

# UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE

Année : 2006

N° d'ordre 3951

## THESE

pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE**

Discipline : Génie Civil

## Titre

**Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales**

Préparée au

**Laboratoire de Mécanique de Lille (U.M.R 8107)**

par

**Vincent SIX**

Présentée et soutenue publiquement le 20 décembre 2006 devant la commission d'examen  
composée de :

Messieurs :

ZAOUI Ali  
BOUASSIDA Mounir  
MONNET Jacques  
DHOUIB Ammar  
SHAHROUR Isam  
MROUEH Hussein

Président  
Rapporteur  
Rapporteur  
Examinateur  
Directeur de thèse  
Co-encadreur de thèse

## Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier chaleureusement mon directeur de thèse, Monsieur le Professeur Isam SHAHROUR, Directeur du Laboratoire de Mécanique de Lille, pour ses encouragements et ses nombreux conseils dispensés au cours de la préparation de cette thèse. Je lui dois mes premiers pas dans la recherche.

Réalisé au sein de l'équipe Interaction Sol-Structure du Laboratoire de Mécanique de Lille, ce travail a été co-encadré par Monsieur le Professeur Hussein MROUEH. Qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude pour le soutien fourni.

Je remercie tout particulièrement Messieurs les Professeurs Mounir BOUASSIDA et Jacques MONNET, qui ont bien voulu être les rapporteurs de ma thèse, pour leurs lectures minutieuses et leurs commentaires précis dont ils m'ont fait profiter.

Ma reconnaissance s'adresse aussi à Monsieur le Professeur Ali ZAOUI et Monsieur Ammar DHOUIB, Chef de service et expert géotechnique à GTM-CONSTRUCTION/VINCI, pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de faire partie de mon Jury.

J'aimerais également remercier Monsieur Eric CHARKALUK, chargé de Recherche au C.N.R.S, et Monsieur Bruno DUMONT, enseignant à l'école d'Ingénieurs H.E.I, pour leurs conseils et leurs discussions fructueuses.

Je voudrais enfin remercier profondément mes parents pour leur compréhension, leurs encouragements et leur soutien sans faille.

## Résumé

Le présent travail traite de l'analyse du comportement des colonnes ballastées et de l'influence des conditions initiales. Il comporte cinq parties. Les trois premières traitent de l'estimation de la capacité portante et du tassement d'un sol renforcé par colonnes tandis que les deux dernières sont consacrées à l'influence des procédés d'exécution des colonnes sur l'état de confinement.

La première partie comporte une synthèse bibliographique sur le renforcement de sol par colonnes ballastées.

La deuxième partie propose une comparaison des résultats issus de méthodes analytiques et d'une modélisation par éléments finis sur le concept de la cellule composite "ballast-sol". L'analyse porte sur le comportement mécanique de ce système et la sensibilité des différents paramètres intervenant dans le dimensionnement.

La troisième partie présente le développement et l'amélioration d'une méthode analytique pouvant donner lieu à la réalisation d'un outil de calcul spécifique facilitant la saisie des données et permettant un accès rapide aux informations.

La quatrième partie vise à définir l'influence de l'enfoncement du vibreur sur la pression de confinement appliquée par le sol environnant. Après l'étude d'un modèle basé sur l'expansion d'une cavité cylindrique, une approche par vibration est utilisée pour la construction de la colonne.

La cinquième partie traite de l'évaluation de l'incidence de la force de compactage du ballast sur le comportement des colonnes au travers d'une expérimentation sur site.

