'expression :

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

$$s_{oedi} = \frac{Hi}{1 + e_{0i}} \left[C_{si} \lg \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}} + C_{ci} \lg \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right]$$

Ceci est l'indice de compression de la couche i. La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. L'accroissement de la contrainte effective ($\Delta\sigma_{vi}$), dans l'axe du remblai, est donné par la formule suivante, établie dans le cadre de la théorie de l'élasticité par Osterberg (1957) :

$$\Delta\sigma_{vi} = \frac{2\Delta\sigma}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right]$$

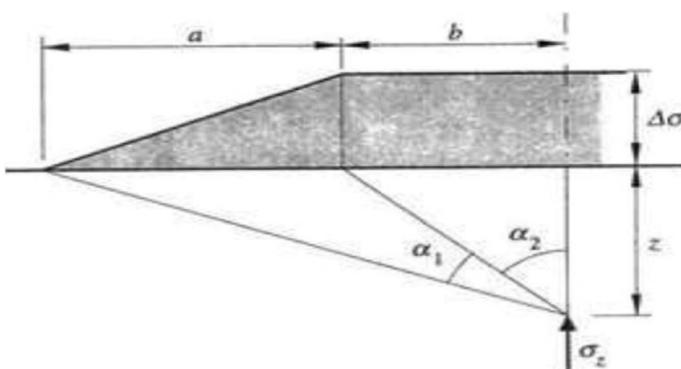


Figure 25 : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).

Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux « slat »

Il n'existe pas actuellement de méthode de calcul de ce terme faisant l'unanimité ; aussi ce terme est-il le plus souvent ignoré dans l'évaluation des tassements. Lorsque le coefficient de sécurité est supérieur à 2, ce terme peut être négligé. Pour réduire le délai de construction des remblais sur sol mous, l'usage est d'adopter un coefficient de sécurité minimal de 1,5.

Dans ce cas, le tassement dû aux déplacements latéraux n'est plus négligeable (Pilot et al, 1988). Bourges et Mieussens (1979) ont proposé une méthode qui convertit le volume correspondant aux déplacements latéraux en un tassement supplémentaire du sol (fig. 2.10).

Cette méthode de prévision permet de déterminer la géométrie de la déformée horizontale.

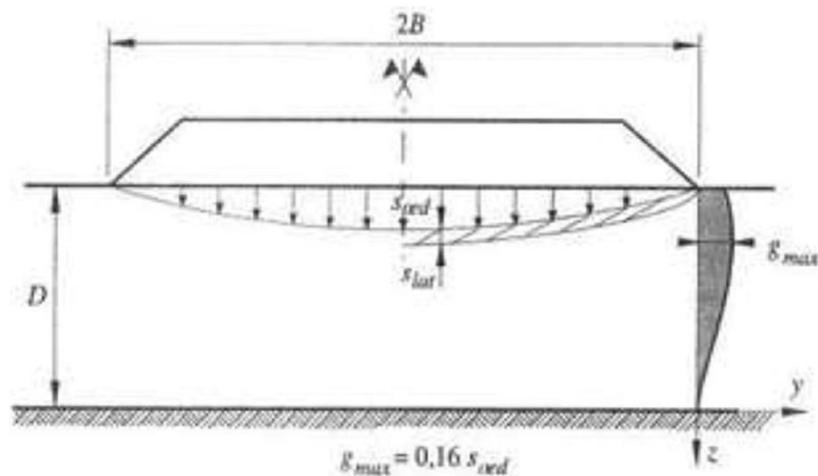


Figure 26: Conversion des déplacements latéraux en un tassement supplémentaire
Déplacements horizontaux du sol sous les remblais

La méthode de Bourges et Mieussens (1979) fournit également le déplacement horizontal $g(z,t)$ sous la forme :

$$g(z,t) = G(Z) g_{\max, t}$$

$g_{\max, t}$: le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t et $G(Z)$ une fonction qui décrit l'allure de la déformée horizontal.

La détermination de $G(Z)$, avec $Z=z/D$, a été effectuée par une méthode empirique, suite à une analyse détaillée des déplacements latéraux mesurés en pied de remblai sur de nombreux sites de sols compressibles.

Indépendamment de la position de l'inclinomètre par rapport au pied du remblai (figure 2.11-a) et selon la nature des sols, trois types de courbe ont été proposés pour la fonction $G(Z)$ (figure 2.11-b et tableau 2.1).

Tableau 2.1. Hypothèses de calcul et équations des déformées types (Magnan et al., 1984) ; (Pilot et al..1988)

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

Courbe	Hypothèse de calcul	Equation de la déformée type
I	Peu de données sur le sol sont disponibles.	$1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$
II	La couche molle est normalement consolidée sans couche surconsolidée en surface.	$3,42 Z^3 - 6,37 Z^2 + 2,14 Z + 0,81$
III	La couche de surface est moins déformable que les couches profondes.	$-2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$

La valeur du déplacement horizontale maximal en fin de construction $g_{max,0}$ est estimée au moyen de l'abaque de la figure 2.12. Connaissant le coefficient de sécurité (F) et le paramètre m qui caractérise la position de l'inclinomètre, $g_{max,0}$ est déterminé par la relation :

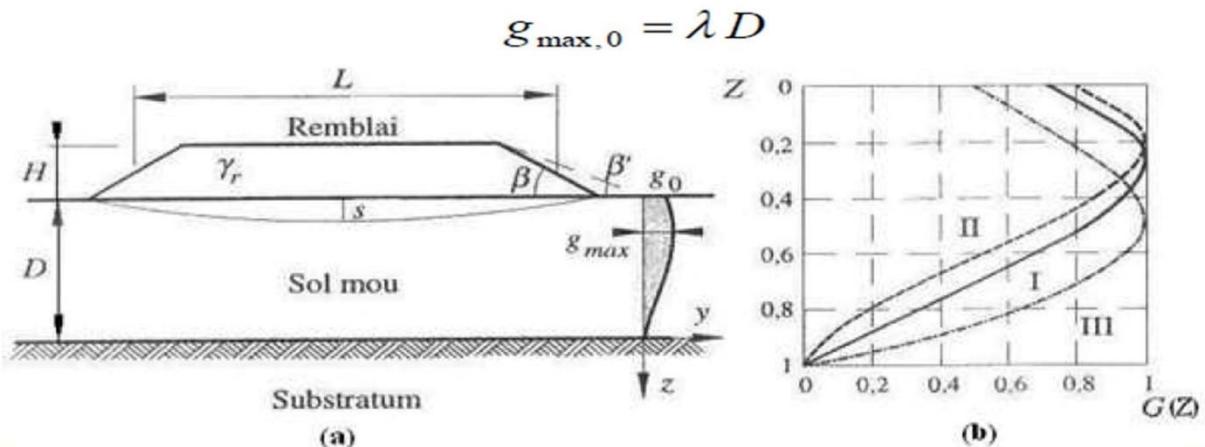


Figure 27 : Déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles (Bourges et Mieussens, 1979) (a) définition des paramètres utilisés pour la prévision de la déformée ; (b) déformées adimensionnelles.

Pour les remblais qu'ils ont étudiés, Bourges et Mieussens (1979) ont estimé la variation ultérieure du déplacement maximal, par la relation :

$$\Delta g_{max,t} = 0,16 (s_t - s_0)$$

Où s_t est le tassement à l'instant t dans l'axe du remblai ; s_0 , le tassement à la fin de la construction. Le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t est la somme de ces deux termes :

$$g_{max,t} = g_{max,0} + \Delta g_{max,t}$$

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

Cette relation permet aussi de calculer le déplacement horizontal maximal du sol final, en calculant le deuxième terme pour le tassement final du sol sous le remblai s ($t = \infty$).

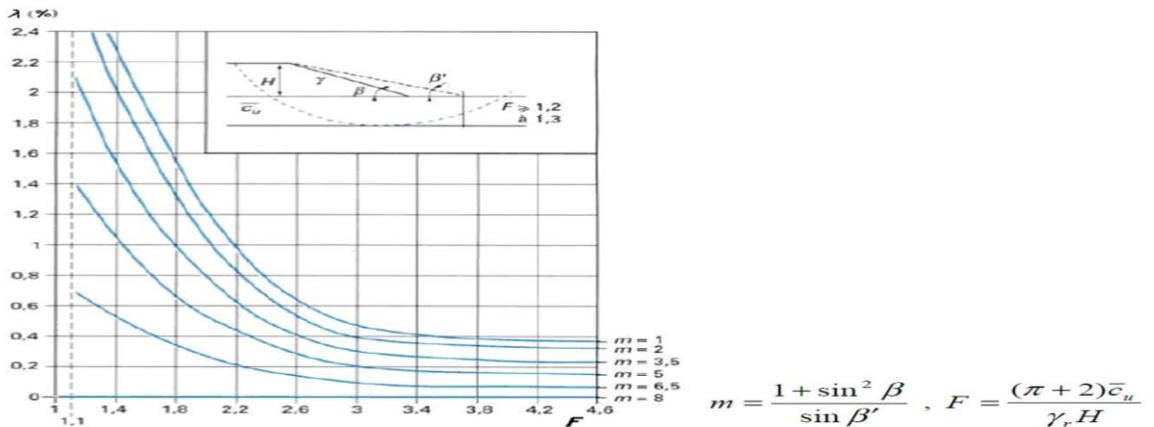


Figure 28 : Détermination du coefficient λ (Bourges et Mieussens, 1979).

3.7 Calcul de la stabilité au poinçonnement

Le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. A court terme (cas généralement le plus défavorable), le coefficient de sécurité est donné par (Magnan et al., 1984):

$$F_s = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{(\pi + 2)c_u}{\gamma_r H}$$

q_{\max} : est la pression maximale admissible sur le sol ; q la contrainte apportée par le remblai de poids volumique γ_r et de hauteur H sur son axe; c_u , la cohésion non drainée.

Martar et Salençon (1979) ont proposé des abaques pour évaluer le coefficient de sécurité pour un sol homogène d'épaisseur D , dont la résistance $\tau_f = c_u$ croît linéairement avec la profondeur (τ_0 étant la valeur en surface et g , le gradient de cohésion).

Le coefficient de sécurité FS s'exprime alors par la formule :

$$F_s = \frac{q_{\max}}{\gamma_r H} = \frac{\mu_c \tau_0}{\gamma_r H} \left(N'_c + \frac{gB}{4\tau_0} \right)$$

μ_c et N'_c : sont donnés à la figure 2.13 et B étant la largeur moyenne du remblai.

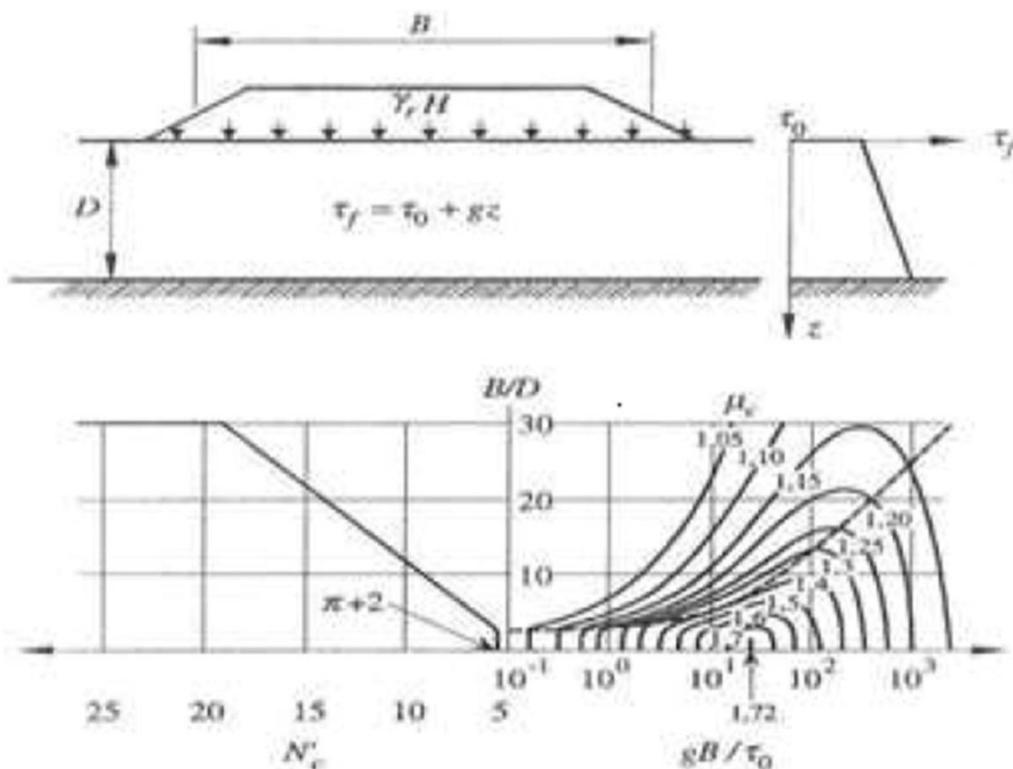


Figure 29. Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979).

3.8 Conclusions

Les remblais sur sols compressibles ont fait l'objet de nombreux développements depuis l'année 1960 et des méthodes de calcul classiques sont utilisées dans la pratique. Ces méthodes nous ont permis de constater que :

Les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols.

L'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux.

CHAPITRE III : Méthodes d'analyses de la stabilité compressible

L'expérience a montré que les talus restent toujours stables si $>1,5$ et que, le glissement est pratiquement inévitable si <1 .

Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque d'autant plus grand que diminué. Le coefficient global de sécurité minimal requis est de **1,4 à 1,5.**

La constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées rendent l'analyse de sécurité globale et approchée. Cependant, malgré leurs imperfections, les méthodes de calcul à la rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une longue expérience. Elles ont cependant un défaut

Majeur, qu'il est impossible de corriger tant que le sol est considéré comme rigide plastique. Il n'est pas possible de prévoir, avec ces méthodes, l'influence des mouvements du sol sur des structures existantes (ouvrages d'art, habitations, etc.). C'est dans cette voie que se développent actuellement des méthodes de calcul en déformation basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leur traitement par la méthode des éléments finis.

L'analyse de la consolidation par la méthode de Terzaghi (1925) présente de nombreuses limitations. elles peuvent être actuellement supprimées par l'utilisation des programmes de calcul par éléments finis. Ceux-ci permettent de faire une analyse réaliste du processus de consolidation en prenant en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau dans le sol de fondation, l'effet du fluage ainsi que la variation des paramètres de déformabilité et de perméabilité. Parmi ces programmes numériques, le code de calcul par éléments finis "Plaxis".



CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

4.1 Introduction :

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

La technique de renforcement de sol consiste à améliorer les propriétés géotechniques des sols, lorsque celui-ci est insuffisant pour supporter les charges appliquées ou lorsque le tassement est important.

4.1.1 Définition de renforcement des sols :

Le renforcement des sols fins est de modifier le massif de sol, soit par substitution partielle avec un matériau de meilleures caractéristiques, soit par transformation de la structure du sol. Les caractéristiques globales du sol sont alors radicalement améliorées les charges apportées peuvent être supportées sans rupture du sol de fondation et avec des tassements réduits en amplitude et dans le temps. Cet objectif peut être atteint grâce à la mise en œuvre de méthodes très différentes : (**ATTACHE, 2018**) technique d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibrofoltation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organiques drains verticaux, pré-chargement par le vide, électro- consolidation);

- ✓ Injection des sols grenus et des sols fins;
- ✓ Amélioration des sols par inclusions verticale (colonnes ballastées et procédés connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (jet grouting), colonnes de sol traité à la chaux et/ou au

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

ciment)

- ✓ Congélation des sols.

La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre : étapes (**DHOUIB et AL. 2004**)

- 1) Définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés;
- 2) Identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau ;
- 3) Choix de la solution d'amélioration des sols ;
- 4) Optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

4.1.2 Techniques de renforcement des remblais sur sols compressibles :

Les techniques classiquement utilisées pour la construction des remblais sur sols compressibles sont les suivantes :

On applique généralement cette méthode sur des mauvais terrains, composés principalement des sols fins (faible perméabilité), et dont le tassement évolue durant plusieurs années. Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible le pré-chargement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme.

