

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure**  
**des Travaux Publics**  
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

## Mémoire

*Pour l'Obtention du Diplôme*  
*de MASTER en TRAVAUX PUBLICS*  
*Option : Matériaux & Structures*

## Thème

**Etude numérique de la stabilisation d'un remblai  
sur sol compressible par colonnes ballastées**

**Encadré par :**

Pr DERRICHE Zohra

**Présenté par :**

SELLAM Mohamed

**Promotion 2015**

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciement

En premier lieu nous remercions Allah tout puissant qui nous a donné le courage, la force et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

On adresse nos vifs remerciements à mon Promotrice Mme. Derriche pour l'aide qu'elle nous a apporté et pour nous avoir encadrées et accompagnées tout au long de ce travail, Mes remerciements s'adressent également à toute la famille de L'ENSTP.

Mes remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon modeste travail.

En fin nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la bonne réalisation de ce travail.

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail*

*A la lumière de ma vie, à mes parents. J'espère qu'ils*

*Trouveront ici le fruit de leurs sacrifices pour moi*

*A mon frère, à mes sœurs, ainsi qu'à toute ma famille*

*A mes amis et surtout mes camarades de la promotion*

*2015*

*Sellam Mohamed*

## **Résumé**

Ce travail a pour objectif de faire une étude numérique de la stabilisation d'un remblai sur sol compressible. Il est divisé en deux parties, une partie de recherche bibliographique sur les problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles, sur les colonnes ballastées comme étant un procédé d'amélioration de sol compressible, et sur les méthodes et les outils de modélisation numériques. L'autre partie représente une étude numérique d'un cas pratique qui est le remblai d'accès à l'ouvrage d'art n°14 de la pénétrante de Bejaïa

# TABLE DES MATIERE

Introduction générale.....	1
I. Construction des remblais sur sols compressibles	
1. Introduction.....	12
2. Nature et caractéristiques des sols compressibles.....	12
2.1. Vases.....	12
2.2. Tourbes.....	13
3. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles.....	14
3.1. Problèmes des instabilités.....	14
3.2. Problème des tassements.....	20
4. Conclusion.....	28
II. COLONNES BALLASTEES	
1. Introduction.....	29
2. Amélioration des sols par colonnes ballastées.....	29
2.1. Domaine d'application des colonnes ballastées.....	29
2.2. Techniques de mise en œuvre.....	30
2.3. Matériaux d'apport.....	34
2.4. Matelas de répartition.....	34
3. Comportement des colonnes ballastées.....	35
3.1. Principe élémentaire-Définition.....	35
3.2. Modèles de comportement mécanique d'une colonne isolée.....	37
3.3. Modèles de comportement d'un réseau de colonnes ballastées.....	40
3.4. Comportement des colonnes ballastées au cours du temps.....	42
4. Méthodes de justifications.....	44
4.1. Justification en termes de contraintes.....	44
4.2. Justification en termes de tassements.....	48
5. Amélioration de la stabilité générale des remblais.....	50
6. Conclusion.....	51
III. METHODE ET OUTILS DE MODELISATION NUMERIQUE DES COLONNES BALLASTEES	
1. Introduction.....	52
2. Méthodes de modélisation numérique.....	52
2.1. Modèle géométrie.....	52
2.2. Modélisation bidimensionnelle en déformation plane.....	54
2.3. Modélisation bidimensionnelle en déformation axisymétrique.....	54

2.4.	Modélisation tridimensionnelle.....	55
3.	Présentation des logiciels de modélisation numérique.....	56
3.1.	PLAXIS 2D.....	56
3.2.	TALREN 4.....	61
3.3.	Relation entre PLAXIS 2D et TALREN 4.....	63
4.	Avantages et inconvénients de la méthode des éléments finis.....	65
4.	Conclusion.....	65

#### IV. PRESENTATION DU CAS D'ETUDE : REMBLAI D'ACCES A L'OUVRAGE N°14 DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE DE BEJAÏA

1.	Introduction.....	66
2.	Localisation de l'ouvrage.....	66
3.	Caractéristiques géométriques.....	66
4.	Caractéristiques géologiques.....	67
5.	Caractéristiques géotechniques.....	69
5.1.	Sol support.....	69
5.2.	Matériau de remblai.....	70
5.3.	Coupe géotechnique.....	70
6.	Conclusion.....	72

#### V. ETUDE NUMERIQUE

1.	Introduction.....	73
2.	Etude numérique du sol support sans le traitement.....	73
2.1.	Etude des tassements.....	73
2.2.	Etude du glissement.....	79
3.	Étude numérique du traitement par colonnes ballastées.....	81
3.1.	Etablissement d'un modèle de référence.....	81
3.2.	Etude paramétrique.....	84
4.	Conclusion.....	89

	Conclusion générale.....	90
	Bibliographie.....	91

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Cas d'instabilité d'un remblai sur sol compressible .....	15
Figure I.2 : Méthode de Bishop. Forces agissant sur une tranche .....	17
Figure I.3 : Schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur une couche molle .....	18
Figure I.4 : Coefficient de portance $N_c$ d'une semelle de largeur $B$ reposant sur un sol mou d'épaisseur $h$ (d'après MeNDEL et SALENÇON).....	19
Figure I.5: Abaque de GIROUD pour le calcul du tassement élastique immédiat ( $\nu = 0,5$ ).....	21
Figure I.6 : Correction du tassement de consolidation de SKEMPTON et BJERRUM .....	22
Figure I.7 : Schéma du profil type de calcul des tassements .....	23
Figure I.8 : Evolution des tassements au cours du temps .....	24
Figure I.9 : Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux (Akou, 1995).....	25
Figure II.1 : Phases de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.....	31
Figure II.2 : Phases de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche .....	32
Figure II.3 : Phases de réalisation des colonnes ballastées par pilonnage .....	33
Figure II.4 : Matelas de répartition (Document COPREC 2004) .....	35
Figure II.5 : Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée.....	36
Figure II.6 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements.....	36
Figure II.7 : Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple .....	38
Figure II.8 : Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide .....	38
Figure II.9 : Interaction sol-structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe .....	39
Figure II.10 : Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène.....	39
Figure II.11 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne .....	40
Figure II.12 : Application de principe de la cellule unitaire.....	42
Figure II.13 : Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale .....	43
Figure II.14 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête .....	45
Figure II.15 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une courte colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête.....	45
Figure II.16 : Détermination pratique de $\delta$ .....	46
Figure II.17 : Définition des longueurs $L_{c \min}$ et $L_{c \max}$ d'une colonne ballastée vis-à-vis de la rupture par poinçonnement .....	47
Figure II.18 : Homogénéisation simplifiée.....	48
Figure II.19 : Facteur d'influence $I_p$ (d'après Mattes et Poulos, 1969).....	49

Figure II.20 : Caractérisation des paramètres à prendre en compte pour l'étude des cisaillements le long d'une ligne de rupture.....	51
Figure III.1 : Dimensions caractéristiques d'un modèle de remblai en section transversale.....	53
Figure III.2 : Rapport $h/H$ en fonction de la hauteur du remblai (extraits de MOMIS). .....	53
Figure III.3 : Rapport $L_m/L_b$ en fonction de la demi-largeur de la base du remblai (extraits de MOMIS). .....	53
Figure III.4 : Modèle bidimensionnel en éléments finis .....	54
Figure III.5 : Modélisation par éléments finis en déformations planes du milieu bidimensionnel sol/colonnes- principe d'équivalence.....	54
Figure III.6 : Modélisation par éléments finis en déformations axisymétriques (anneaux concentriques équivalents).....	55
Figure III.7 : Modélisation en 3D d'une colonne ballastée sous une fondation superficielle.....	55
Figure III.8 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.....	58
Figure III.9 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	59
Figure III.10 : Recherche manuelle des cercles de rupture .....	62
Figure III.11 : Principe de balayage dans le cas du calcul à la rupture (spirales logarithmiques).....	63
Figure IV.1 : Trace en plan de section N°1 «port de Bejaïa - El kseur » et position du remblai.....	66
Figure IV.2 : Profil en travers du remblai d'accès .....	67
Figure IV.3 : Carte géologique de la zone d'étude.....	68
Figure V.1 : Dimension du modèle géométrique.....	73
Figure V.2 : Fenêtre principale du programme input.....	74
Figure V.3 : Maillage du modèle géométrique.....	75
Figure V.4 : Génération de la pression interstitielle .....	75
Figure V.5 : Génération des contraintes effectives initiales.....	75
Figure V.6 : Fenêtre principale du programme de calcul.....	76
Figure V.7 : Choix des points témoins pour le suivi des tassements et la surpression interstitielle.....	76
Figure V.8 : Déplacements verticaux sur le modèle numérique .....	77
Figure V.9 : Variation de la surpression interstitielle sur le modèle géométrique .....	77
Figure V.10 : Variation de la surpression interstitielle en fonction du temps .....	78
Figure V.11 : Variation des tassements en fonction du temps.....	78
Figure V.12 : Calcul du coefficient de sécurité à court terme par logiciel TALREN .....	80
Figure V.13 : Calcul du coefficient de sécurité dans le cas sismique par logiciel TALREN .....	80
Figure V.14 : Modèle de référence pour la modélisation.....	81
Figure V.15 : Etapes de modélisation d'une colonne ballastée .....	81
Figure V.16 : Effet de la colonne ballastée sur la pression interstitielle.....	82
Figure V.17 : Effet de la colonne ballastée sur les tassements .....	82
Figure V.18 : Effet de la colonne ballastée sur la distribution des contraintes .....	83

Figure V.19 : Variation des tassements en fonctions du temps .....	84
Figure V.20 : Variation de la surpression interstitielle en fonction du temps et du De .....	85
Figure V.21 : Variation des contraintes en surface du sol et en tête de la colonne en fonction du temps et du De.....	84
Figure V.22 : Variation des tassements en fonction du temps et du diamètre de la colonne .....	86
Figure V.23 : Variation de la surpression interstitielle en fonction du temps et du diamètre de la colonne .....	86
Figure V.24 : Variation des contraintes en surface du sol et en tête de la colonne en fonction du temps et du diamètre de la colonne .....	87
Figure V.25 : Variation des tassements en fonction du temps et de la longueur de la colonne.....	88
Figure V.26 : Variation de surpression interstitielle en fonction du temps et du diamètre de la colonne .....	89

# I. INTRODUCTION GENERALE

La raréfaction des sols de bonne qualité, pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires, ainsi que les zones industrielles, a entraîné la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles, afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité de ces ouvrages.

Le renforcement des sols compressibles par colonnes ballastées permet de réduire et d'homogénéiser les tassements sous les ouvrages. Ce procédé apporte une réponse pertinente aux soucis d'environnement et d'optimisation des coûts et des délais de construction.

L'objectif principal de ce travail est d'établir un état de l'art dans le domaine du renforcement de sols compressibles par colonnes ballastées et d'étudier son comportement mécanique en des simulations numériques.

Ce travail est divisé en deux parties :

La première partie concerne la recherche bibliographique, elle est décomposée en trois chapitres :

- Le premier chapitre synthétise les problèmes posés par la construction des remblais sur sol compressible.
- Le deuxième chapitre est consacré pour les méthodes de mise en place des colonnes ballastées leur comportement et quelque méthode de justification.
- Le troisième chapitre parle sur les méthodes et les outils de modélisation numérique,

La deuxième partie concerne une étude numérique d'un cas pratique qui est le remblai d'accès à l'ouvrage d'art n°14 de la pénétrante autoroutière de Bejaia, elle est décomposée en deux chapitres :

- Le quatrième chapitre est une présentation des caractéristiques géométriques, géologiques et géotechniques de la zone d'étude,
- Le cinquième chapitre comporte une l'étude numérique du problème, et une étude de l'influence des différents paramètres géométriques d'une colonne ballastée sur les tassements, le temps de consolidation et la distribution des contraintes

## I. CONSTRUCTION DES RAMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES

### 1. Introduction

Pour établir un modèle numérique qui permet de représenter le comportement réel d'un remblai sur sol compressible on doit d'abord connaître la nature géologique des sols de fondation et leurs caractéristiques géotechniques ainsi que les problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles. Afin de bien choisir les paramètres à introduire dans le modèle numérique.

### 2. Nature et caractéristiques des sols compressibles

Les sols compressibles sont généralement de formation récente (quelques milliers d'années). Ils contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques.

On peut les diviser en deux catégories :

#### 2.1. Vases

##### 2.1.1. Définition

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  $\mu\text{m}$  avec un pourcentage important de particules inférieures à 2 $\mu\text{m}$ ) 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.

En se consolidant, la vase perd une partie de son eau, la structure se détruit, et elle se transforme en une argile ou une marne d'autant moins molle que la consolidation est plus importante.

##### 2.1.2. Propriétés géotechniques caractéristiques

En fait, du point de vue géotechnique, on confond souvent vase et argile molle. Pour le géotechnicien, ces sols se caractérisent par :

- une teneur en eau pouvant dépasser 100%, généralement voisine de la limite de liquidité, et un faible poids spécifique
- une teneur en matière organique de 2 à 10 % environ,
- une faible cohésion non drainée  $C_u$ ,
- une forte compressibilité donnant lieu à des tassements secondaires importants;
- une faible perméabilité,

- un état normalement consolidé (avec surconsolidation en surface, et exceptionnellement sous-consolidé dans les couches profondes).

Les vases et argiles molles se rencontrent surtout dans les plaines alluviales et dans les zones littorales, en particulier dans les estuaires. Elles peuvent atteindre des épaisseurs très importantes.

## 2.2. Tourbes

### 2.2.1. Définition

La tourbe résulte de l'accumulation de végétaux décomposés en milieu aqueux à l'abri de l'air sous l'action de champignons et de bactéries. Elle revêt des aspects divers : tourbe molle, fibreuse, ligneuse... suivant la nature des plantes originelles dont elle est issue et son degré de décomposition.

Chaque catégorie de tourbe a une structure, une texture et une odeur caractéristiques ainsi qu'une capacité de rétention d'eau particulière pouvant varier par exemple, de 100 % à 2 000 % par rapport au poids sec.

### 2.2.2. Propriétés géotechniques caractéristiques

- La teneur en eau  $w$  est très forte,
- Corrélativement, le poids spécifique sec est très faible,
- La teneur en matière organique varie également avec la proportion d'éléments minéraux mélangés à la tourbe. Elle est généralement supérieure à 10 % et peut atteindre 80 %,
- La cohésion non drainée dépend de la nature de la tourbe (elle varie entre 10 kPa et 25 kPa),
- tassement de la tourbe ne suit généralement pas les lois classiques de la consolidation des argiles :
  - la pression de préconsolidation est généralement difficile à détecter, bien qu'il s'agisse vraisemblablement de sols normalement consolidés,
  - la phase de consolidation est généralement très courte et malaisée à définir,
  - la compression secondaire est souvent prédominante.

### 3. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles

La construction de remblais sur sols compressibles pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et déformations importants des ouvrages fondés sur les sols.

#### 3.1. Problèmes des instabilités

La plupart des dépôts argileux présentent une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture. Pilot (1972) et Bjerrum (1972) ont noté cette particularité qui est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les 3 ruptures de remblai observées ont été classées en deux grandes catégories correspondant à des modèles de calcul différents.

Dans le cas où la croûte superficielle surmontant le sol mou est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. S'ensuit la formation de bourrelets de part et d'autre du talus. C'est une rupture générale par poinçonnement (figure I.1.a) (C'est un cas très rare en site terrestre).

Lorsque la couche est mince (figure I.1.b), elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement : il s'agit là d'une rupture par glissement avec fissuration du remblai qu'on rencontre dans le cas d'un remblai cohérent.

Si, au contraire, la croûte superficielle est épaisse (figure I.1.c), elle ne transmettra pas les déplacements horizontaux de la couche molle et le remblai ne sera pas fissuré : il s'agit d'une rupture par glissement sans fissuration du remblai qu'on rencontre dans le cas d'un remblai purement frottant.

Un choix judicieux de la géométrie du talus de remblai lors de son édification permet d'éviter que l'argile soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire. Cet équilibre est caractérisé par un coefficient de sécurité.

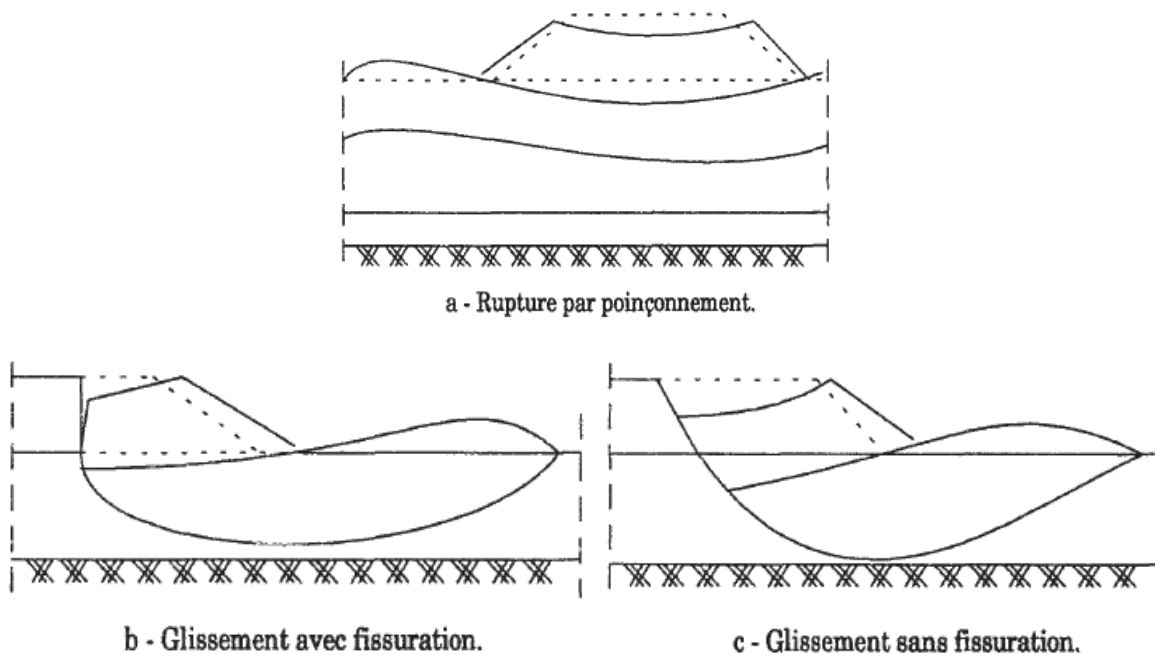


Figure I.1 : Cas d'instabilité d'un remblai sur sol compressible

### 3.1.1. Stabilité au glissement

#### 3.1.1.1. Généralité

Les méthodes d'études de stabilité des pentes permettent, à un stade donné de la construction, de déterminer le coefficient de sécurité d'un remblai vis-à-vis d'une rupture intéressant à la fois le sol de fondation et le remblai, connaissant :

- les caractéristiques géométriques du remblai et des couches de sol,
- les caractéristiques mécaniques du remblai et du sol de fondation (poids spécifique et résistance au cisaillement),
- le régime hydraulique (le plus souvent définition du niveau de la nappe).

En fait, la méthode d'étude consiste à se fixer un coefficient de sécurité, la plupart du temps  $F = 1,4$  ou  $1,5$  et à chercher par tâtonnement la hauteur limite de remblai qui assure cette valeur de  $F$  dans des conditions de résistance au cisaillement, données pour le sous-sol. Cette hauteur limite dépendra, dans une certaine mesure, des pentes de talus adoptées et de l'utilisation éventuelle de charge latérales stabilisatrices au pied des talus

Le coefficient de sécurité fait appel à la notion d'équilibre limite.

La définition du coefficient de sécurité et sa valeur dépendent pour un ouvrage donné, de la méthode de calcul adoptée

#### 3.1.1.2. Stabilité à court terme et à long terme

La résistance au cisaillement d'un sol peut être calculée à un instant déterminé en introduisant les contraintes effectives ou intergranulaires (contraintes totales diminuées des pressions interstitielles).

Si on appelle  $C'$  et  $\varphi'$  les paramètres intergranulaires de la résistance au cisaillement  $\tau$  on a à tout instant, en notant la pression interstitielle  $u$  et la contrainte normale  $\sigma$ :

$$\tau = C' + (\sigma - u) \operatorname{tg}(\varphi)$$

Cette méthode en contraintes effectives s'applique dans tous les cas (court terme ou long terme) mais nécessite de connaître la pression interstitielle.

Celle-ci est la somme de la pression due au régime d'écoulement ou au niveau d'eau dans le sol s'il n'y a pas d'écoulement ( $u_e$ ) et de l'excès  $\Delta u$  résultant des contraintes appliquées,

— Pour un sol perméable (sableux)  $\Delta u$  se dissipe très vite et la méthode est aisément applicable car  $u$  ne dépend que des conditions hydrologiques du sol et peut être calculé.

— Pour un sol imperméable (argileux)  $\Delta u$  se dissipe lentement avec le temps (consolidation). Comme dans le cas des remblais sur sols compressibles  $\Delta u$  est positif, lorsqu'il diminue,  $(\sigma - u)$  augmente et  $\tau$  augmente. La stabilité est donc la plus critique lorsque  $\Delta u$  est maximum, c'est-à-dire très généralement au moment du chargement, avant toute dissipation de  $\Delta u$ . C'est ce que l'on appelle la stabilité à court terme. Comme il est très difficile d'évaluer  $\Delta u$ , on effectue le calcul en contraintes totales en utilisant les caractéristiques de cisaillement non drainées du sol : cohésion non drainée  $C_u$ , angle  $\varphi_u=0$

### 3.1.1.3. Méthode d'étude de glissement

Principe des méthodes dans le cas général d'un talus

Hypothèses portant sur la rupture.

- la rupture se produit sur une surface unique de glissement (cylindre à axe horizontal),
- elle se produit d'un seul coup, c'est-à-dire qu'on ne tient pas compte des déformations qui se produisent avant rupture,
- la résistance au cisaillement mobilisée sur toute la surface de rupture correspond à une même déformation.

Hypothèse de calculs.

- le sol est décomposé en tranches verticales et il est tenu compte des réactions entre tranches. En particulier les composantes verticales  $V_{n-1}$  et  $V_{n+1}$  (figure I.2) de ces réactions sont supposées égales.

Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement  $\tau_{\max}$  du sol, à la composante tangentielle de la contrainte appliquée sur la courbe de rupture :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

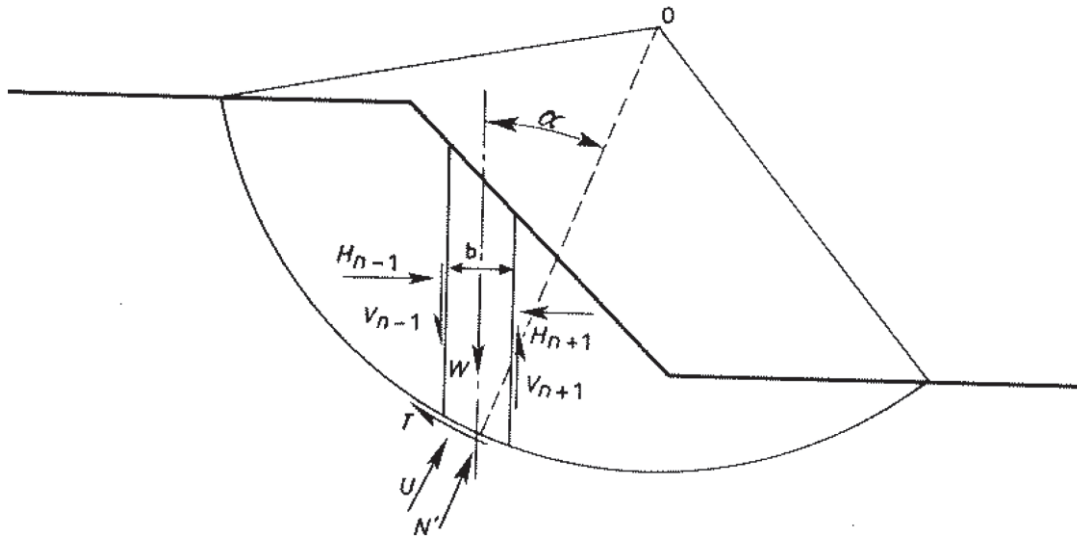


Figure I.2 : Méthode de Bishop. Forces agissant sur une tranche

**Formule générale de Fellenius-Bichop**

Dans le cas le plus général où on peut séparer les contraintes normales effectives (agissent sur les squelettes)  $\sigma'$  et pression interstitielle  $u$ , la résolution du système comprenant les équations de l'équilibre de chaque tranche et l'équation de moment de l'ensemble conduit à l'expression suivante, ou le coefficient de sécurité intervient de façon implicite :

$$F = \frac{\sum_n C' * b + (w - u * b * \text{tg}(\varphi')) \frac{1}{\cos \alpha * (1 + \frac{\text{tg} \alpha * \text{tg}(\varphi')}{F})}}{\sum_n w * \sin \alpha}$$

Dans cette formule  $C'$  et  $\varphi'$  sont les paramètres effectives de résistance au cisailent du sol,  $w$  le poids et  $b$  la largeur de la tranche.

**Application aux remblais sur sol mou**

Pour un remblai homogène (poids volumique  $\gamma_r$ , cohésion  $C_r$ , angle de frottement  $\varphi_r$ ) reposent sur un sol de fondation homogène ( $\gamma, C_u, \varphi_u=0$ ), et dans le cas le plus défavorable du comportement à court terme (calcul en contraintes totales), l'expression ci-dessus devient :

P étant le poids de remblai au-dessus de cercle

R le rayon du cercle de glissement

$$F = \frac{\sum_B^A (c_r * b + w \text{tg}(\varphi_r) \frac{1}{\cos \alpha * (1 + \frac{\text{tg} \alpha * \text{tg}(\varphi_r)}{F})} + BC * C_u}{d * p} * R \tag{1}$$

- La somation n'intéresse cette fois que la tranche dont la base est située dans le remblai
- Pour tous les cercle possible sera considéré comme le cercle de rupture le plus probable celui qui conduit à la valeur minimale de  $F$ , cette valeur sera celle de coefficient de sécurité.
- Dans le cas le plus général ou on tient compte de la résistance au cisaillement dans le remblai, l'application de la formule (1) nécessite pour chaque cercle un calcul itératif à partir d'une

valeur initiale obtenue par la formule de FELLENIUS, forme simplifiée de la formule de BISHOP pour laquelle on néglige la réaction entre les tranches :

$$F = \frac{\sum_n C' * b + (w * \cos^2\alpha - u * b) * \text{tg}(\phi')}{\sum_n w * \sin\alpha} \frac{1}{\cos\alpha}$$

— le calcul se fait par ordinateur à partir d'un programme de calcul

### 3.1.2. Stabilité au poinçonnement

Pour la stabilité au poinçonnement le schéma de rupture de sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle.

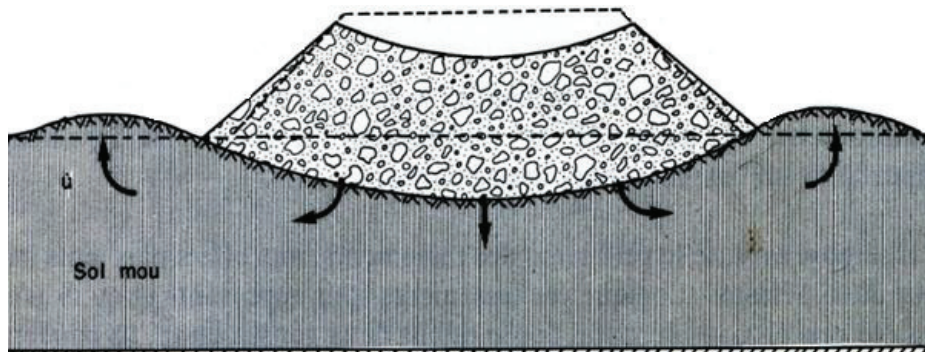


Figure I.3 : Schéma de rupture par poinçonnement d'un remblai sur une couche molle

A court terme (cas généralement le plus défavorable) la pression maximale admissible sur le sol  $q_{\max}$ , en fonction de la cohésion non drainée par :

$$q_{\max} = (\pi + 2) \cdot C_u$$

La contrainte variable apportée par le remblai de poids volumique  $\gamma$  et de hauteur  $H$  est approximativement sous l'axe :

$$q = \gamma \cdot H$$

et le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{(\pi + 2) \cdot C_u}{\gamma H}$$

En fait, lorsque le remblai est large vis-à-vis de l'épaisseur du sol compressible, le schéma de rupture correspondant au coefficient  $(\pi + 2)$  (cas d'une fondation superficielle de dimension réduite sur une couche épaisse d'argile) n'est plus acceptable (figure I.3). Dans ce cas MENDEL et SALENCON (1969) ont proposé une solution dans laquelle la pression limite sur le sol de cohésion  $C_u$  s'exprime par :

$$q_{\max} = C_u \cdot N_c \left( \frac{B}{h} \right)$$

Avec :

- $N_c$  : Coefficient de portance, (Figure I.4),
- $B$  : la largeur moyenne du remblai,

$h$  : l'épaisseur du sol mou.

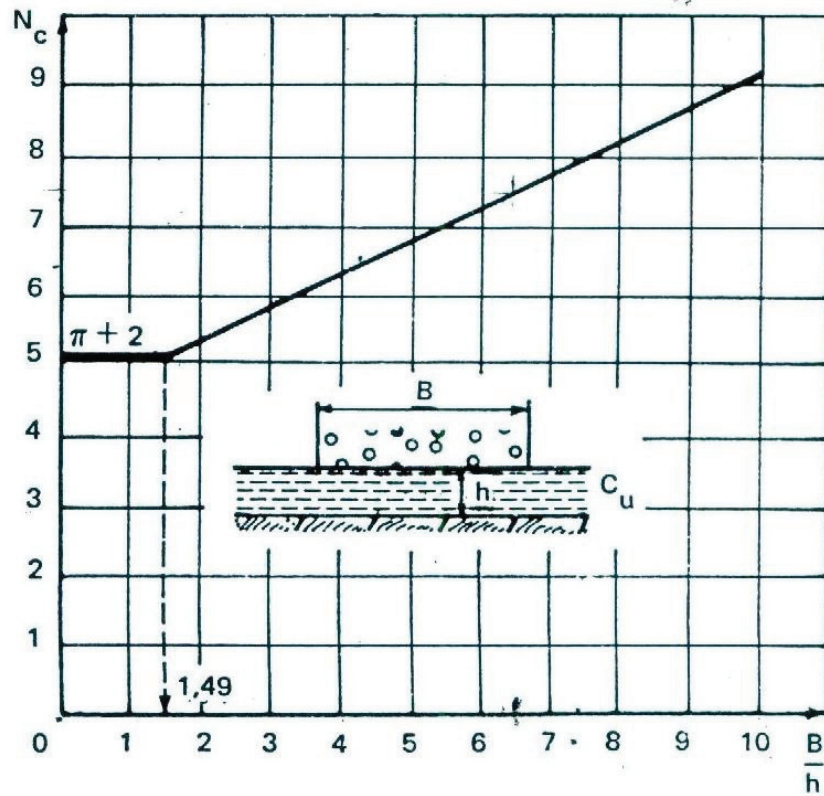


Figure I.4 : Coefficient de portance  $N_c$  d'une semelle de largeur  $B$  reposant sur un sol mou d'épaisseur  $h$  (d'après MeNDEL et SALENÇON)

### 3.2. Problème des tassements

L'étude des tassements pour les remblais sur sol compressible est l'un des chapitres les plus importants, sachant que dans le cas où en est en présence d'une couche compressible de grande épaisseur et qui est saturée. Donc on aura des grandes déformations à long terme.