# Sommaire

Introduction générale .....	1
Chapitre 1 – Analyse bibliographique .....	3
1.1 Généralités, définition, historique .....	3
1.2 Domaine d'application, données économiques .....	4
1.3 Les procédés d'exécution .....	5
1.4 Données réglementaires (DTU 13.2) .....	8
1.4.1 Essais d'information .....	8
1.4.2 Essais de contrôles .....	8
1.4.3 Contraintes de calcul à l'ELS .....	9
1.5 Les colonnes ballastées "isolées" chargées en tête .....	9
1.5.1 Mécanismes de rupture .....	9
1.5.2 Rupture par expansion latérale .....	10
1.5.3 Rupture par cisaillement généralisé .....	11
1.5.4 Rupture par poinçonnement .....	12
1.6 Les réseaux de colonnes ballastées .....	13
1.6.1 Domaine d'influence de l'inclusion .....	13
1.6.2 Diamètre théorique de la colonne .....	15
1.6.3 Angle de frottement interne du ballast compacté .....	15
1.6.4 Rapport des modules de déformation élastique .....	16
1.6.5 Influence de l'exécution des colonnes .....	16
1.6.6 Rapport de concentration de contraintes .....	17
1.6.7 Facteur de réduction des tassements .....	18
1.6.8 Relations entre les paramètres caractéristiques $n$ et $\beta$ .....	19
1.7 Méthodes de justification .....	20
1.7.1 Méthodes empiriques .....	20
1.7.2 Les méthodes en élasticité linéaire .....	22
1.7.3 Les méthodes élastoplastiques .....	24
1.8 Conclusion .....	40
Chapitre 2 – Etude critique et comparative des méthodes de calcul de réseaux de colonnes ballastées .....	42
2.1 Introduction .....	42
2.2 Etude numérique .....	42
2.2.1 Présentation du modèle de calcul .....	42
2.2.2 Présentation des résultats pour le modèle de référence .....	48
2.2.3 Influence des paramètres sur le facteur d'amélioration $\beta$ et le facteur de concentration de contrainte $n$ .....	53
2.2.4 Etude paramétrique .....	59
2.2.5 Conclusion sur l'étude par éléments finis .....	62
2.3 Etude analytique .....	63
2.3.1 Efficacité du traitement .....	63
2.3.2 Etat de plastification de la colonne .....	65
2.3.3 Evolution des contraintes verticales suivant la profondeur .....	66
2.3.4 Evolution de l'étreinte latérale suivant la profondeur .....	68
2.3.5 Evolution du rapport $p/q_c$ suivant la profondeur .....	69
2.3.6 Evolution de la déformation radiale à l'interface "sol-colonne" suivant la profondeur .....	69
2.3.7 Conclusion sur l'étude analytique .....	70
2.4 Conclusion .....	71
Chapitre 3 – Développement et amélioration d'une approche analytique .....	73
3.1 Introduction .....	73
3.2 Développement de la méthode .....	73
3.2.1 Comportement élastique de la colonne sous chargement axial et étreinte latérale .....	73
3.2.2 Comportement élastique du sol ambiant .....	74
3.2.3 Prise en compte d'une contrainte résiduelle .....	74