En fonction du planning d'exécution du projet étudié le pré-chargement, sous une contrainte $\sigma_0 + \sigma$ préche (P1 sur la figure 30), dure quelques mois pendant lesquels le processus de consolidation primaire (le sol étant saturé) s'amorce mais sans atteindre un degré de consolidation, noté U , relativement élevé (supérieur à 50%). Deux conséquences en résultent :

- ✓ L'augmentation de la cohésion non drainée C_u pour un état de consolidation donné. Cette augmentation est estimée à partir de la connaissance du paramètre d'augmentation de la cohésion drainée, noté $C_{u\ tgl}$, qu'on déduit à partir des résultats d'un essai de cisaillement consolidé non drainé. Néanmoins, le prélèvement d'échantillons du sol avant et après pré-

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

chargement sur lesquels on réalise un essai de cisaillement non consolidé non drainée conduit à l'amélioration réelle de l'augmentation de la cohésion non drainée.

- ✓ La réduction du tassement du sol sous l'action du pré-chargement, ce qui permet d'atteindre plus facilement la valeur requise du tassement admissible de l'ouvrage ou, autrement, d'avoir un tassement résiduel plus faible lors de la mise en service de l'ouvrage.

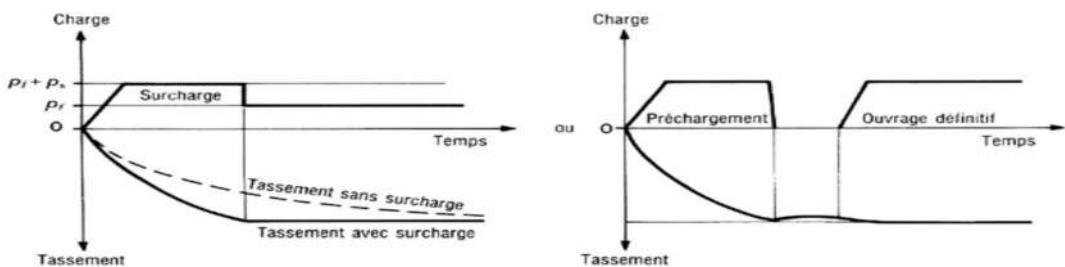


Figure 30 : Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements.
(SERTIER, 2006)

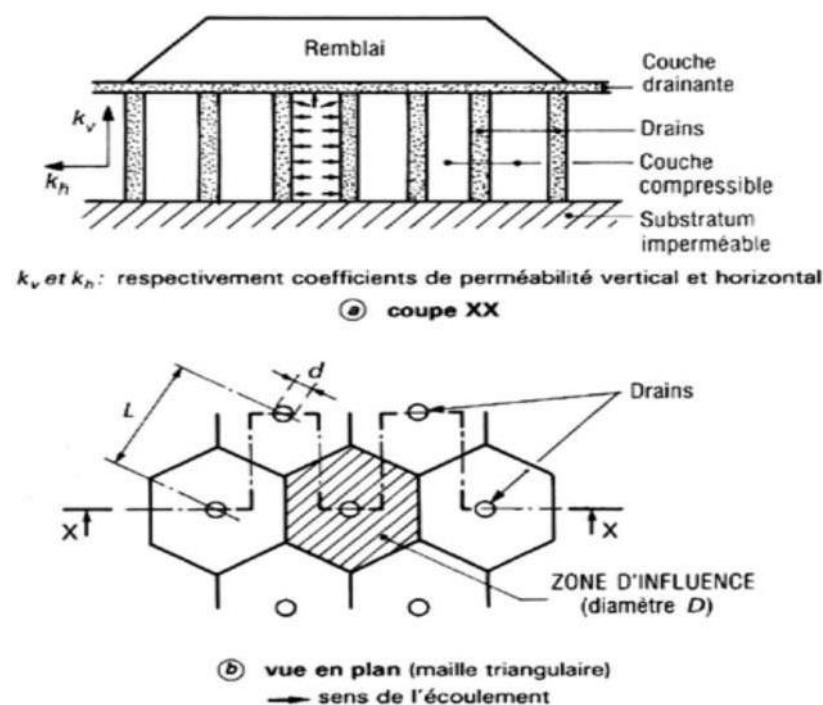


Figure 31 : Schématiser la surcharge de terre.

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

4.1.3 Consolidation atmosphérique :

C'est une variante du pré-chargement par du remblai. Cette méthode est de type isotrope. Elle permet une amélioration des caractéristiques du sol et la rupture et le fluage latéral sont impossibles.

Le terrain est recouvert par une membrane étanche sous laquelle on fait le vide : le sol est ainsi chargé par la pression atmosphérique. Ce système est toujours couplé à un réseau de drainage vertical et parfois horizontal. (**SERTIER, 2006**)

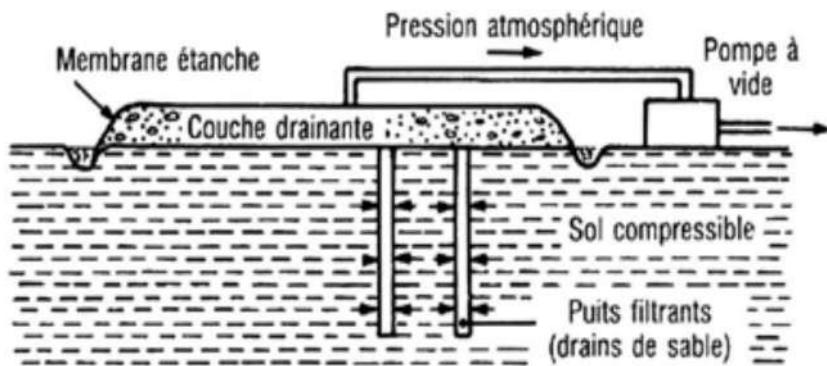


Figure 32 : consolidation atmosphérique.

4.2 Colonnes Ballastées

4.2.1 Définition des colonnes ballastées :

Le renforcement de sol par colonnes ballastées, généralement désigné simplement par la locution colonnes ballastées, est une technique de renforcement de sol consistant en l'inclusion dans un sol dont les capacités de portance sont insuffisantes de puits les «colonnes » remplis de matériau à la fois perméable à l'eau et de caractéristiques mécaniques élevées le « ballast. ». (figure 33) Cette méthode permet, à l'instar des autres méthodes de renforcement de sol, de réaliser des fondations superficielles sur un terrain en place dont les caractéristiques géotechniques d'origine ne le permettent pas. (**ROUHANI, 2019**).

Le matériau de la colonne ballastée est un matériau pulvérulent de forte portance, la colonne ballastée agit comme élément porteur, drain vertical et permet donc en

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

plus de l'augmentation de la capacité portante du sol existant d'augmenter la vitesse de consolidation du sol. (**MEKAOUSSI, 2013**)

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- ✓ Augmenter la capacité portante du sol ;
- ✓ Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- ✓ Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- ✓ Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des Séismes.

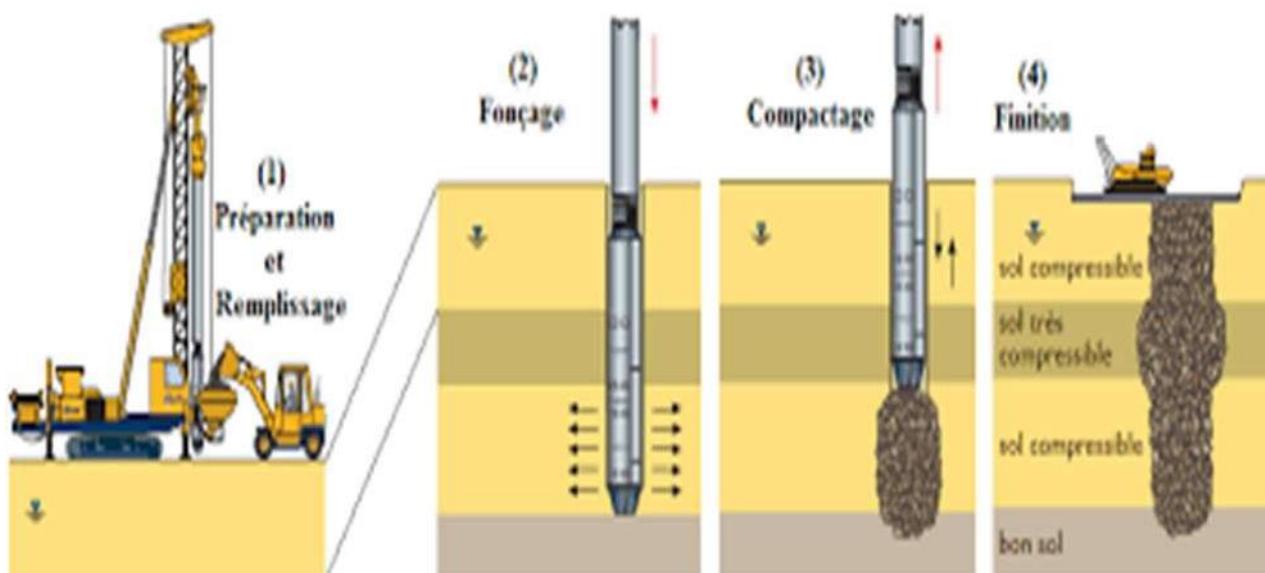


Figure 33 : Mise en œuvre des colonnes ballastées.

4.3 Renforcement des sols compressibles par drains verticaux :

La technique de drainage la plus fréquemment employée consiste à mettre en plan un maillage régulier (maille triangulaire ou carrée) de drains verticaux (figure 34). Jusqu'au début des années 1980, les drains verticaux étaient en général les drains de sable, réalisés par diverses techniques : battage, vibrofonçage ou lançage d'un tube fermé ou d'un tube ouvert, forage à la tarière pleine ou creuse.

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

Pour un diamètre nominal donné, Les drains réalisés par lancement ou par forage à la tarière creuse sont considérés comme les plus efficaces. A partir des années 1980, la part des drains préfabriqués en forme de bandes de 10cm de largeur et quelques millimètres d'épaisseur a augmenté de façon très rapide. Ces drains comportement, en général, une partie centrale (l'âme) assurant la circulation de l'eau le long du drain et une gaine filtrante en géotextile ou en papier.une structure unique peut aussi jouer à la fois le rôle de filtre et de canal. Les drains préfabriqués sont habituellement mis en place par fonçage à l'intérieur d'un mandrin tubulaire fixé à une flèche verticale rattachée à une rétro caveuse ou à une grue sur chenilles, de section toujours supérieure à celle du drain.une force statique est utilisée pour enfoncer le mandrin et ancrer le drain à la profondeur désirée.

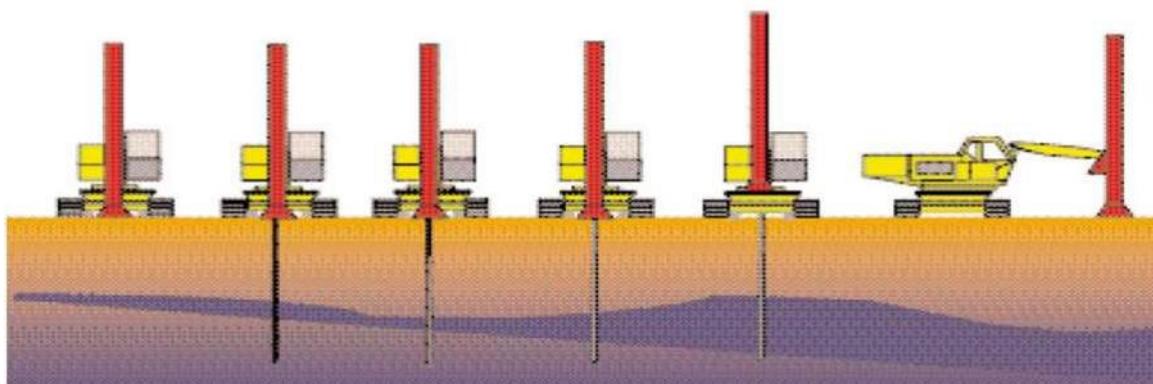


Figure34 : installation des drains verticaux.

4.4 Renforcement des sols Par Géosynthétiques :

L'une des techniques de construction des remblais sur sols compressibles consiste en une solution de renforcement par des nappes géosynthétiques placées à la base du remblai. Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante.

Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un géosynthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

conventionnelle et une construction alternative.

4.4.1 Définitions de géosynthétiques :

Le nom “géosynthétiques” désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol(figure35)Mis en application depuis une vingtaine d’années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu’ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d’utiliser des matériaux de qualité limitée, d’empêcher l’interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou. (**HOLTZ R, 2001**)

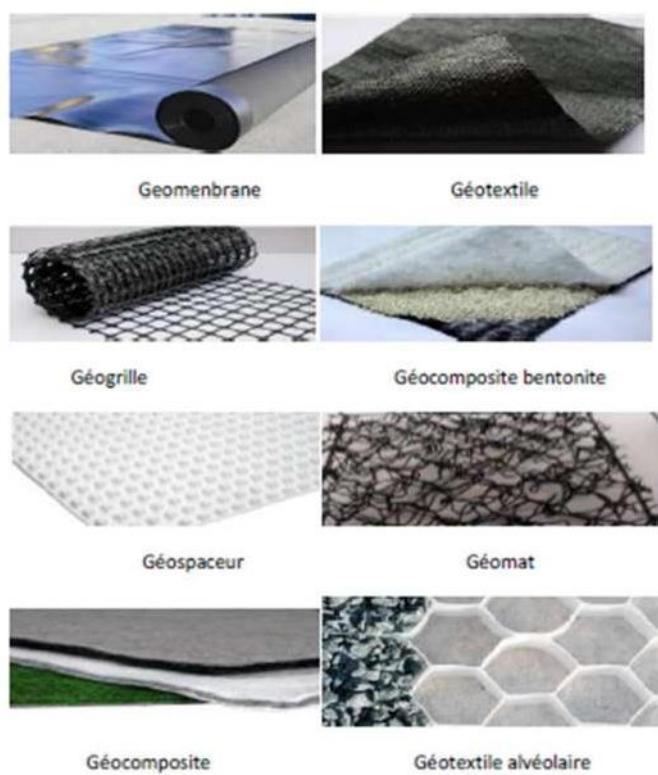


Figure 35 : Différents types de géosynthétiques.

4.4.2 Classification Des Géosynthétiques :

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes et de brèves descriptions des

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

géosynthétiques sont présentées ci-dessous.

a. Les géotextiles :

Les géotextiles appartiennent à la famille des géosynthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituant ses à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. (**KABOU et MERAD, 2013**)

Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion. Selon les éléments constituants, le procédé de fabrication et la structure, plusieurs types de géotextiles et produits apparentés sont obtenus.