#### 3.2.1. Amplitude des tassements

L'amplitude du tassement final  $S_{\infty}$  en conditions de déformations planes est déterminée selon la formule classique de décomposition en quatre termes :

$$S_{\infty} = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat} \quad (\text{AKOU, 1995})$$

Avec :

- $S_i$ : tassement immédiat,
- $S_c$ : tassement de consolidation,
- $S_{fl}$ : tassement de fluage,
- $S_{lat}$ : tassement induit par les déplacements latéraux du sol sous le remblai.

##### 3.2.1.1. Tassement immédiat

Le chargement du terrain provoque une déformation d'ensemble du massif avant toute consolidation. Le phénomène étant rapide, on peut admettre que la déformation s'opère à volume constant car l'eau n'a pas eu le temps d'être expulsée. Le tassement qui en résulte s'appelle tassement immédiat. Il reste souvent assez faible vis à vis du tassement de consolidation. Le calcul de ce tassement est effectué en supposant un comportement élastique linéaire isotrope à volume constant ( $\nu = 0,5$ ), la nappe phréatique étant superficielle, on peut considérer qu'on a une seule couche compressible saturée.

Selon la méthode de SKEMPTON et BJERRUM (1957), on calcule le tassement immédiat par l'expression :

$$S_i = \frac{q}{E} B I \quad (\text{AKOU, 1995})$$

Avec :

- $S_i$ : tassement immédiat,
- $q$ : contrainte verticale appliquée au sol de fondation,
- $B$ : largeur de la zone chargée,
- $I$ : coefficient d'influence dépendant de la géométrie du remblai et de l'épaisseur du sol compressible.
- $E$ : est le module sécant déterminé dans un essai triaxial.

Divers recueils de tables et d'abaques ont été publiés pour la détermination des déformations élastiques des sols de fondation. On présente ici la solution de Giroud pour les sols de fondation monocouches. Le tassement de la surface du sol au point M à la distance X de l'axe du remblai se calcule comme suit, avec les notations de Figure IV.1 jointe à l'abaque. Les valeurs des paramètres sans dimension  $r_H$  et  $r_{H'}$  sont lues sur l'abaque de la Figure IV.1 en fonction de X/a et H/a pour  $r_H$  et de X/a' et H/a' pour  $r_{H'}$ .

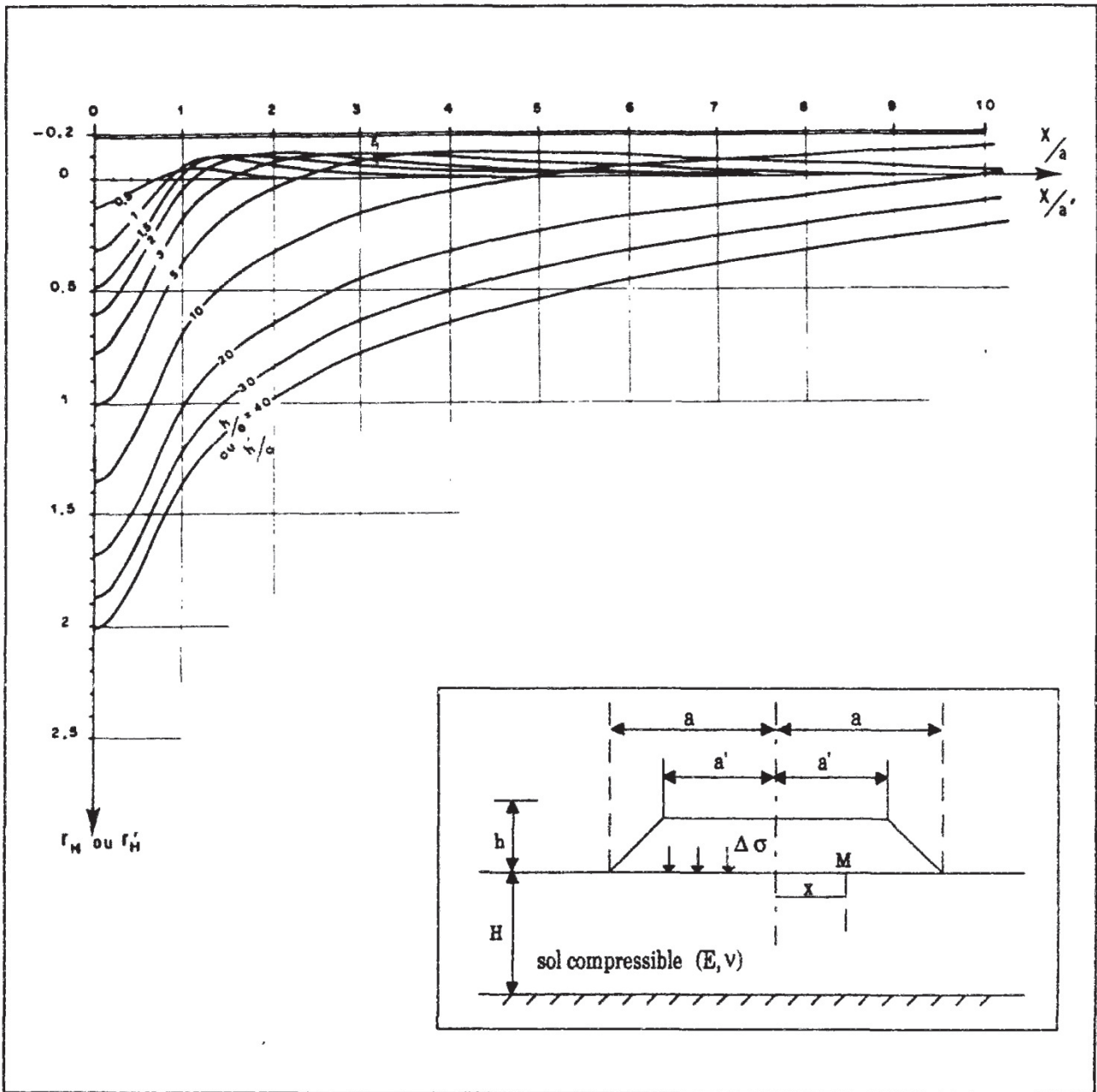


Figure I.5: Abaque de GIROUD pour le calcul du tassement élastique immédiat ( $\nu = 0,5$ )

Le coefficient d'influence I est donné par :

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

3.2.1.2. Tassement de consolidation primaire

Par manque de méthodes de calcul des tassements des remblais sur sols compressibles dans le cas bidimensionnel, le tassement primaire est déduit du tassement oedométrique  $S_{oed}$  moyennant l'application d'un coefficient correcteur  $\mu$  introduit par SKEMPTON et BJERRAM (1957).

$$S_c = \mu S_{oed} \quad (\text{Jean \& Duy, 1983})$$

Ce coefficient permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement final, omise par la méthode œdométrique unidimensionnelle. Il est déterminé à l'aide d'un abaque qui dépend de rapport  $H/B$  et l'état de consolidation du sol support (figure I.6) ( $H/B \sim 0.5$ , argile très sensible)  $\rightarrow \mu = 1.1$

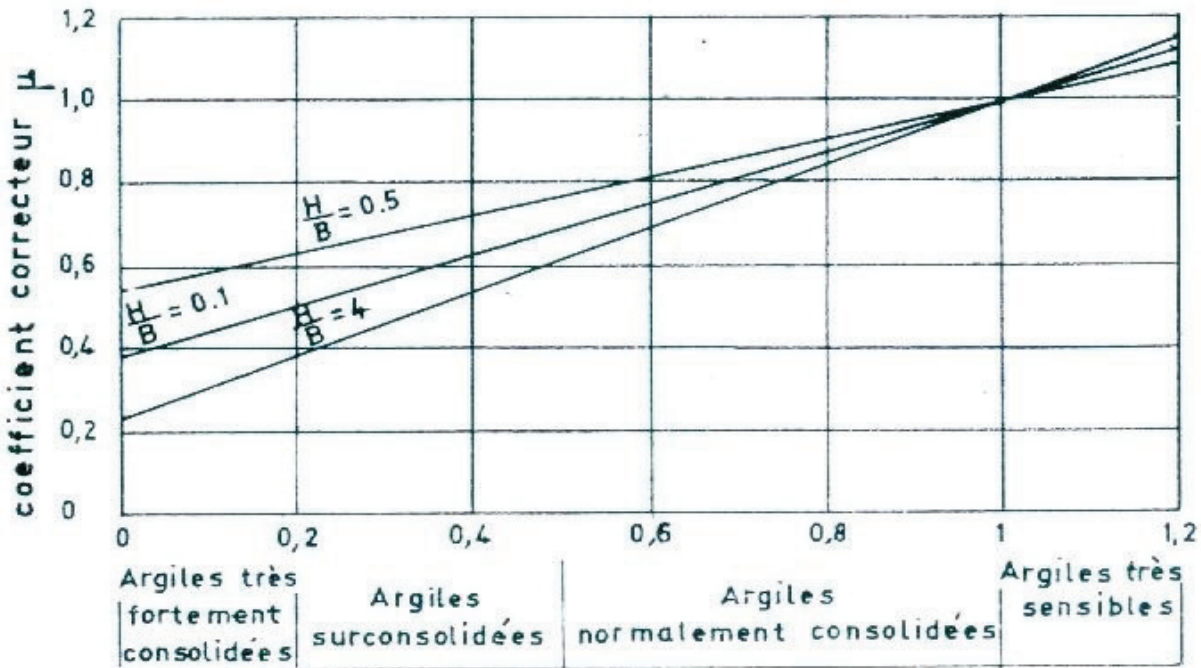


Figure I.6 : Correction du tassement de consolidation de SKEMPTON et BJERRUM

La méthode œdométrique se résume comme suit : le massif compressible est assimilé à un assemblage de couches horizontales élémentaires relativement homogènes pour lesquelles on calcule les tassements résultant des pressions appliquées au niveau de chaque couche. La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. Le tassement de chaque couche  $i$  d'épaisseur  $H_i$  est calculé au moyen des équations suivantes :

— Pour les couches surconsolidées :

On a deux cas :

1<sup>ère</sup> cas :  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_i < \sigma'_p$

$$S_{oed\ i} = H_i \frac{C_{si}}{1 + e_i} \log\left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}\right)$$

2<sup>ème</sup> cas :  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_i > \sigma'_p$

$$S_{oed\ i} = H_i \frac{C_{si}}{1 + e_i} \log \left( \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}} \right) + H_i \frac{C_{ci}}{1 + e_i} \log \left( \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{pi}} \right)$$

— Pour les couches normalement consolidées :

$$S_{oed\ i} = H_i \frac{C_{ci}}{1 + e_i} \log \left( \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{pi}} \right)$$

Avec :

$\Delta\sigma_i$  : La contrainte due au remblai et à la surcharge routière dans la couche  $i$  sur l'axe de remblai

$\sigma'_{v0}$  : Contrainte effective due au poids de la terre dans la couche  $i$  sur l'axe de remblai,

$\sigma'_p$  : Contrainte de préconsolidation dans la couche  $i$ .

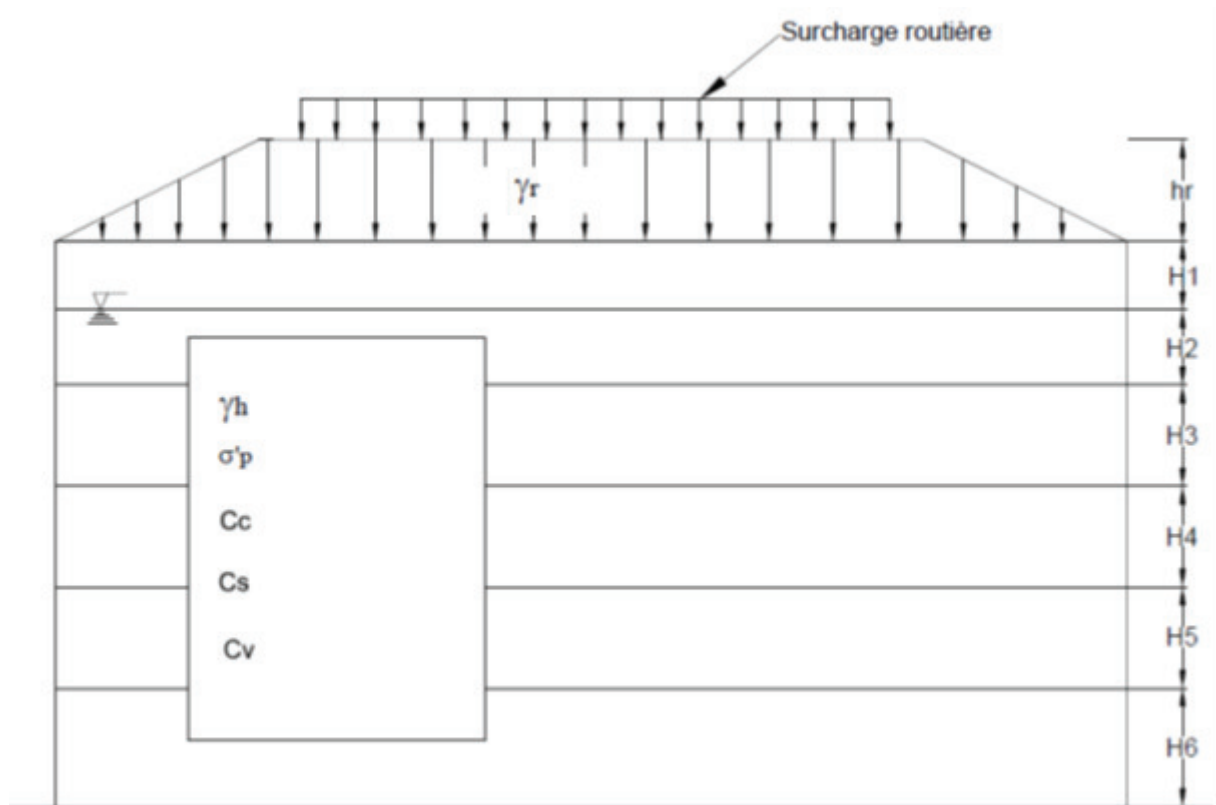


Figure I.7 : Schéma du profil type de calcul des tassements

3.2.1.3. Tassement de fluage

Le fluage d'un matériau est défini comme sa déformation au cours du temps lorsqu'il est soumis à un état de contrainte constant. Dans le cas des sols saturés, il est généralement admis qu'il s'agit de l'état des contraintes effectives. A la fin de la dissipation des surpressions interstitielles, le sol continue à se déformer à cause d'un processus visqueux, lié à la nature des contacts entre les particules adjacentes et provoquant un réarrangement entre ces particules, tout en diminuant l'indice des vides : c'est le phénomène de consolidation secondaire lié au fluage du sol.

La viscosité du squelette du sol se traduit par des déformations différées dites de fluage. Elles sont définies comme étant des déformations du sol sous contrainte effective constante. À l'échelle intergranulaire, ces déformations peuvent aussi être attribuées à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique de l'eau adsorbée et à la réorientation de la structure granulaire provoquée par les contraintes de cisaillement résultant de la consolidation primaire.

Selon la méthode de BUISMAN et KOPPEJAN (1948), la plus grande partie de ce tassement se produit après la fin de la consolidation, pour un temps  $t$  supérieur à  $t_{100}$  (figure IV.4). Cette méthode permet de calculer ce tassement par l'équation :

$$S_{fl} = C_{\alpha} H \log \left( \frac{t}{t_{100}} \right) \quad (\text{AKOU, 1995})$$

Avec :

- $t_{100}$  : Temps correspondant à la fin de la consolidation primaire,
- $C_{\alpha}$  : Coefficient de fluage,
- $H$  : Épaisseur de la couche compressible.

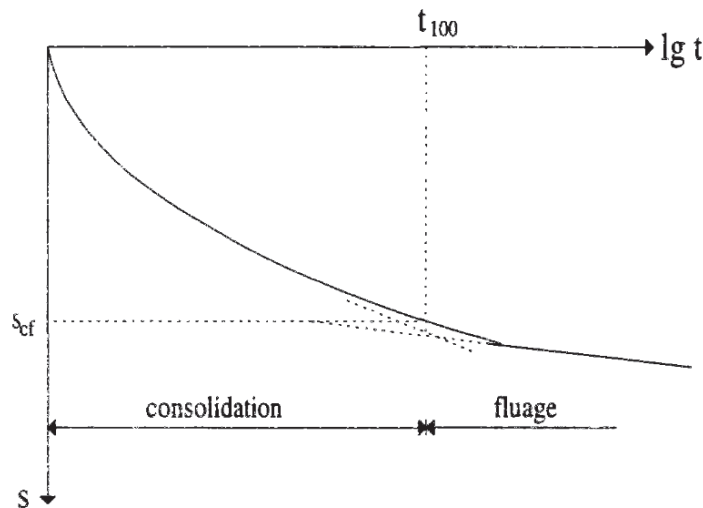


Figure I.8 : Evolution des tassements au cours du temps

Leroueil et al. (1985) ont expliqué que, contrairement à ce qui est écrit dans de nombreux manuels, il y a déformation volumique du sol durant la consolidation secondaire, et donc écoulement d'eau. Par conséquent, conformément à la loi de Darcy, il doit exister des surpressions interstitielles, même si

elles sont trop faibles pour être mesurées dans les essais de laboratoire (sur le terrain, des surpressions de plusieurs dizaines de kilopascals ont été mesurées sur différents sites).

3.2.1.4. Tassement dû aux déplacements latéraux

En l'état actuel des connaissances, il n'existe pas de méthode de calcul analytique pour la détermination de ce terme. Toutefois, on peut utiliser les résultats de BOURGES et MIEUSSENS (1979) sur les déplacements latéraux sous les remblais, qui permettent de convertir le volume correspondant à ces déplacements en un tassement supplémentaire du sol (figure I.9).

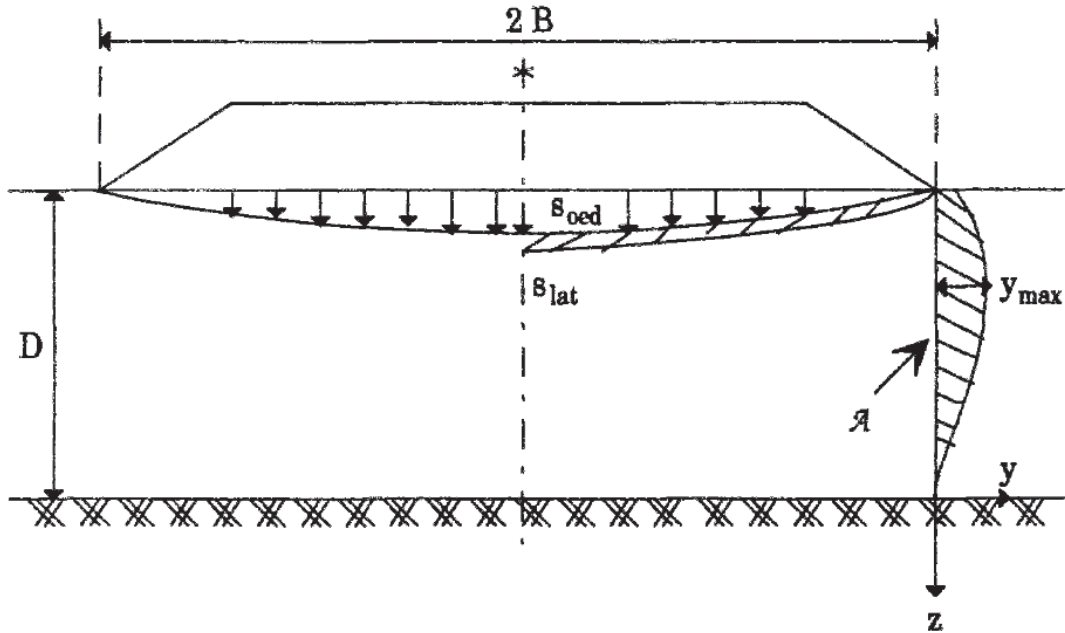


Figure I.9 : Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux (Akou, 1995)

$$\text{Aire } A = \int y \, dx = 0.68 D y_{\max} = 0.11 D S_{\text{oed}}$$

$$y_{\max} = 0.16 S_{\text{oed}}$$

$$s_{\text{lat}} = 0.11 \frac{D}{B} S_{\text{oed}} \quad (\text{AKOU, 1995})$$

Avec :

D : hauteur totale de la couche compressible

B : demi-largeur du remblai

$S_{\text{oed}}$  : tassement œdométrique (tassement primaire sans correction avec  $\mu$ )

### 3.2.2. Vitesse de consolidation

#### 3.2.2.1. Théorie de consolidation unidimensionnelle

La perméabilité des sols fins est faible et l'écoulement de l'eau à travers les interstices du sol ne s'effectue pas instantanément. Par conséquent, les contraintes produites par la charge du remblai sont reprises à court terme par l'eau qui est mise en pression. Cette eau s'écoule alors progressivement vers les surfaces drainantes où la pression de l'eau est plus faible. Simultanément, la pression de l'eau interstitielle diminue et les contraintes effectives supportées par le squelette augmentent : c'est le phénomène de consolidation tel qu'il est décrit par la théorie de TERZAGHI (1925). L'analyse du phénomène de consolidation permet de calculer les vitesses de tassement.

La prévision de la vitesse de tassement peut être effectuée à l'aide d'abaques, de programmes de calcul ou par extrapolation des mesures faites sur un remblai d'essai ou un autre ouvrage voisin

Temps de consolidation, selon TERZAGHI (1925), correspond au temps  $t$  nécessaire pour atteindre le tassement final ( $S_\infty$ ), qui est relié au tassement  $S_t$  à l'instant  $t$  par l'intermédiaire d'un coefficient dit "degré de consolidation" et noté  $U_v$  ( $U_v$  est parfois appelé degré de tassement et noté  $U_s$ )

$$S_t = U_v S_\infty$$

Le degré de consolidation  $U_v$  est aussi défini comme le rapport de l'augmentation moyenne de la contrainte effective dans le massif au temps  $t$  à sa valeur finale, égale à la valeur de la charge appliquée  $\Delta\sigma_v$  :

$$U_v = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_v}$$

La variation de la surpression interstitielle ( $\Delta u$ ) est la solution de l'équation de la consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI (1925), qui s'écrit :

$$\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2}$$

Avec :

$$c_v = \frac{K(1+e)}{\gamma_w a_v}$$

- $c_v$  : coefficient de consolidation,
- $K$  : coefficient de perméabilité,
- $a_v$  : coefficient de compressibilité verticale,
- $e$  : indice des vides,
- $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau.

La relation entre le facteur-temps  $T_v$  et le degré de consolidation  $U_v$  permet de calculer le tassement correspondant à une durée de consolidation  $t$ . Inversement, pour connaître le temps nécessaire pour atteindre une certaine valeur du tassement, on calcule le degré de consolidation correspondant, puis on utilise la courbe exprimant  $U_v$  en fonction du facteur-temps  $T_v$  suivant la forme de la distribution

initiale de la surpression interstitielle pour déterminer la valeur de  $T_v$  puis du temps de consolidation nécessaire.

$$T_v = C_v \frac{t}{H'^2}$$

Avec :

$H'$  : distance de drainage  $H' = H/2$ ,

$H$  : la hauteur de la couche compressible.

### 3.2.2.2. Théorie de consolidation radiale

Cette théorie est utilisée lors de l'insertion des éléments drainants (colonnes ballastées, drains de sable ou drains verticaux préfabriqués) ces éléments ont pour rôle de :

- Réduire le temps entre deux phases de construction lors d'une construction par étapes,
- Réduire le temps nécessaire à l'obtention d'un degré de consolidation suffisant pour la mise en service de l'ouvrage.

Son but est d'accélérer le phénomène de consolidation en permettant dans le sol compressible un écoulement horizontal de parcours réduit, souvent facilité par une perméabilité verticale des drains verticaux.

#### Principe de la théorie :

La théorie de l'écoulement tridimensionnel a été établie par TERZAGHI, elle a été ensuite adaptée par BARRON au cas des drains verticaux. Les hypothèses sont celles de la théorie de TERZAGHI. Il faut préciser néanmoins

- Que les déformations du sol interviennent dans la direction verticale
- Que l'excès de pression interstitielle est nul à la périphérie du drain et au contact des surfaces drainantes horizontales.

L'équation générale de la consolidation s'écrit :

$$\frac{k_h}{\gamma_w} \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t}$$

Si l'écoulement ne s'effectue que radialement l'équation devient :

$$\frac{k_h}{\gamma_w} \left( \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = \frac{a_v}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2)$$

Sachant que  $a_v$  est lié à  $C_r$  par la relation

$$C_r = k_h \frac{1+e}{a_v + \gamma_w}$$

Expression dans laquelle  $C_r$  est le coefficient de consolidation avec drainage radial.

Les conditions aux limites étant :

- Surpression interstitielle initiale  $\Delta u_0$  uniforme dans tout le sol au temps  $t = 0$ ,
- Surpression interstitielle nulle à la périphérie du drain, quel que soit  $t$ ,
- Surface cylindrique de diamètre  $D$  imperméable (nul courant ne la traverse).

Dans le cas de la déformation uniforme (remblai rigide), la résolution de l'équation (2) conduit à la relation :

$$U_r = 1 - e^{-\frac{T_r}{F(n)}}$$

Avec :

$U_r$ : degré de consolidation moyen avec écoulement radial,

$F(n)$ : paramètre ne dépendant que de  $n = D/d$ ,

$T_r$ : facteur temps du drainage radial.

$$T_r = \frac{C_r}{D^2}$$

$T_r$  étant le temps correspondant au degré de consolidation  $U_r$

#### **Combinaison du drainage vertical et de drainage radial**

$U_r$  et  $U_z$  étant les degrés de consolidation à écoulement radial seul et vertical seul, CARRILO a montré que le degré de consolidation globale  $U$  était tel que :

$$(1 - U) = (1 - U_r) (1 - U_z)$$

#### **4. Conclusion**

Les sols compressibles sont généralement de formation géologique récente divisés en deux catégories (tourbe, vase) qui se distinguent par leur pourcentage en matière organique. Ces sols ont des très mauvaises caractéristiques géotechniques mécaniques.

Les problèmes de la construction des remblais sur sols compressibles sont :

- instabilités visé à vis du poinçonnement et au glissement rotationnel,
- tassements importants et qui se produit à long terme.

Donc les caractéristiques de compressibilité et de cisaillement sont des paramètres fondamentaux pour ce type de problème.

## II. COLONNES BALLASTÉES

### 1. Introduction

Les colonnes ballastées sont des éléments verticaux constitués de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- amélioration de la portance,
- réduction des tassements,
- homogénéisation des caractéristiques géotechniques,
- augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants,
- augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation).

Une colonne ballastée est un procédé d'amélioration de sol ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde.

### 2. Amélioration des sols par colonnes ballastées

#### 2.1. Domaine d'application des colonnes ballastées

##### 2.1.1. Selon le type d'ouvrages

- Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :
  - halls de stockage,
  - bâtiments industriels et commerciaux,
  - silos et réservoirs de toute nature,
  - ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).
- Par extension, on peut les utiliser sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous l'exploitation et les prescriptions techniques associées :
  - en génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux)
  - sous fondations superficielles de bâtiments.
- Elles peuvent également être utilisées dans des remblais hétérogènes non évolutifs, où un traitement systématique avec un maillage régulier et adapté permet d'en améliorer et/ou homogénéiser les caractéristiques, afin de les rendre aptes à fonder superficiellement les ouvrages projetés.

### 2.1.2. Utilisation en zone sismique

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols, et à l'augmentation de résistance au cisaillement.

### 2.1.3. Limites d'utilisation

L'étreinte latérale fournie par le sol encaissant est un facteur déterminant dans l'exécution et le comportement de la colonne vis-à-vis de la rupture.

En conséquence :

- les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieure à 5%, au sens de la norme XP 94-047,
- à moins de dispositions spécifiques particulières, telles que préchargement, consolidation, étude spécifique de compatibilité, le traitement par colonnes ballastées dans des sols fortement compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieure à 0,50 m et présentant des caractéristiques faibles ( $C_u < 20$  kPa ou  $q_c < 300$  kPa) n'est pas envisageable.

Le tableau II.1 détaille les sols concernés par l'amélioration des sols par colonnes ballastées et les résistances latérales (étreinte latérale) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Tableau II.1 : Champs d'application des colonnes ballastées : Nature et résistance des sols (étreinte latérale)

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale			
		$P_1$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$N_{SPT}$ (coups)	$C_u$ (kPa)
Argile	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50
Limon	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50
Sable fin lâche	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	-
Tourbe	Non	-	-	-	-
Autre sols organiques	Non	-	-	-	-
Remblai inerte	Oui	200-500	0.6-1.6	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-

## 2.2. Techniques de mise en œuvre

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre : soit par voie humide, soit par voie sèche ou pilonnage.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement :

- De la nature et de l'état de saturation du sol,
- Du but recherché,
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

2.2.1. Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution consiste à :

- Faire pénétrer l'outil, dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain, jusqu'à la profondeur finale à atteindre, sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de la vibration et de l'eau de lancement. Le débit de l'eau est alors diminué.
- Remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable.
- Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

La Figure II.1 présente les phases successives de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.

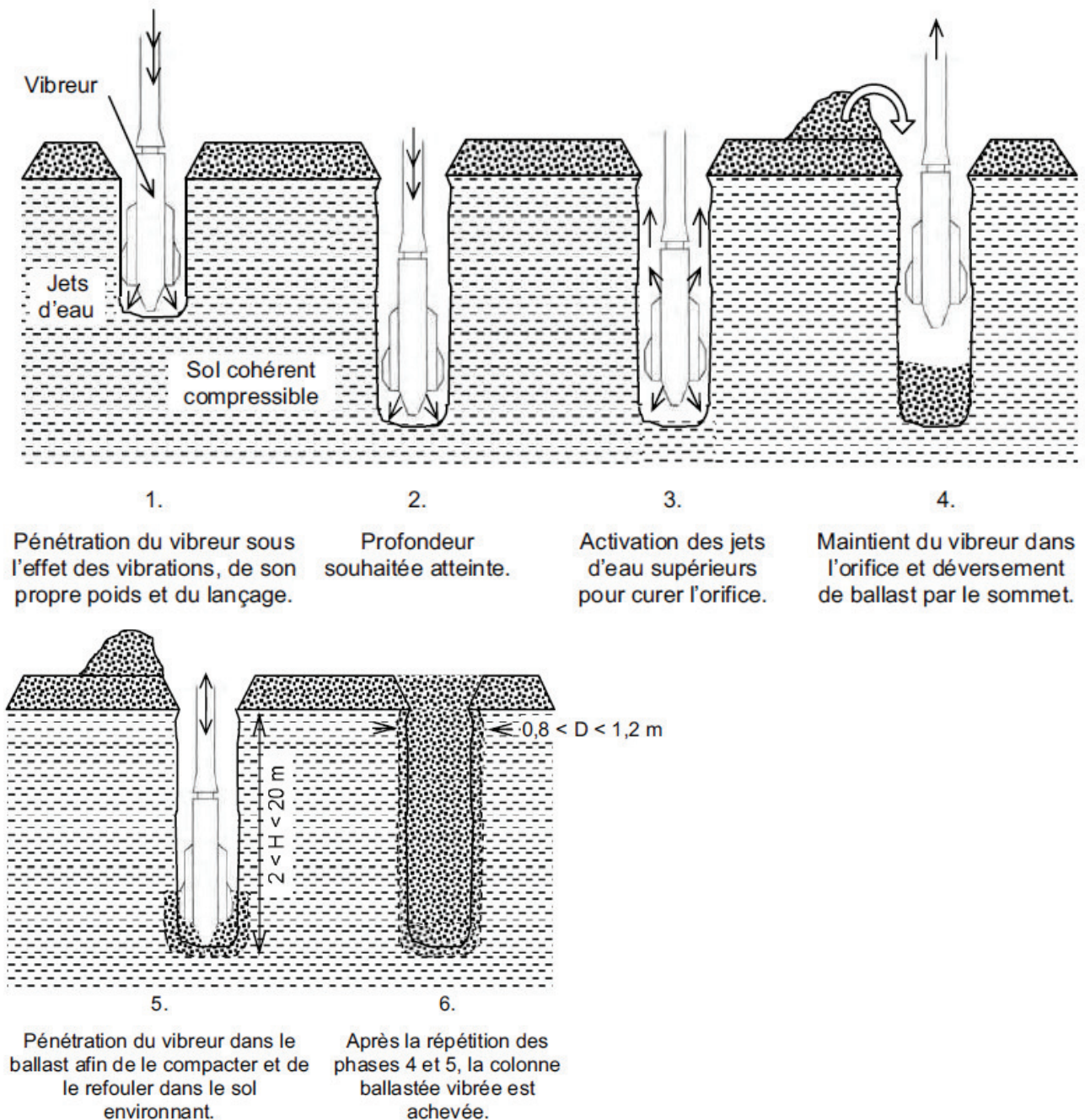


Figure II.1 : Phases de réalisation des colonnes ballastées par voie humide

### 2.2.2. Colonnes exécutées par voie sèche

Les étapes d'exécution des colonnes par voie sèche (figure II.2), dite encore par vibro-refoulement sont les suivantes :

- La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins,
- Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats,
- Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie,
- Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil,
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter,
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.