3.2.4	Comportement plastique de la colonne.....	75
3.2.5	Résolution du système.....	77
3.3	Comparaison des résultats avec le modèle aux éléments finis.....	79
3.3.1	Efficacité du traitement.....	79
3.3.2	Etat de plastification de la colonne.....	80
3.3.3	Evolution des contraintes verticales suivant la profondeur.....	81
3.3.4	Evolution de l'étreinte latérale suivant la profondeur.....	82
3.3.5	Evolution de la déformation radiale suivant la profondeur.....	84
3.3.6	Conclusions sur les résultats.....	84
3.4	Sensibilité de la méthode vis-à-vis de $K_0$ .....	84
3.4.1	Efficacité du traitement en fonction de $K_0$ .....	85
3.4.2	Evolution des contraintes verticales en fonction de $K_0$ .....	86
3.4.3	Evolution de l'étreinte latérale en fonction de $K_0$ .....	87
3.4.4	Evolution de la déformation radiale en fonction de la profondeur suivant $K_0$ .....	88
3.5	Conclusion.....	89
Chapitre 4	– Modélisation de l'enfoncement du vibreur.....	90
4.1	Introduction.....	90
4.2	Présentation des vibreurs.....	90
4.2.1	Caractéristiques et propriétés du vibreur M-Béta.....	91
4.2.2	Principe de réalisation de la colonne.....	92
4.3	Modélisation par expansion cylindrique.....	92
4.3.1	Principe.....	92
4.3.2	Description du modèle.....	93
4.3.3	Analyse des résultats.....	94
4.4	Modélisation du fonçage du vibreur.....	97
4.4.1	Principe.....	97
4.4.2	Présentation du modèle.....	97
4.4.3	Analyse des résultats.....	100
4.5	Conclusion.....	105
Chapitre 5	– Etude expérimentale de l'influence de la force de compactage.....	106
5.1	Introduction.....	106
5.2	Présentation de l'expérimentation sur site.....	106
5.2.1	Synthèse de la reconnaissance géotechnique.....	107
5.2.2	Détermination de l'effort mobilisé en pointe de vibreur.....	109
5.2.3	Réalisation des colonnes pour les essais.....	110
5.3	Réalisation des essais sur colonnes.....	111
5.3.1	Dégarnissage de colonnes.....	111
5.3.2	Essais pressiométriques.....	114
5.3.3	Essais de chargement.....	116
5.4	Conclusion.....	120
	Conclusion générale.....	121
	Notations.....	123
	Références bibliographiques.....	125
	Annexe A1 – Méthode de Priebe.....	128
	Annexe A2 – Méthode de Ghionna et Jamiolkowski.....	136
	Annexe A3 – Méthode de Goughnour.....	143
	Annexe A4 – Méthode inspirée de l'approche de Poorooshasb & Meyerhof.....	149

## Introduction générale

Les colonnes ballastées constituent une technique intéressante pour l'amélioration en place des sols compressibles. Un matériau granulaire est introduit dans le sol, puis compacté, pour constituer des colonnes verticales. Ce traitement permet d'améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol, d'augmenter la capacité portante du site, de réduire les tassements sous charges appliquées, de diminuer le temps de consolidation en accélérant le drainage, de participer à la stabilité générale des remblais et de réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

La technique de colonnes ballastées remonte au milieu du XX<sup>ème</sup> siècle mais c'est depuis 1970 environ qu'elle a connu, avec le développement technologique des procédés de réalisation, un essor significatif pour la réalisation de projets de fondations d'ouvrages divers. Les colonnes sont utilisées principalement sous remblais, radiers et dallages mais également sous semelles superficielles de bâtiments industriels et d'habitation.

La littérature traite généralement de la justification de la capacité portante des colonnes ballastées et de l'estimation des tassements du site renforcé sous la charge appliquée par le projet. L'hypothèse communément admise est que la colonne se trouve dans un état de sollicitations triaxiales. Différentes hypothèses sont retenues pour définir l'état de confinement de la colonne par le sol ambiant. Elles s'appuient le plus souvent sur l'utilisation du coefficient des terres au repos  $K_0$ .

Reposant essentiellement sur l'observation, les hypothèses retenues pour la définition de l'état de contraintes initial sont le plus souvent empiriques. S'exprime alors le besoin d'améliorer la connaissance du comportement des colonnes ballastées dans le sol et notamment l'influence des procédés de réalisation sur l'estimation de l'état de contraintes initial.

Le travail de thèse avait pour objectif d'améliorer nos connaissances du comportement mécanique des colonnes ballastées en utilisant une modélisation par éléments finis et des essais en vraie grandeur. Il a débuté par une analyse approfondie des méthodes analytiques issues de l'analyse bibliographique. Une notation harmonisée a été adoptée pour l'ensemble des méthodes afin de mieux appréhender les différentes approches, les hypothèses retenues ainsi que les paramètres significatifs. Sur la base d'un modèle de référence et parallèlement à une modélisation numérique, une comparaison de ces méthodes est menée. Celle-ci porte non seulement sur l'efficacité du traitement au travers du facteur de réduction des tassements et du rapport de concentration des contraintes mais également sur l'état de plastification de la colonne, sur l'évolution des déformations radiales, des contraintes verticales et horizontales en fonction de la profondeur. L'intérêt est de suivre le comportement de la colonne sur la profondeur du traitement et pas uniquement en tête.