- ✓ Non-tissés
- ✓ Tissés
- ✓ Tricotés

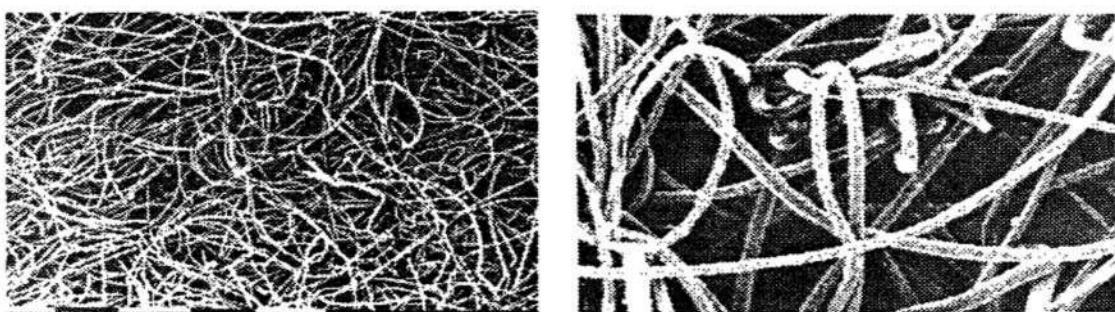


Figure 36 : Structure d'un non-tissé à liaison mécanique

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

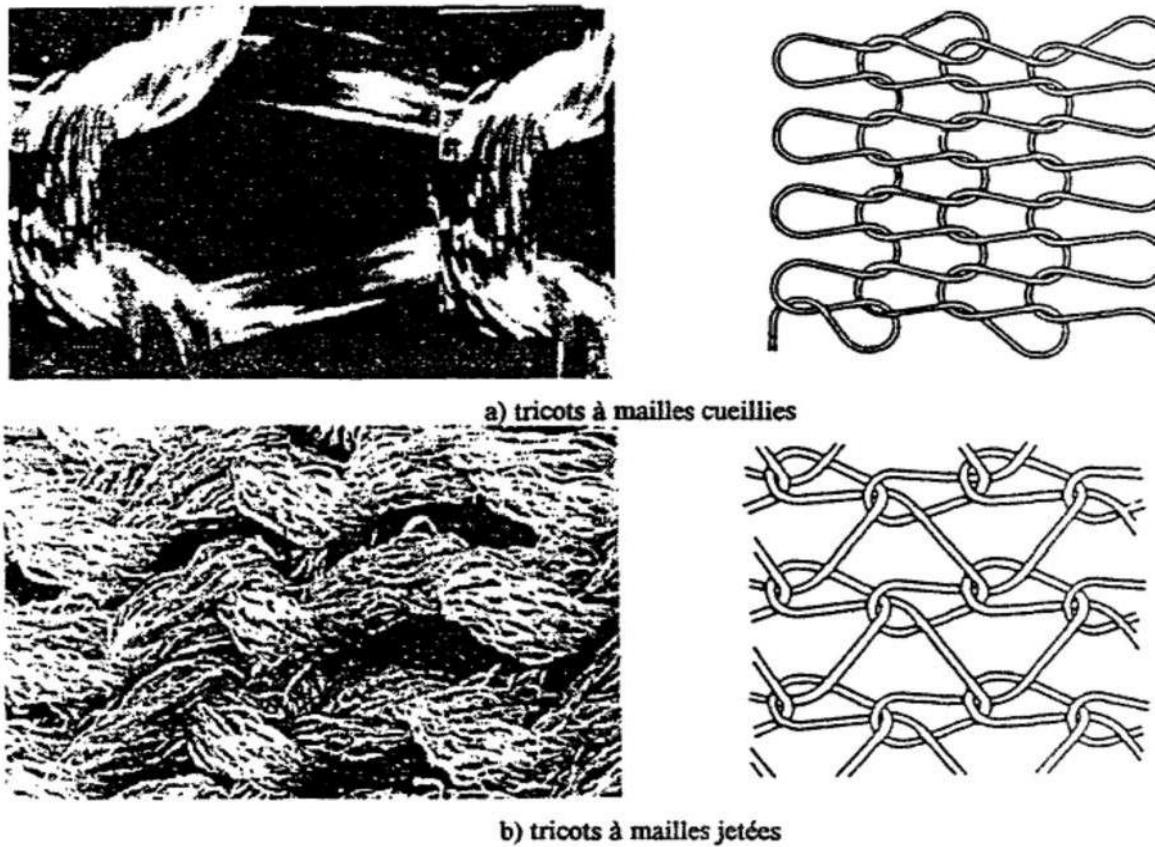


Figure 37 : Structure de différents tricotés.

a. Géo grille :

Une géo grille est une structure plane constituée par un réseau ouvert d'éléments résistant à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier. Elle est fabriquée à partir de bandes de polymères de haut module, la bande de polymère est généralement portée à haute température et ensuite étirée. L'étirage peut être réalisé dans une seule direction (géo grille uni axiale) ou dans deux directions (géo grille bi axiale).

Au cours de l'étirage, une orientation des macromolécules se produit, ce qui entraîne une grande résistance à la traction dans le sens de l'étirage. Les géo grilles sont aussi fabriquées par soudure de lanières de polymères ou par liaison thermique de fibres extradées. (SERE, 1995)

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

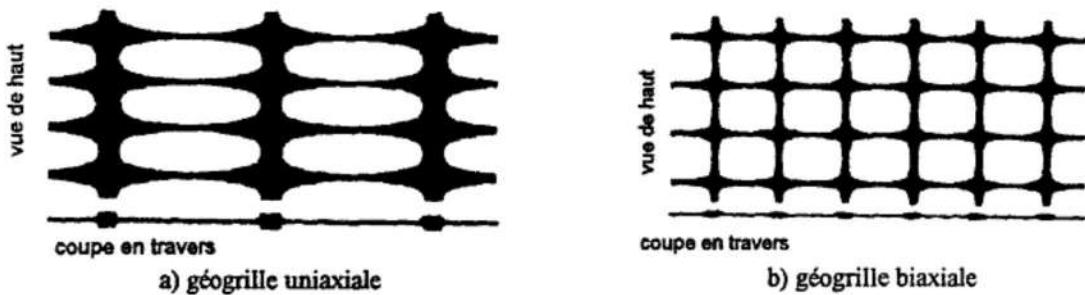


Figure 38 : structure de géo grille.

a. Géo filets

Un géo filet est une structure plane constituée par un réseau ouvert d'éléments reliés par des nœuds. Il est formé de deux séries de fils parallèles extradées se croisant avec des angles constants (généralement entre 60 et 90°). Les intersections des fils sont liées thermiquement. Certains géofilets sont légèrement étirés lors de la fabrication pour leur donner une haute résistance à la traction. Des épaisseurs de fils entre 1 et 5 mm sont utilisées pour fabriquer des géofilets avec des ouvertures entre 10 et 75 mm.



Figure 39 : Structure d'un géo filet

b. Géo membranes :

Les Géo membranes constituent, après les géotextiles, le second groupe par ordre d'importance parmi les géosynthétiques. Ce sont des feuilles étanches, souples, minces et continues fabriquées à partir de produits synthétiques comme le polyéthylène de haute densité, le polyéthylène de basse densité et le Polyvinyle chloride ou de produits comme le copolymère bitumineux. Il existe plusieurs types

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

de géomembranes, qui se différencient selon les produits chimiques de base, les processus de fabrication et les structures macroscopiques. Les Géo membranes sont principalement utilisées comme barrières contre les gaz et les liquides dans les déchetteries et les décharges de produits toxiques.



Figure 40 : Géo membranes. (SERE, 1995)

4.4.3 Les Fonctions des géosynthétiques :

1) **La séparation** : Le géo synthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous- jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes. (**BERRABAH, 2010**)



Figure 41: Pose des géogrilles de séparation.

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

2) La filtration :

Le géosynthétiques agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système



Figure 42 : Utilisation pour filtration.

3) Le drainage :

Le géosynthétiques agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géo composites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement



Figure 43 : Utilisation des géotextiles pour le drainage.

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

4) La protection :

Protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant. Confinement des (barrières aux) fluides/gaz (figure 44) :

Géosynthétiques se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géo membranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz.

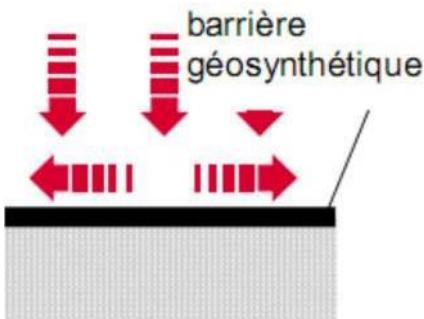


Figure 44 : Utilisation des géosynthétiques comme confinement des (barrières aux)fluides/gaz.

5) Le renforcement :

6) élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou sub-verticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets



Figure 45 : L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus. (BERRABAH, 2010)

4.5 Fonctionnement des géosynthétiques pour le renforcement :

La fonction principale des géosynthétiques de renforcement est de reprendre des efforts par mise en traction, généralement pour limiter les déformations d'extension du sol. Les géosynthétiques doivent donc présenter les propriétés suivantes (d'après Attache,) :

- ✓ Une résistance à la traction assez élevée pour ne pas se rompre sous les efforts imposés. Le comportement en traction du géosynthétiques est une caractéristique essentielle, systématiquement utilisée dans les ouvrages renforcés..
- ✓ Un frottement d'interface avec le sol important pour permettre la transmission des efforts aux géosynthétiques. L'angle de frottement à l'interface entre le sol et le géosynthétiques peut être déterminé en laboratoire à partir d'un essai de cisaillement direct ou d'un essai d'extraction,
- ✓ Un fluage relativement faible sous les charges imposées, de manière à obtenir une stabilisation qui induit une perte de résistance et de rigidité au cours du temps. Ces propriétés ont conduit à l'utilisation de géogrilles en matière plastique ou de géotextiles tissés, souvent à maille ouverte de manière à obtenir la meilleure imbrication possible entre les grains de sol et la texture des

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

matériaux de renforcement.(ATTACHE,2018)

4.5.1 Avantage de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement :

- ✓ amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- ✓ réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- ✓ réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- ✓ modification des structures routières et ferroviaires pour augmenter les capacités;
- ✓ diminution des emprises; création de merlons antibruit d'aspect naturel;
- ✓ réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- ✓ augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais
- ✓ préservation de l'aspect naturel du paysage;
- ✓ optimisation des coûts de construction. (HAOUAM, 2010)

CHAPITRE IV: Techniques de renforcement des sols

4.6 Conclusion :

Dans ce chapitre Nous avons exposé les techniques les plus utilisés en pratique pour l'amélioration des sols. Nous avons choisir la meilleure technique selon les point suivants :

- ✓ La nécessité de modifier à court ou long terme les caractéristiques du sol ;
- ✓ L'accessibilité du site ;
- ✓ La période de l'exécution des travaux ;
- ✓ L'analyse des paramètres technique du site ;
- ✓ La connaissance des techniques de stabilisation.

Après cette étude le renforcement par gèosynthétiques et la meilleure solution.

Le renforcement par des nappes géosynthétiques représente une alternative économiquement ettechniquement intéressant.



CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil
numérique utilisé dans l'étude avec
l'étude d'un cas pratique

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

5.1. Introduction :

PLAXIS V8 est un progiciel d'éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches non linéaire, dépendant du temps et anisotrope.

Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres) avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision(triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défauts (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats ; des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné de 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.

5.2 Logiciel PLAXIS

5.2.1 Présentation de PLAXIS

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

5.2.2 Fonctionnement du Logiciel

Définition des données (Input) : Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec Plaxis, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide de programme d'entrée des données (Input) : Hypothèses et géométrie En pratique, pour des remblais qui sont relativement longs, une analyse en déformation plane d'une section transversale courante de l'ouvrage est appropriée. Donc le remblai sera analysé en déformations planes. Caractéristiques des matériaux Le sol de fondation compressible et le remblai sont supposés avoir un comportement décrit

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

par le modèle de Mohr-Coulomb. On a deux différents types de comportement de sol :

- ✓ Comportement drainé Aucune surpression interstitielle n'est générée.
- ✓ Comportement non drainé Permettre la génération complète des surpressions interstitielles 3.3 Etude d'un cas théorique

5.3 Cas théorique et pratique

5.3.1 Introduction

On s'intéresse ici au tassement d'un remblai sur une couche d'argile molle. Ce remblai est construit en deux étapes de construction : la première étape correspond à un chargement équivalent de 15 kPa et la seconde à un nouveau chargement de 20 kPa : ceci correspond donc à environ un remblai de deux mètres de hauteur. Dans un but de simplification, on a choisi de remplacer ici le remblai (et les caractéristiques mécaniques du remblai) uniquement par une contrainte verticale équivalente à son poids propre.

Dans la première phase de construction, rapide, le sol sera supposé non drainé. Les surpressions interstitielles pourront ensuite se dissiper jusqu'à ce que la valeur de la surpression interstitielle soit inférieure à 1 kPa. C'est alors que l'on appliquera la seconde étape de chargement suivie de sa consolidation. Ce processus de chargement est couramment utilisé dans la construction de remblai sur sols mous.

5.3.2. Saisie des données.

On choisit un nom "cas4", en déformation plane avec des triangles à 6 nœuds.

On suppose une couche de sol de 10 m. d'épaisseur et de 50 m. de large. On obtient donc un rectangle de 10×50 m.

Les conditions aux limites sont prises par défaut.

On introduit la géométrie du remblai et ces caractéristiques sont :

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

Paramètre	Valeur
Le poids volumique	$\gamma = 17.5 \text{ kn/m}^3$
Module d'élasticité	$E=6.6 \times 10^{+4} \text{ kn/m}^2$
Le coefficient de poisson	$\nu=0.33$
Le module de Cisaillement	$G=2.481 \times 10^{+4} \text{ kn/m}^2$
l'angle de frottement	$\phi=35^\circ$
La cohésion	$c= 10 \text{ Kpa}$
l'angle de dilatation	$\psi=0$
Le module d'élasticité cédométrique	$E_{oed}=6.6 \times 10^{+4} \text{ kn/m}^2$
Le coefficient de perméabilité	$K_x=K_y = 8,60 \times 10^{-3} \text{ m/jour}$
Modèle de comportement	Mohr-Coulomb

5.3.3 Paramètres de sol de fondation.

On définit un nouveau type de sol en choisissant "New" dans la base de données des matériaux.

On utilisera un modèle de Mohr-Coulomb et on précisera que le sol est non-drainé(*Undrained*). Les paramètres du sol sont donnés dans le tableau 1.

Paramètre	Valeur
$\gamma=\gamma_{unsat} = \gamma_{sat}$	18 kN/m ³
$K_x = K_v$	0,0086 m/jour
E'	3000 kPa
ν	0.25
C'	1 kPa
Ψ	0°
ϕ	29°

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

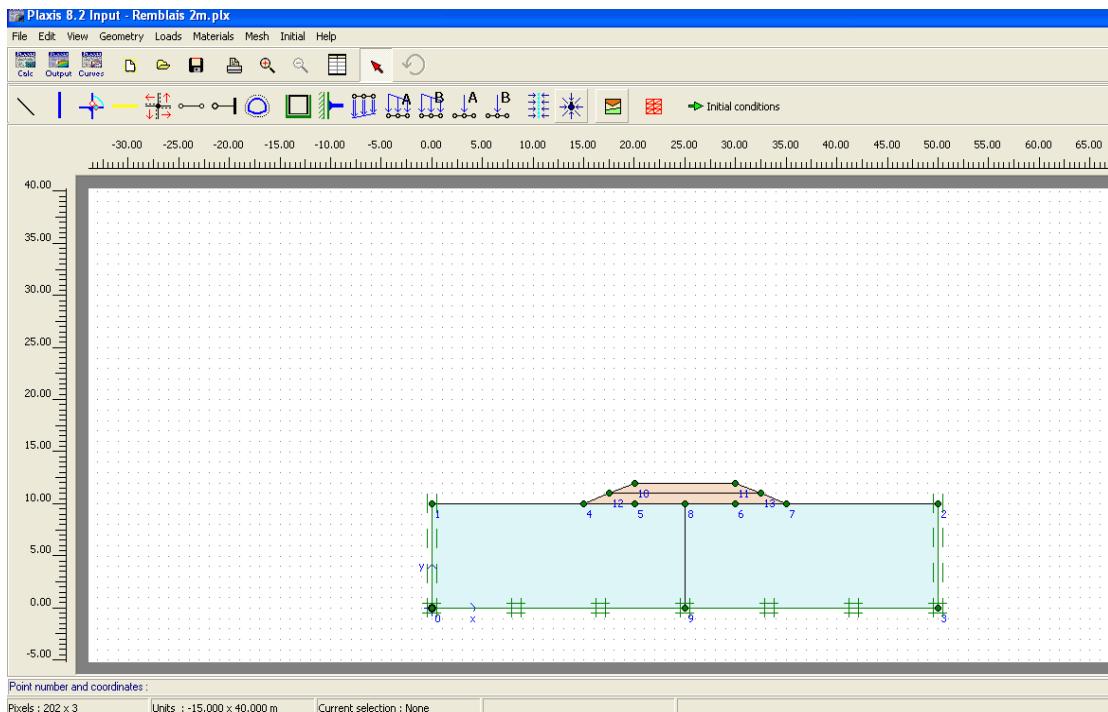


Figure 46 : Géométrie du problème.