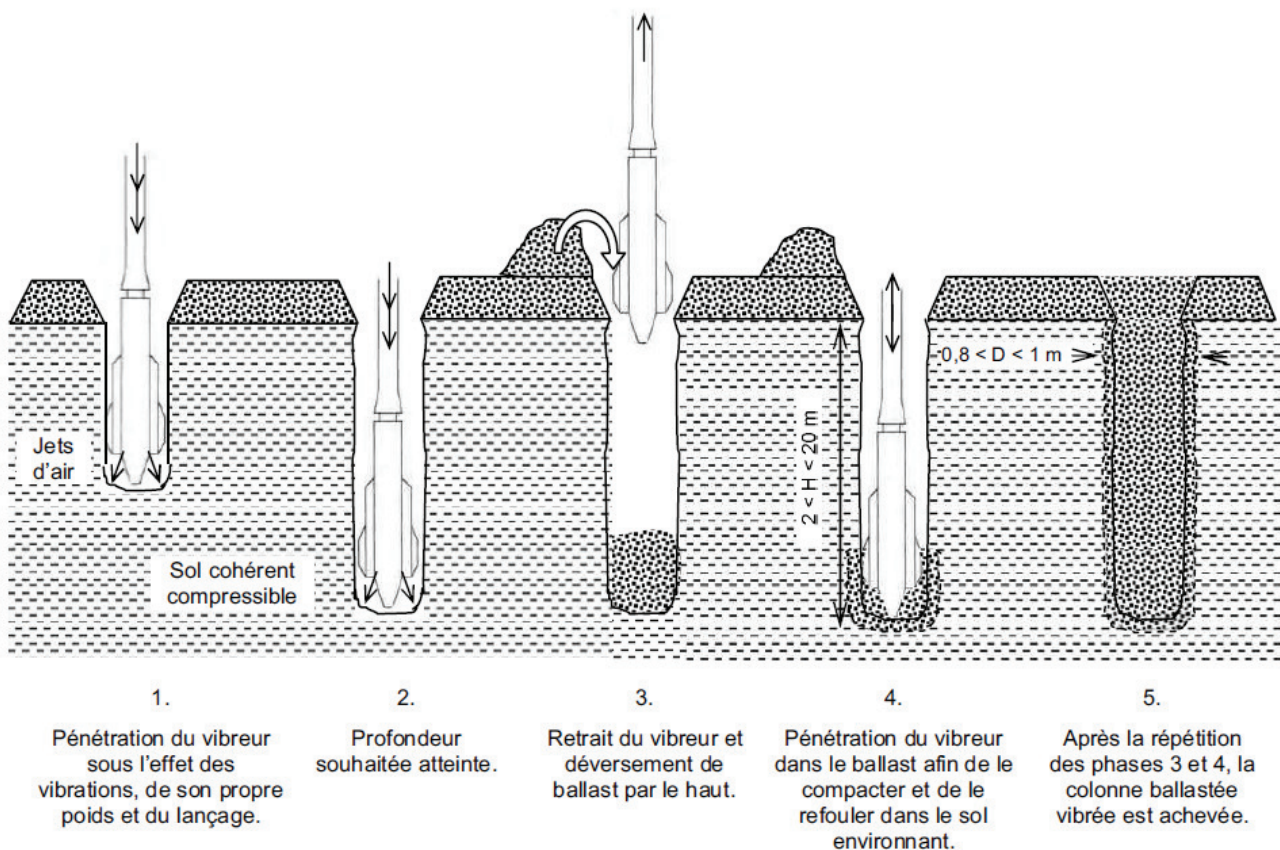


Figure II.2 : Phases de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche

### 2.2.3. Colonnes ballastées pilonnées

Ce type de colonne fait appel à une technique utilisée pour les colonnes de sable, largement employées dès leur origine au Japon. La procédure de construction (figure II.3) consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, fonçage ou vibro-fonçage, un tube métallique, provisoirement obturé ou ouvert à sa base, puis à compacter, en utilisant un pilon, un mélange de sable et de ballast préalablement déversé

dans le tube. Si le tube est fermé à sa base, le terrain est alors refoulé lors de la pénétration du tube, sinon, le terrain doit être extrait par forage avant l'introduction et le pilonnage du ballast. L'effet bénéfique de ce mode de mise en œuvre des colonnes provient du fait que le trou formé ne peut s'affaisser compte tenu de la présence permanente du tube. Cependant, les vibrations induites lors du battage ou fonçage du tube et du pilonnage du ballast ne permettent pas l'utilisation de cette méthode de construction dans des argiles sensibles.

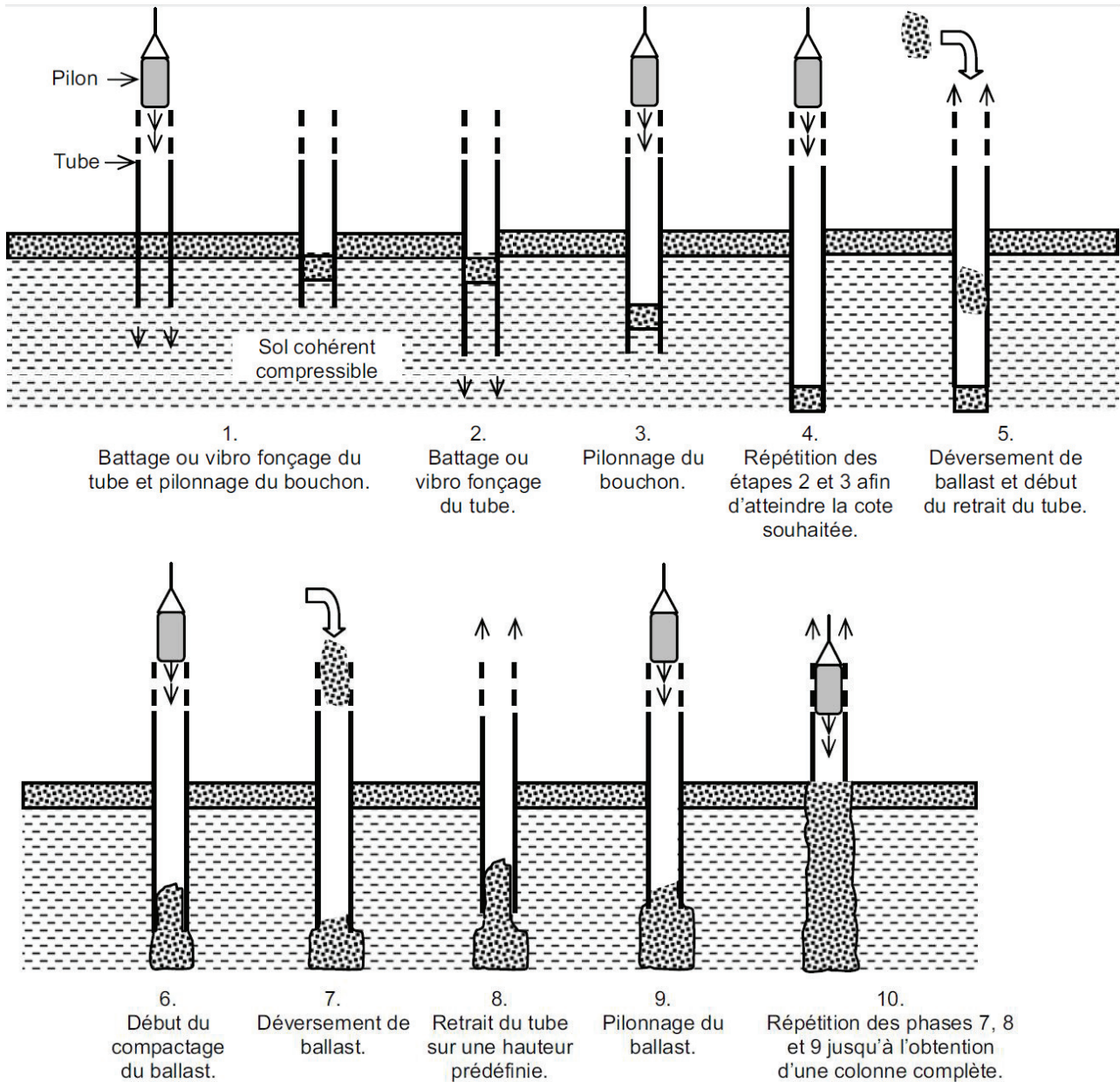


Figure II.3 : Phases de réalisation des colonnes ballastées par pilonnage

### 2.3. Matériaux d'apport

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- $LA < 35$
- $MDE < 30$
- $LA + MDE < 60$

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube. On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

- vibreur à tube latéral de remplissage par le bas : en termes de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40,
- autres procédés : en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.

Le critère de propreté est le suivant : le passant inférieur à  $80 \mu\text{m}$  est inférieur à 5%.

### 2.4. Matelas de répartition

Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les colonnes ballastées et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes des colonnes ballastées. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire.

Les « recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2004) précisent que l'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage). Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.5 m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3 m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelle isolées, semelles filantes).

Les colonnes et le matelas de répartition sont rarement réalisés avec le même matériau. Généralement le matelas est mis en place sous forme de grave naturelle (0-31 mm ou 0-80 mm) ou grave-ciment sur grave naturelle, voire de limon traité. L'épaisseur du matelas varie entre 0.3 et 1m.

En pratique, hors zone sismique, les semelles isolées et filantes ainsi que les radiers ne nécessitent en général aucun matelas contrairement aux dallages, armés ou non.

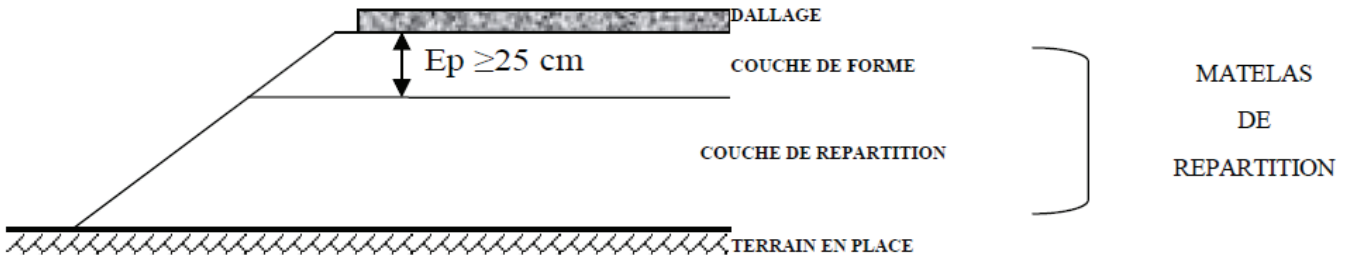


Figure II.4 : Matelas de répartition (Document COPREC 2004)

### 3. Comportement des colonnes ballastées

La compréhension du comportement des colonnes ballastées depuis leurs constructions jusqu'au transfert total de la charge en tête des colonnes est essentielle pour faire un bon dimensionnement et choisir le bon matériau d'apport pour cet élément d'amélioration des sols. Le comportement d'une colonne ballastée dépend :

- De la disposition de la colonne,
- De la charge appliquée,
- Du type de fondation : souple ou rigide,
- De la nature du sol à améliorer,
- Du matériau employé.

#### 3.1. Principe élémentaire-Définition

En admettant que les déformations radiales s'annulent à mi-chemin entre deux colonnes du centre du réseau de colonnes ballastées, ce qui suppose que la colonne est confinée, on peut introduire le principe de la cellule unitaire (Figure II.5). La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol  $\sigma_0$ , se répartit à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives.

La figure II.5 représente une charge répartie sur une fondation reposant sur un sol traité par colonnes ballastées, les paramètres caractérisant un sol traité sont définis comme suit :

L'aire de la colonne :

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$$

L'aire totale de la cellule unitaire :

$$A = \frac{\pi d_c^2}{4}$$

L'aire du sol :

$$A_s = A - A_c$$

La relation entre la contrainte moyenne  $\sigma_0$  appliquée sur l'aire totale  $A$ , la contrainte  $\sigma_c$  transférée à la colonne d'aire  $A_c$  et la charge  $\sigma_s$  supportée par le sol sur l'aire  $A_s$  peut s'écrire, en utilisant les notations des Figure II.5 et Figure II.6 :

$$A\sigma_0 = A_c\sigma_c + A_s\sigma_s$$

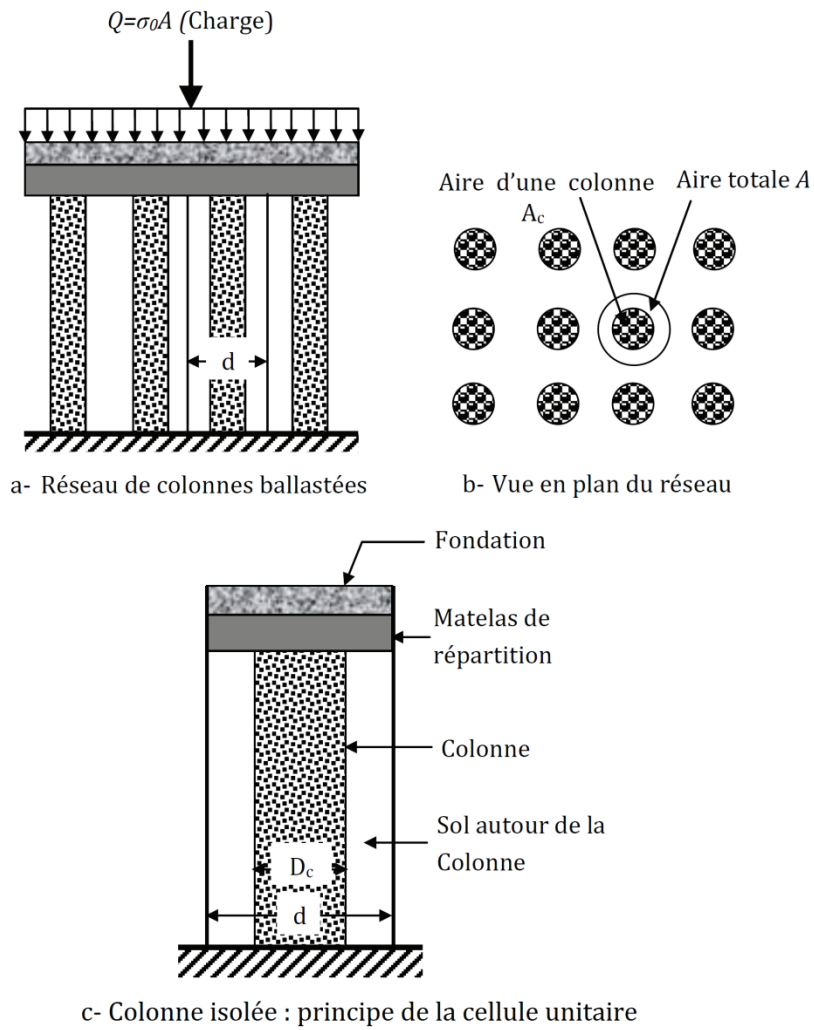


Figure II.5 : Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée

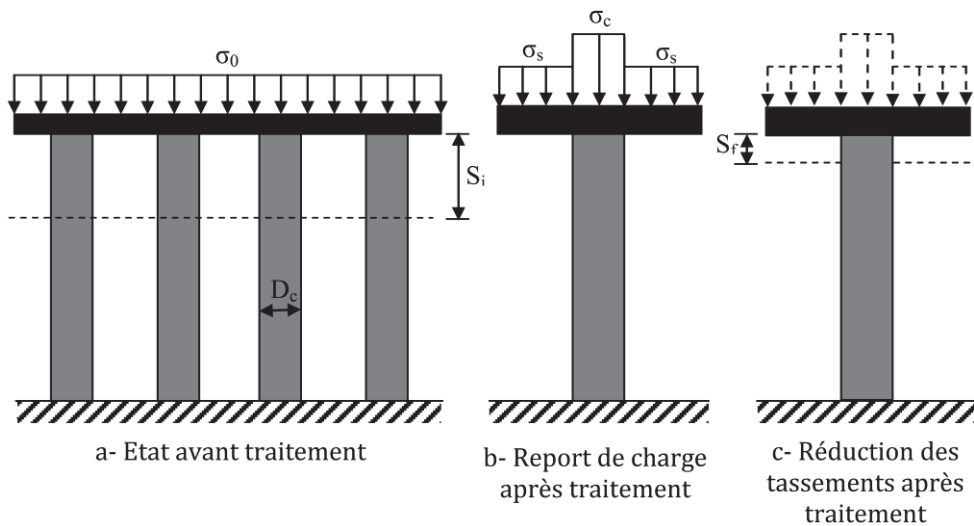


Figure II.6 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements

### 3.1.1. Taux d'incorporation

Le coefficient d'incorporation  $a$  est le rapport de l'aire de la colonne  $A_c$  sur l'aire totale  $A$  du domaine d'influence de la colonne (Figure II.5), soit :

$$a = \frac{A_c}{A}$$

### 3.1.2. Rapport de concentration des contraintes verticales

Les colonnes ballastées ont des résistances et des modules supérieurs à ceux du sol traité. Il se développe pour cette raison un mécanisme de transfert de la charge  $\sigma_0$  qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes  $\sigma_c$  et à une réduction de la charge sur le sol  $\sigma_s$ . Par définition le rapport de concentration des contraintes verticales, est le rapport de la contrainte apportée par la colonne  $\sigma_c$  à celle apportée par le sol après traitement  $\sigma_s$ .

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

### 3.1.3. Facteur de réduction des tassements

La charge  $\sigma_0$  appliquée par la fondation sur le sol d'assise produirait, avant le traitement de sol, un tassement moyen  $s_i$ . Après le traitement les tassements diminuent globalement. On peut définir le facteur de réduction des tassements  $\beta$ , comme le rapport du tassement  $s_i$  du sol avant traitement sur le tassement  $s_f$  du milieu composite obtenu après traitement, soit :

$$\beta = \frac{s_i}{s_f}$$

## 3.2. Modèles de comportement mécanique d'une colonne isolée

Une colonne ballastée peut tasser sous la charge appliquée, le ballast peut également subir des déformations radiales avec un mécanisme d'interaction « sol/colonne » qui dépend de la rigidité relative de la fondation par rapport au sol qu'elle sollicite.

Les fondations souples et les fondations rigides sont les deux types de fondations qui peuvent être construit sur les colonnes ballastées. Pour ces deux types, la concentration des charges sur la colonne, transmise par l'ouvrage, correspondent à un déchargement du sol autour de la colonne au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol, accélérée par le caractère drainant des colonnes.

### 3.2.1. Comportement de la colonne sous une fondation souple

Sous la fondation souple (Figure II.7) le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol  $\sigma_s$  et sur la colonne  $\sigma_c$  évoluent dans un rapport de 3 à 5 et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne (Figure II.7-a).

La contrainte horizontale  $\sigma_h$  qui confine le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol  $\sigma_{h0}$  et de la contrainte de compression exercée dans le ballast  $\Delta\sigma_h$ , elle augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue (Figure II.7-b).

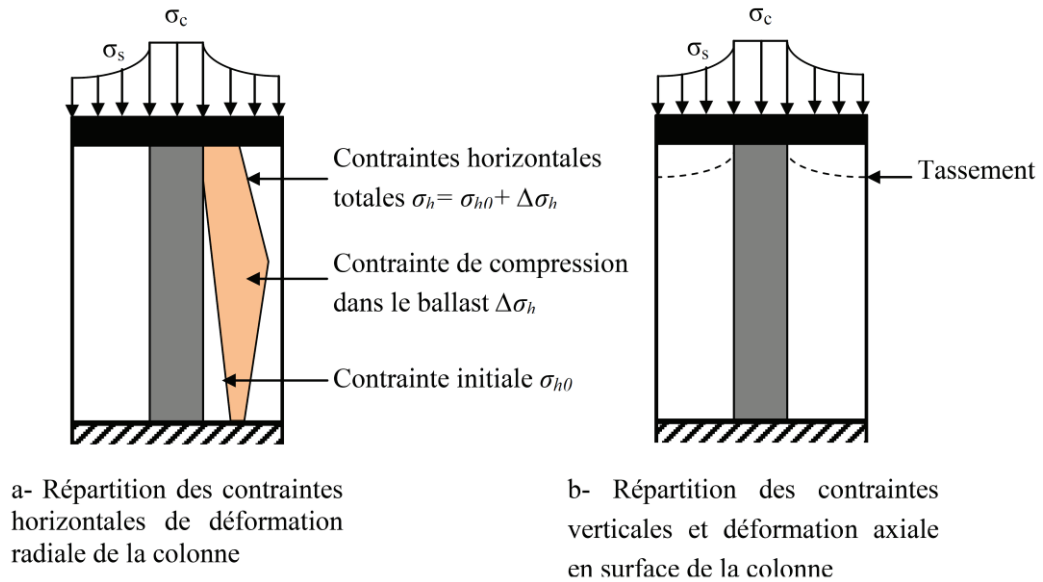


Figure II.7 : Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple

3.2.2. Comportement de la colonne sous une fondation rigide

A la base de la fondation rigide (Figure II.8), il y a une concentration de contraintes plus importante sur la colonne et un meilleur déchargement du sol et compte tenu du caractère indéformable de la fondation, les tassements en surface du sol et de la colonne sont identiques (Figure II.8-b).

Pour ce type de fondation, la contrainte totale horizontale qui confine la colonne, décroît linéairement en fonction de la profondeur (Figure II.8-a).

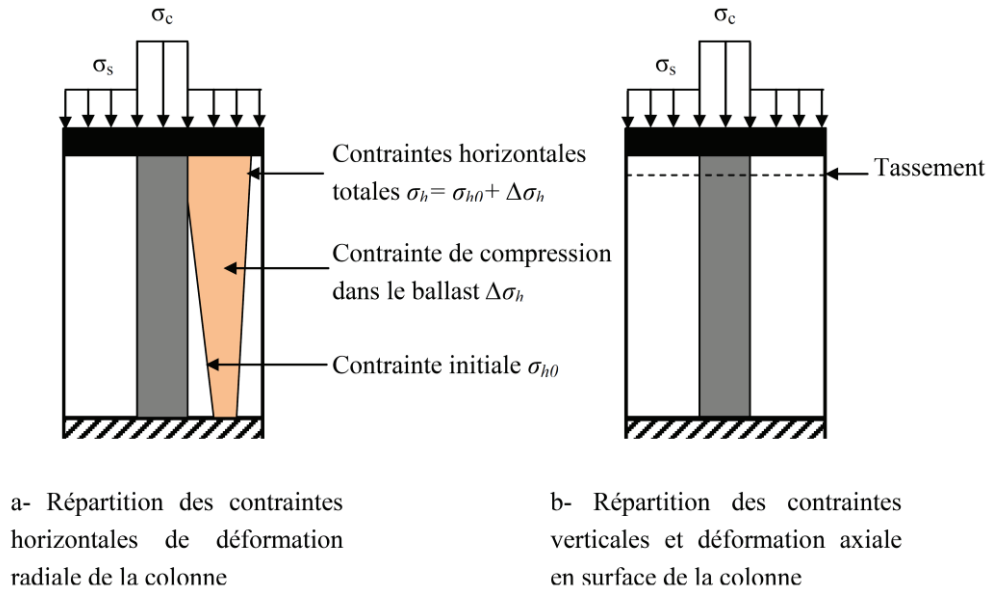


Figure II.8 : Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide

3.2.3. Interaction entre le sol et la colonne ballastée

L'interaction entre le sol et la colonne ballastée (Figure II.9) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise. Eggestad, (1983) note, dans le cas des colonnes courtes ou flottantes, que :

- Dans le cas de la fondation souple (Figure II.9-b), le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique ou les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement négatif),
- Lorsque la fondation est rigide (Figure II.9-a), les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques ; les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol/ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à freiner le ballast (frottement positif).

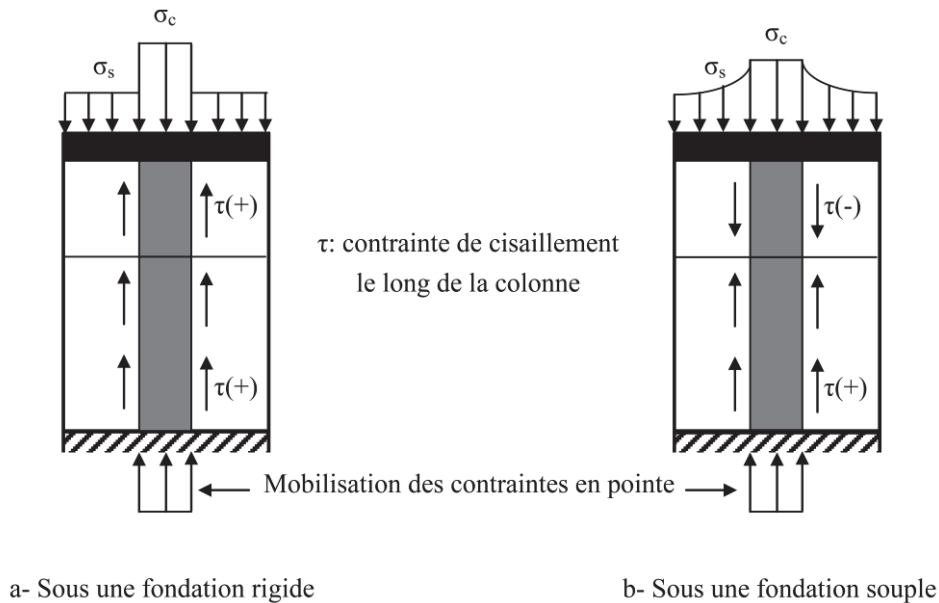


Figure II.9 : Interaction sol-structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe

### 3.2.4. Mécanisme de rupture de la colonne ballastée

Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée dans un massif de sol mou homogène sous la charge axiale limite  $\sigma_{clim}$  correspondent aux trois configurations schématisées de la Figure II.10 :

- Rupture par expansion latérale de la colonne,
- Rupture par cisaillement généralisé,
- Rupture par poinçonnement (colonne flottante).

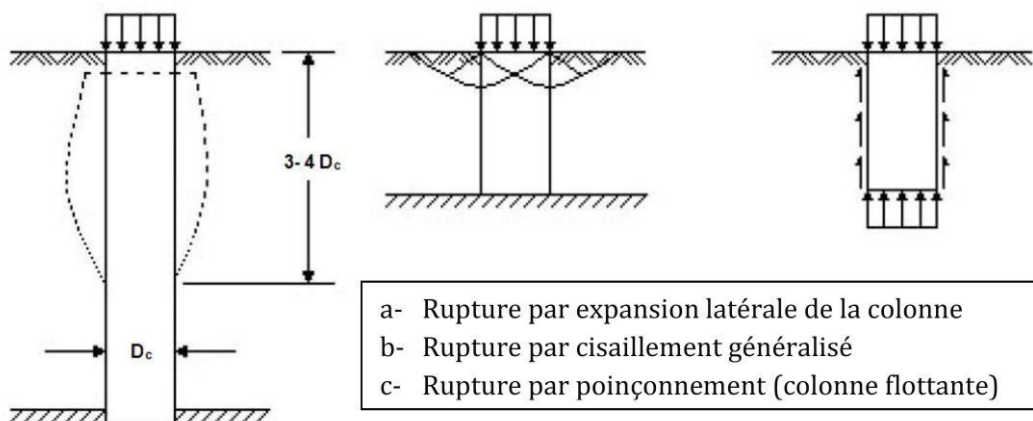


Figure II.10 : Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène

3.3. Modèles de comportement d'un réseau de colonnes ballastées

3.3.1. Définition du réseau de colonnes ballastées

Un réseau de colonnes ballastées est un ensemble de colonnes construit selon un maillage défini, pour obtenir un milieu traité capable de supporter des structures qui lui seront destinées.

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées (Figure 2.11) :

- Selon un maillage hexagonal,
- Selon un maillage carré,
- Selon un maillage triangulaire.