Avant toute modélisation par éléments finis, l'utilisation d'une méthode analytique pour le dimensionnement de colonnes ballastées reste essentielle. Aussi, une partie de ce travail a porté sur le développement d'une méthode analytique tenant compte de l'ensemble des paramètres et pouvant donner lieu à la réalisation d'un outil de calcul spécifique facilitant la saisie des données et permettant un accès rapide aux informations.

De la pression de confinement appliquée à la colonne par le sol environnant dépend la performance du traitement. L'état de contraintes initial du sol en place est modifié par le fonçage de l'outil vibrant et le compactage du ballast. Aussi, l'étude s'est orientée sur la définition de l'état de contraintes dans le sol après réalisation de la colonne. L'influence de l'enfoncement du vibreur et de la vibration est traitée par modélisation numérique avec la prise en compte des non linéarités liées aux grands déplacements. Une étude expérimentale a ensuite pu être menée afin d'évaluer

l'influence de l'effort de compactage sur la performance des colonnes et de définir ainsi si celui-ci représente un paramètre important dans le dimensionnement.

Le présent travail est présenté en cinq chapitres. Les trois premiers traitent essentiellement de l'estimation de la capacité portante et du tassement d'un sol renforcé par colonnes tandis que les deux derniers sont consacrés à l'influence des procédés d'exécution des colonnes sur l'état de confinement.

Le *premier* chapitre comporte une synthèse bibliographique sur le renforcement de sol par colonnes ballastées et s'articule en trois parties. La première partie présente les techniques de réalisation des colonnes ballastées. La deuxième partie traite du comportement des colonnes ballastées puis s'oriente sur les réseaux de colonnes ballastées et introduit les paramètres fondamentaux intervenants dans leur dimensionnement. La troisième partie présente les différentes méthodes de dimensionnement.

Le *deuxième* chapitre propose une comparaison des résultats issus de certaines méthodes analytiques avec ceux obtenus par éléments finis dans le cas d'un modèle de référence basé sur le concept de la cellule composite "ballast-sol". Il présente tout d'abord le modèle de calcul adopté, en précisant les paramètres et les hypothèses de modélisation retenus. Ensuite, l'analyse des résultats permet de mieux comprendre le comportement mécanique de ce système et de cerner les interactions mises en jeu lors du chargement. La sensibilité des différents paramètres intervenant dans le dimensionnement est également présentée et étudiée.

Le *troisième* chapitre présente le développement et l'amélioration d'une méthode analytique. On présente donc dans un premier temps, une méthode de calcul inspirée par l'approche de Poorooshasb. On présente ensuite les résultats obtenus avec cette méthode pour le cas de référence et l'on compare ceux-ci avec ceux issus du calcul par éléments finis. Les points de comparaison concernent l'efficacité du traitement, l'état de plastification de la colonne, l'évolution des contraintes verticales et horizontales en fonction de la profondeur. On s'intéresse à l'influence du paramètre  $K_0$  dans le cadre de cette méthode.

Le *quatrième* chapitre vise à définir la manière dont évolue le paramètre  $K_0$  lors du fonçage de l'outil vibrant. On présente tout d'abord les différents types de vibreur et leurs caractéristiques puis on rappelle le mode opératoire de la réalisation d'une colonne ballastée. L'influence de l'enfoncement du vibreur est ensuite étudiée à l'aide d'un modèle basé sur l'expansion d'une cavité cylindrique. Enfin, on présente une nouvelle approche pour simuler cette étape de réalisation de la colonne. Le vibreur devient partie intégrante du modèle, ce qui permet ainsi de tenir compte de la vibration et de l'effort de fonçage appliqués. Une comparaison est effectuée avec le modèle basé sur l'expansion d'une cavité cylindrique, puis une discussion est menée sur l'évolution du coefficient  $K_0$ .