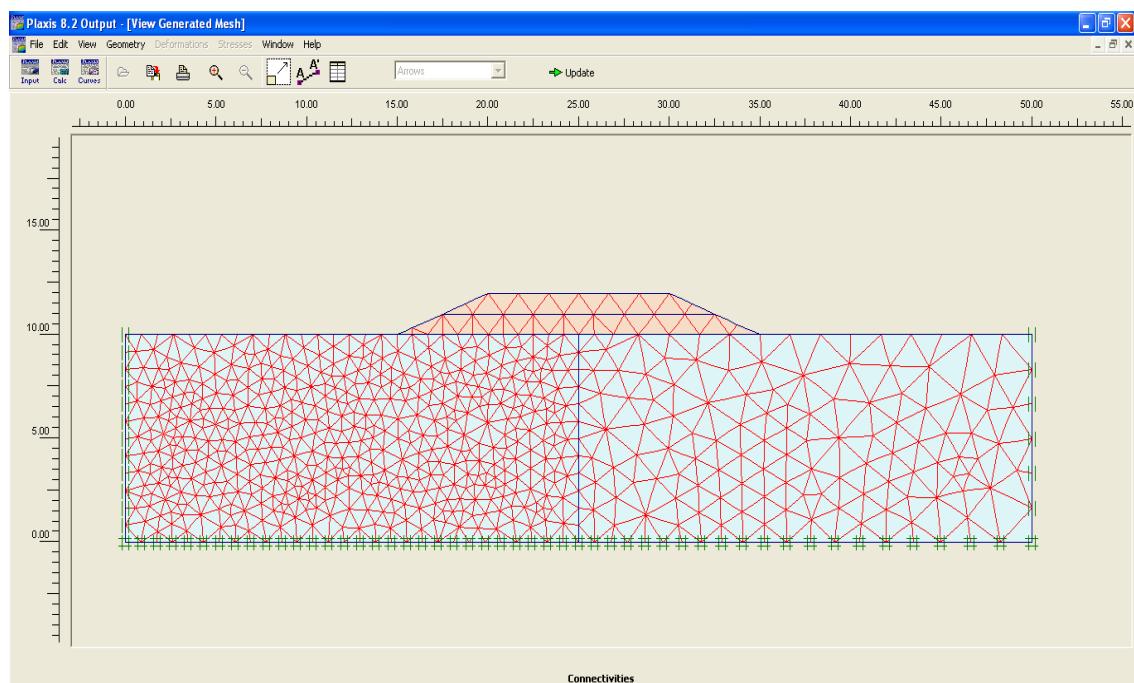


Figure 47 : Maillage de la géométrie avec la partie gauche raffiné.

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

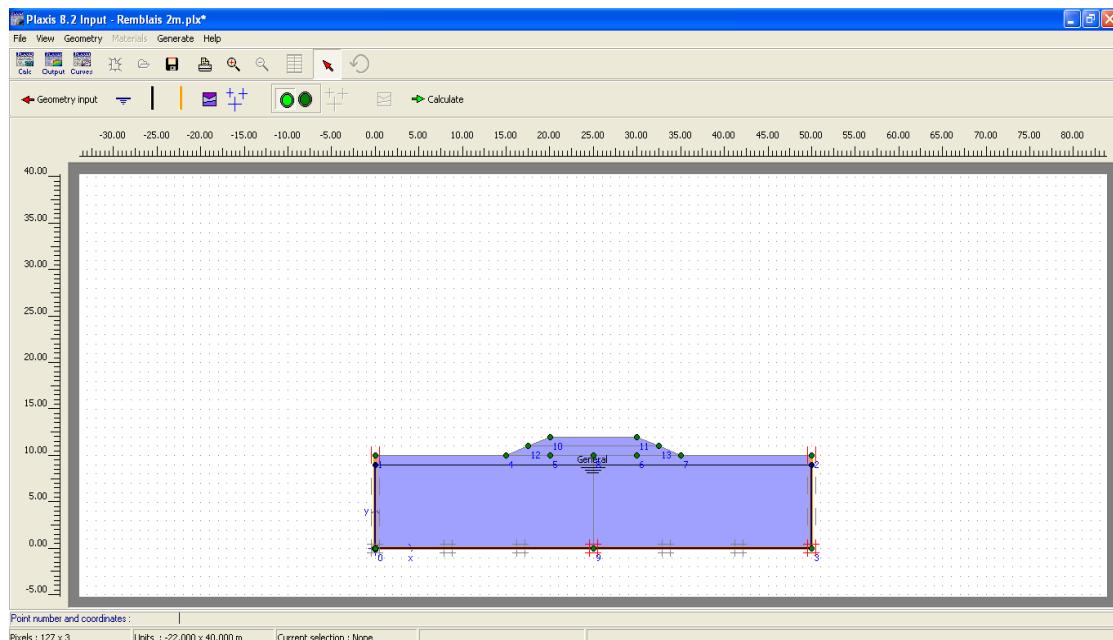


Figure 48 : Application des conditions initiales

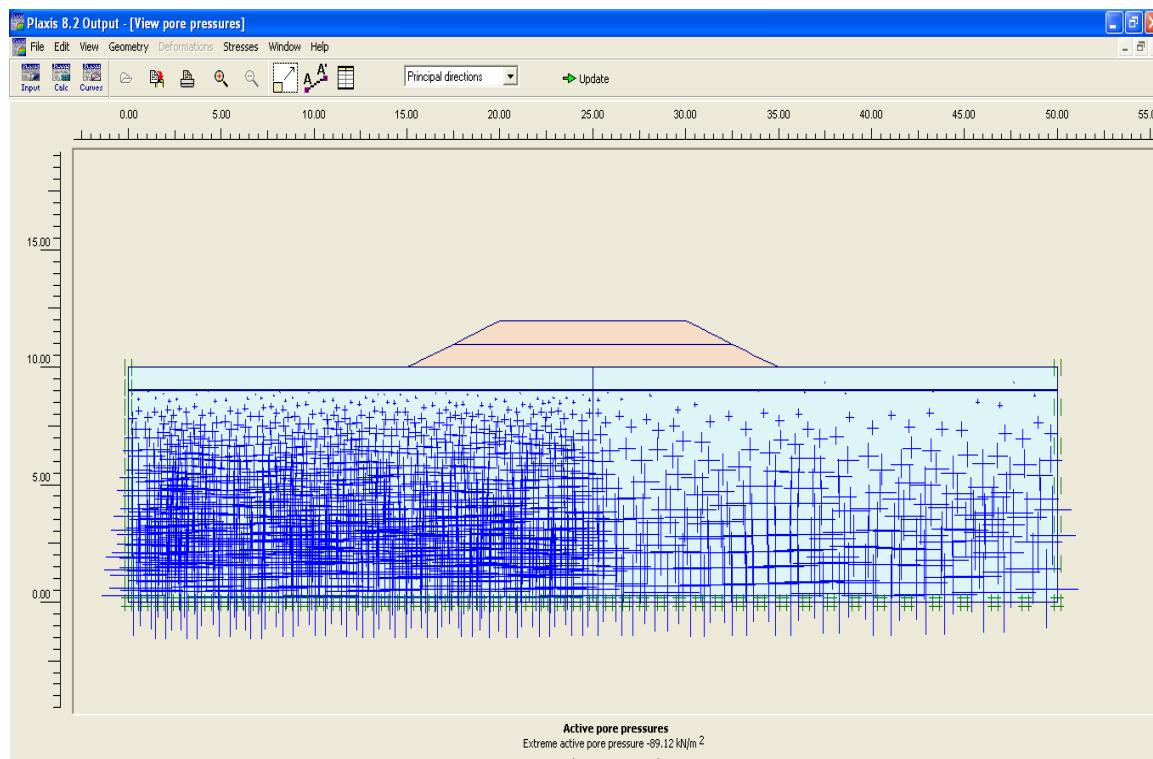


Figure 49 : génération des pressions interstitielles $u=89.12 \text{ kn/m}^2$

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

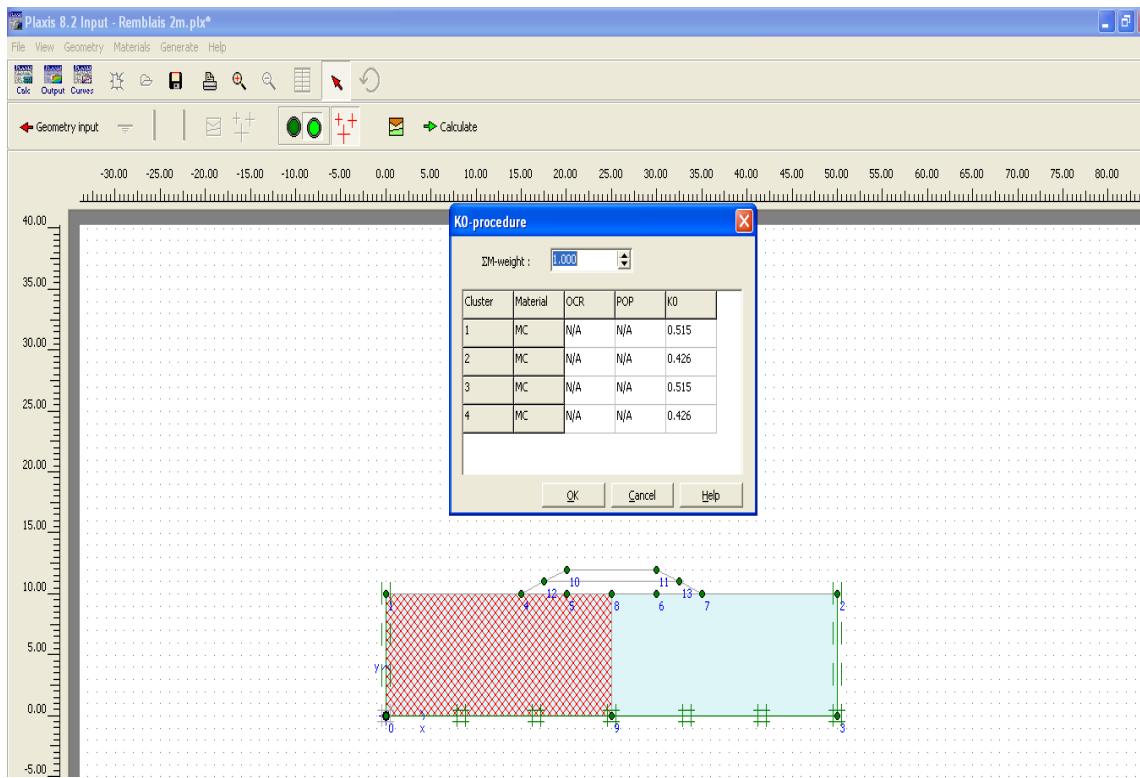


Figure 50 : K₀ procédure pour les contraintes initiales

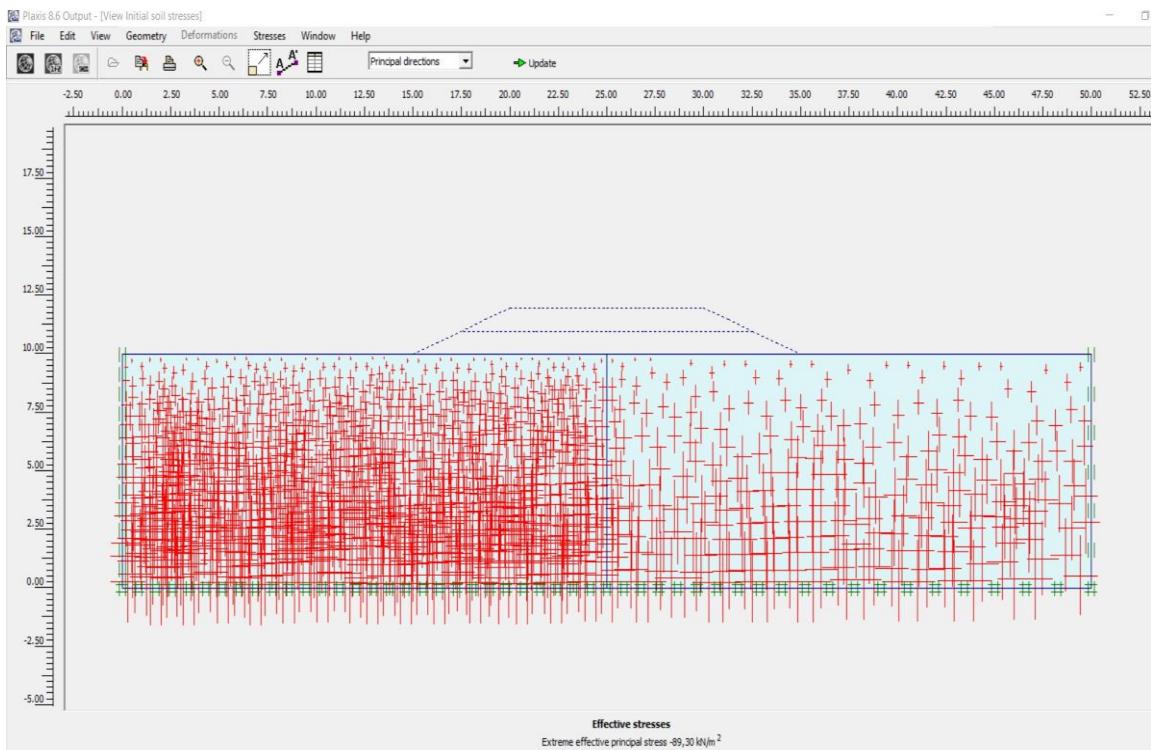


Figure 51 : contrainte effective $\sigma'=89.30\text{kn/m}^2$

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

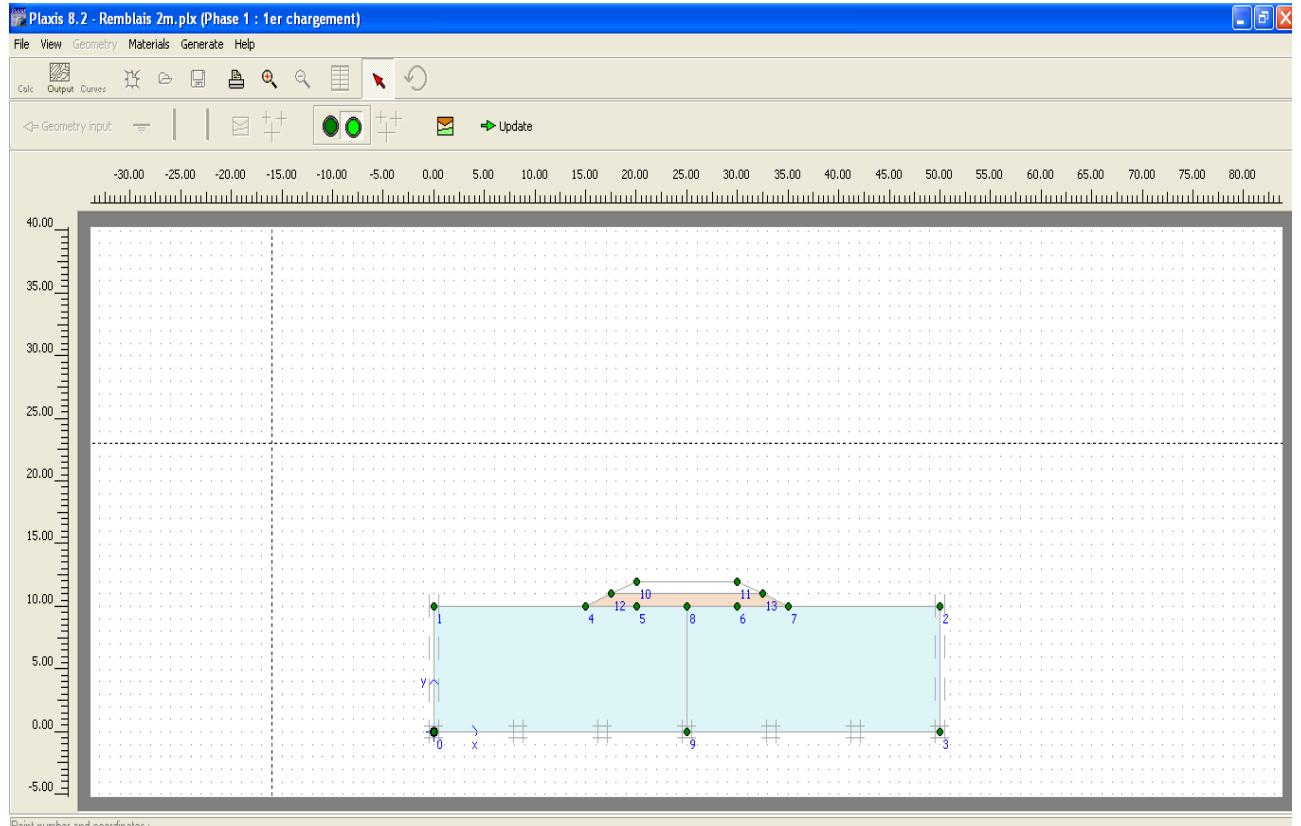


Figure 52 Activation de 1ere couche du remblai (Plastique)