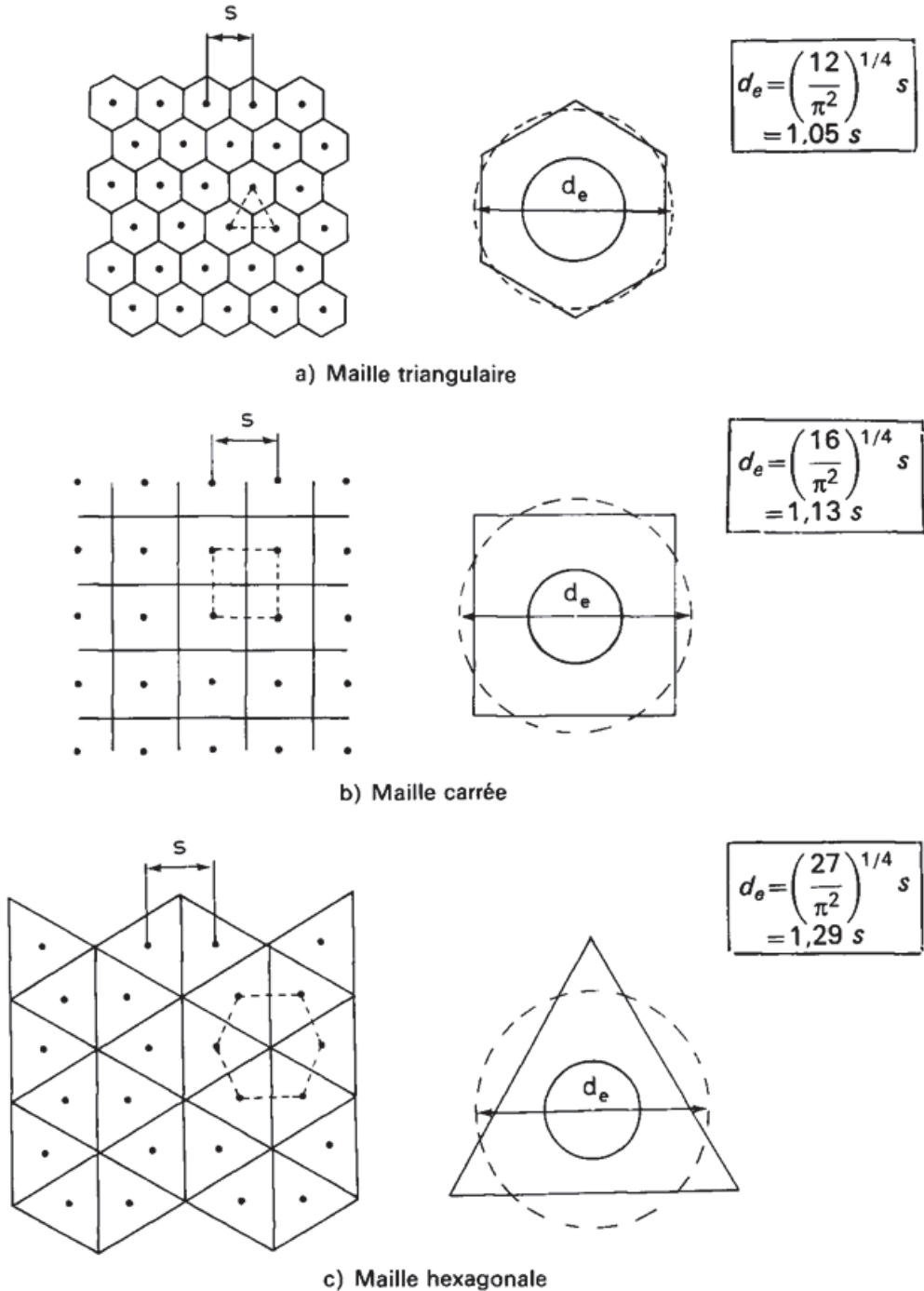


Figure II.11 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne

Pour la commodité des calculs et afin de respecter les conditions réelles sur chantier (colonne « cylindrique »), les zones d'influence des colonnes sont généralement réduites à des domaines cylindriques équivalents, à l'instar de ceux adoptés pour la résolution numérique des problèmes de consolidation radiale. Mais ces équivalences ne sont pas systématiquement employées et des variantes (murs équivalent, Van Impe, 1983 ; anneaux concentriques, Dhouib et al., 2004) sont possibles.

### 3.3.2. Réduction au cas de la colonne isolée : zone d'influence

Sous les charges réparties de grandes dimensions apportées par les remblais, les radiers et les dallages, les colonnes situées à l'intérieur du maillage sont confinées et peuvent être assimilées à des colonnes isolées sous charge verticale. Le principe de la cellule unitaire s'applique parfaitement et on peut généraliser les règles de calcul et de dimensionnement des colonnes isolées sous charge verticale aux réseaux de colonnes ballastées sous charge verticale.

Sous les charges centrées apportées par les semelles de fondation, l'application du principe de la cellule unitaire n'est pas judicieuse car elle dépend de la disposition et du nombre de colonnes dans le groupe de colonnes adopté.

Sur la figure II.12, sont données plusieurs configurations de colonnes ballastées sous charge répartie et sous charge isolées, qui permettent d'illustrer la validité ou non du principe de la cellule unitaire.

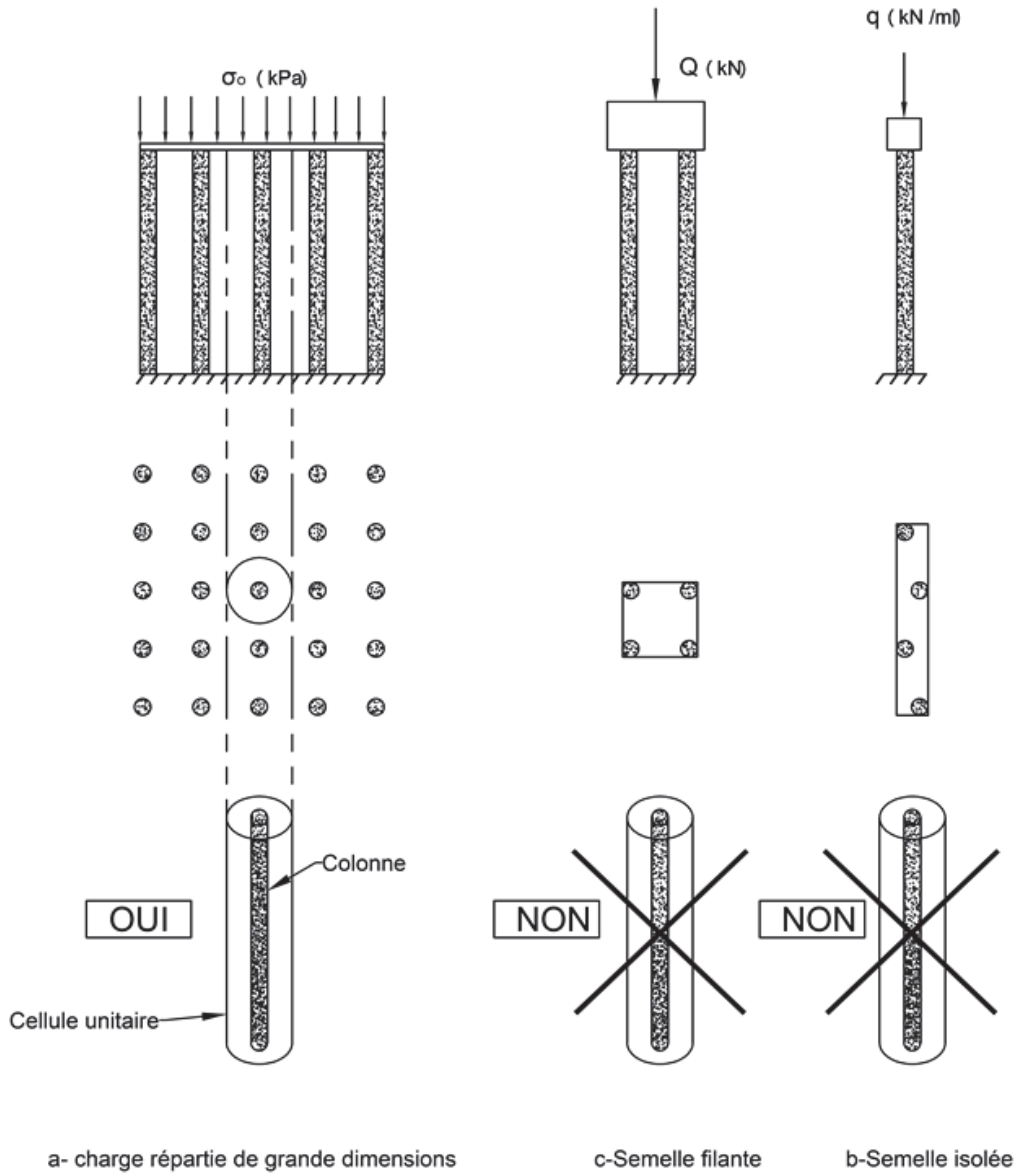


Figure II.12 : Application de principe de la cellule unitaire

### 3.4. Comportement des colonnes ballastées au cours du temps

Le comportement des colonnes ballastées au cours du temps passe par trois phases essentielles :

- La phase initiale : elle correspond aux étapes de construction du remblai ou de la mise en place de la charge pour les autres ouvrages (radiers, dallages et semelles).
- La phase de consolidation : cette phase est accélérée par le caractère drainant des colonnes.
- La phase de fluage : elle est en relation avec le caractère fluant ou non du sol encaissant.

### 3.4.1. Phase initiale

Dans la phase initiale, les pressions interstitielles n'ont pas le temps de se dissiper, il n'y a donc pas de transfert de charge et les tassements sont théoriquement négligeables, mais il peut se produire tout de même des tassements instantanés.

### 3.4.2. Phase de consolidation

Dans la phase de consolidation, les pressions interstitielles se dissipent, le transfert de charge se produit progressivement dans le temps et les tassements primaires se mobilisent. On observe un report progressif de charge qui provoque, entre le temps initial  $t_i$  et un certain temps final  $t_f$ , une augmentation de la contrainte verticale  $\sigma_c$  sur la colonne et une diminution de la contrainte verticale  $\sigma_s$  sur le sol. A partir d'un certain temps final  $t_f$  il y a stabilisation des contraintes sur les colonnes et sur le sol.

### 3.4.3. Phase de fluage

Le fluage, appelé généralement consolidation secondaire, est par définition le déplacement, ou la déformation, en fonction du temps sous un chargement constant ou une contrainte constante.

Bell a réalisé un essai de chargement sur une semelle filante coiffant cinq colonnes ballastées, à partir de cet essai l'auteur a conclu que les déformations des colonnes ballastées dues au fluage augmentent lorsque l'enfoncement de la fondation croit, ce qui est peut être expliqué par la dégradation de la structure du sol traité. D'une manière générale ce phénomène de fluage est produit lorsqu'il y a un manque de l'étreinte latérale de sol encaissant les colonnes.

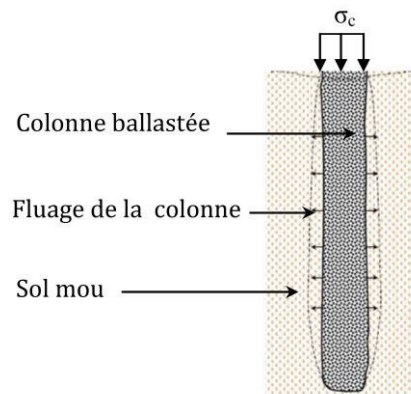


Figure II.13 : Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale

## 4. Méthodes de justifications

### 4.1. Justification en termes de contraintes

Les différentes publications se rapportant à la capacité portante ultime d'une colonne isolée s'articulent autour de trois modes de rupture correspondant, d'après Datye (1982), à des configurations géométriques bien différentes (figure II.10).

Les colonnes dont la base repose sur un horizon raide doivent, selon que leur longueur est (ou non) supérieure à quatre fois leur diamètre, être dimensionnées vis-à-vis d'une rupture par expansion latérale de la colonne ou vis-à-vis d'une rupture par cisaillement généralisé du sol traité.

Les colonnes « flottantes » doivent quant à elles vérifier une condition supplémentaire de « non poinçonnement », à l'instar d'un pieu classique.

#### 4.1.1. Rupture par expansion latérale

Cette théorie repose sur une analogie entre la colonne et une éprouvette de matériau pulvérulent (de même angle de frottement  $\varphi_c$  que le ballast) subissant une compression triaxiale sous une contrainte de confinement égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol entourant la colonne, à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales (figure II.14). Le caractère drainant du ballast fait que l'on raisonne en contraintes effectives à l'intérieur de la colonne, ce qui permet d'écrire :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right)$$

On peut écrire aussi la relation précédente sous la forme :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{lim} K_{pc}$$

Ou :

$\sigma'_{clim}$  : la contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture.

$\sigma'_{hlim}$  : la contrainte horizontale effective maximale du sol.

$\varphi_c$  : l'angle de frottement interne du ballast.

$K_{pc}$  : le coefficient de butée du ballast.

Par analogie avec la sonde préssiométrique Ménard, l'étreinte latérale peut être exprimée sous la forme :

$$\sigma'_{hlim} = p_l - u$$

Ou :

$p_l$  : la pression limite du sol ambiant

$u$  : la pression interstitielle à la périphérie de la colonne

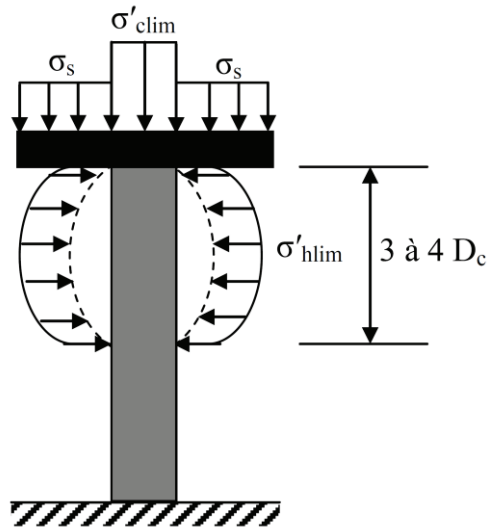


Figure II.14 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête

4.1.2. Rupture par cisaillement généralisé

La contribution la plus connue, et certainement la plus utile, sur ce sujet est celle de Brauns qui a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « sol-ballast » limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne, ainsi que l'illustre la figure II.15.

L'intérêt de la théorie développée par Brauns est de pouvoir prendre en compte une surcharge  $\sigma_s$  appliquée à la surface du sol, autour de la fondation placée en tête de la colonne.

Moyennant quelques hypothèses simplificatrices (en particulier l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes) la contrainte verticale limite  $\sigma'_{clim}$  en tête de colonne vérifie l'équation :

$$\sigma'_{clim} = \left[ \sigma_s + \frac{2c_u}{\sin(2\delta)} \right] [1 + \sin(2\delta)] \left[ 1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan\delta} \right] K_{pc}$$

Ou :

$c_u$  : la cohésion non drainée du sol, supposée constante sur toute la profondeur du traitement

$\delta$  : l'angle de la génératrice du cône avec l'horizontale

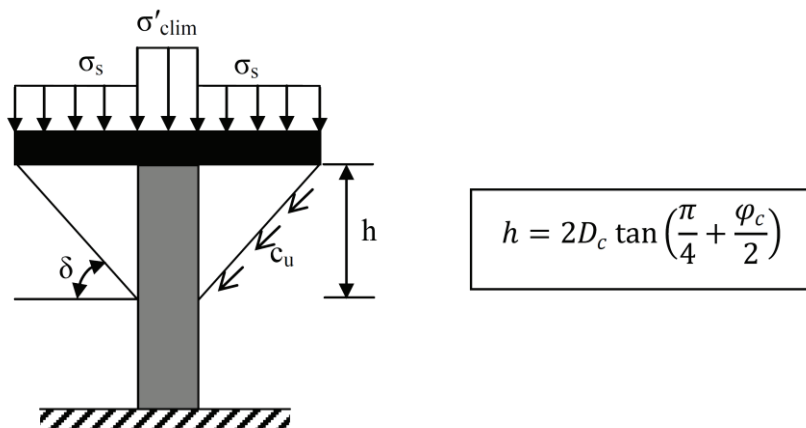


Figure II.15 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une courte colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête

L'angle  $\delta$  peut être déterminé rapidement grâce à l'abaque de la Figure II.16-a. Dans le cas particulier ou  $\sigma_s$  est égale à zéro, la courbe de la Figure 2.16-b donne directement  $\delta$  en fonction de  $\theta c$ .

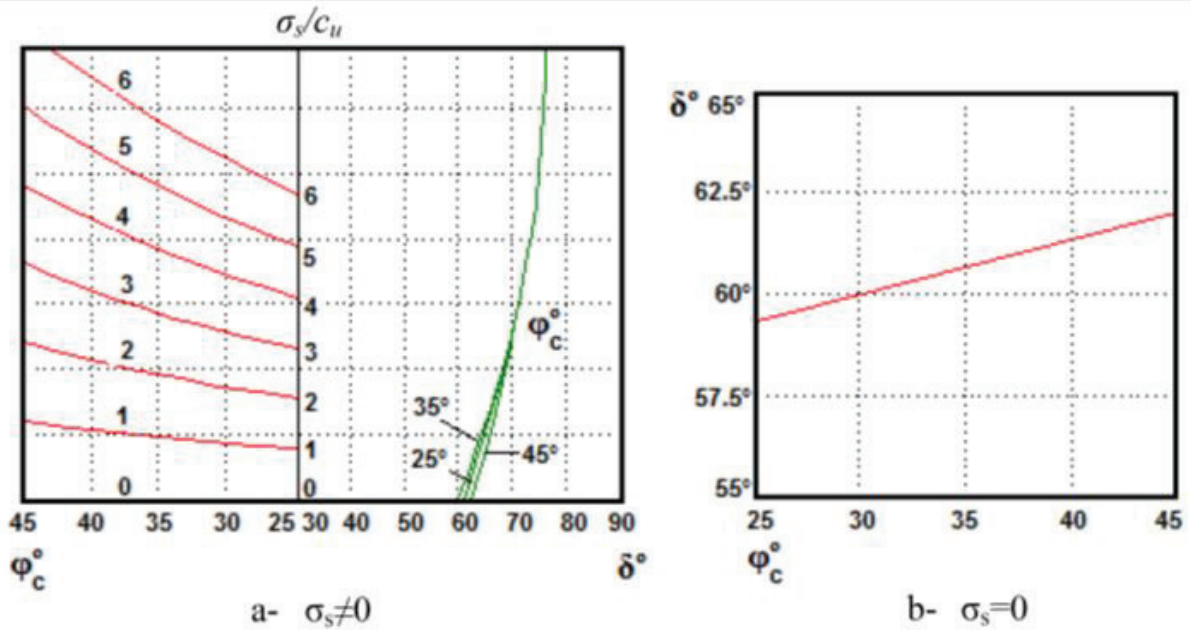


Figure II.16 : Détermination pratique de  $\delta$

#### 4.1.3. Rupture par poinçonnement d'une colonne flottante

Pour les colonnes flottantes, le poinçonnement a lieu lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale  $\sigma_v(z)$  qui se transmet dans la colonne.

Hughes et al (1975) et Brauns J. (1980) ont considéré que la colonne travaillait comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et d'un frottement latéral positif. Ils ont fait l'hypothèse que la résistance au cisaillement mobilisée sur la périphérie de la colonne est égale à la résistance au cisaillement non drainée  $c_u$  du sol. Dans le calcul, cette cohésion non drainée  $c_u$  sera supposée constante sur toute l'épaisseur de la couche compressible.

Considérons la colonne ballastée de la Figure II.17, caractérisée par un poids volumique  $\gamma_c$  et un diamètre initial  $D_c$ . La contrainte verticale régnant à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne est :

$$\sigma_v(z) = \sigma_{clim} + z \left( \gamma_c - \frac{4c_u}{D_c} \right)$$

Cette équation permet de déterminer la longueur minimale ainsi que la longueur maximale de la colonne.

La longueur minimale  $L_{c \min}$  correspond à l'équilibre limite pour le poinçonnement.

Si l'on assimile la colonne ballastée à un pieu flottant dans un sol homogène isotrope purement cohérent, la longueur minimale de la colonne  $L_{c \min}$  est donnée par :

$$L_{c \min} = \frac{D_c}{2} \left( \frac{N_c c_u - \sigma_{clim}}{\gamma_c - 2c_u} \right)$$

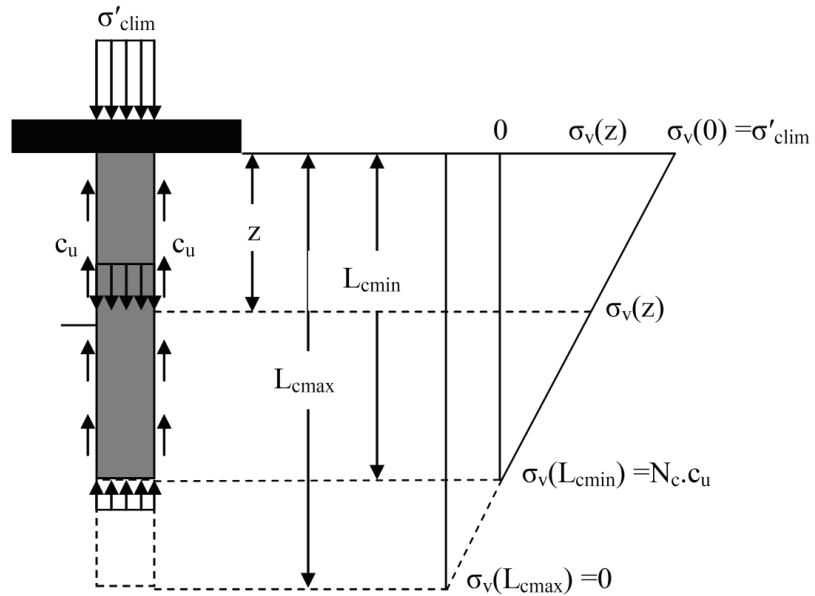


Figure II.17 : Définition des longueurs  $L_{c\ min}$  et  $L_{c\ max}$  d'une colonne ballastée vis-à-vis de la rupture par poinçonnement

La valeur de  $N_c$ , est la valeur utilisée pour le dimensionnement de pieux traditionnels.

En temps, il existe une longueur de traitement  $L_{c\ max}$ , caractérisée par  $\sigma_v(L_{c\ max}) = 0$ , au-delà de laquelle le traitement est inutile.

La valeur de longueur maximale de traitement  $L_{c\ max}$  est donnée par la relation :

$$L_{c\ max} = \frac{D_c}{2} \left( \frac{\sigma_{clim}}{2c_u - \gamma_c} \right)$$

L'optimisation de la longueur  $L_c$  des colonnes flottantes doit vérifier la condition suivante :

$$L_{c\ min} \leq L_c \leq L_{c\ max}$$

La figure II.17 illustre le mécanisme de rupture par poinçonnement d'une colonne flottante et l'évolution de la contrainte verticale développée dans la colonne en fonction de la profondeur.

4.2. Justification en termes de tassements

Plusieurs auteurs ont étudié les tassements des sols sur sol traité par colonnes ballastées, en termes de facteur de réduction des tassements. Parmi les approches les plus utilisées dans la pratique sont d'écrites ci-après :

- La méthode d'homogénéisation simplifiée,
- L'application des travaux de MATTES et POULOS,
- Les règles T4 de MENARD.

4.2.1. Homogénéisation simplifiée

L'homogénéisation simplifiée consiste à transformer le sol « composite » en un milieu « homogène » équivalent (figure II.18), par la détermination un module équivalent  $E_e$  donné par l'équation suivante :

$$E_e = aE_c + (1 - a)E_s$$

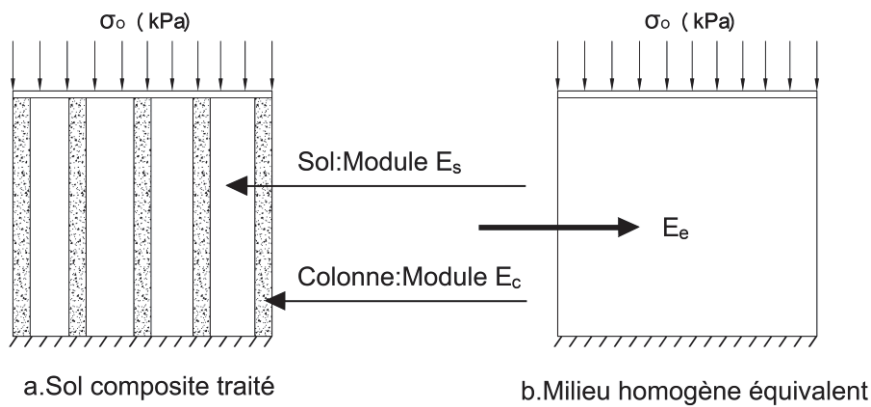


Figure II.18 : Homogénéisation simplifiée

Remarque :

- Les tassements après traitement par l'homogénéisation simplifiée ne peut s'appliqué qu'au charge réparties de grand dimension.
- Pour un coefficient de poisson usuel de 0.33, le module œdométrique  $E_{oed}$  du sol vaut  $1.48E_s$  (module élastique du sol).

4.2.2. Application des travaux de MATTES et POULOS

Il convient de rappeler tout d'abord que dans ce cas de chargement la fondation ne s'applique pratiquement que sur l'inclusion, et que les tassements immédiats pseudo-élastiques de celle-ci constituent la majeure partie de sa déformation finale. Ces deux valeurs peuvent être évaluées en introduisant les valeurs des modules drainés et non drainés du sol et de la colonne dans la formule développée par Mattes et Poulos :

$$S = \frac{P}{L \cdot E_{sol}} I_P$$

Ou :

S : le tassement en tête de la colonne,

L : la longueur de la colonne,

$P$  : la charge appliquée à la colonne,

$E_{sol}$  : le module d'élasticité du sol

$I_p$  : un facteur d'influence dépendant du facteur de rigidité relative  $k = E_{col}/E_{sol}$ , où  $E_{col}$  est le module d'élasticité de la colonne.

La figure II.19 donne une idée des valeurs de  $I_p$  à employer dans ce genre de calcul, une estimation raisonnable de  $k$  se situant dans la fourchette 10 à 25. Une analyse plus poussée ayant montré la faible influence de l'épaisseur de la couche, pour la gamme des valeurs de  $k$  citées plus haut, on pourra utiliser pour tous les cas de figure cet abaque, dressé pour un milieu d'épaisseur  $h$  infinie.

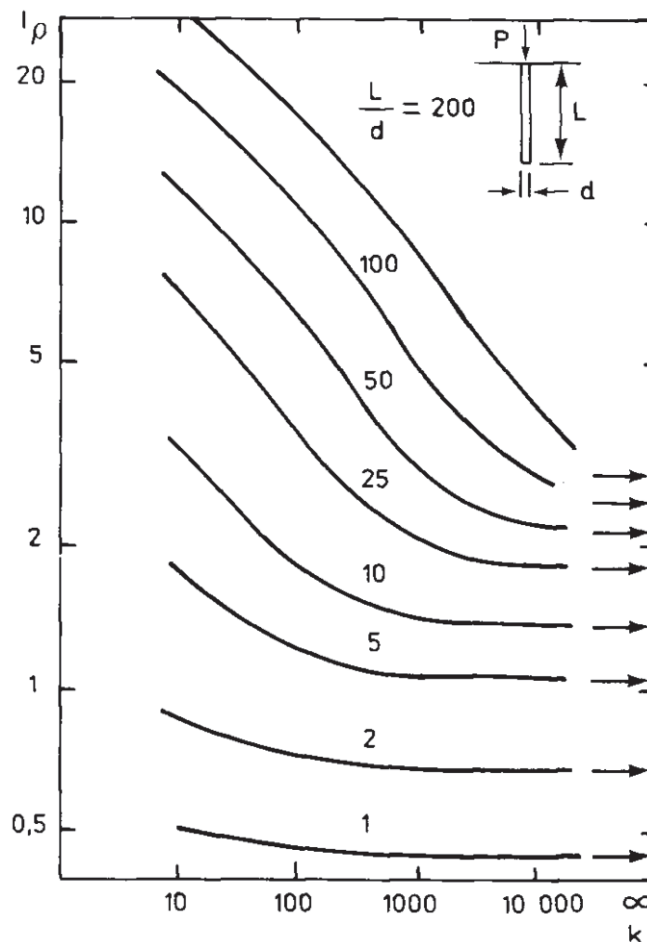


Figure II.19 : Facteur d'influence  $I_p$  (d'après Mattes et Poulos, 1969)

Greenwood et Kirsch (1983) rappellent également la faible influence du coefficient de Poisson du sol dans ces travaux, faisant que, tous paramètres confondus, la différence entre les tassements immédiat et final obtenus par cette méthode n'est que de l'ordre de 10 %

#### 4.2.3. Règle T4 de Ménard

La règle T4 de Ménard développée pour les puits (isolés) de fondation peut être appliquée aux plots ballastés et à colonnes courtes. Les tassements sont donnés par la formule suivante :

$$S = C_q \frac{\sigma_c}{2E_M} R_0 \left( \frac{R_c}{R_0} \right)^\alpha$$

Ou :

$R_0$  : désigne le rayon de référence ( $R_0 = 30$  m),

$\sigma_c$  et  $R_c$  : sont respectivement la contrainte en tête de la colonne et son rayon moyenne,

$E_M$  : et le module pressiométrique du sol encaissant,

$\alpha$  : désigne le coefficient rhéologique du sol  $\alpha_{\text{Ménard}}$ .

$C_p$  : et le coefficient d'encastrement donné par :

$$C_p = \frac{1}{0.8 + 0.1 \frac{L_c}{R_c}}$$

## 5. Amélioration de la stabilité générale des remblais

Cette question a été abordée dans la littérature spécialisée par le biais de l'évaluation des caractéristiques d'un matériau homogène équivalent dans son comportement au matériau composite réel.

En ce qui concerne le poids volumique équivalent, il semble naturel d'utiliser la formule proposée par Di Maggio (1978) :

$$\bar{\gamma} = \gamma_{\text{col}} a + \gamma_{\text{sol}} (1 - a)$$

En ce qui concerne l'évaluation de la résistance au cisaillement mobilisable le long d'une ligne de rupture, Di Maggio (1978) et Priebe (1978) ont fondé leur approche sur l'utilisation d'une cohésion et d'un angle de frottement équivalents déterminés par des formules générales du type :

$$\bar{c} = (1 - m) c_{\text{col}} + m c_{\text{sol}}$$

et

$$\overline{\text{tg}\varphi} = (1 - m) \text{tg}\varphi_{\text{col}} + m \text{tg}\varphi_{\text{sol}}$$

Di Maggio pondère les caractéristiques du sol et du ballast par des coefficients tenant compte de leurs volumes respectifs dans une maille et pose en pratique :

$$m = a = A_{\text{col}}/A$$

Priebe, quant à lui, considère que les états de contrainte au sein du sol et du ballast et les caractéristiques géotechniques du sol ambiant influent sur le résultat du traitement et raisonne en terme « d'efficacité » des reports de charge, ce qu'il traduit pour le facteur  $m$  par :

$$\frac{A_{\text{col}}\sigma_0}{A\sigma_0} = m_{\text{min}} \leq m \leq m_{\text{max}} = \frac{A_{\text{col}}\sigma_{\text{col}}}{A\sigma_0}$$

Dans la pratique, la valeur de  $m$  est une fonction très complexe des caractéristiques intrinsèques  $\sigma'_{\text{sol}}$  et  $\varphi'_{\text{sol}}$  du terrain à traiter. Si l'on fait un calcul de stabilité à court terme, et que l'on considère que la contrainte  $\sigma_0$  n'a pas eu le temps de se répartir, on est en droit de prendre  $m = m_{\text{min}} = a$ .

A long terme, Mitchell (1981) considère que l'approximation de  $m$  par  $m_{\text{max}}$  est suffisante.

La stabilité à court terme est habituellement la plus défavorable, cependant l'approche de Priebe peut s'avérer intéressante dans le cas d'ouvrages édifiés par étapes.

La formulation proposée par Aboshi et *al.* (Figure II.20) rejoint celle de Priebe dans la prise en compte des états de contrainte dans la colonne. La résistance au cisaillement moyenne mobilisée dans la zone traitée est calculée par :

$$\bar{\tau}(z) = (1 - a)\tau_{sol}(z) + a\tau_{col}(z) \cos\alpha$$

Avec :

$$\tau_{col}(z) = \sigma(z) \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi_{sol}$$

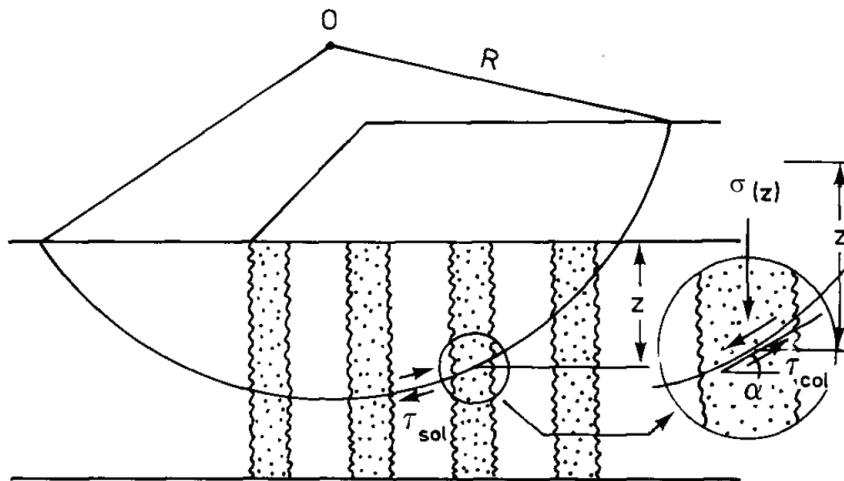


Figure II.20 : Caractérisation des paramètres à prendre en compte pour l'étude des cisaillements le long d'une ligne de rupture

## 6. Conclusion

Si les technique de mise en place des colonnes ballastées parait facile à met en œuvre, leur réalisation nécessite une expérience confirmée avec un personnel qualifié et un matériel approprié

Le caractère flottant du ballast sans cohésion nécessite que le sol encaissant possède une étreinte latérale suffisante capable de confiner le ballast. De plus, cette étreinte doit être pérenne dans le temps ce qui exclut la réalisation des colonnes ballastées dans les sols organiques (tourbe ou autre) et les matériaux de décharges ménagères

La technique de colonnes ballastées ne se réduit pas à une simple incorporation de cailloux dans le sol. Elle permet d'améliorer la capacité portante des sols, de réduire les tassements sous les fondations, d'accélérer le temps de consolidation primaire par l'effet drainant du matériau constituant la colonne.