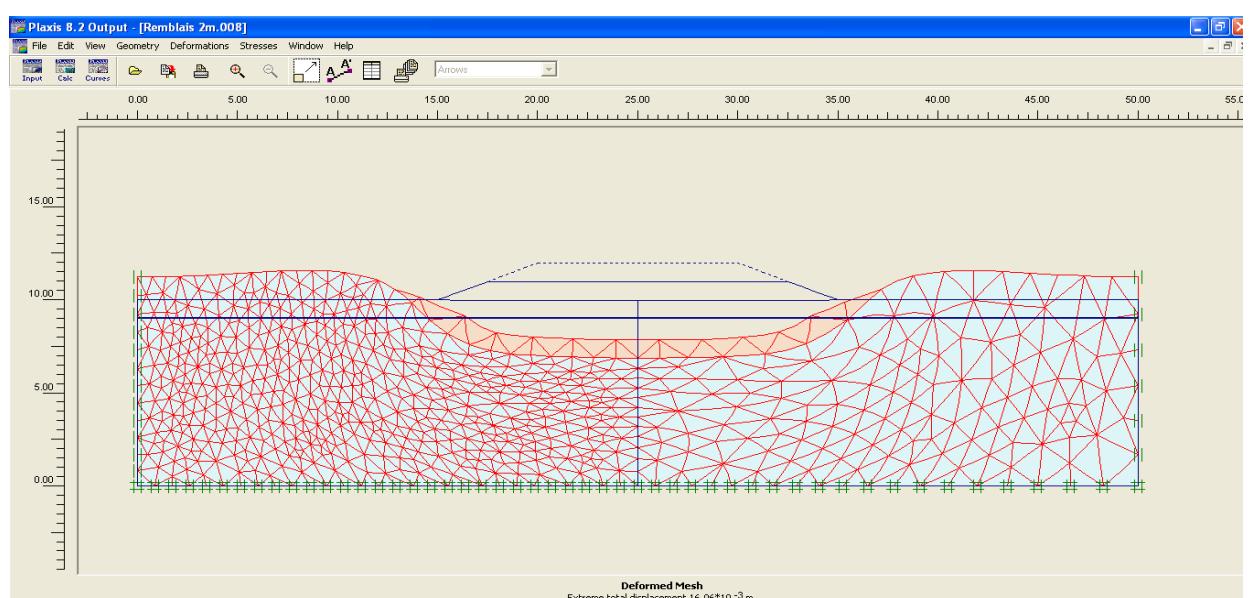


Figure 53 Tassement immédiat $Si = 16\text{mm}$

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

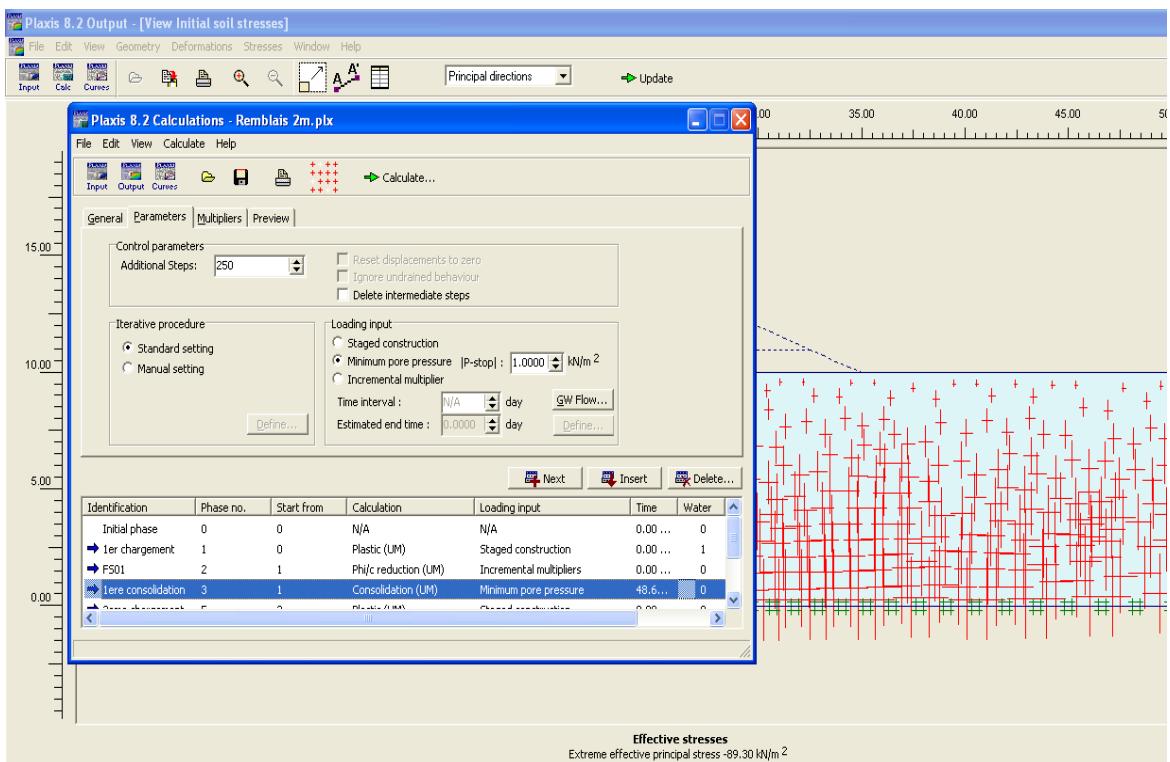


Figure 54 1ere consolidation

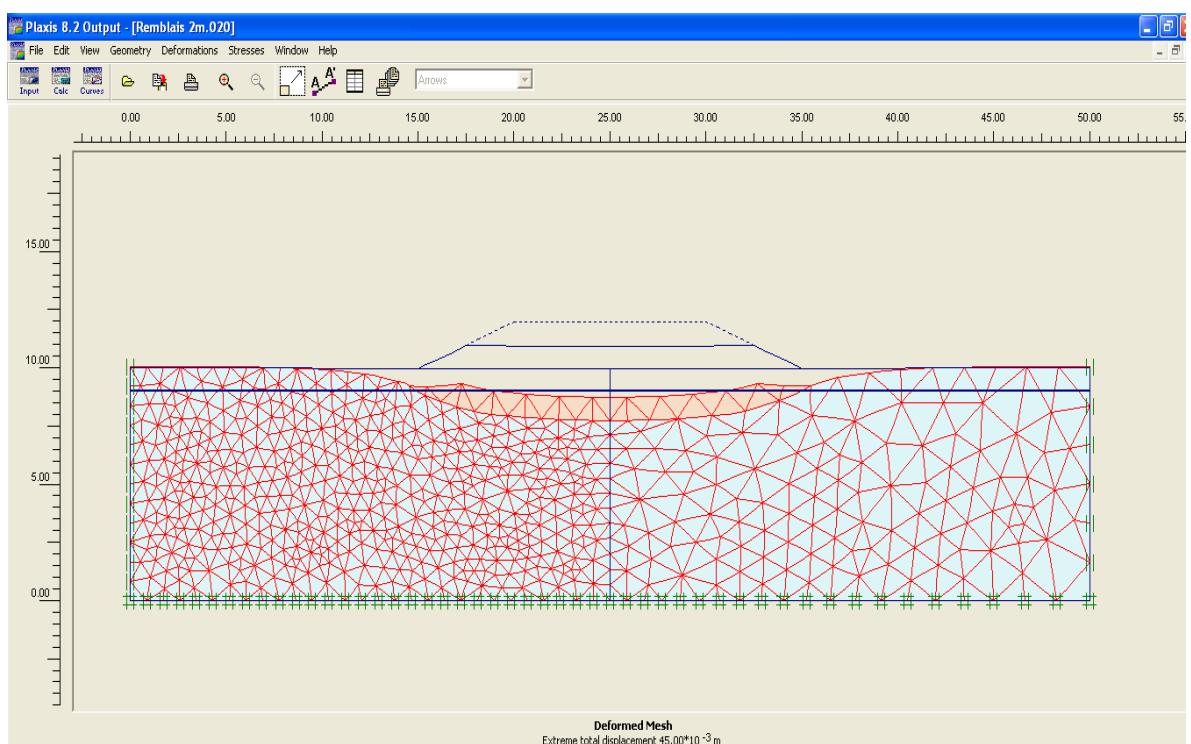


Figure 55 Tassement total pour 1m du remblai Sc=45mm

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

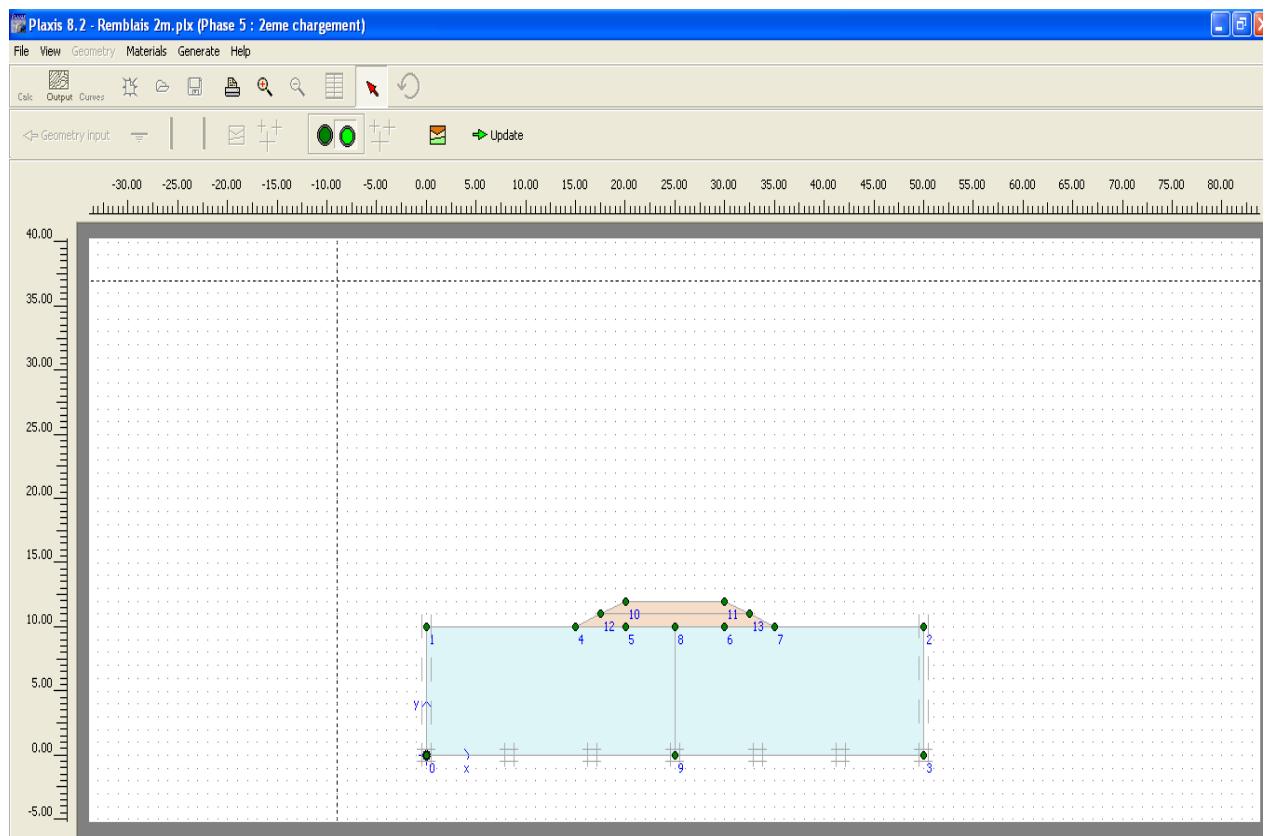


Figure 56 Mis en place de la 2eme couche du remblai

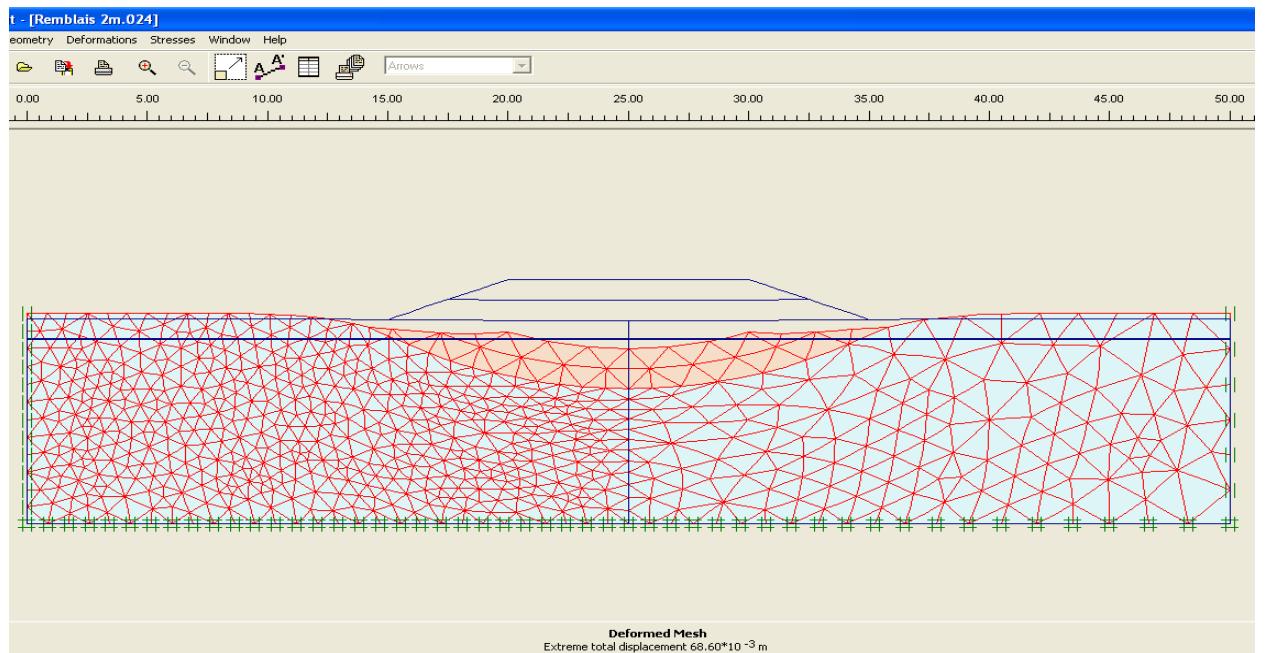


Figure 57 Tassement après la mise en place de la 2eme couches S=68mm

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

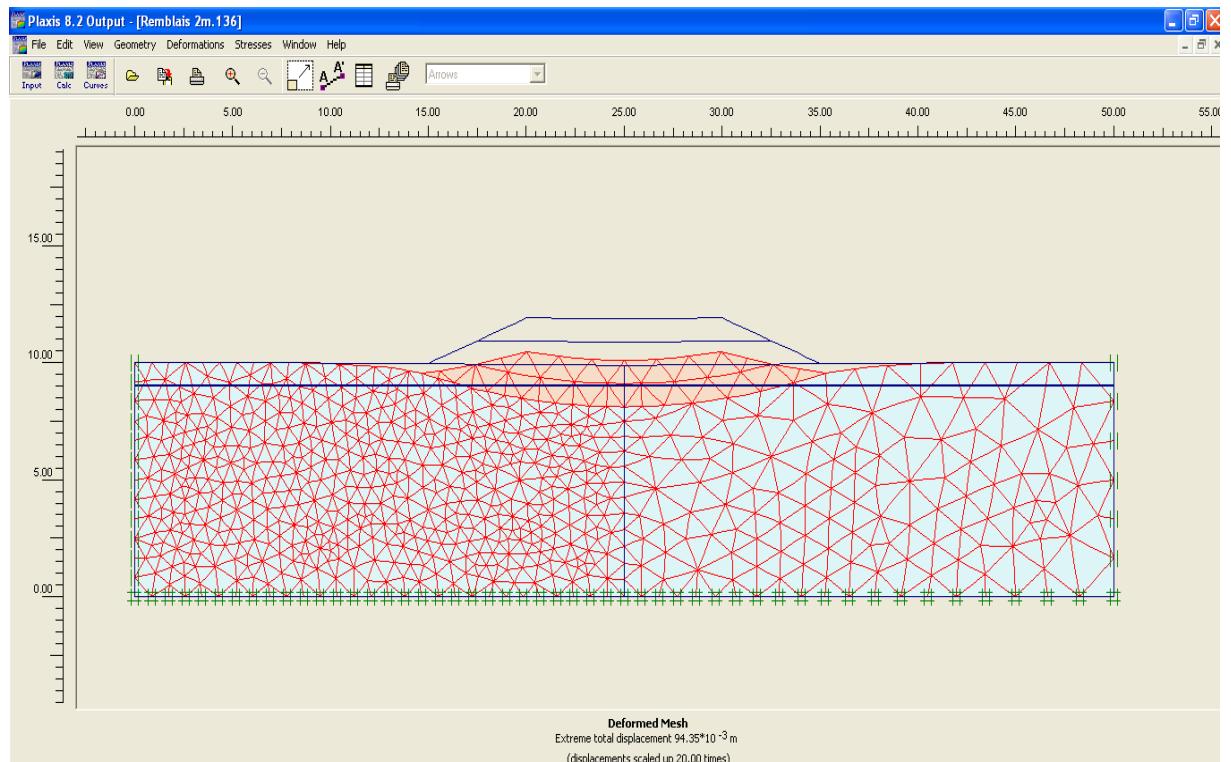


Figure 58 Tassement Total après la 2eme consolidation $S_c=95\text{mm}$

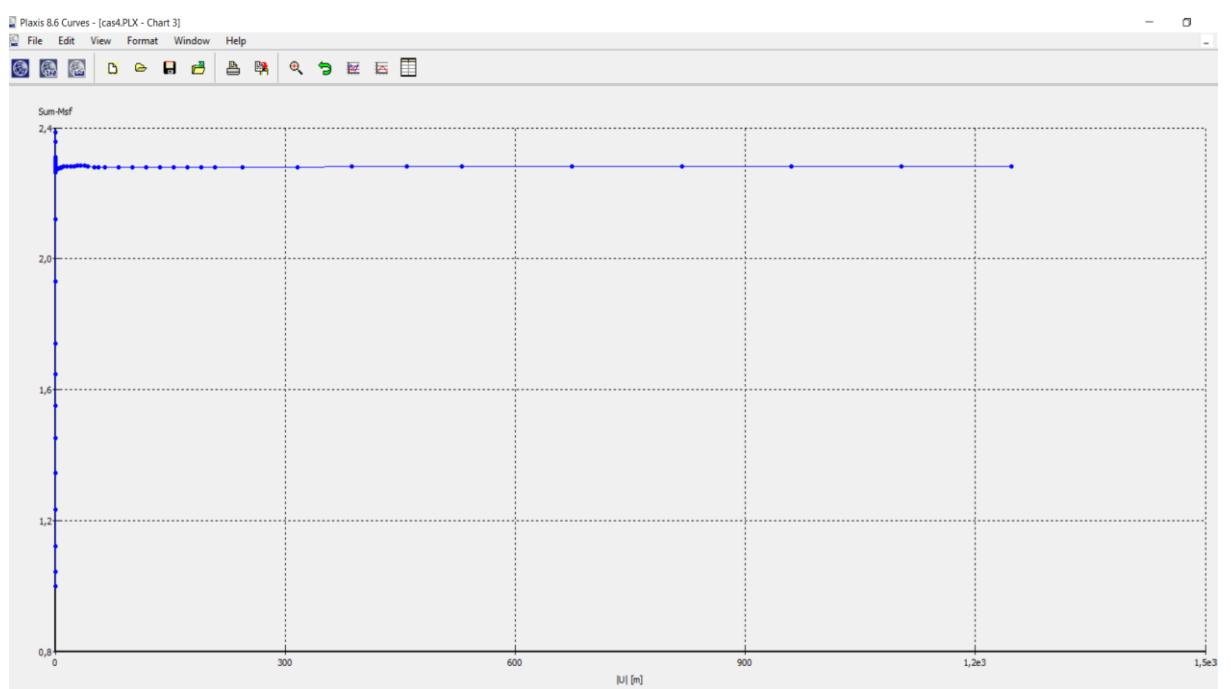


Figure 59 Valeur du facteur de sécurité du remblai $F_s=2.35$

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

5.3.4. Remplacement du remblai avec une charge trapézoïdale.

Pour simplifier le calcul et éviter une mauvaise mise en place du remblai (procédure de compactage et perméabilité) nous avons remplacé le remblai avec une charge équivalente à 35 kn/m^2 c'est-à-dire $17.5\text{kn/m}^3 \times 2\text{m}$ de hauteur

On choisit un nom "cas3", en déformation plane avec des triangles à 6 nœuds.

On suppose une couche de sol de 10 m. d'épaisseur et de 50 m. de large. On obtient donc un rectangle de 10×50 m.

Les conditions aux limites sont prises par défaut. On choisit le chargement A (*load system A*) et on l'applique de $x = 15\text{m}$ à $x = 35\text{m}$ en définissant des points pour $x = 20\text{ m.}$ et $x = 30\text{m}$ tel que dessiné ce chargement est uniforme entre les points 4 à 7. Pour tenir compte de la pente du remblai, cliquez 2 fois entre les points 4 et 5 : une fenêtre de dialogue apparaît; celle-ci permet d'appliquer une charge nulle au point 4 en choisissant de modifier le chargement (*load*). En répétant l'opération pour le point 7, on annule le chargement au point 7.

On obtient alors la figure 1.

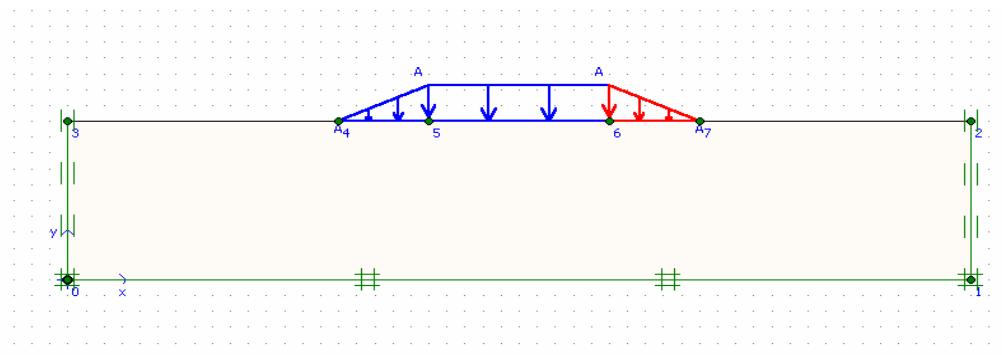


Figure 60 : Géométrie du problème.

5.3.5. Paramètres de sol.

On définit un nouveau type de sol en choisissant "New" dans la base de données des matériaux.

On utilisera un modèle de Mohr-Coulomb et on précisera que le sol est non-drainé(*Undrained*). Les paramètres du sol sont donnés dans le tableau 1.

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

Paramètre	Valeur
$\gamma_{unsat} = \gamma_{sat}$	18 kN/m ³
$K_x = K_v$	0,0086 m/jour
E'	3000 kPa
v	0.25
C'	1 kPa
ϕ	29°
E''	0°

Tableau 1 : Valeurs des différents paramètres de l'argile.

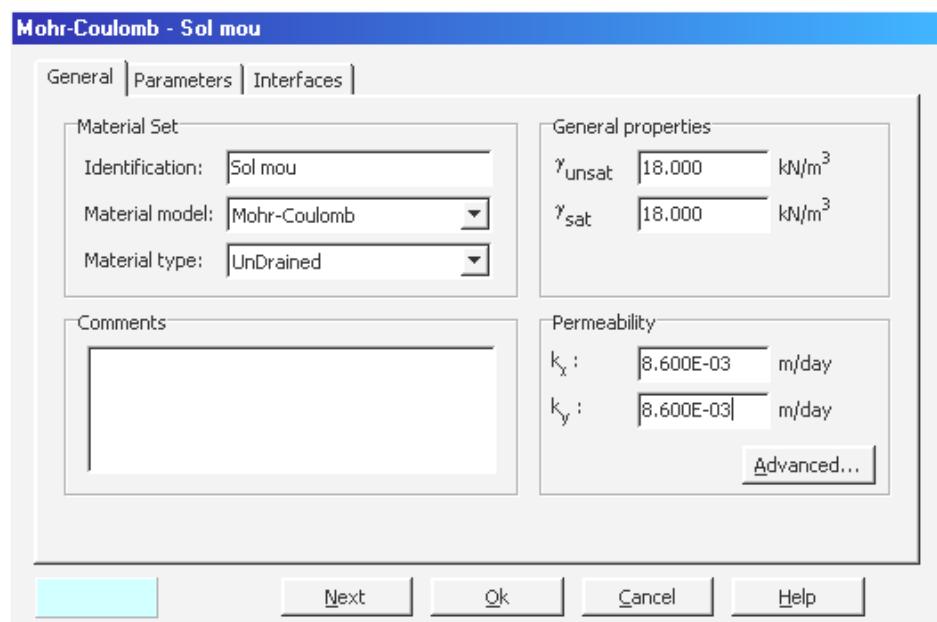


Figure 61: Fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche d'argile.

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

5.3.6. Le maillage.

On peut alors lancer la génération automatique du maillage (figure 52).

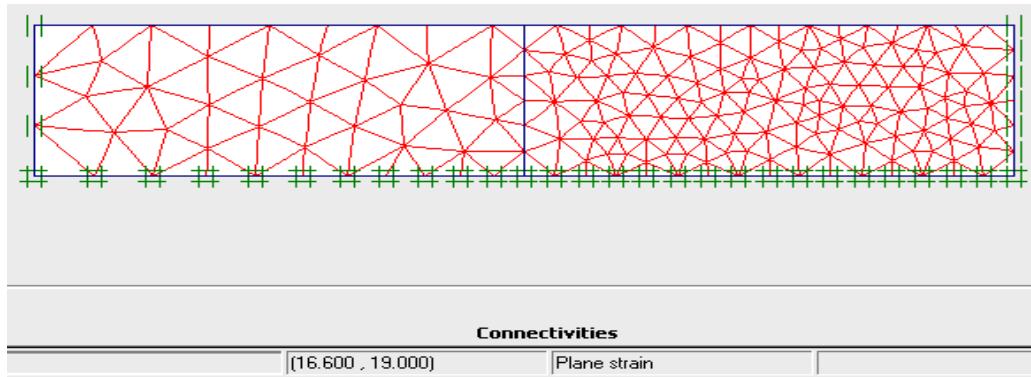


Figure 62 : Maillage du problème.

Nota : dans ce problème symétrique, on a ici généré volontairement un maillage non symétrique avec des tailles d'éléments différents : les résultats ne seront pas parfaitement identiques... (on a conservé le maillage par défaut à gauche, et on a choisi le menu Mesh puis l'option "Refine cluster" après avoir sélectionné le cluster de droite).

5.3.7. Conditions initiales.

Validez le poids volumique de l'eau et ensuite placer une nappe à 1m de profondeur : elle est définie par deux points sur les cotés du massif.

On doit maintenant définir les conditions aux limites pour la consolidation : seule la face supérieure sera supposée drainante : utiliser pour cela les limites de consolidation fermées (*Closed consolidation boundary*) sur les 3 autres frontières du modèle (traits oranges).

On peut ensuite calculer les pressions interstitielles initiales (croix bleues, option "phreatic level") : il n'y a pas d'écoulement. La valeur maximale obtenue est de - 88.5 kPa ; en effet, les pressions sont négatives (convention de la

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

Mécanique des Milieux continus) et

88.5 est la valeur calculée au point de Gauss et non au fond de la "boîte" (elle vaudrait 90 kPa, résultat que donne une coupe verticale.).

L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions K_0 . PLAXIS propose par défaut un K_0 selon la formule de Jaky que l'opérateur peut modifier. La valeur maximale est -88.8 kPa .

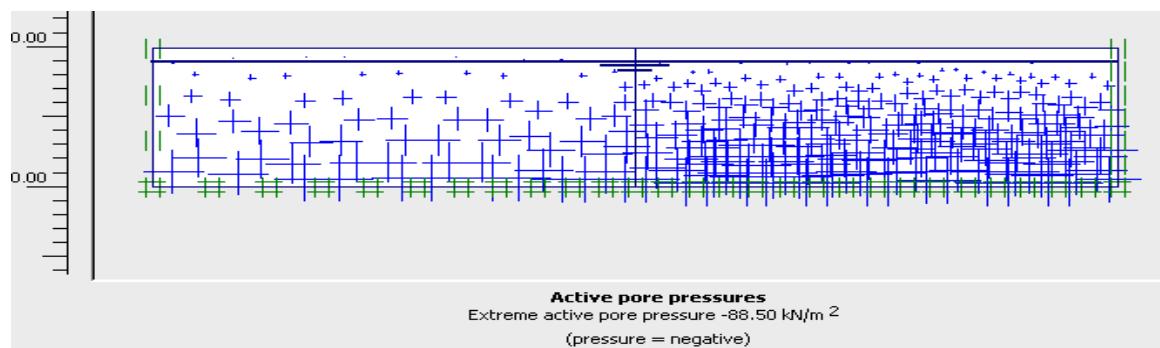


Figure 63 : Répartition des pressions interstitielles

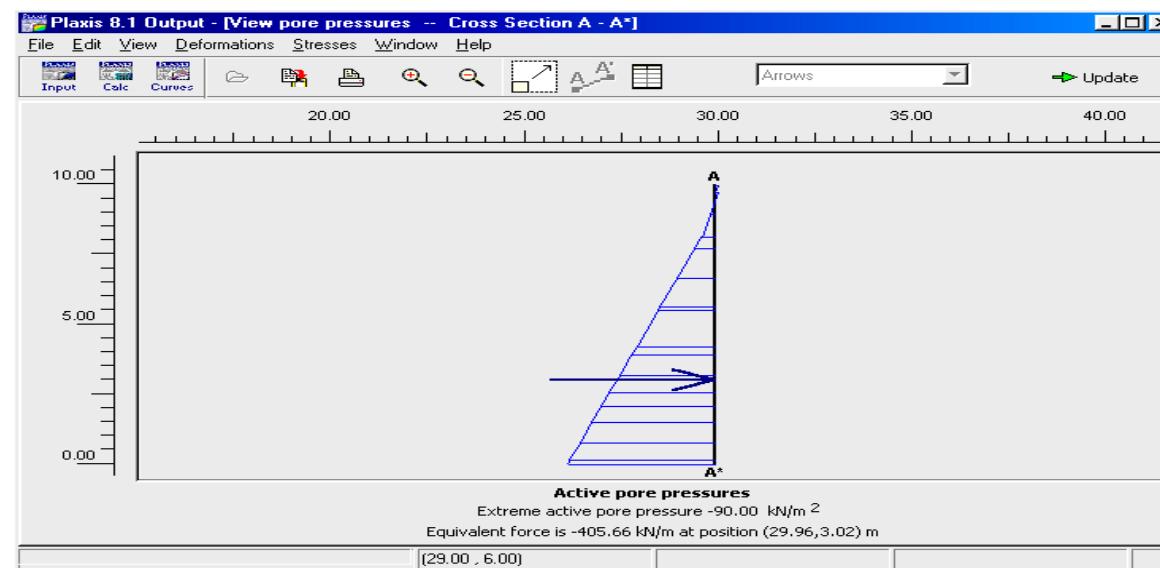


Figure 64 : Coupe verticale des pressions interstitielles

Avant de passer aux calculs, on sauve les données tel que proposé.