L'incorporation du ballast, qui est plus rigide que le sol encaissant, conduit à long terme à une concentration des contraintes en tête de la colonne et une réduction des contraintes à la surface du sol. Le traitement par colonne ballastées confère au sol d'assise de la fondation une rigidité globale meilleure qu'avant le traitement, entraînant une réduction des déplacements de sol.

### III. METHODE ET OUTILS DE MODELISATION NUMERIQUE DES COLONNES BALLASTEES

#### 1. Introduction

Actuellement l'étude des problèmes géotechniques par les méthodes numériques est devenue prépondérante à cause de leur avantage par rapport aux méthodes analytiques et aux méthodes expérimentales. Et suite aussi au développement informatique qui a permis d'avoir plusieurs types de logiciels aptes à modéliser toutes sortes de problèmes géotechniques.

#### 2. Méthodes de modélisation numérique

La Méthode des éléments finis est une méthode numérique très utilisée pour modéliser le sol amélioré par colonnes ballastées. Les propriétés des matériaux non-linéaires, le comportement d'interface et les conditions aux limites peuvent être modélisés par cette méthode. Trois types de modélisation sont généralement utilisés, la modélisation bidimensionnelle, tridimensionnelle ou axisymétrique.

##### 2.1. Modèle géométrie

Comme les remblais sont souvent d'une grande longueur par rapport à leur largeur, leur fonctionnement est généralement étudié dans une demi-section transversale (figure III.1). Les modèles tridimensionnels sont très rares.

Les données contenues dans la base MOMIS<sup>1</sup> permettent d'analyser de manière statistique les caractéristiques des maillages utilisés dans les directions verticale et horizontale pour des ouvrages isolés construits sur des couches molles de grande épaisseur (figure III.1). La figure III.2 montre la relation constatée entre la hauteur du remblai  $H$  et la profondeur des terrains  $h$ , qui décrit la distance à laquelle les conditions aux limites en déplacements sont imposées. La profondeur  $h$  représente généralement l'épaisseur des couches de sols compressibles et, plus rarement, la distance séparant la surface du substratum naturel. Le rapport  $h/H$  varie entre les valeurs extrêmes 1,4 et 15 ; sa valeur moyenne vaut environ 4. De même, la figure III.3 décrit la relation entre la demi-largeur de la base du remblai  $L_b$  et la longueur maximale du modèle  $L_m$  pour représenter des conditions aux limites à l'infini. Le rapport  $L_m/L_b$  est compris entre 1,8 et 5,8, avec une valeur moyenne autour de 3.

---

<sup>1</sup> Une base de données sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques et sur la confrontation calculs - mesures in situ (MOMIS : Modèles numériques d'Ouvrages et Mesures In Situ)

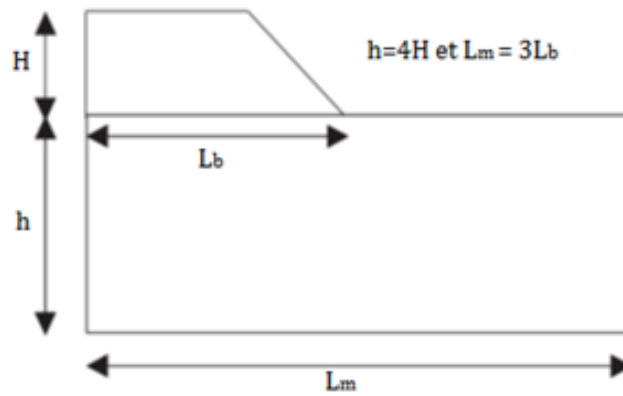


Figure III.1 : Dimensions caractéristiques d'un modèle de remblai en section transversale

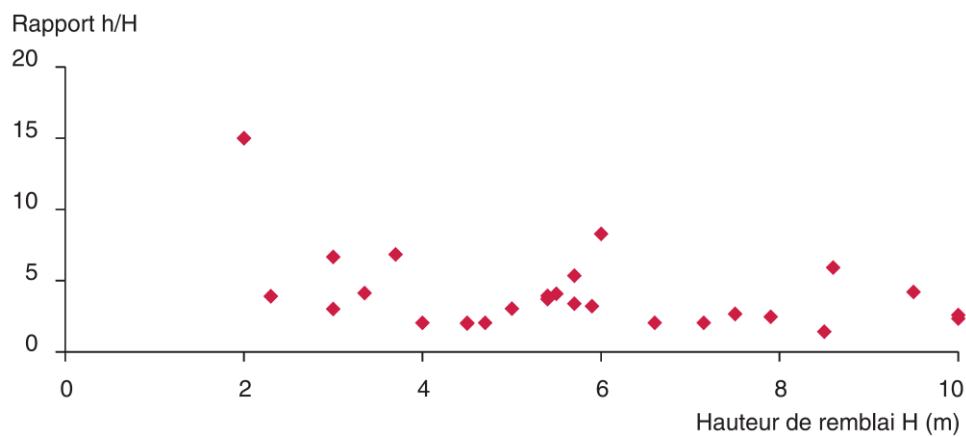


Figure III.2 : Rapport  $h/H$  en fonction de la hauteur du remblai (extraits de MOMIS).

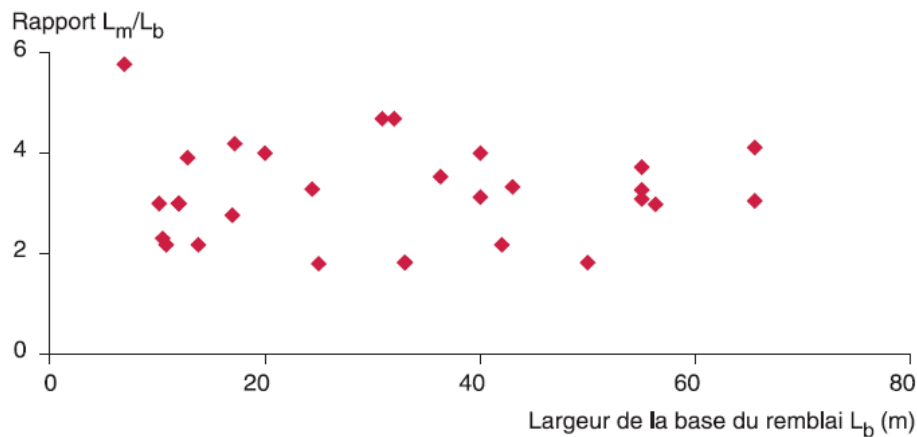


Figure III.3 : Rapport  $L_m/L_b$  en fonction de la demi-largeur de la base du remblai (extraits de MOMIS).

### Modélisation du remblai

L'effet du remblai peut être représenté dans les modèles d'éléments finis de deux façons différentes :

- soit en appliquant une pression trapézoïdale à la surface du terrain naturel (30 %) ;
- soit en représentant le remblai par des éléments finis, un poids volumique et une loi de comportement (70 %). Le maillage correspondant au remblai peut être activé en une seule fois ou selon un phasage de travaux en plusieurs couches successives. C'est le cas le plus fréquent dans les modèles récents.

## 2.2. Modélisation bidimensionnelle en déformation plane

(Van Impe et de Beer, 1983 ; Alamgir et al 1996 et Dhouib et al, 1998) ont proposé une modélisation en déformation plane des colonnes ballastées sous une charge uniformément répartie.

Alamgir a modélisé un réseau de colonnes ballastées en 2D en déformations planes avec un diamètre et une hauteur réelle des colonnes (Figure III.4).

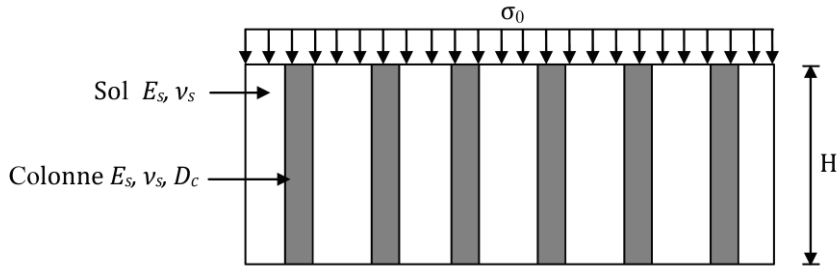


Figure III.4 : Modèle bidimensionnel en éléments finis

Pour modéliser correctement la rigidité globale de sol amélioré, Dhouib a définis un modèle qui assimile les colonnes à des 'murs' verticaux équivalents par mètre de sol, ceci revient à chercher une épaisseur (e) du mur équivalent. L'épaisseur est déterminée en divisant la section réelle  $A_c$  par l'espacement (d) entre deux colonnes consécutives (Figure III.5).

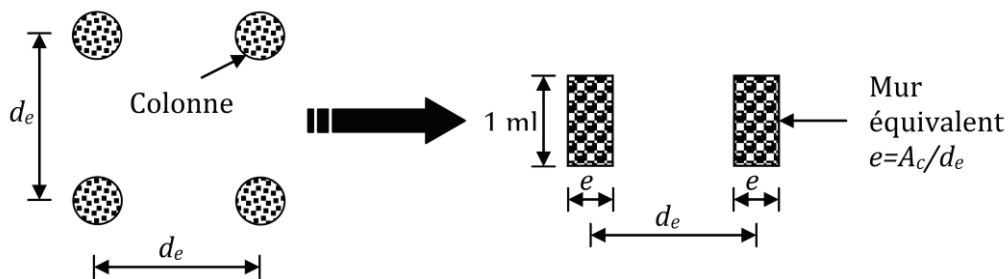


Figure III.5 : Modélisation par éléments finis en déformations planes du milieu bidimensionnel sol/colonnes-principe d'équivalence

## 2.3. Modélisation bidimensionnelle en déformation axisymétrique

Il s'agit des radiers circulaires ou la prise en compte du caractère axisymétrique conduit à assimiler les colonnes ballastées de section  $A_c$  à des « anneaux concentrique » d'épaisseur déterminée à partir de la surface équivalente  $A_i$ , calculée pour les N colonnes situées sur le parcours de l'anneau (i), soit la figure III.6 :

$$A_i = NA_c$$

Si l'on appelle  $R_i$  le rayon moyen de l'anneau i, son épaisseur  $e_i$  est définie par :

$$\left(R_i + \frac{e_i}{2}\right)^2 - \left(R_i - \frac{e_i}{2}\right)^2 = \frac{NA_c}{\pi}$$

L'utilisation de modèle de la cellule unitaire en déformation axisymétrique pour étudier le comportement des colonnes ballastées, a montré une bonne concordance avec des résultats obtenus par l'expérience, ce modèle expérimentalement le plus utilisé pour l'étude des colonnes ballastées.

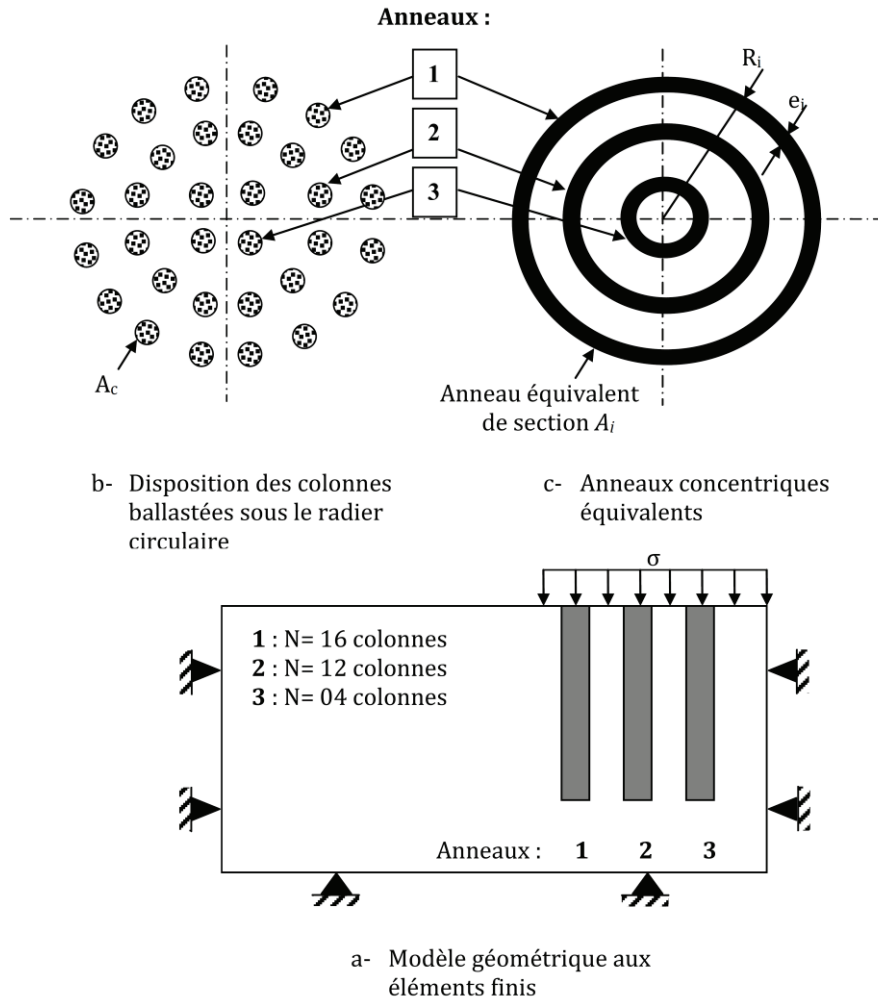


Figure III.6 : Modélisation par éléments finis en déformations axisymétriques (anneaux concentriques équivalents)

#### 2.4. Modélisation tridimensionnelle

Ce type de modélisation est fortement recommandé pour modéliser les colonnes ballastées sous les fondations superficielles (charges concentriques) pour intégrer le caractère tridimensionnel du problème.

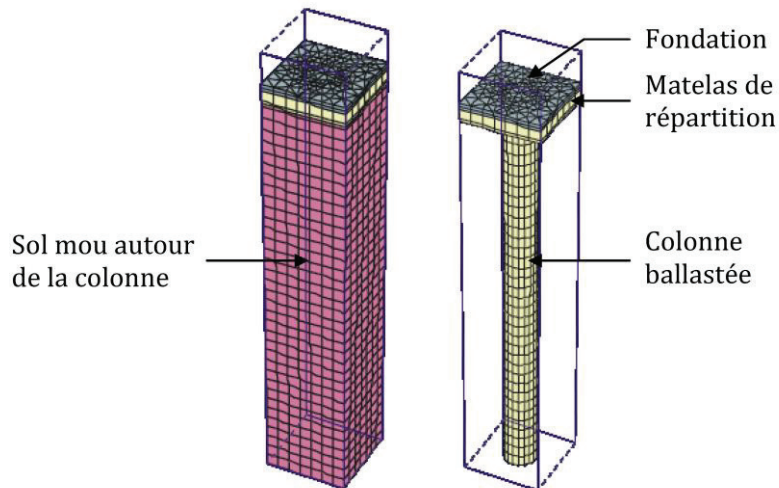


Figure III.7 : Modélisation en 3D d'une colonne ballastée sous une fondation superficielle

### 3. Présentation des logiciels de modélisation numérique

#### 3.1. PLAXIS 2D

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Le code de calcul PLAXIS 2D se compose en quatre-sous programmes (Input, Calculations, Output et Curves). Le code PLAXIS 2D utilise la convention de signe de la mécanique des milieux continus. En d'autres termes, les contraintes de compression, incluant les pressions interstitielles, sont considérées négatives, alors que les contraintes de traction sont positives

##### 3.1.1. Etapes de modélisation par PLAXIS 2D

Nous présenterons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul sous PLAXIS 2D.

#### **1- Géométrie :**

La première étape sous PLAXIS 2D est la définition de la géométrie avec un certain nombre de propriétés qui sont disponibles.

#### **2- Conditions aux limites :**

Une fois la géométrie est définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition aux limites n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

#### **3- Définition des paramètres des matériaux :**

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non-drainé ou non-poreux).

#### **4- Maillage :**

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de PLAXIS 2D. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement grâce aux options fines dans le menu mesh.

## 5- Conditions initiales :

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

- la première permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.
- la deuxième permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

## 6- Phase de calcul :

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation" l'interface "input" de <Plaxis> se ferme et laisse la place à une nouvelle interface: "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de PLAXIS 2D seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur <calculate> les calculs se lancent. Une fois les calculs se terminent, les résultats sont visionnables grâce à la touche < output >.

## 7- Visualisation des Résultats :

PLAXIS 2D permet de faire sortir les résultats suivants:

- la déformée du maillage
- les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- les déformations
- les contraintes totales
- les contraintes effectives
- le coefficient de sur-consolidation
- les points de déformation plastique
- le degré de saturation
- le champ d'écoulement
- le niveau de l'eau
- l'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine.

### 3.1.2. Type de modèle

PLAXIS 2D Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymmetric*).

Les modèles en déformations planes (*Plane strain*) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction  $z$ ). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction  $z$  sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques (*Axisymmetric*) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales.

Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de *Plane strain* ou de *Axisymmetry* a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par noeud dans les directions  $x$  et  $y$ .

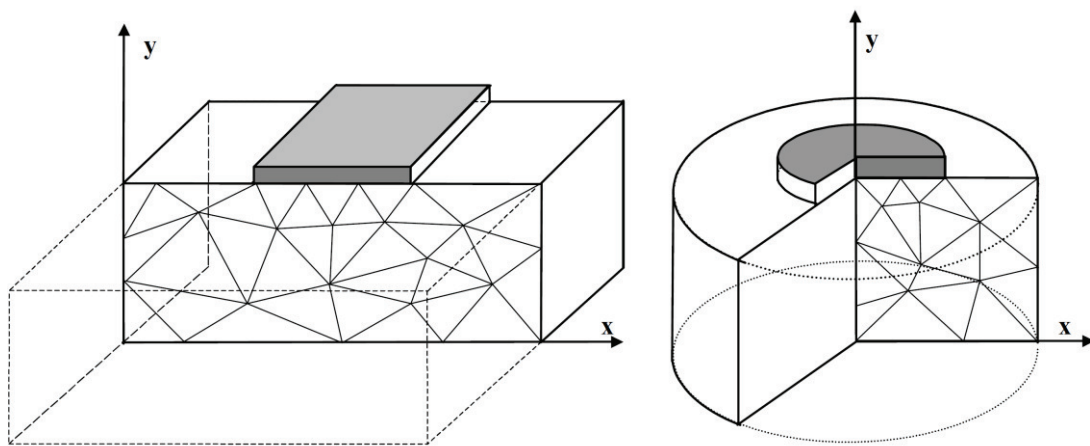


Figure III.8 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

### 3.1.3. Type d'éléments

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure III.9) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

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

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de *phi-c reduction*. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont

généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

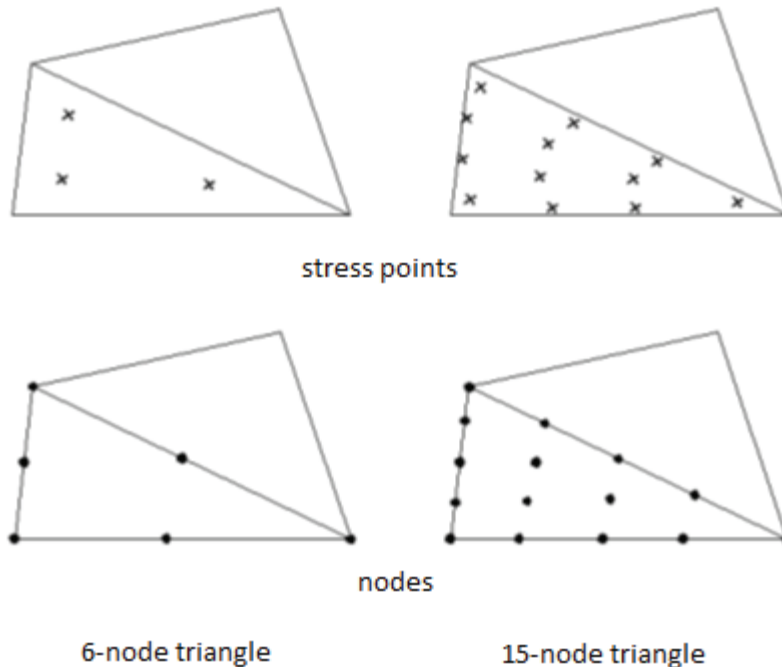


Figure III.9 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

#### 3.1.4. Modèles des matériaux

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol.

##### — Modèle élastique linéaire:

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young,  $E$ , et le coefficient de Poisson,  $\nu$ .

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

##### — Modèle de Mohr-Coulomb:

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young,  $E$ , le coefficient de Poisson,  $\nu$ , la cohésion,  $c$ , l'angle de frottement,  $\varphi$ , et l'angle de dilatance  $\psi$ .

##### — Modèle de sol avec écouvissage (Hardening Soil Model) :

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouvissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouvissage en compression pour

simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

— Modèle pour les sols mous (Soft Soil model):

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

— Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model):

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

### 3.2. TALREN 4

TALREN 4 est un logiciel permettant la vérification de la stabilité d'ouvrages géotechniques (les pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais, les ouvrages en terre et les digues), avec ou sans renforcements (tirants précontraints, clous, pieux et micropieux ...).

Talren 4 est organisé en deux parties distinctes :

- Le mode Données : Définition de tous les éléments utiles à la description d'un projet : géométrie, couches de sol, surcharges, renforcements.  
Tous les éléments nécessaires à la description du phasage doivent être définis dans le mode données (niveaux de terrassements, surcharges, etc).
- Le mode Phasage/Calculs : Définition de toutes les phases de construction et des situations de calcul, lancement des calculs, visualisation des résultats.

#### 3.2.1. Démarche d'utilisation

1. Définition de la géométrie (dessin ou boîte de dialogue), y compris changements de couche, et futurs niveaux de remblais ou terrassement.
2. Définition des renforcements et des surcharges (dessin puis boîtes de dialogue, ou directement boîtes de dialogue)
3. Définition des caractéristiques de sol.

Si le modèle comporte des clous : retour aux caractéristiques de sol pour la définition des données complémentaires.

4. Passage en mode phasage (enregistrement obligatoire proposé).
5. Définition des phases et situations (au minimum une phase et une situation) :
  - Pour les phases, définition des conditions hydrauliques, activation/désactivation de zones de sol, surcharges et renforcements ;
  - Pour les situations : définition des options de calcul et surfaces de rupture ;
6. Calculs et visualisation des résultats, enregistrement ;

#### 3.2.2. Méthodes de calcul de la stabilité des pentes

TALREN 4 dispose de quatre méthodes de calcul :

- Méthode des tranches (Fellenius & Bishop) : Elles s'appliquent à des surfaces de rupture circulaires.
- Méthode des perturbations : Elles s'appliquent à des surfaces de rupture non circulaires de forme quelconque.

RQ : cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.

- Méthode du calcul à la rupture : cette méthode représente une approche cinématique par l'extérieur de la charge de rupture des ouvrages géotechniques. Cette approche est développée dans le cadre de la théorie générale du calcul à la rupture qui a été formalisée par J. Salençon.

### 3.2.3. Surfaces de rupture

#### — Surfaces de rupture circulaires

Le traitement des surfaces de rupture circulaires se fait en deux modes :

- recherche manuelle : La recherche automatique des surfaces de rupture circulaires se fait, de façon classique, à l'aide d'un quadrillage de centres (de maille éventuellement oblique) et de cercles, dont le rayon est augmenté d'un pas  $DR$ , choisi par l'opérateur (Figure III.10).

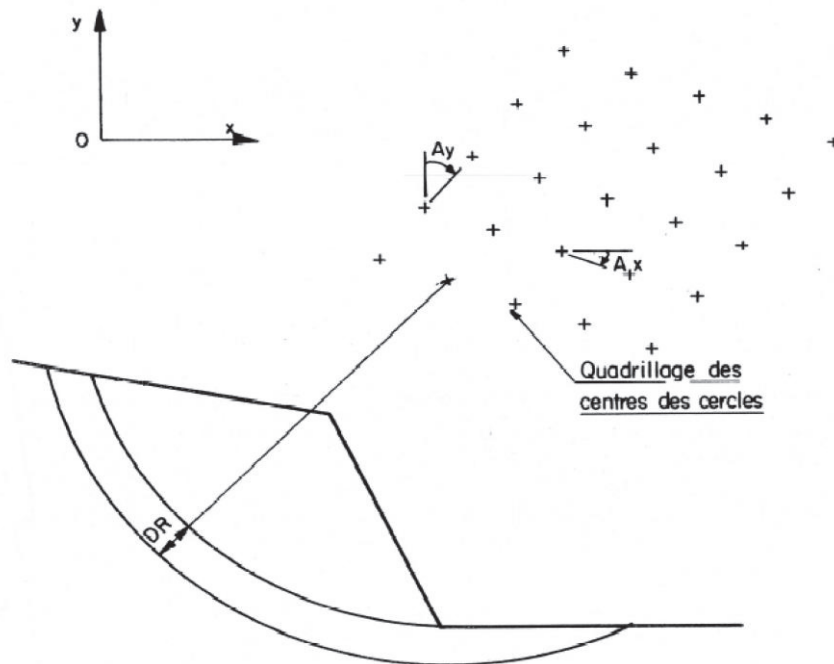


Figure III.10 : Recherche manuelle des cercles de rupture

- recherche automatique : L'intérêt de la recherche automatique est de balayer de façon automatique l'ensemble de l'espace possible pour les centres des cercles, avec un pas plus ou moins important (paramétrable par l'utilisateur). Cette recherche automatique évite à l'utilisateur de définir les paramètres nécessaires dans le cas d'une recherche manuelle.

#### — Surfaces de rupture quelconques (polylignes)

Les méthodes Fellenius et Bishop sont applicables directement au cas d'une surface de rupture plane puisque le rayon n'intervient pas dans les équations. Pour ce cas cependant, ces méthodes ne sont plus adaptées lorsque des surcharges linéaires ou des moments additionnels existent ou que l'on intègre les paramètres sismiques. En effet, ces données induisent des moments qui ne peuvent pas être pris en compte.

La méthode des perturbations n'est pas directement applicable. Il suffit de décomposer la surface de rupture en deux segments de droite possédant une pente légèrement différente l'une de l'autre pour que la méthode des perturbations soit possible. Dans ce cas, les limitations des deux autres méthodes n'existent plus.

#### — Surfaces de rupture spirales :

Ces surfaces sont considérées uniquement en association avec la théorie du calcul à la rupture. Chaque surface est constituée par la succession des arcs de spirale (de même pôle) associés à chaque couche (figure III.11)

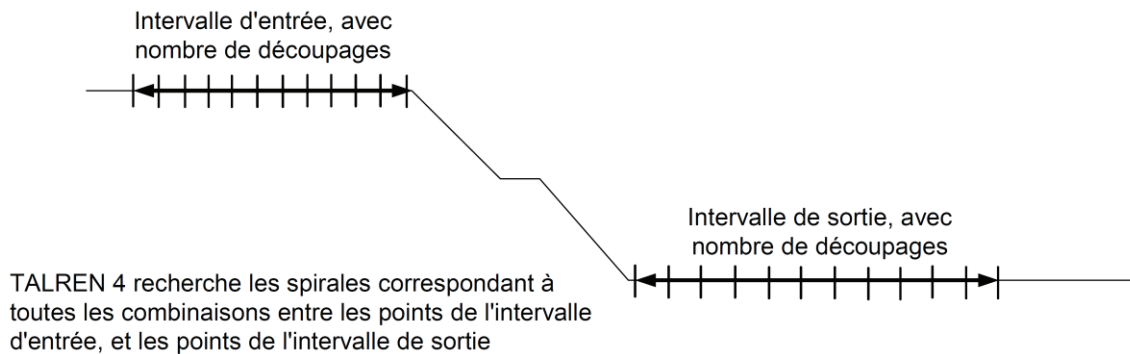


Figure III.11 : Principe de balayage dans le cas du calcul à la rupture (spirales logarithmiques)

### 3.3. Relation entre PLAXIS 2D et TALREN 4

TALREN 4 permet de lire les fichiers PLAXIS 2D créés avec PLAXIS 2D (mais pas les fichiers créés avec des versions précédentes de PLAXIS 2D, ou avec d'autres produits PLAXIS 2D). Ces fichiers portent l'extension .plx

Les données importées lors de l'ouverture d'un fichier de données PLAXIS 2D sont les suivantes :

- Les limites du projet ( $X_{\min}$  et  $X_{\max}$ ), initialisées à partir des dimensions du modèle ;  
La géométrie du projet (tous les points et segments, les attributions de jeux de caractéristiques de sol), telle qu'elle est définie dans le module Input de PLAXIS 2D. Les limites du projet ( $X_{\min}$ ,  $X_{\max}$  et  $Y_{\max}$ ) sont initialisées automatiquement à partir des dimensions du modèle ;
- Une partie des caractéristiques de sol ;
- Les surcharges, telles qu'elles sont définies dans le module Input de PLAXIS 2D ;
- La nappe phréatique définie dans le volet "Initialisation des contraintes" de PLAXIS 2D, si elle existe.

RQ 1 : Le phasage défini dans PLAXIS 2D n'est pas importé.

RQ 2 : Il faut compléter les données importées (notamment la description générale, avec le numéro d'affaire et le titre du calcul, et les données relatives à la situation) avant de pouvoir effectuer un calcul.

Il est vivement recommandé aux utilisateurs de PLAXIS 2D de prendre connaissance des aspects spécifiques détaillés ci-dessous, afin d'exploiter au mieux les possibilités du logiciel TALREN 4 lors de la relecture de fichiers PLAXIS 2D.

#### 3.3.1. Géométrie

Lors de la relecture d'un fichier PLAXIS 2D, TALREN 4 crée automatiquement des segments verticaux aux limites gauche et droite du modèle : en effet, ces segments ont été définis dans PLAXIS 2D, et sont donc relus au même titre que les autres.

Ces segments ne sont pas nécessaires, mais ils ne sont pas gênants non plus. L'utilisateur pourra donc au choix les conserver ou les supprimer.

D'autre part, l'enveloppe du talus n'est pas une donnée PLAXIS 2D : elle est donc calculée en mode automatique lors de la relecture d'un fichier PLAXIS 2D par TALREN 4.