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

5.3.8. Première phase de chargement.

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet *Paramètres*, on prend l'option "construction par étapes" puis on clique sur le bouton "Define".

On obtient alors une vue du massif avec en grisé les charges que l'on va activer en cliquant dessus et régler les valeurs de la charge aux différents points à 15 kPa (figure 55)

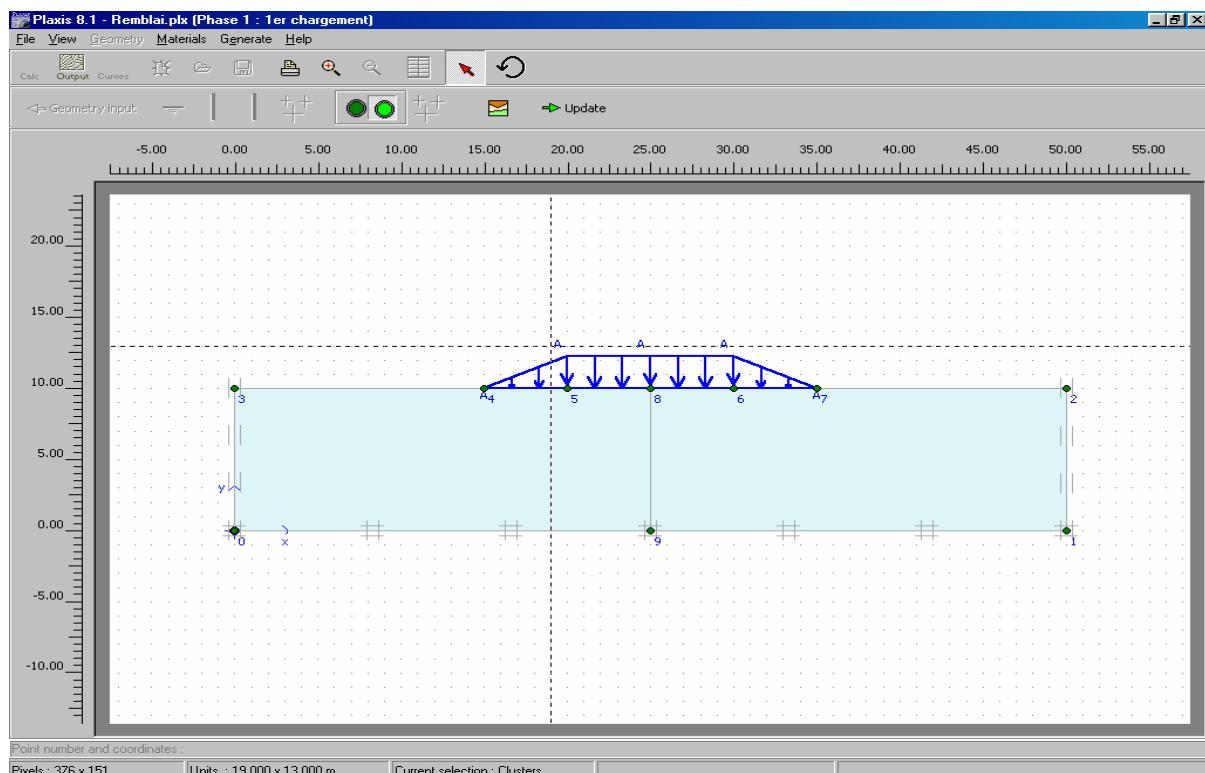


Figure 65 : Définition des charges

Il est nécessaire de choisir les points où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des nœuds) qu'en contraintes (des points de Gauss). On propose un point au centre du remblai et un sur le bord. Pour les contraintes, on suppose que l'on a placé une cellule de pression à la cote - 8m pour suivre la consolidation. On peut alors lancer le calcul...

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

Le résultat obtenu donne un tassement de 15 mm au centre et une remontée du sol sur les cotés : le sol est effectivement non drainé et le volume reste constant. Les incrément de déformations donnent bien l'allure des ruptures observées en remblais sur sol mous (voir figure (56 et 57)).

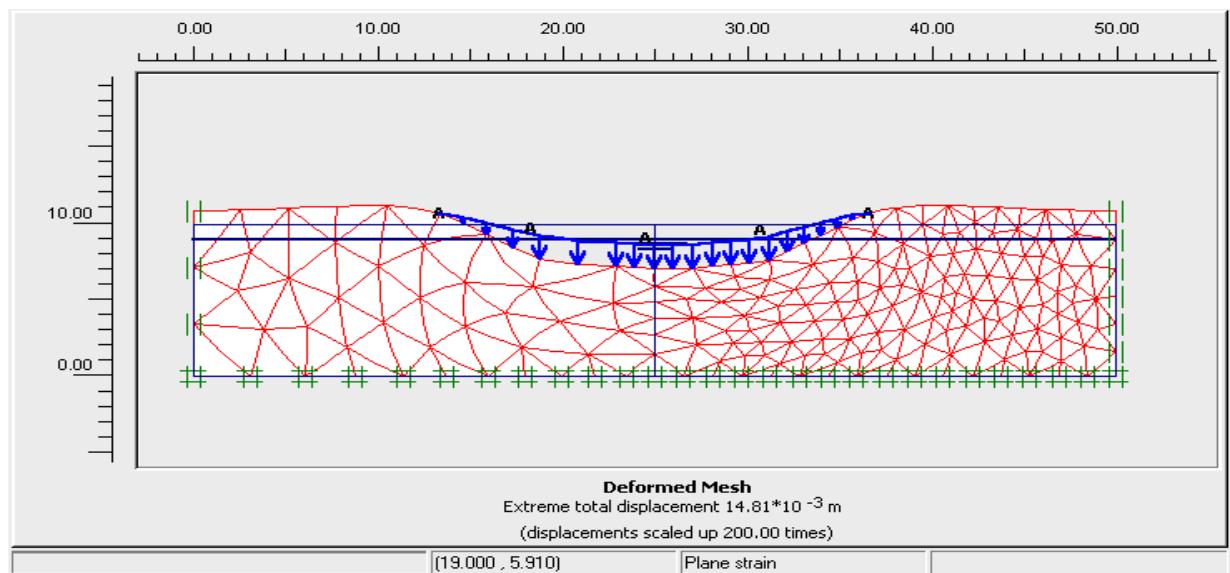


Figure 66 : Représentation du maillage déformé

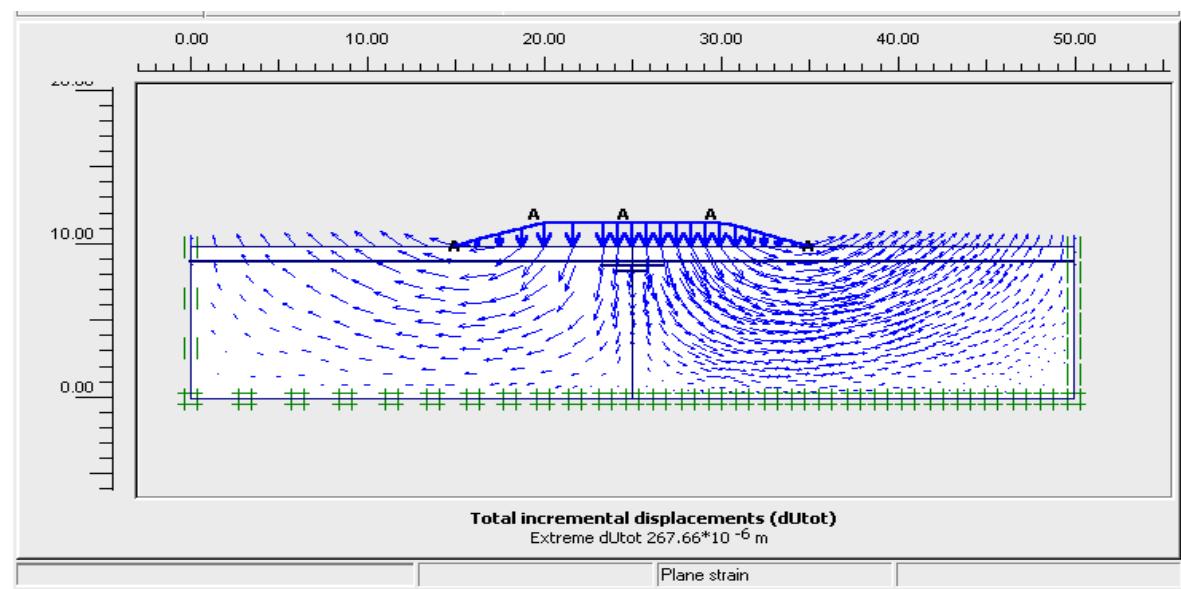


Figure 67 : Représentation des incrément de déplacement totaux.

En choisissant *Excess Pore Pressure* dans le menu *Stress*, on obtient une surpression maximale de - 13 kPa correspondant au chargement (figure 58).

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

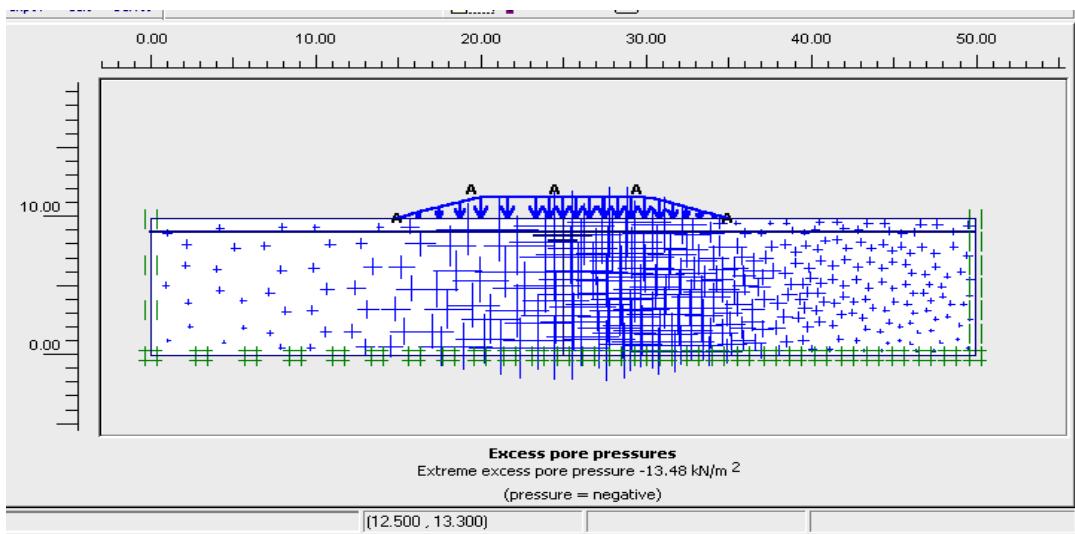


Figure 68 : Représentation des surpressions interstitielles.

5.3.9. Phase de consolidation.

On revient dans le menu de calcul, et on clique sur "Next" pour créer la phase suivante. On choisit cette fois l'option *consolidation* dans l'onglet *General*. On accepte les valeurs par défaut et l'on souhaite arrêter le calcul lorsque la surpression interstitielle sera inférieure à 1 kPa (option "Minimum pore pressure" dans l'onglet "Parameters").

On lance le calcul. L'observation du maillage déformé permet de voir que le tassement est passé de 15 mm à 41 mm. Il n'y a plus de remontée latérale du sol (voir figure 59).

On constate également sur la(figure 60) que les surpressions interstitielles ont bien été toutes dissipées (valeur maxi inférieure à 1 kPa, attention à l'échelle trompeuse de représentation).

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

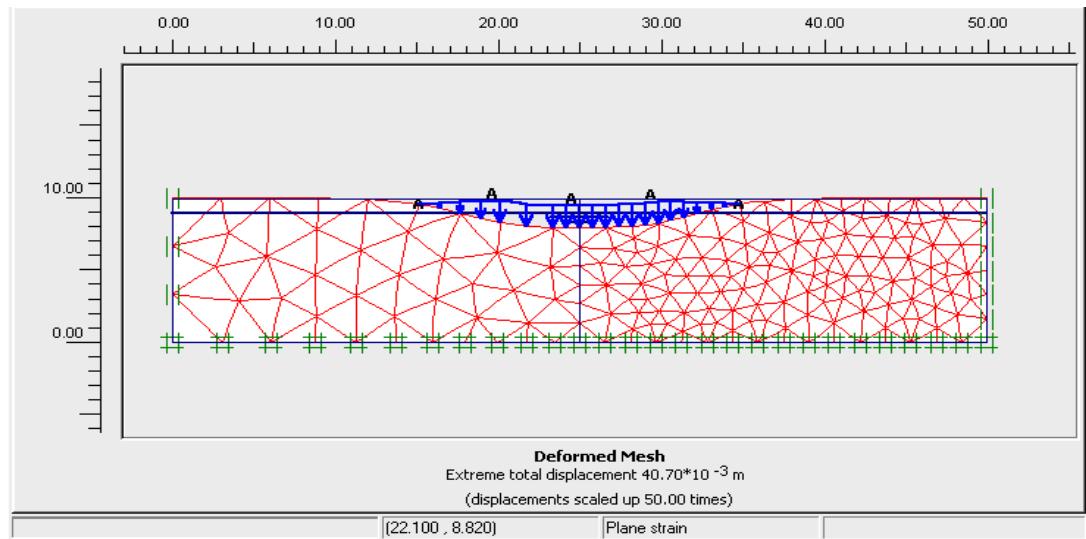


Figure 69 : Maillage déformé après consolidation.