### 3.3.2. Caractéristiques de sol

Les caractéristiques de sol compatibles entre TALREN 4 et PLAXIS 2D (c'est-à-dire celles relues par TALREN 4 lors de la relecture d'un fichier PLAXIS 2D) sont les suivantes :

- Poids volumique : c'est le poids volumique non saturé ( $\gamma_{\text{unsat}}$ ) qui est utilisé dans TALREN 4.
- Cohésion : valeur de  $c_{\text{ref}}$ . Attention, les éventuelles variations linéaires de cohésion avec la profondeur définies dans PLAXIS 2D ne sont pas relues par TALREN 4.
- Angle de frottement ( $\phi$ ).

Ces 3 données sont relues pour chaque couche définie dans PLAXIS 2D (indépendamment des lois de comportement choisies dans PLAXIS 2D, et des autres paramètres de sol éventuellement définis dans PLAXIS 2D).

### 3.3.3. Surcharges

Aucun commentaire particulier.

### 3.3.4. Phasage

Une première phase est automatiquement créée dans TALREN (comme c'est toujours le cas).

Mais aucune donnée n'est importée de PLAXIS 2D concernant le phasage (ni conditions hydrauliques, ni activation/désactivation d'éléments).

D'autre part, une première situation de calcul est automatiquement créée pour cette première phase (comme c'est toujours le cas). Aucune donnée n'est importée de PLAXIS 2D concernant la situation de calcul.

Du point de vue du phasage, un fichier PLAXIS 2D se comporte donc comme un nouveau fichier.

#### 4. Avantages et inconvénients de la méthode des éléments finis

Dans le domaine de dimensionnement des colonnes ballastées, la méthode des éléments finis présente autant d'avantages que d'inconvénients :

Les avantages sont les suivants :

- modélisation géométrique simple des colonnes et des sols,
- possibilité de maillages variés pour « affiner » des zones critiques,
- introduction assez facile des paramètres de calcul,
- rapidité de l'exécution des calculs grâce aux développements informatiques récents,
- représentation graphique des résultats pour connaître en tout point du modèle l'état des déformations et des contraintes,
- analyse dans l'ensemble du maillage des zones de plastification de chaque matériau du modèle
- modification des paramètres et reprise aisée des calculs pour un meilleur paramétrage et/ou calage des données.

Les difficultés sont les suivantes :

- comme le milieu est globalement hétérogène (sol/colonne et sol éventuellement stratifié), ses paramètres sont difficiles à déterminer,
- la définition des conditions aux limites (en déplacements et parfois en contraintes) peut être difficile,
- les conditions hydrogéologiques sont souvent difficiles à apprécier,
- il faut choisir entre calcul bidimensionnel et calcul tridimensionnel,
- on manque en pratique de contrôle sur les résultats obtenus,
- il faut être un utilisateur confirmé dans les calculs numériques et doté d'une expérience suffisante pour pouvoir apprécier, avec la pratique et le recul nécessaires, les résultats numériques obtenus.

#### 5. Conclusion

Il existe deux méthodes de modélisation numérique en deux dimension et en trois dimension. Pour le modèle en 2D on peut utiliser un modèle en déformation plane ou en axisymétriques.

Il y a plusieurs outils de modélisation numérique mais qui ont toutes pour objectif de rendre les calculs plus exacte est plus facile.

## IV. PRESENTATION DU CAS D'ETUDE : REMBLAI D'ACCES A L'OUVRAGE N°14 DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE DE BEJAÏA

### 1. Introduction

Pour appliquer les connaissances présentées dans la partie recherche bibliographique on a pris un cas pratique qui est le remblai d'accès à l'ouvrage d'art n°14 de la pénétrante autoroutière de Bejaia, pour démarrer cet exemple en présente dans ce chapitre on va présenter les caractéristiques géométriques, géologiques, géotechniques de ce remblai d'accès.

### 2. Localisation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un remblai d'accès à l'ouvrage d'art n°14 au PK 14+490 de la section 1 (PK 0 au PK21.400) entre le port de Bejaïa-El kseur (Figure IV.1) de la pénétrante autoroutière qui relie le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest.

La section N°1 est dans l'ensemble constituée d'une zone marécageuse et agricole. Dans cette section le problème géométrique ne se pose pas, se pose plutôt un problème de stabilité géotechnique,



Figure IV.1 : Trace en plan de section N°1 «port de Bejaïa - El kseur » et position du remblai

### 3. Caractéristiques géométriques

#### — Longueur du remblai

Remblai d'accès à l'ouvrage d'art du PK14+490

« La longueur sur laquelle il convient de considérer un remblai routier comme remblai d'accès à un ouvrage dépend de l'épaisseur du remblai et de celle des sols compressibles. Il est courant de fixer cette longueur à deux fois la distance verticale entre la surface du remblai et la base des sols compressibles. La transition entre le « point dur » que constitue l'ouvrage et le remblai courant doit donc être assurée sur cette longueur du remblai d'accès » [7]

Le remblai d'accès a donc une longueur de 64 m (du PK14+433.9 au PK14+480) calculée par la formule suivante :

$$L_r = 2 (H_r + H_{totale})$$

Avec :

$L_r$  : longueur du remblai d'accès,

$H_r$  : hauteur du remblai au PK 14+480 ( $H_r = 5$  m),

$H_{totale}$  : hauteur de la couche compressible au PK14+480 ( $H_{totale} = 27$  m)

— Profil en travers

La chaussée est 2x3 voies, qui passe entièrement en remblai, donc on a un seul profil en travers type symétrique.

Les caractéristiques du profil type sont représentées dans la figure I.4 :

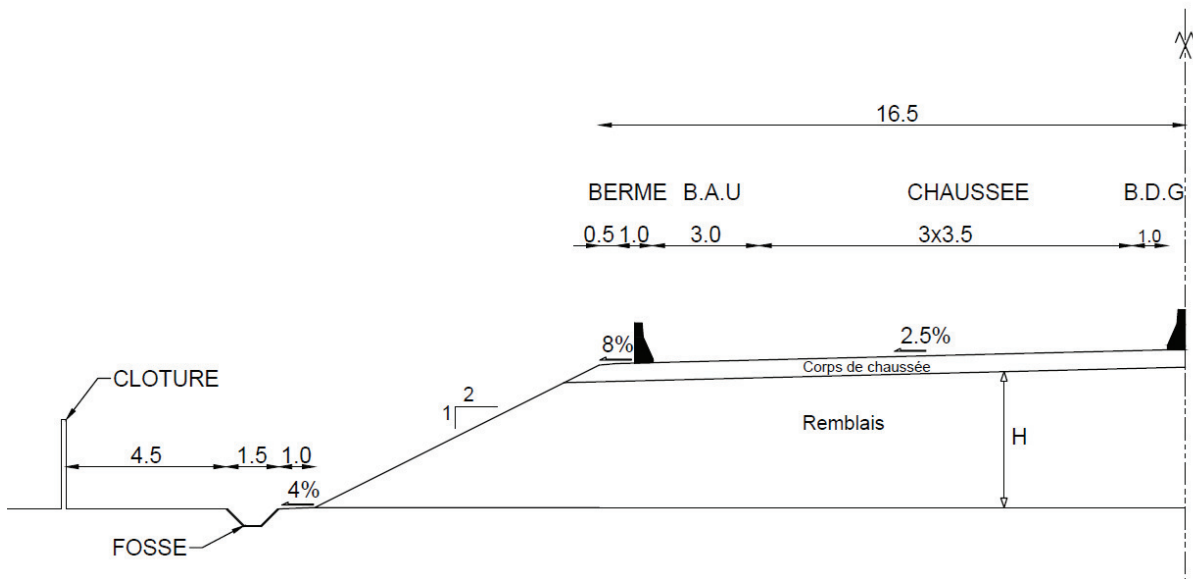


Figure IV.2 : Profil en travers du remblai d'accès

— Hauteur du remblai

La hauteur maximale du remblai est de 5 m

#### 4. Caractéristiques géologiques

L'ouvrage est situé au niveau de la vallée du Soummam, cette zone est délimitée par deux domaines géologiques

- La chaîne de CHELLATA au Nord
- La chaîne de BABORS au Sud

L'érosion de ces deux chaînes a causé la formation des alluvions limoneux du quaternaire récent (figure IV.3).

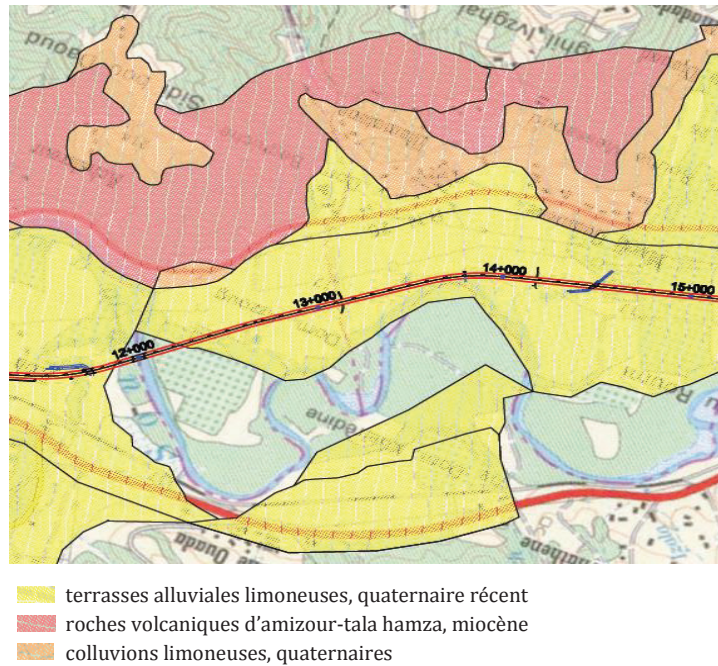


Figure IV.3 : Carte géologique de la zone d'étude

### Géologie locale

Le site étudié est essentiellement constitué par des alluvions fines. Ce sont des dépôts sédimentaires détritiques laissés généralement dans un cours d'eau, par les courants, et composés de particules de taille variable : galets, graviers, sables, limons, selon l'intensité de l'érosion à l'origine de leur formation. Cela conduit fréquemment à une stratification oblique ou entrecroisée.

Dans le cas présent on a des alluvions limoneuses récentes qui ont les caractéristiques géotechniques suivantes :

- |                                       |  |
|---------------------------------------|--|
| — Perméabilité très faible            | → Difficulté de rabattement de la nappe, |
| — Résistance mécanique faible         | → Très faible portance,                  |
| — Coefficient de consolidation faible | → Déformations différées,                |
| — Présence de tourbe                  | → Fluage notable.                        |

## 5. Caractéristiques géotechniques

### 5.1. Sol support

Les essais in situ ont permis de définir une coupe de la zone étudiée (une couche homogène d'argile de 27 m d'épaisseur). Un substratum graveleux drainant repère a 27 m de profondeur. On présente les caractéristiques géotechniques de cette couche d'argile dans la suite.

#### 5.1.1. Paramètres d'identification

Tableau IV.1 : caractéristique d'identification du sol support

Paramètre	w	$\gamma_h$	$\gamma_d$	$\gamma_s$	e	w <sub>l</sub>	w <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>c</sub>
Unité	(%)	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>	/	(%)	(%)	(%)	(%)
Valeur adoptées	25.53	1.94	1.54	2.71	0.74	36.37	20.06	19	0.48
Paramètre	GRANULOMETRIQUE								
	2 mm	0.2 mm	0.08 mm	0.02 mm	0.002 mm				
Unités	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)				
Valeurs adoptées	99.63	96.57	93.22	49.16	15.7				

— Synthés des résultats des essais d'identification (selon la norme XP P 94-011) :

$$\begin{aligned} \gamma_d = 15.5 \text{ g/cm}^3 \leq 16 \text{ g/cm}^3 & \quad \rightarrow \quad \text{Sol peu dense,} \\ 12\% < I_p = 19\% \leq 25\% & \quad \rightarrow \quad \text{Peu plastique,} \\ I_c = 0.48(\%) & \quad \rightarrow \quad \text{Argile molle.} \end{aligned}$$

D'après l'analyse des essais en laboratoire, les sols contiennent des fractions fines à grande quantité. Selon la classification de GTR, les sols appartiennent aux classe A. L'état hydrique indique majoritairement l'état hydrique moyen à très humide de la classe A2.

— La nappe phréatique est superficielle

#### 5.1.2. Paramètres de cisaillement

Tableau IV.2 : Caractéristiques de cisaillement du sol support

paramètre	CISAILEMENT						VBS (g)
	C <sub>uu</sub> (KPa)	$\phi_{uu}$ (°)	C <sub>cu</sub> (KPa)	$\phi_{cu}$ (°)	C <sub>cd</sub> (KPa)	$\phi_{cd}$ (°)	
Valeurs adoptées	15.58	15.42	35.10	13.60	17.35	15.55	1.75

Selon la norme XP P 94-011 → Argile très molle

5.1.3. Paramètres de compressibilité

Tableau IV.3 : Caractéristiques de compressibilité du sol support

paramètre	COMPRESSIBILITE			200KPa
	$\sigma'_p$ (KPa)	$c_c$	$c_s$	$c_v$ ( $10^{-3}cm^2/s$ )
Valeurs adoptées	113.66	0.17	0.03	3.28

— Synthèse de l'essai (selon la norme XP P 94-011) :

$C_c = 0.17 \leq 0.2$  → Moyennement compressible

D'après le rapport des données géotechniques :

$C_g = C_s = 0.03$  → Argile non gonflante

5.2. Matériau de remblai

Les caractéristiques géotechniques de gite d'emprunt sont les suivantes :

- C'est des alluvions sableux et graveleux (Passant à 80  $\mu m$  = 6~10 % Et passant à 2  $\mu m$  = 25~49 %) avec des fines argileuses (VBS = 0.5),
- $W = 2\%$  est très proche de  $W_{opt} = 3.84$ , matériaux insensible à l'eau et ça demande pas des grandes quantités d'eau pour atteindre  $W_{opt}$ ,
- À l'OPM, on atteint un poids volumique sec de 19 KN/m<sup>3</sup>,
- il nous offre une très bonne portance (  $CBR_{imb} = 22.61\%$  ),
- pas de traitement à la chaux ou à liant hydraulique lors de la mise en œuvre,
- Caractéristiques mécaniques sont :  $C' = 5$  KPa ;  $\varphi' = 30^\circ$ .

5.3. Coupe géotechnique

La synthèse de tous les essais permet de faire une modélisation de la coupe géotechnique transversale (figure IV.4)

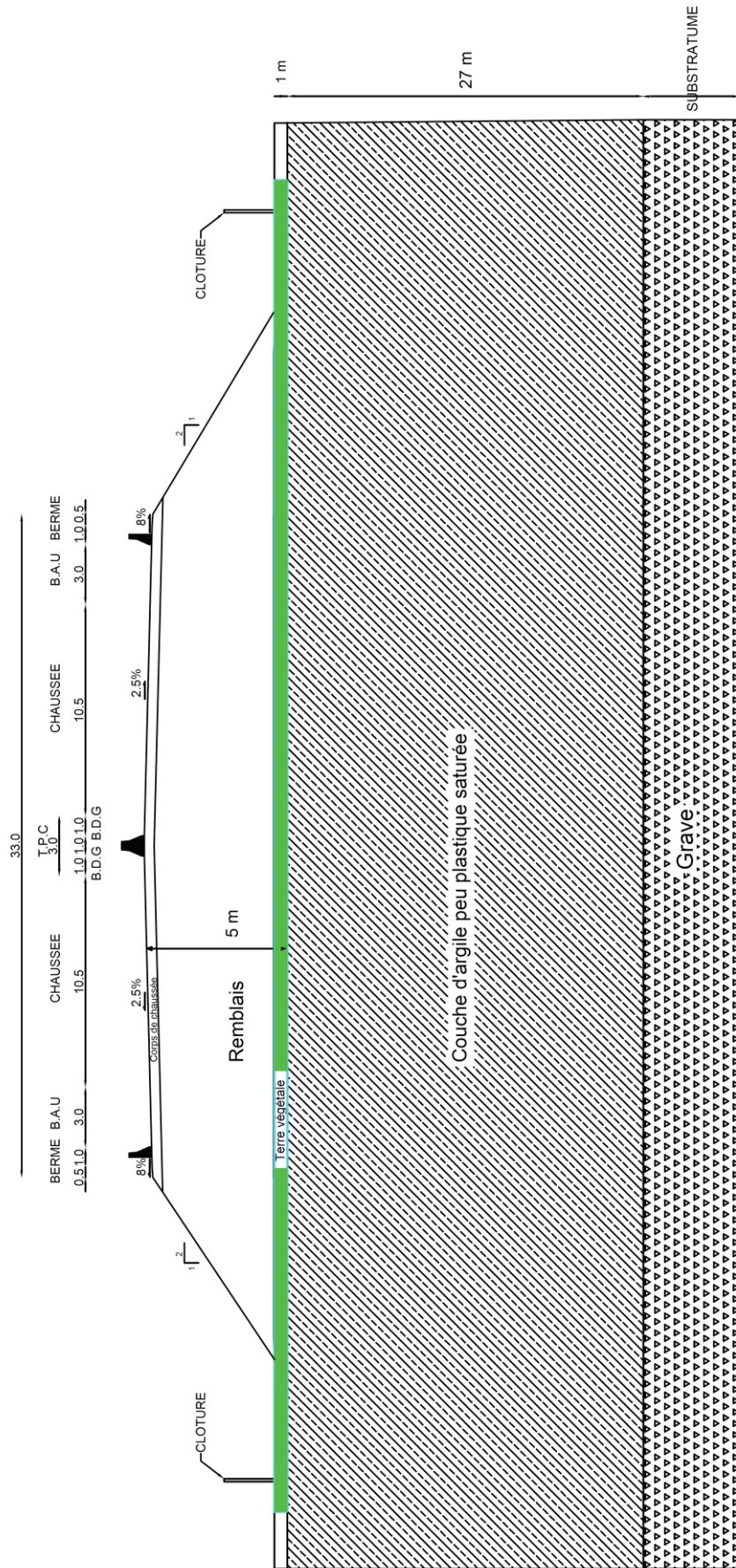


Figure IV.4 : Profil type d'une coupe géotechnique transversal

## 6. Conclusion

Le présent cas d'étude identifié dans ce chapitre représente un remblai d'accès à un ouvrage d'art de 5 m de hauteur, qui repose sur une couche d'argile peu plastique moyennement compressible de 27 m d'épaisseur avec substratum graveleux.

## V. ETUDE NUMERIQUE

### 1. Introduction

La simulation numérique est un outil puissant pour analyser le comportement de l'ouvrage physique modélisé selon diverses conditions. La modélisation numérique permet notamment de faire varier les propriétés du sol et de la colonne ballastée. Dans cette partie on va établir des modèles géométriques pour faire une étude détaillée sur le comportement des colonnes ballastées en fonction des différents paramètres.

### 2. Etude numérique du sol support sans le traitement

#### 2.1. Etude des tassements

##### 2.1.1. Programme input

##### 2.1.1.1. Modèle géométrique

— les dimensions du modèle sont :

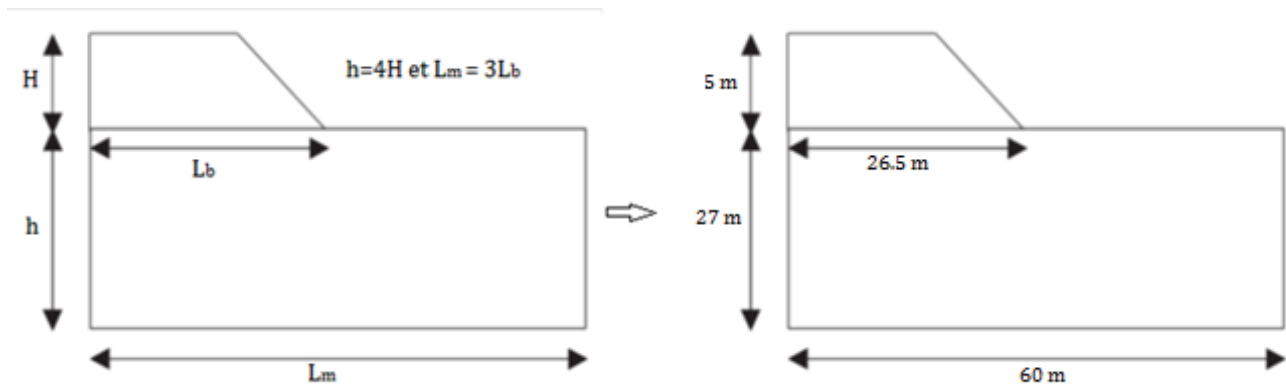


Figure V.1 : Dimension du modèle géométrique

— Les conditions aux limites sont :

- Aux extrémités gauche et droite les déplacements horizontaux sont bloqués,
- En bas du modèle les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués.

— La surcharge routière est prise égale à  $10 \text{ KN/m}^2$ , appliquée sur la chaussée (figure V.2)

— Les caractéristiques des matériaux sont :

Tableau V.1 : Caractéristiques des matériaux

Sol support (Argile peu plastique)	Remblai	Colonnes ballastées/matelas de répartition/substratum
Soft Soil model (pour les sols mous)	Modèle élastique linéaire	Modèle élastique linéaire
Type : non drainé	Type : Drainé	Type : Drainé
$c_c = 0.17$ ; $c_s = 0.03$	$E = 60\ 000$ KPa	$E = 60\ 000$ KPa
$\gamma_{\text{unsat}} = 15.4$ kN/m <sup>3</sup> $\gamma_{\text{sat}} = 19.4$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{\text{unsat}} = 19$ kN/m <sup>3</sup> $\gamma_{\text{sat}} = 21$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_{\text{unsat}} = 20$ kN/m <sup>3</sup> $\gamma_{\text{sat}} = 22$ kN/m <sup>3</sup>
$K_x = 10^{-9}$ m/s ; $K_y = 10^{-9}$ m/s	$K_x = 10^{-3}$ m/s ; $K_y = 10^{-3}$ m/s	$K_x = 10^{-3}$ m/s ; $K_y = 10^{-3}$ m/s
$C_{\text{ref}} = 15.58$ kPa ; $\varphi = 15.42^\circ$	$C_{\text{ref}} = 5$ kPa ; $\varphi = 30^\circ$	$C_{\text{ref}} = 10.9$ kPa ; $\varphi = 38^\circ$
$\Psi = \varphi - 30 = 0$	$\nu = 0.33$	$\nu = 0.33$

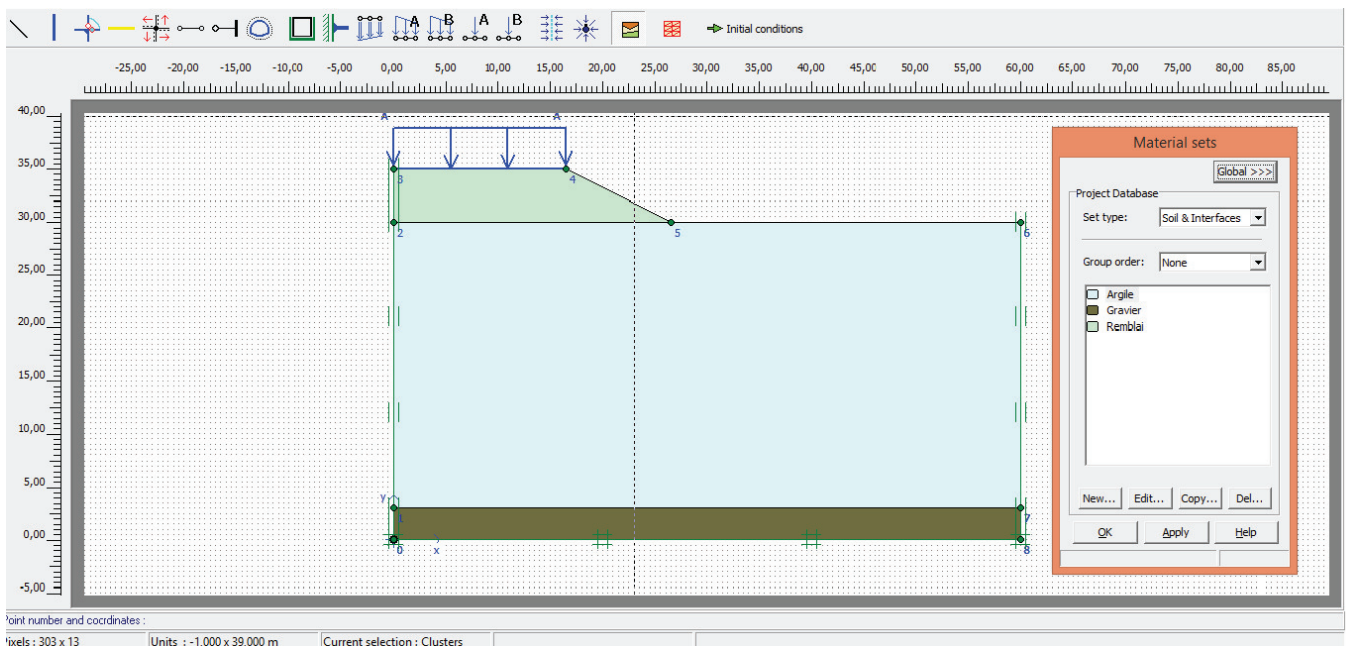


Figure V.2 : Fenêtre principale du programme input

— Le maillage du modèle

- Les éléments utilisés sont des éléments triangulaires à 6 nœuds,
- La génération du maillage est automatique.

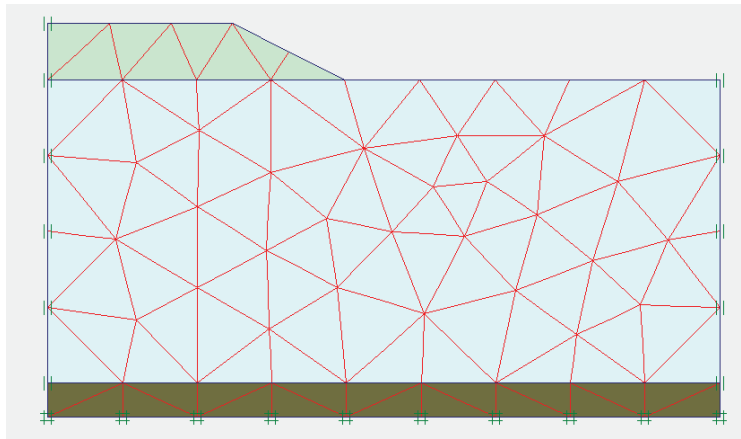


Figure V.3 : Maillage du modèle géométrique

### 2.1.1.2. Conditions initiales

La surcharge routière et la couche du remblai sont désactivées

— Génération de la pression interstitielle

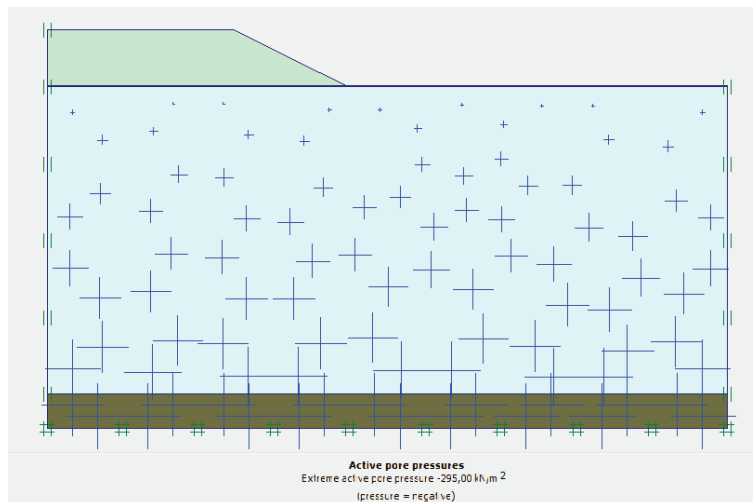


Figure V.4 : Génération de la pression interstitielle

— Génération des contraintes effectives initiales

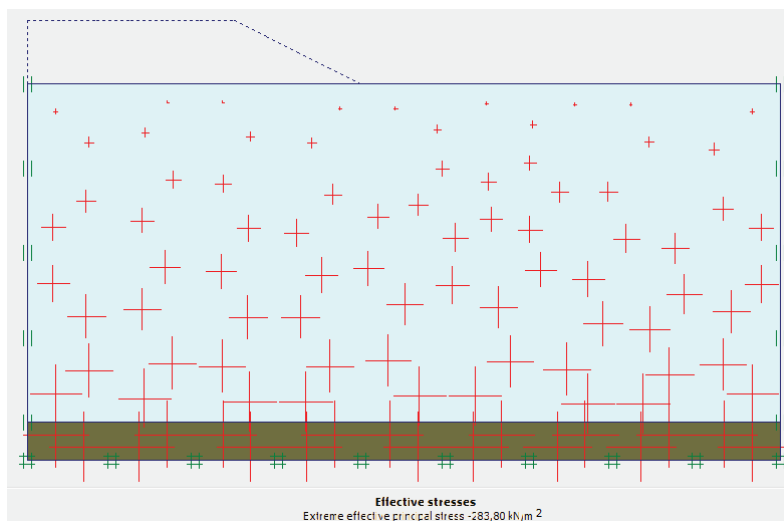


Figure V.5 : Génération des contraintes effectives initiales

### 2.1.2. Programme de calcul

Le programme de calcul contient 3 types de calcul plastique, consolidation et un calcul du coefficient de sécurité ( $\phi/c$  réduction). Le cas d'étude s'intéresse au calcul de consolidation, pour cela on va programmer deux étapes de construction (figure V.6):

- Etape 1 : Construction du remblai (durée 10 j),
- Etape 2 : la consolidation s'arrête lorsque la surpression interstitielle devient minimale.

Avant de démarrer de calcul il faut définir les nœuds et les points de contraintes ou on désire obtenir les résultats (tassements point A, surpression interstitielle point B) (figure V.7)

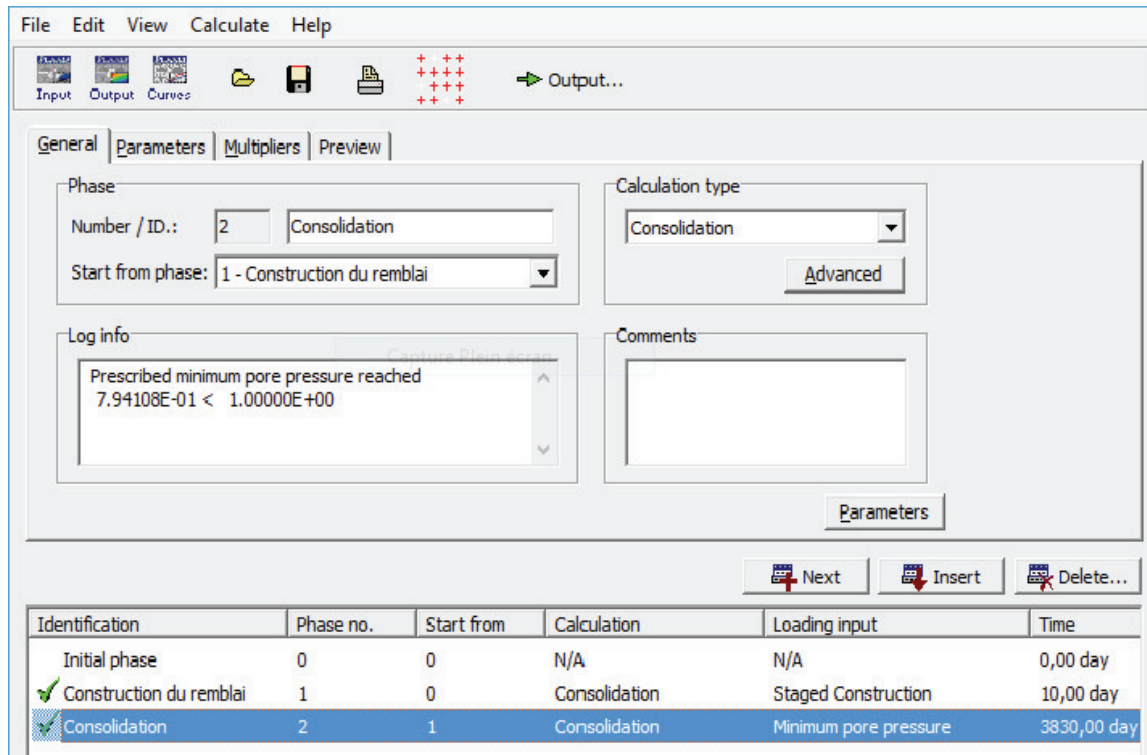


Figure V.6 : Fenêtre principale du programme de calcul

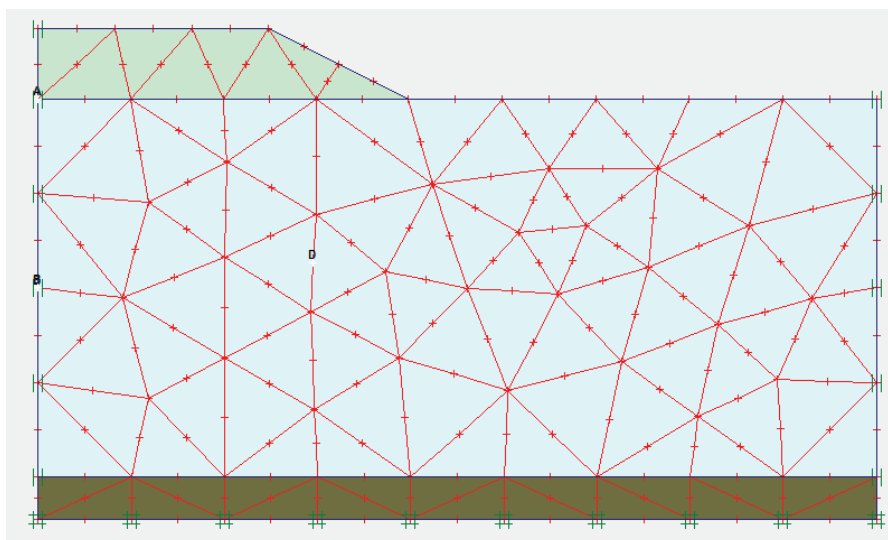


Figure V.7 : Choix des points témoins pour le suivi des tassements et la surpression interstitielle

2.1.3. Programme Outbut

Ce programme permet d'afficher les résultats de calcul, on s'intéresse au tassement (figure V.8) et à la surpression interstitielle (figure V.9)

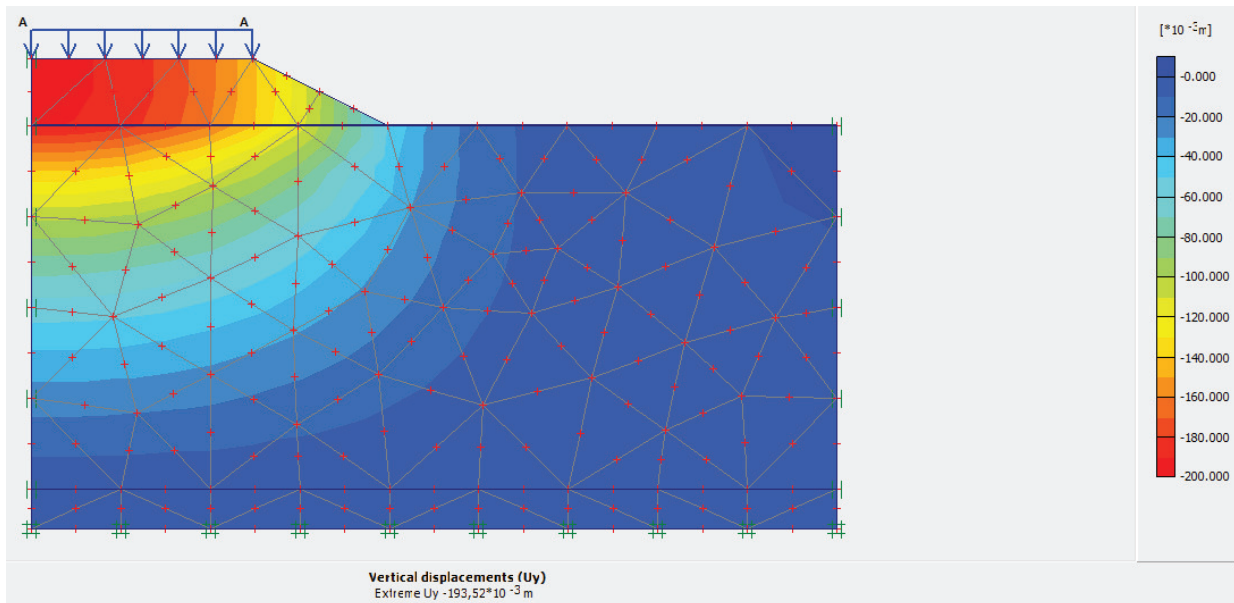


Figure V.8 : Déplacements verticaux sur le modèle numérique

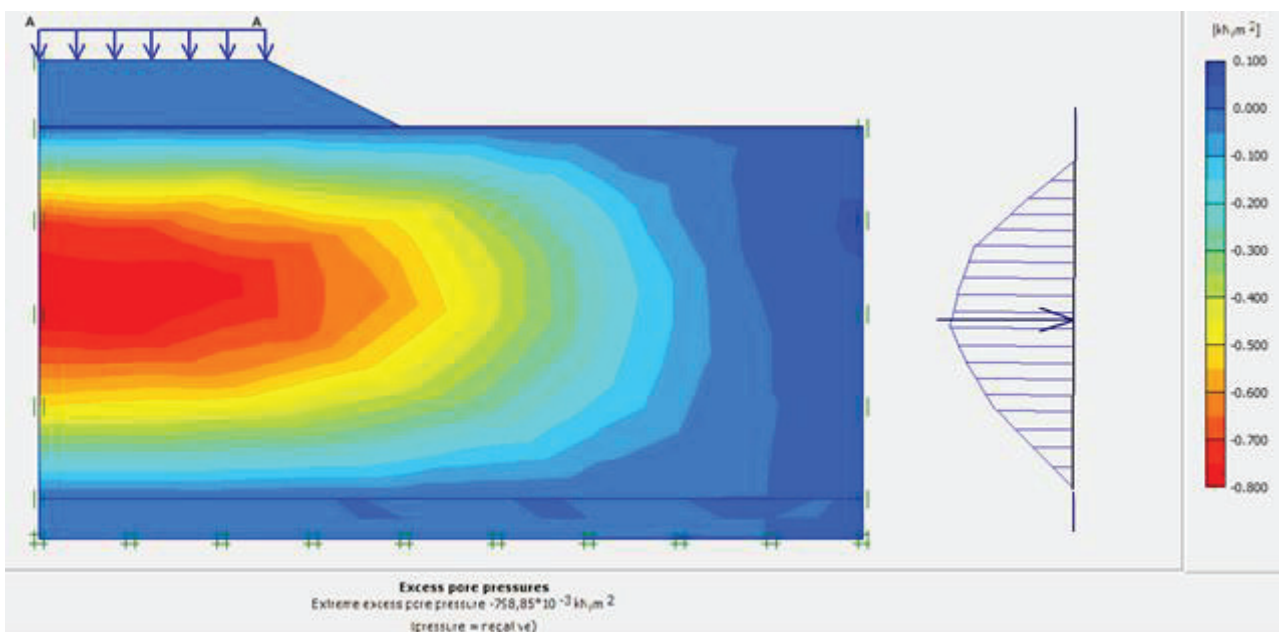


Figure V.9 : Variation de la surpression interstitielle sur le modèle géométrique

## 2.1.4. Programme Curves

Ce programme permet de dessiner des graphes des différentes paramètres, afin d'obtenir une meilleure interprétation des résultats.

Le suivi de la surpression interstitielle au milieu de la couche compressible dans le temps nous a donné la figure V.10 :

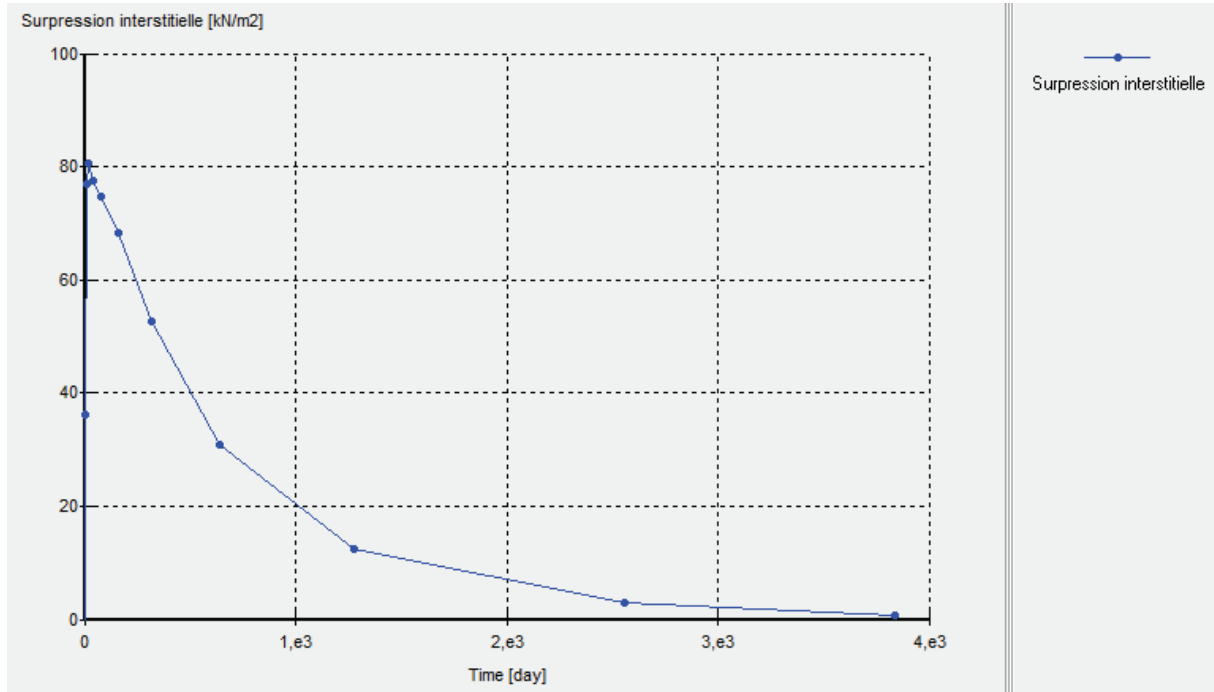


Figure V.10 : Variation de la surpression interstitielle en fonction du temps

Le suivi des tassements en surface de couche compressible dans le temps nous a donné dans la figure V.11

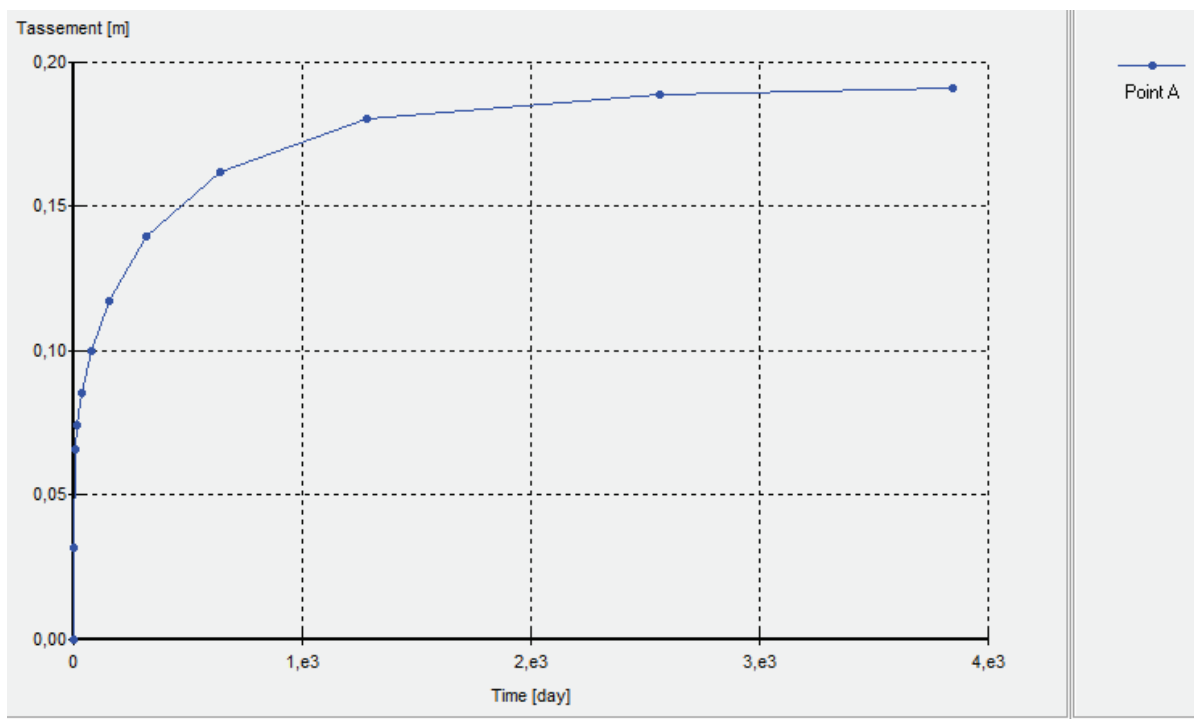


Figure V.11 : variation des tassements en fonction du temps

### 2.1.5. Interprétation des résultats

- L'amplitude des tassements en surface du sol support est de l'ordre de 20 cm,
- Le tassement est maximal au milieu du remblai, et il diminue en rive du remblai. Dans les couches profondes le tassement est presque nul,
- Le temps de consolidation trouvé est supérieur à 3830 j (10 ans),
- La valeur maximale de la surpression interstitielle est de 80 KN/m<sup>2</sup>,
- La surpression interstitielle est maximale au milieu de la couche compressible, ensuite elle diminue lorsqu'on approche des extrémités. Ce qui confirme la théorie de consolidation de Tersaghi pour les couches compressibles qui sont drainées des deux cotés

### 2.2. Etude du glissement

Pour l'étude du glissement on va modéliser le système avec logiciel TALREN qui est conçu essentiellement pour les études des glissements :

- Les données nécessaires pour établir un modèle avec TALREN sont :
- La géométrie du modèle (figure V.1),
- Les caractéristiques des matériaux (remblai, sol support, substratum) (Tableau V.1),
- Le niveau de la nappe phréatique,
- Méthode de calcul de glissement (la méthode de Bishop),
- La surface de rupture circulaire avec un type de recherche automatique,
- Pour la prise en compte de l'effet sismique :

Selon les dispositions techniques de « *Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art* » (RPOA 2008), la zone du remblai est classée en IIa, le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux  $A=0.20$  g. Lors de l'analyse et le calcul de la stabilité générale du talus, le coefficient sismique horizontal est pris  $K_h = 0.5 A = 0.1$ , le coefficient sismique vertical est pris égal  $K_v = \pm 0.3 K_h = 0.03$ .

Les résultats de calcul sont présentés dans la figure V.12 et la figure V.13:

Vérification de la stabilité à court terme :  $F=1.92$

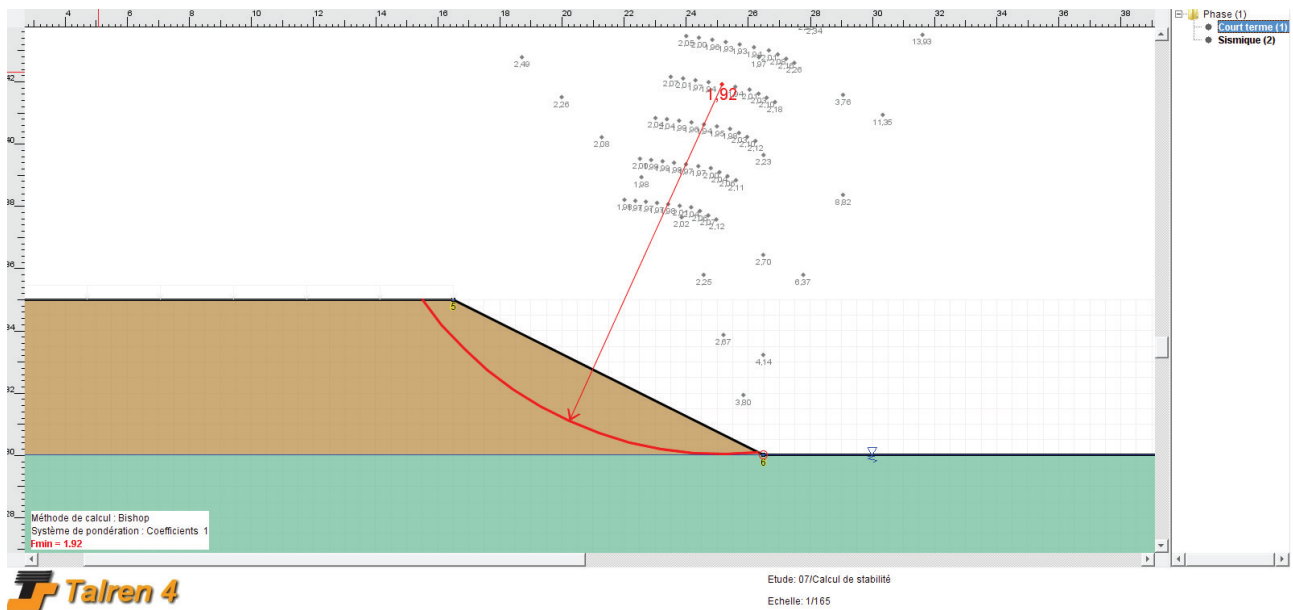


Figure V.12 : Calcul du coefficient de sécurité à court terme par logiciel TALREN

Vérification de la stabilité générale avec prise en compte du séisme :  $F=1.47$

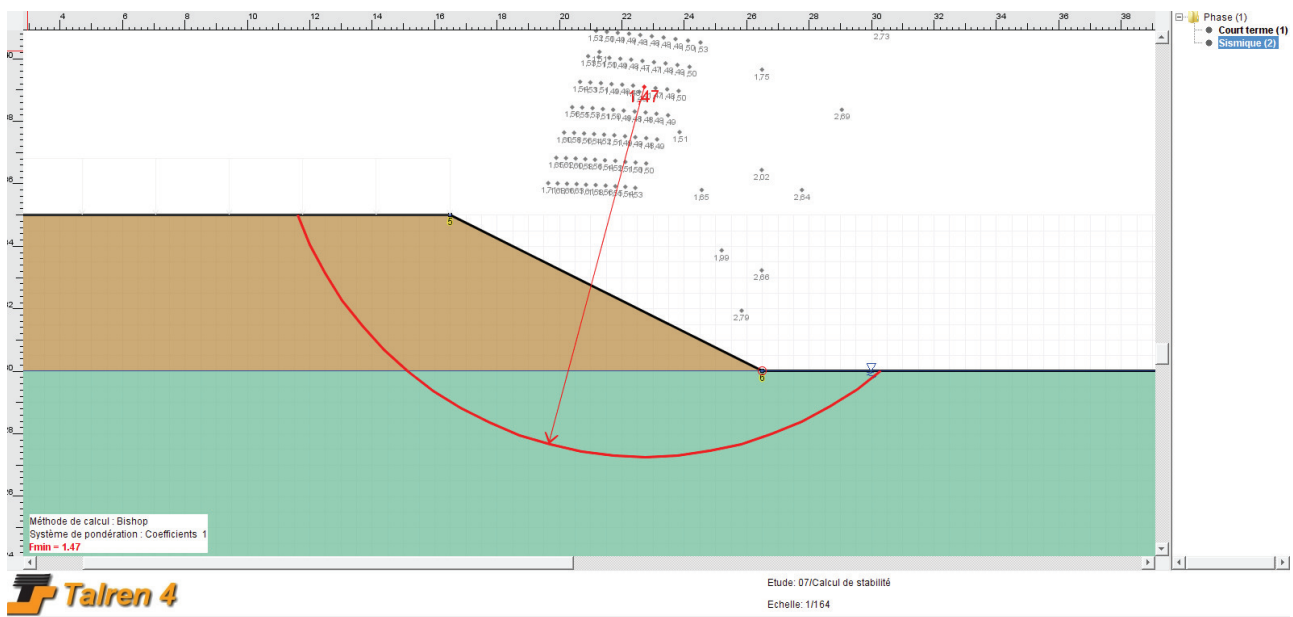


Figure V.13 : Calcul du coefficient de sécurité dans le cas sismique par logiciel TALREN

Interprétation des résultats :

- Le coefficient de sécurité à court terme est :  $1.94 > F_{\min} = 1.5$
- Le coefficient de sécurité dans le cas sismique est :  $1.47 > F_{\min} 1.3$
- Donc il n'a pas de risque d'instabilité au glissement

### 3. Étude numérique du traitement par colonnes ballastées

#### 3.1. Etablissement d'un modèle de référence

Afin de modéliser une cellule composite « sol-ballast » on considère pour cela un plan d'axisymétrique comme indiqué en gris sur la figure V.14 l'axe d'axisymétries est l'axe de la colonne

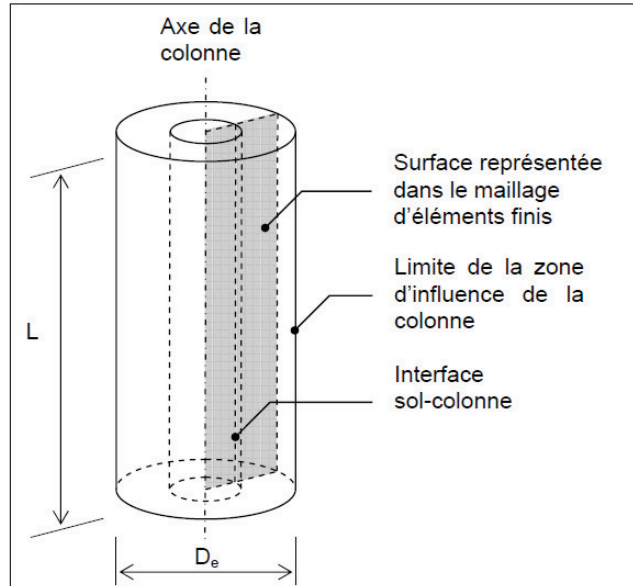


Figure V.14 : Modèle de référence pour la modélisation

Les étapes de modélisation sont présentées dans la figure V.15

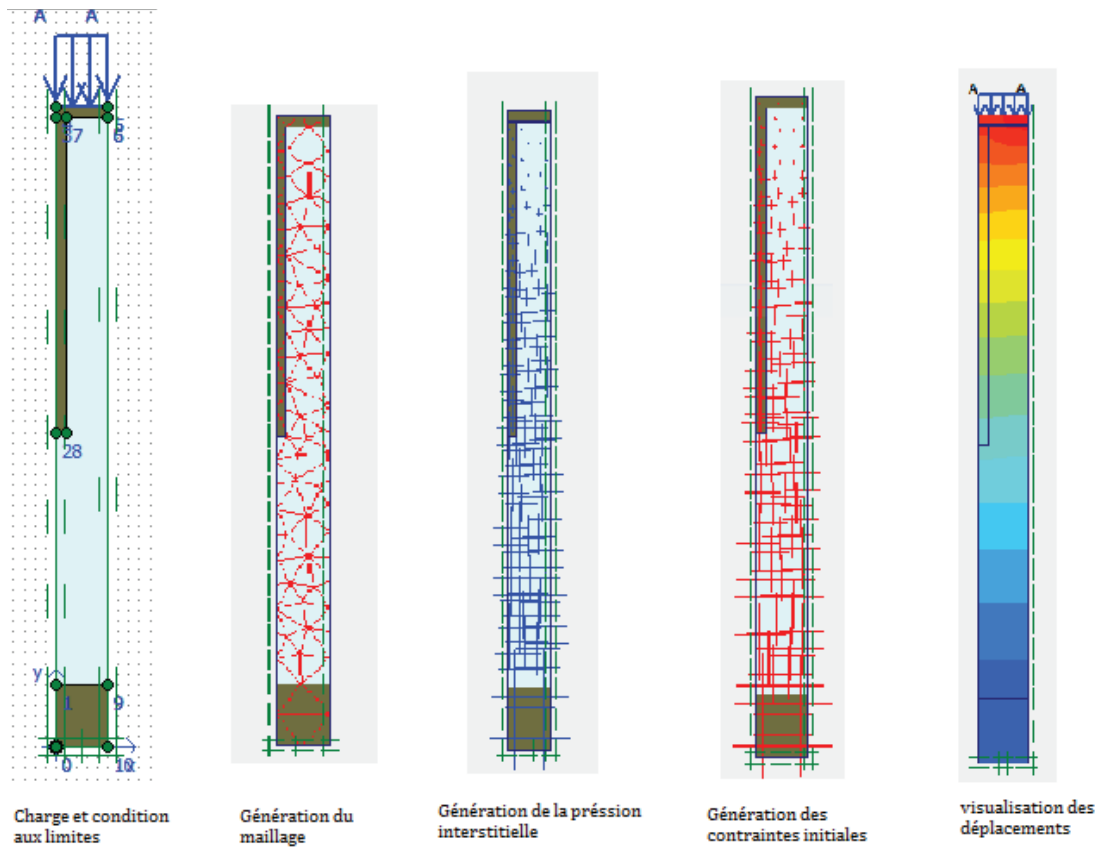


Figure V.15 : Etapes de modélisation d'une colonne ballastée

Effet de la colonne ballastée sur la surpression interstitielle :

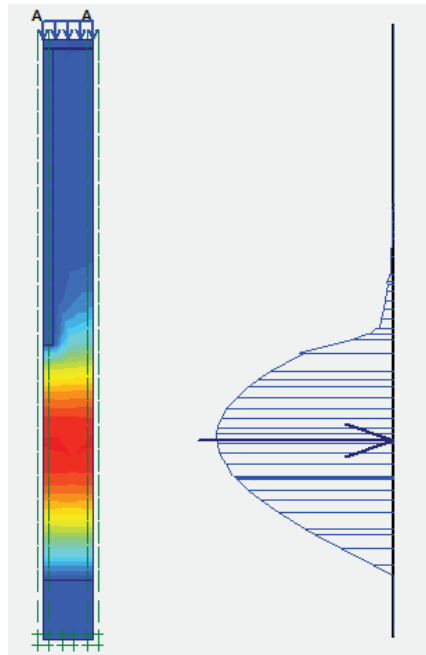


Figure V.16 : Effet de la colonne ballastée sur la pression interstitielle

Effet de la colonne sur les tassements en tête de la colonne et en surface du sol support

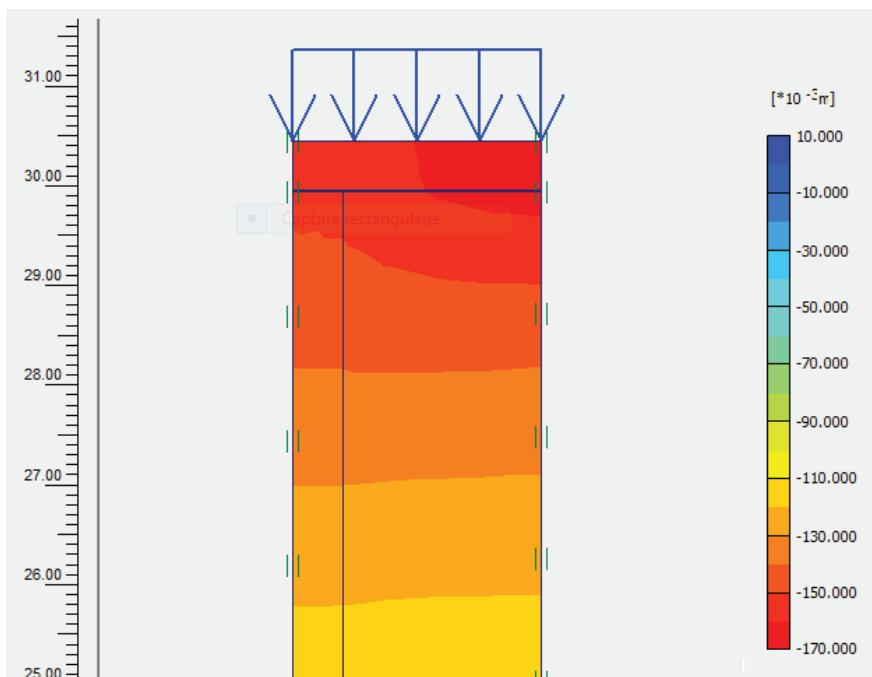


Figure V.17 : Effet de la colonne ballastée sur les tassements

Effet de la colonne sur la distribution des contraintes

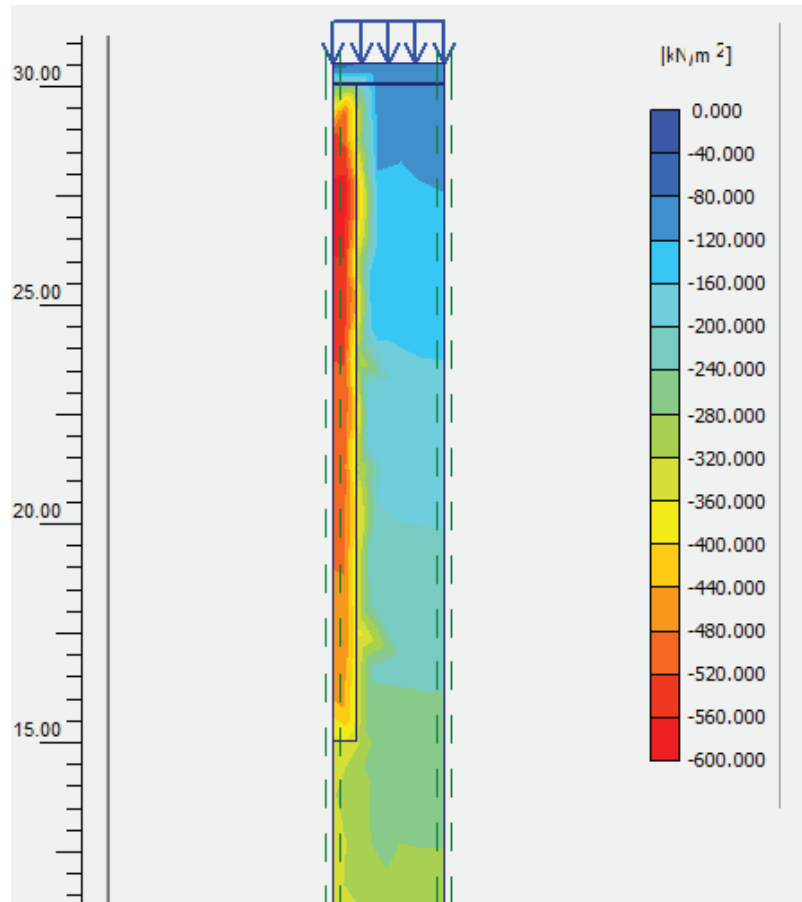


Figure V.18 : Effet de la colonne ballastée sur la distribution des contraintes

### 3.2. Etude paramétrique

Cette étude a pour objectif de voir l'effet des paramètres géométriques d'une colonne ballastée (Diamètre d'influence  $D_e$ , diamètre de la colonne  $\Phi$ , la longueur de la colonne  $l$ ) sur la réduction des tassements la distribution de la surpression interstitielle, la variation des contraintes sur la colonne et sur le sol support.