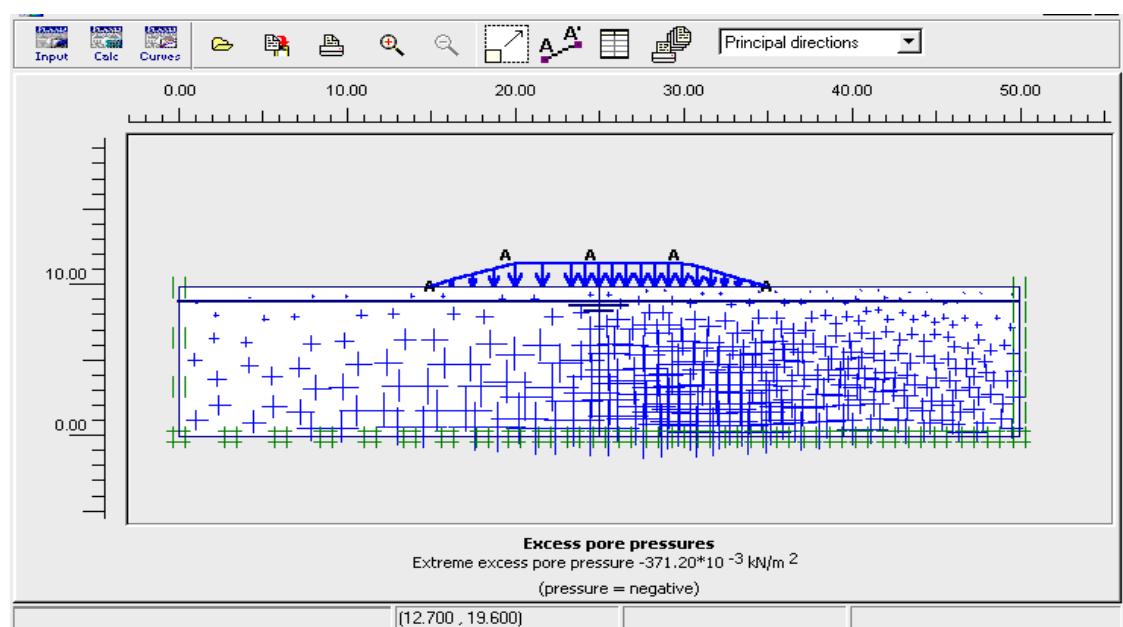


Figure 70 : Surpressions interstitielles après la première consolidation

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

5.3.10. Second cycle de chargement et consolidation.

On répète le même scénario en faisant un nouveau chargement de 15 à 35 kPa en conditions non drainées (le sol l'est de nouveau car les données d'entrée restent inchangées). Le tassement au centre du remblai est de 63 mm. puis en faisant une consolidation sous le deuxième chargement, on obtient un tassement final de l'ordre de 100 mm (voir figure 61)

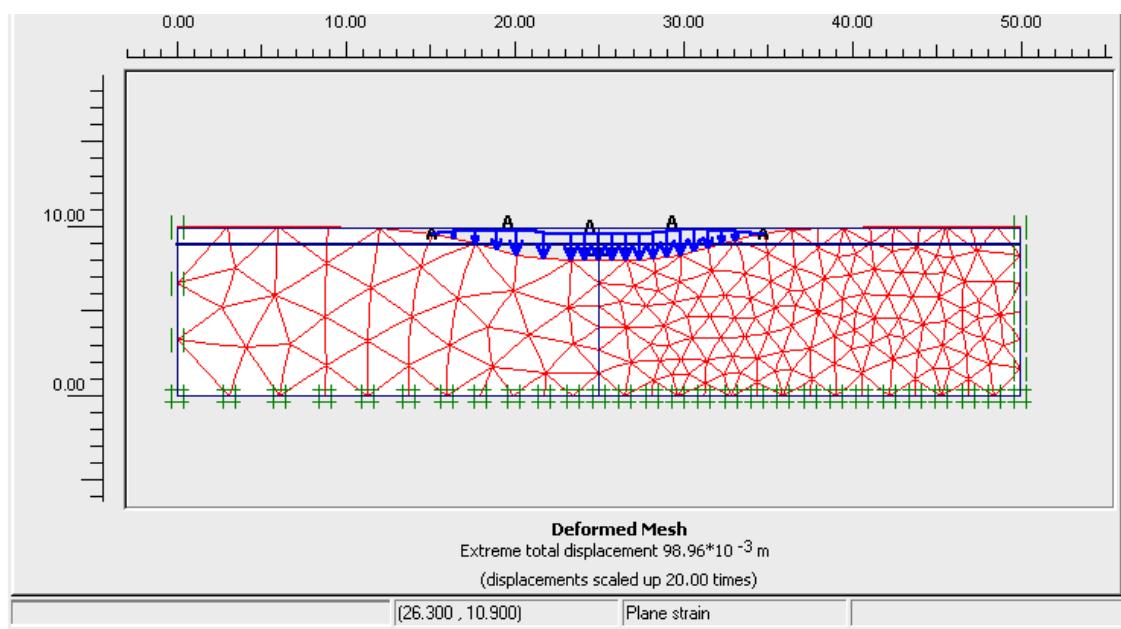


Figure 71 : Représentation des vecteurs déplacements. en fin de phasage

La (figure 62) donne une coupe sous le remblai de la contrainte q' : cette courbe a été tracée pour montrer le rôle du maillage: la partie droite est plus "lisse" : ceci est normal car il y a plus de points de calcul (courbe obtenue pour un maillage raffiné deux fois dans la partie droite du modèle).

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

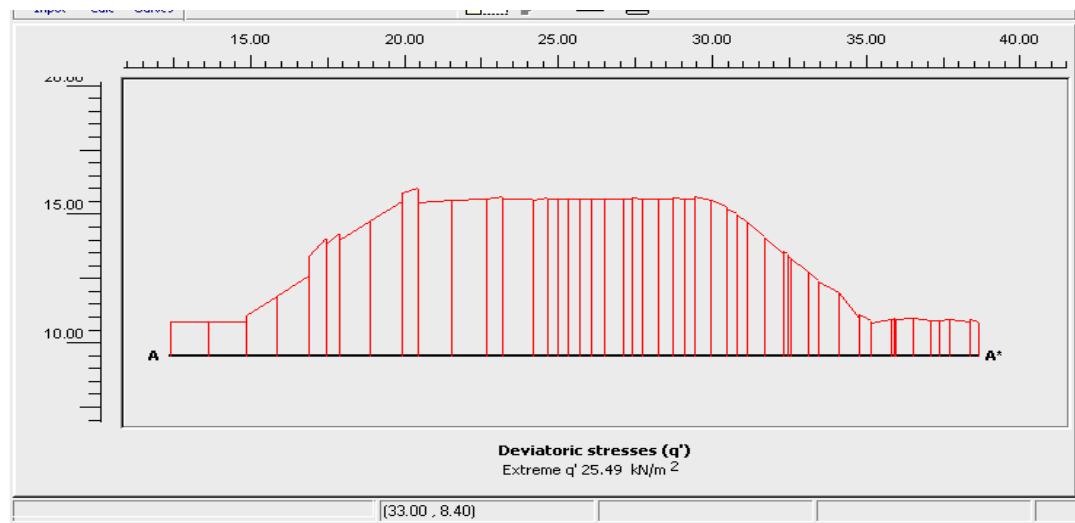


Figure 72 : Coupe sous le remblai et rôle du maillage

5.3.11 Courbe

Deux courbes apparaissent intéressantes : tracer le tassement au centre et la pression interstitielle à 8 mètres de profondeur en fonction du temps.

On va dans le programme *Curves* pour visualiser les tassements du point A (centre du remblai) (figure 63).

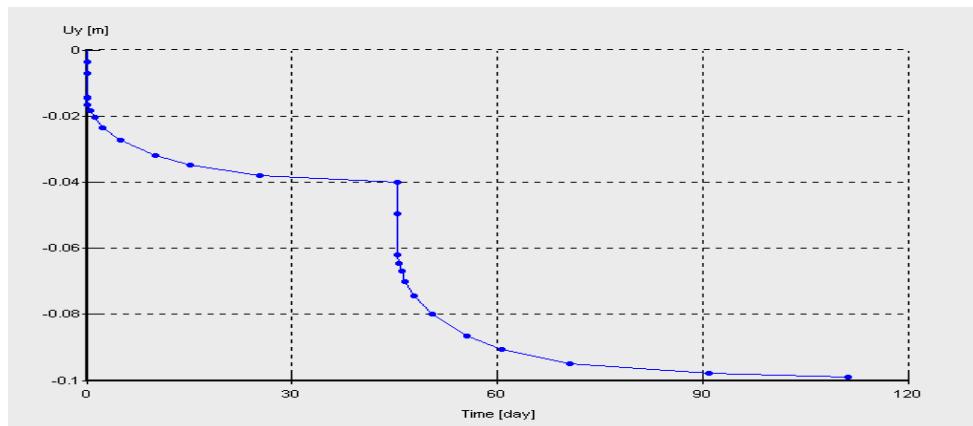


Figure 73 : Courbes déplacement en fonction du temps pour le point A.

On peut aussi visualiser la pression interstitielle au point en profondeur (figure 64).

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

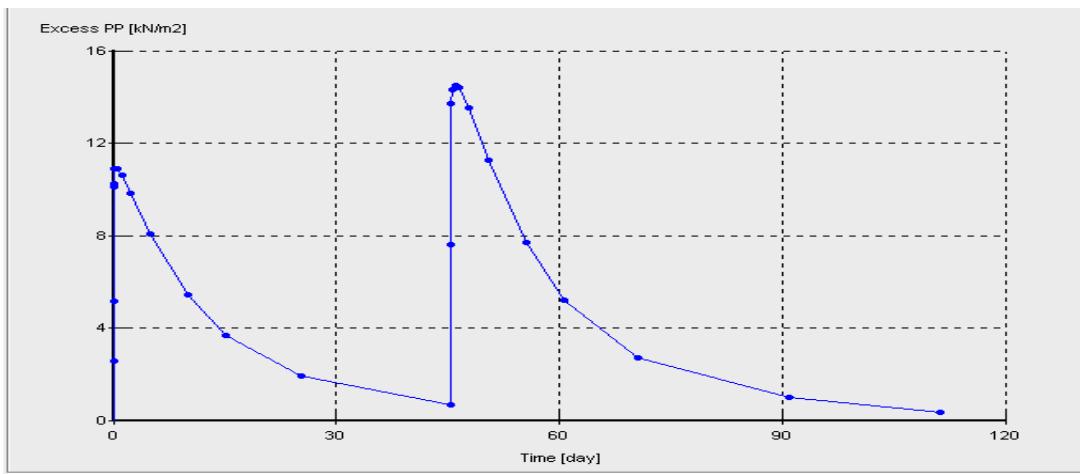


Figure 74: Pression interstitielle vers 9m. de profondeur*

On note la génération de pression lors des phases de chargement puis la dissipation progressive pendant 60 jours lors de chaque phase de consolidation : le coefficient de consolidation C_v étant le même, les deux phases de dissipation ont la même durée en accord avec la théorie de Terzaghi.

5.3.12 Validation des contraintes et du tassement théorique

Validation du modèle

1- validation des valeurs des contraintes et de la surpression interstitielle

Selon le postulat de Terzaghi $\sigma' = \sigma - \mu$

1-1 Avant la mise en place du remblai (contraintes initiales)

$$\sigma_0 = \gamma \cdot z = \gamma \cdot x + 1 + \gamma_{sat} \cdot 9 = 18(1+9)$$

$$\Rightarrow \sigma_0 = 180 \text{ Kn/m}^2$$

$$\mu_0 = \gamma_{v4} \cdot z_{v4} = 9.81 \cdot 9 \Rightarrow \mu_0 = 88.29 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma'_0 = \sigma_0 - \mu_0 = 180 - 88.29 \Rightarrow \sigma'_0 = 91.71 \text{ Kn/m}^2$$

1-2 Au moment de la mise en place du remblai

À $t=0$ en pose 15 Kn/m^2

$$\Rightarrow \gamma \Delta = 15 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_t = \sigma_0 + \Delta v = 180 + 15 = 195 \text{ Kn/m}^2$$

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

$$\mu_t = \mu_0 + \Delta\mu \text{ à } t=0 \rightarrow \Delta\mu = \Delta \delta$$

Toute la contrainte sera prise par l'eau vue la faible perméabilité du sol (pas de dissipation de surpression)

$$\mu_t = 88.29 + 15 = 103.29 \text{ Kn/m}^2$$

$$\delta' = \delta_t - \mu_t = 195 - 103.29 = 91.71 \text{ Kn/m}^2$$

Validation du tassement

Vue l'absence des résultats de l'essai oedométrique on peut valider le résultat du déplacement la déformation instantanée soit par la formule de Giroud (1975)

$$S_c = \gamma h / E a^2 / a - \left[r_h - \left(\frac{a}{h} / a \right)^2 r'_h \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec $a=10\text{m}$, $\frac{a}{h}=5\text{m}$, $\gamma=7.5$, $r_h=r'_h$

$$S_c = 17\text{mm} \approx 16\text{mm}$$

$$S_c = 17.5 \times 1(m) / 3000 \times 10^2 / 5 [0.2 - (0.5)^2] \approx 17\text{mm}$$

5.3.13. Conclusions.

Cet exemple a été simplifié pour montrer les possibilités d'analyse de tassement et de consolidation que peut permettre PLAXIS. Il ne serait pas beaucoup plus compliqué de traiter un cas réel en tenant compte :

- ✓ De l'anisotropie de perméabilité : souvent on a $K_x > K_y$,
- ✓ De différentes couches de terrain argileux ou sableux,
- ✓ D'un remblai réel en tout venant (au lieu d'une charge),
- ✓ De paramètres de sol plus réalistes (module croissant avec la profondeur, coefficient de compressibilité, etc...).

Il serait aisément de comparer les résultats de la modélisation avec des surpressions interstitielles mesurées ou encore avec des inclinomètres placés en bordure de talus.

CHAPITRE V : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude avec l'étude d'un cas pratique

Enfin, on peut remarquer que dans ce cas symétrique, il n'était pas nécessaire – théoriquement – de mailler l'ouvrage entier : seule une moitié aurait suffit.



Bibliographie

- PILOT G. Stabilité des pentes. Techniques de l'ingénieur, C254.
- Analyse De La Stabilite D'un Remblai (Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif) Université de Ain Mlila
- Stabilisation Des Sols Par L'utilisation Des Geosynthetiques Université de Aboubaker Belkaid Tlemcen
- ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES REMBLAIS RENFORCÉS PAR DESGÉOSYNTHÉTIQUES SUR SOLS MARÉCAGEUX Université Mohamed Khider– Biskra
- Etude Du Comportement Des Sols Compressibles De La Dépression De La Lama : Contribution A L'étude Et A La Mise En Œuvre De Remblais Pour La Plateforme De Chaussée De LaRoute TOFFO-LAL UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI
- Pilot, G., Chaput, D. et Queyroi, D., "Remblais routiers sur sols compressibles, Étude et construction". 1988.
- Reiffsteck, P., "Étude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire
- armater, analyse numérique et expérimentale ". Partie I Les géosynthétiques, pp 1-22, Thèse de doctorat, Université Blaise PASCAL - Clermont II, France, 1996.
- Rossi, P., Gavois, L. et Raoul, G., "Assises des vallées compressibles, Choix des méthodes de consolidation". Techniques de l'ingénieur, 2008.
- Rossi, P., Gavois, L. et Raoul, G., "Assises des vallées compressibles, Approches géologique et géotechnique". Techniques de l'ingénieur, 2008.
- Schlosser, F. et Unterreiner, P., "Renforcement des sols par inclusions". Techniques de l'ingénieur.
- Shukla, S.K. and Yin, J.H., "Fundamentals of Geosynthetic Engineering". Taylor and Francis Group, London, UK, 2006

Références sitographiques

- [En ligne] // geoturf.com. - geoturf.com.
- [En ligne] // dzly-buildingmaterials.fr. - dzly-buildingmaterials.fr.
- [En ligne] // sealeco.com. - sealeco.com.
- [En ligne] // hxgeos.fr. - hxgeos.fr.
- [En ligne] // fr.geogridchina-sp.net. - fr.geogridchina-sp.net.
- [En ligne] // archiexpo.fr. - archiexpo.fr.
- <https://www.faapa.info/> [En ligne]. - <https://www.faapa.info/>.
- <https://www.mtaterre.fr> [En ligne]. - <https://www.mtaterre.fr>.
- <https://www.revue-ein.com/> CFG [En ligne]. - <https://www.revue-ein.com/> CFG