#### 3.2.1. Étude de l'influence du diamètre d'influence des colonnes ballastée

Pour ce cas d'étude on prend :

Le diamètre de la colonne  $\Phi = 1\text{m}$ ,

La longueur de la colonne  $l=15\text{m}$ ,

L'épaisseur du matelas de répartition  $e=0.5$ ,

Le diamètre d'influence  $D_e=2\text{m}$ ,  $D_e=3\text{m}$  et  $D_e=5\text{m}$ .

#### Sur les tassements :

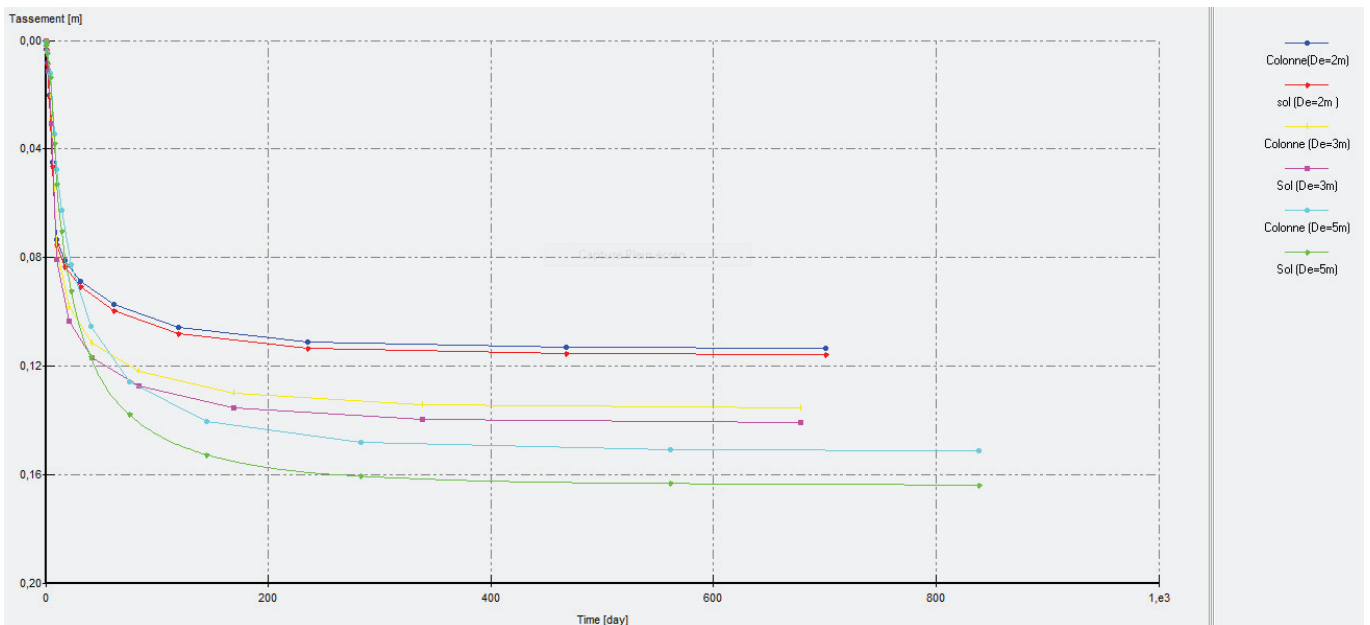


Figure V.19 : Variation des tassements en fonctions du temps

Interprétation des résultats :

- Lorsque le diamètre d'influence ( $D_e$ ) augmente les tassements en surface de la colonne et en surface du sol augmentent,
- Les tassements en surface du sol support ( $S_s$ ) sont plus importants que les tassements en tête ( $S_c$ ) de la colonne,
- La différence entre  $S_s$  et  $S_c$  augmente lorsque  $D_e$  augmente
- Le temps de consolidation diminue lorsque  $D_e$  diminue, (pour  $D_e=2\text{m}$  on a  $t \sim 250\text{j}$ )
- Pour des valeurs de  $D_e$  inférieures à  $3\text{m}$  le temps de consolidation reste le même, donc on peut la considérer comme une valeur minimale pour avoir un dimensionnement optimale.
- Pour  $D_e=2\text{m}$  le tassement  $S_c \sim S_s = 11\text{cm}$

### Sur la surpression interstitielle

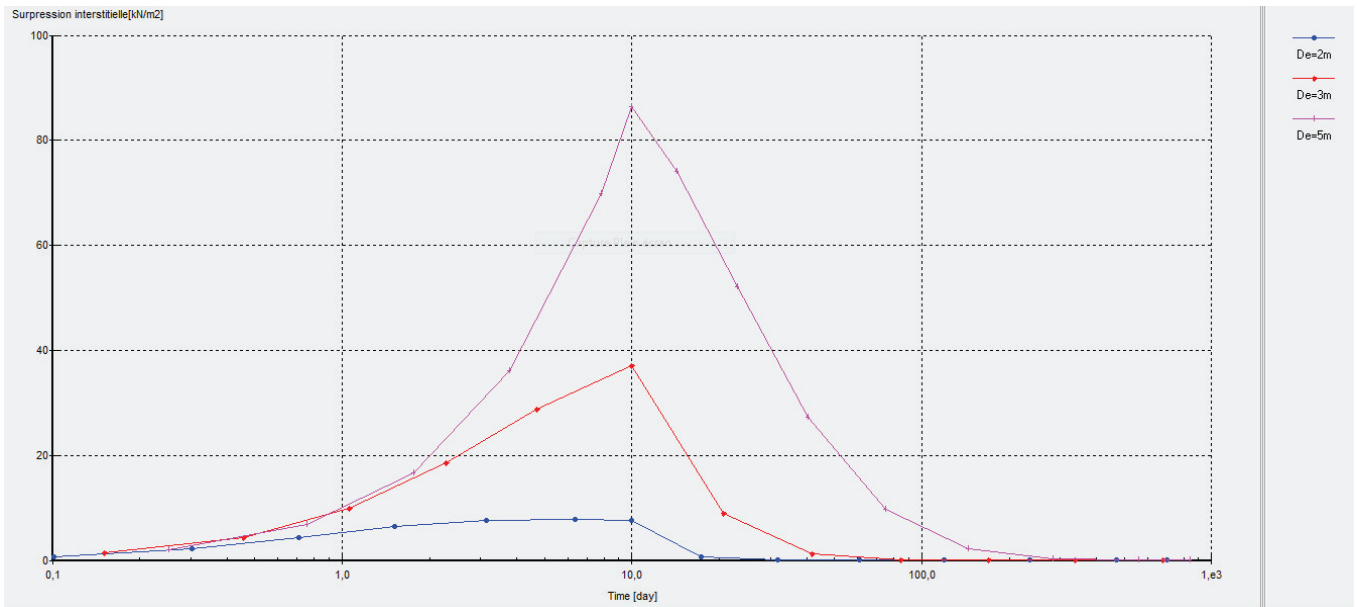


Figure V.20 : Variation de la surpression interstitielle en fonction du temps et du De

#### Interprétation des résultats :

- Lorsque De augmente la valeur de la surpression interstitielle augmente,
- Lorsque De augmente la surpression interstitielle s'annule plus rapidement

### Sur la distribution des contraintes

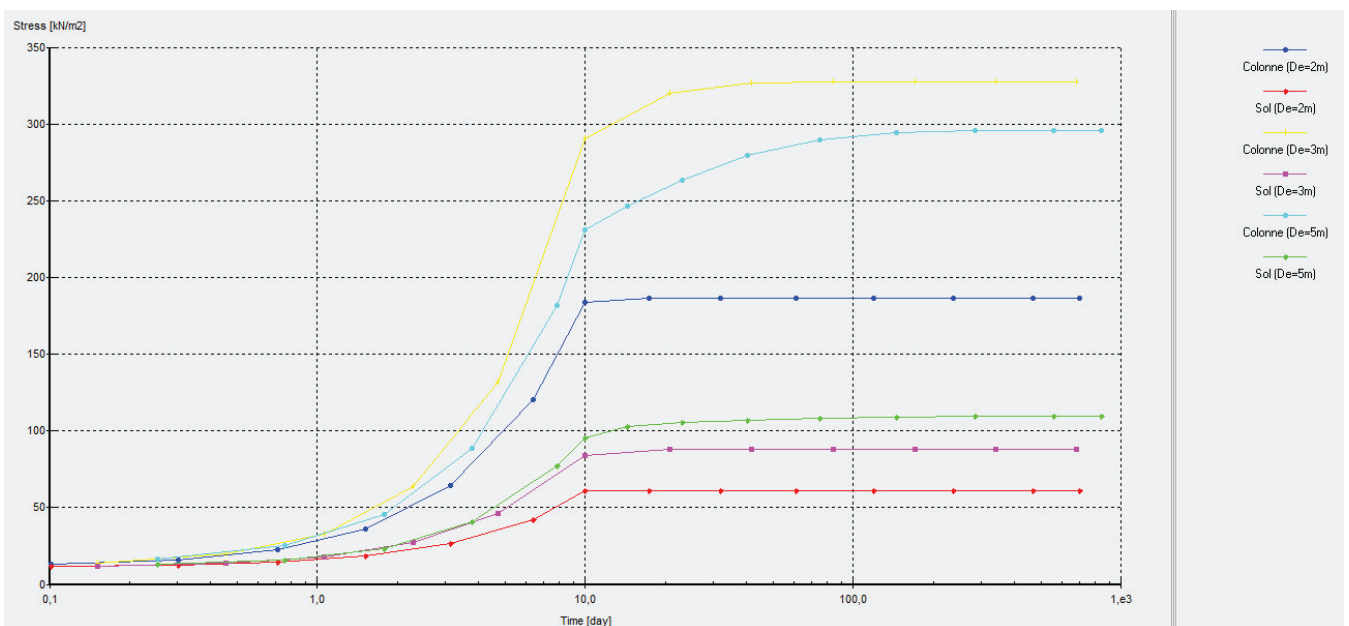


Figure V.21 : Variation des contraintes en surface du sol et en tête de la colonne en fonction du temps et du De

#### Interprétation des résultats :

- Les contraintes dans la colonne ( $\sigma_c$ ) sont plus importantes que les contraintes dans le sol ( $\sigma_s$ )  
 $n = \sigma_c / \sigma_s \approx 3$ ,
- Lorsque De augmente  $\sigma_c$  et  $\sigma_s$  augmentent.

### 3.2.2. Étude d'influence du diamètre de la colonne ballastée

Pour ce cas d'étude on prend :

Le diamètre d'influence  $D_e=5m$ ,

La longueur de la colonne  $l=15m$ ,

L'épaisseur du matelas de répartition  $e=0.5$ ,

Le diamètre de la colonne,  $\Phi = 0.8m$ ,  $\Phi = 1m$ ,  $\Phi = 1.2m$ .

#### Sur les tassements

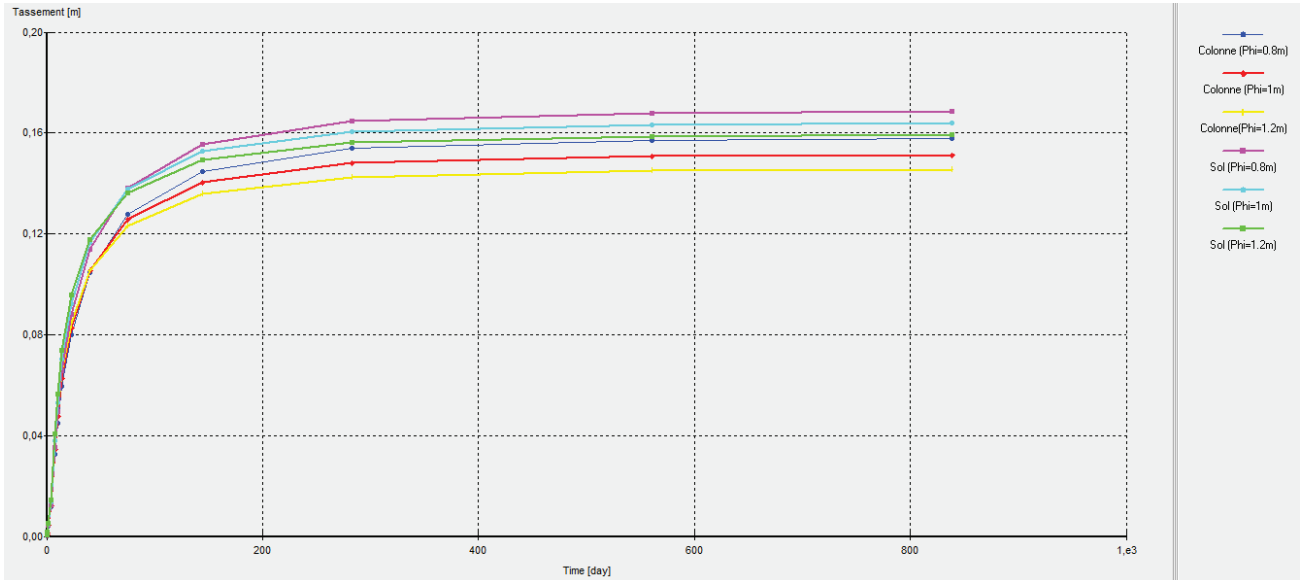


Figure V.22 : Variation des tassements en fonction du temps et du diamètre de la colonne

Interprétation des résultats :

- Lorsque le diamètre de la colonne augmente les tassements  $S_c$  et  $S_s$  diminuent légèrement, donc on peut dire qu'il est préférable de ne pas tenter de réduire les tassements en augmentant le diamètre de la colonne

#### Sur la surpression interstitielle

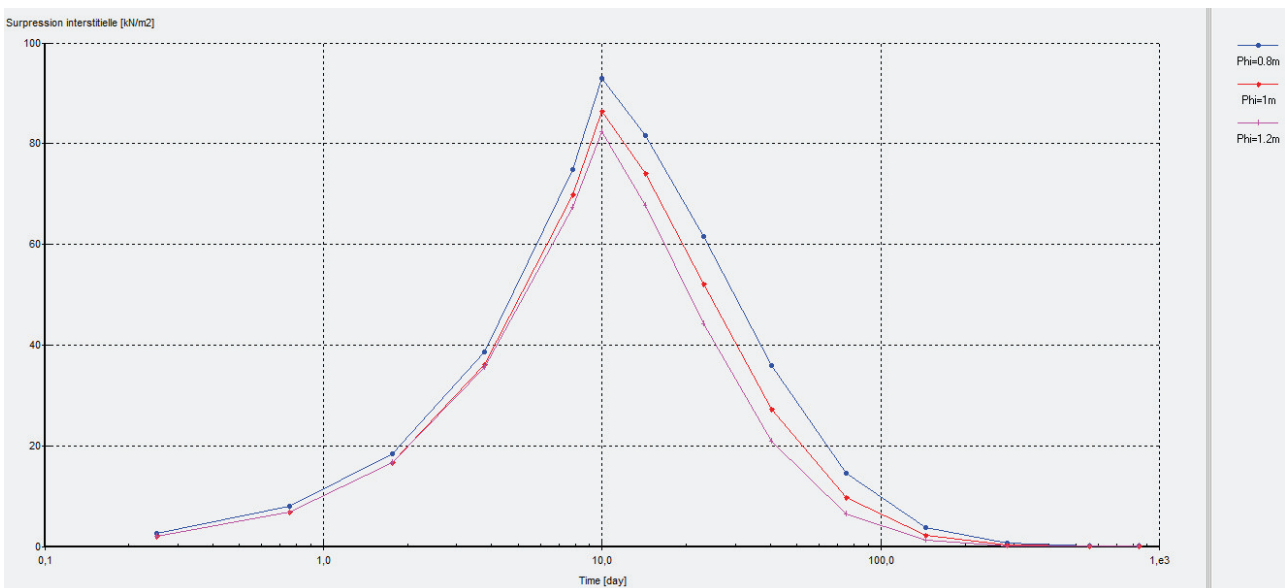


Figure V.23 : variation de la surpression interstitielle en fonction du temps et du diamètre de la colonne

Interprétation des résultats :

- Lorsque Phi augmente la surpression interstitielle varie peu dans l'intensité et dans le temps.
- donc on peut dire qu'il est préférable de ne pas essayer d'accélérer la dissipation de la surpression interstitielle par l'augmentation du diamètre de la colonne.

### Sur la distribution des contraintes

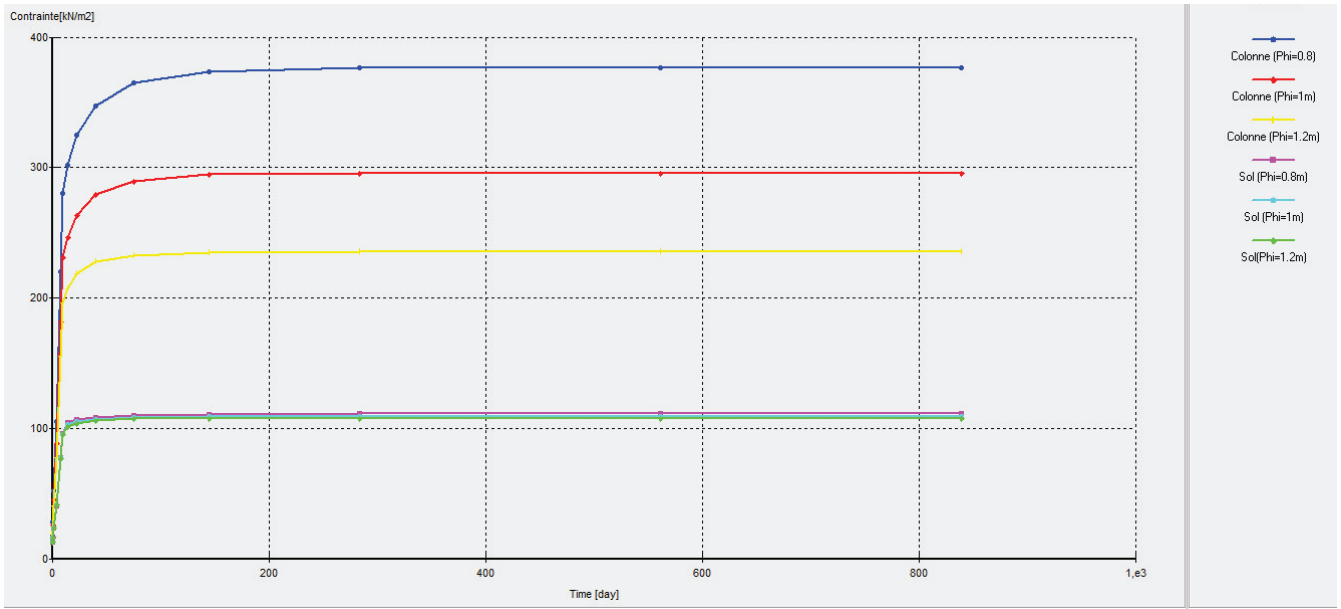


Figure V.24 : Variation des contraintes en surface du sol et en tête de la colonne en fonction du temps et du diamètre de la colonne

Interprétation des résultats :

- Lorsque Phi augmente de 0.8 m à 1.2 m  $\sigma_c$  diminue de  $380\text{KN/m}^2$  à  $240\text{KN/m}^2$ ,
- Lorsque Phi augmente  $\sigma_s$  ne varie pas,
- donc on peut dire qu'il est utile d'augmenter Phi pour diminuer la contrainte sur la colonne.

### 3.2.3. Étude d'influence de la Longueur de la colonne ballastée

Pour ce cas d'étude on prend :

Le diamètre d'influence  $D_e=5$  m,

L'épaisseur du matelas de répartition  $e=0.5$  m,

Le diamètre de la colonne  $\Phi = 1$  m,

La longueur de la colonne  $l=10$  m,  $l=15$  m,  $l=20$  m.

#### Sur les tassements

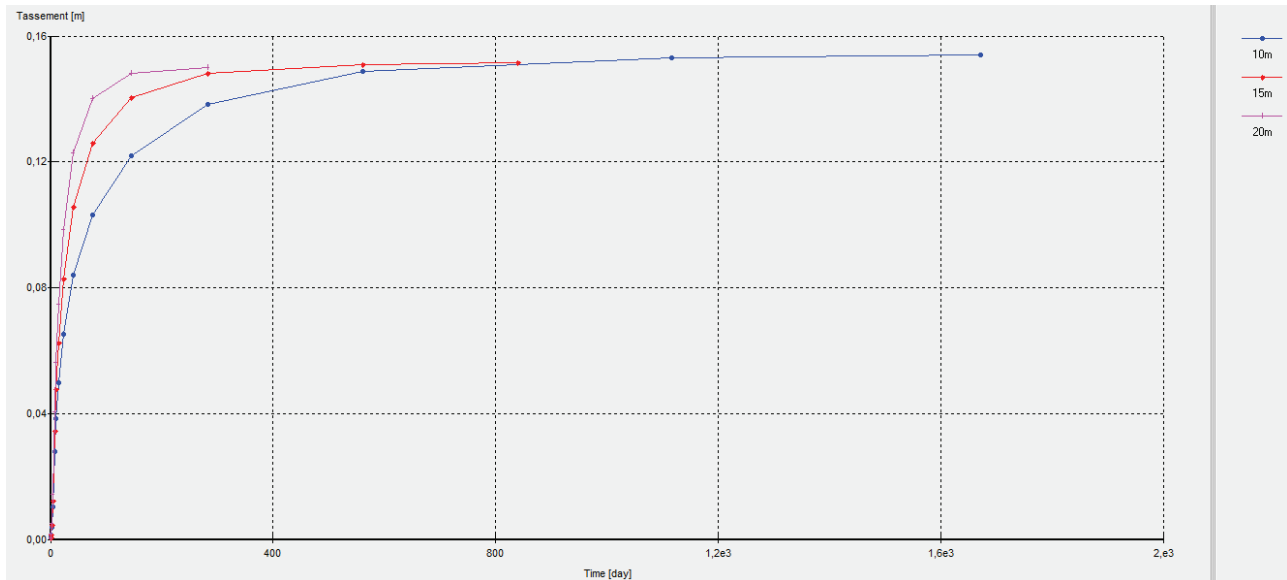


Figure V.25 : Variation des tassements en fonction du temps et de la longueur de la colonne

Interprétation des résultats :

- Lorsque la longueur de la colonne augmente le temps de consolidation diminue mais l'amplitude des tassements reste la même.
- Donc il est utile d'augmenter la longueur des colonnes pour diminuer le temps de consolidation

## Sur la surpression interstitielle

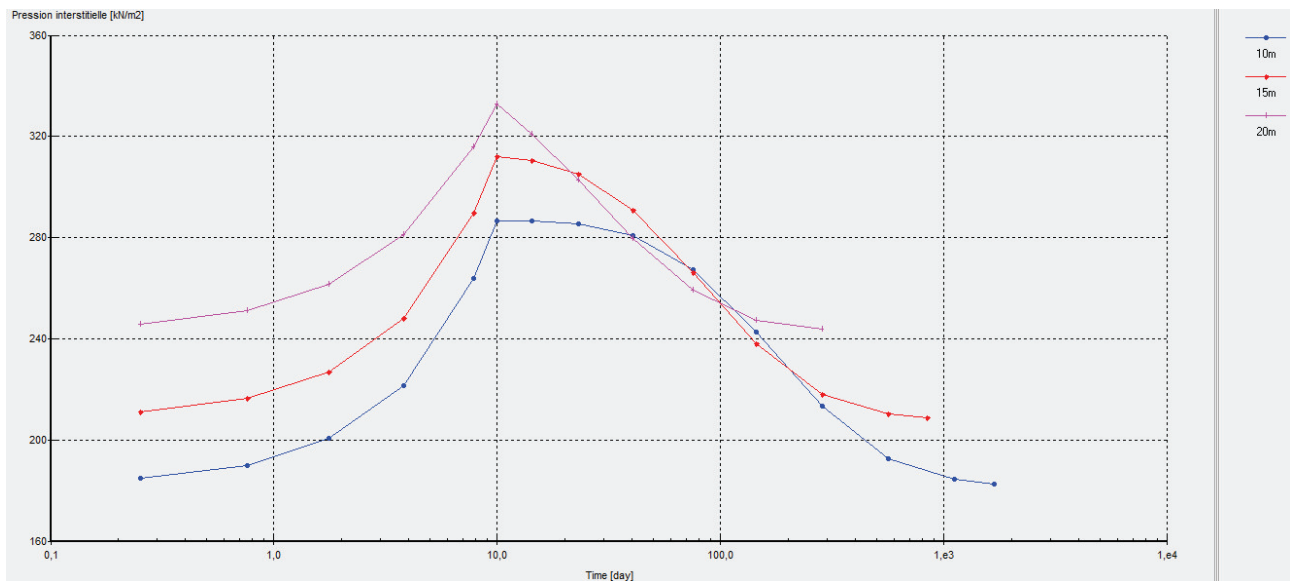


Figure V.26 : Variation de surpression interstitielle en fonction du temps et du diamètre de la colonne

Interprétation des résultats :

- Lorsque la longueur de la colonne augmente le temps de consolidation diminue

### 4. Conclusion

La modélisation numérique a permis de suivre le comportement d'un sol compressible sous un remblai routier,

Le suivi des tassements du sol support sans traitement à donner 20 cm en surface. Le tassement des couches profondes est négligeable.

La surpression interstitielle est maximale au milieu de la couche compressible est négligeable aux extrémités ce qui conforme avec la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi.

L'étude paramétrique nous a permis de conclure que :

- Le diamètre d'influence est proportionnel avec les tassements, le temps de consolidation,  $\sigma_c$  et  $\sigma_s$  et la surpression interstitielle,
- Pour des valeurs de  $D_e < 3m$  le temps de consolidation reste le même donc en peu prendre  $D_e=3m$  comme une valeur minimale,
- La variation du diamètre de la colonne n'a pas un grand effet sur l'amplitude des tassements,
- Lorsque la longueur de la colonne augmente le temps de consolidation diminue mais l'amplitude des tassements reste la même.

## CONCLUSION GENERALE

La construction des remblais sur sols compressibles pose des problèmes des tassements excessives qui se produisent à long terme et au-delà de problèmes d'inertabilité. Le traitement de ces problèmes par le biais des colonnes ballastées constitue une solution importante à cause de ces avantages remarquables.

Le dimensionnement des colonnes ballastées constitue un exercice délicat à cause de la difficulté de définir les paramètres intervenant dans leur dimensionnement et la complexité des modèles de calcul. En plus des méthodes de dimensionnement classique, les méthodes numériques telle que la méthode des éléments finis ont connus une progression considérable ces dernières années pour le dimensionnement de ce type d'ouvrage.

L'étude paramétrique qui a été faite sur le remblai d'accès à montrer que :

- Le diamètre d'influence est proportionnel avec les tassements, le temps de consolidation,  $\sigma_c$  et  $\sigma_s$  et la surpression interstitielle,
- Pour des valeurs de  $D_e < 3m$  le temps de consolidation reste le même donc on peut prendre  $D_e=3m$  comme une valeur minimale,
- La variation du diamètre de la colonne n'a pas un grand effet sur l'amplitude des tassements,
- Lorsque la longueur de la colonne augmente le temps de consolidation diminue.

## REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] AKOU Yasmina. *Etude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles*. Pour obtenir le grade de Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995, 254 P.
- [2] BENAMARA aimad eddine, SELLAM Mohamed. *Etude d'un remblai sur sol compressible du PK12+800 au PK14+480 de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif*. Projet de Fin d'Études Pour l'Obtention du Diplôme D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics. Ecole Nationale supérieure des travaux publics, Alger.2015, 231P
- [3] COPREC. « *Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement* ». Revue française de géotechnique n° 111, trimestre 2005, pp 3-16.
- [4] CORNEILLE Sébastien, *Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides*. Mémoire pour l'obtention du titre de docteur de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, spécialité : Génie civil-Hydrosystèmes-Géotechnique. Ecole Nationale de Nancy,2007, 290 P.
- [5] DREYFUS. G. *Etude des remblais sur sols compressible*. DUNOD. Paris, 1971, 216 P
- [6] DHOUIB Ammar, BLONDEAU Francis. *COLONNES BALLASTEES*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris, 2005, 264 P
- [7] « *Etude et Réalisation des Remblais sur Sols Compressibles* » – Guide technique. SETRA/LCPC (Novembre, 2000).
- [8] F. BOURGES. (1969). *Remblais sur sols compressibles*. Synthèse de recherches effectuées dans les laboratoires des ponts et chaussées. Paris, Rapport de recherche N° 10, oct 1970, 55 P.
- [9] F. BOURGES. *Etude et construction des remblais sur sols compressibles*. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Spécial T, Mai 1973, 361

- [10] GUENOUNA Farid, *Etude numérique et expérimentale du comportement des colonnes ballastée*. Mémoire présenté pour obtenir le diplôme de Magister en Génie Civil Spécialité : Géotechnique. Publics. Ecole Nationale supérieure des travaux publics, Alger.2009,180P
- [11] I-Reef. Edition S144. P11-212-1 (DTU 13.2) (septembre 1992) : *Travaux de fondations profondes pour le bâtiment*, juin 2006, 116 P.
- [12] MAGNAN Jean Pierre. *Remblai et fondation sur sols compressibles*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris, 1984, 253 P.
- [13] MAGNAN Jean Pierre, PILOT Georges. *Amélioration des sols*. © Techniques de l'Ingénieur, traité Construction. DOC C-255.
- [14] « *Manuel d'utilisation TALREN 4* » Terrasol, juillet 2005.
- [15] MESTAT Philippe. *MOMIS : une base de données sur la modélisation numérique des remblais sur sols compressibles et sur la confrontation calculs – mesures in situ*. Bull. Liaison Labo. Ponts et chaussées. Paris, N°232, mai-juin 2001 PP43-58.
- [16] M. J.A. CALGARO. M. F. BAGUELIN. *Méthode de calcul des fondations par l'interprétation des différents essais*. FOND. 72. LCPC, SETRA. Paris, CHAPITRE 5.2, sept-oct 1972, 81 P.
- [17] R.B.J. Brinkgreve *PLAXIS version 8 manuel de référence*. Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas.
- [18] « *Réalisation des remblais et des couches de forme - Guide technique. Fascicule 1 - Principes généraux* » - SETRA/LCPC (Juillet, 2000) .
- [19] « *Réalisation des remblais et des couches de forme - Guide technique. Fascicule 2 – Annexes techniques* » - SETRA/LCPC (Juillet, 2000).
- [20] « *REGLE PARASSISMIQUE APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART – Document technique règlementaire D.T.R* » - RPOA 2008.
- [21] SIX Vincent, *Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales*

- [22] Mémoire pour l'obtention du titre de docteur de Université des Sciences et Technologie de LILLE, discipline : Génie Civil, LILLE, 2006,162P.
- [23] SOYEZ Bertrand. (1985). *Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées*. Bull. Liaison Labo. Ponts et chaussées. Paris, N° 135, jan-févr 1985, PP 35-51.
- [24] ZIGHMI Iméne Bassma., Messis Chawki. *Renforcement des sols par colonnes ballastées*. Mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics. Ecole national supérieur des travaux publics, 2008, 85 P.
- [25] ZIGHMI Iméne Bassma. *Etude numérique de l'influence des paramétrés géotechnique sur le comportement des sols renforcés par colonne ballastées*. Mémoire pour l'obtention du diplôme de magister en génie civil, spécialité : Géotechnique et environnement. Université mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 229 P.