Le *cinquième* chapitre traite de l'évaluation de l'incidence de la force de compactage du ballast sur le comportement des colonnes au travers d'une expérimentation sur site. On présente tout d'abord le site d'expérimentation en précisant le contexte géotechnique, la définition des colonnes pour les essais et la détermination de l'effort mobilisé en pointe du vibreur. On effectue ensuite une présentation des différents essais réalisés sur les colonnes (dégarnissages de colonne, essais pressiométriques, essais de chargement). Une analyse des résultats est menée pour définir le comportement des colonnes en fonction de la force de compactage exercée.

# Chapitre 1 – Analyse bibliographique

## 1.1 Généralités, définition, historique

L'édification d'ouvrages ou de remblais sur des zones caractérisées par la présence de sols mous, d'origine naturelle comme les alluvions bordant les lits de cours d'eau anciens ou existants, ou anthropiques comme les zones de décharge, pose des problèmes techniques spécifiques, indissociables des exigences des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'œuvre relatives aux coût et délais de réalisation des travaux.

Des techniques relativement récentes peuvent être utilisées pour traiter de tels sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et de permettre la construction d'ouvrages

Nombreuses, elles peuvent être classées comme suit (ASEP-GI, 2004) :

- technique d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibroflottation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organique, drains verticaux, préchargement par le vide, électro-consolidation),
- injection des sols grenus et des sols fins,
- amélioration des sol par inclusions verticales (colonnes ballastées et procédés connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisés par jet (jet grouting), colonnes traité à la chaux et/ou au ciment),
- congélation des sols.

Dhouib et Blondeau (2005) définissent la technique de traitement des sols par colonnes verticales de la manière suivante : Un matériau granulaire constitué de ballast (colonnes et plots ballastés) ou de sable (picots et drains de sable) est incorporé dans le sol un afin d'obtenir un milieu "composite" ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité et permettant :

- d'améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité,
- d'augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés,
- de réduire les tassements sous les charges appliquées,
- d'accélérer le drainage vertical et la consolidation primaire du sol,
- de contribuer à la stabilité générale des remblais,
- de réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

L'historique réalisé par les auteurs précise que dans ce domaine, plusieurs procédés existent et ont fait l'objet de développement depuis les années 1950. On peut citer :

- les pieux de sable compacté réalisés avec la technique japonaise "Compozer" (Aboshi et al., 1979)
- les pieux de sable compacté, mis œuvre comme les pieux classiques avec tubage récupérable : procédé type "Franki" (Bustamante et al., 1991)
- les picots de sable de Ménard-Solcompact (Fournol et Juillé, 1986)
- les colonnes ballastées réalisées au moyen de vibreurs électriques à sas, de type vibreur à torpille Keller ou dérivé (vibreur hydraulique), dont le procédé a été mis au point et développé par Keller en 1936,
- les plots ballastés mis en place par substitution dynamique, qui constituent une variante de l'utilisation du matériel développé par Ménard pour le compactage dynamique (Gambin, 1984; Liausu et Juillié, 1990)

En fonction du matériel couramment utilisé, les colonnes ballastées ont généralement un diamètre de 0,60 à 1,20 m. Celles-ci reportent les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante. Elles ne fonctionnent que grâce à la réaction d'étreinte latérale qui peut être fournie par la couche de qualité médiocre traversée et le mécanisme de transfert peut être assimilé à celui d'un échantillon pulvérulent placé dans l'appareil triaxial.



La réalisation des colonnes ballastées impose cependant que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour supporter l'expansion latérale du ballast grenu. Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organiques ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut alors offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leur déformation dans le temps par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas souvent nécessaire.

## 1.2 Domaine d'application, données économiques

Sur la base d'informations recueillies auprès d'entreprises spécialisées en fondations spéciales et d'études bibliographiques (Dhouib et Blondeau, 2005), le tableau Tableau 1-1 précise le champ d'application des colonnes ballastées en France. On constate que les colonnes ballastées sont principalement utilisées pour fonder les remblais, des radiers et des dallages, moins souvent sous les fondations superficielles de bâtiments logistiques et peu utilisées sous les bâtiments d'habitation.

Applications	Utilisation
Remblais (d'accès et de surélévation)	Très fréquente
Radiers et dallages (stations d'épurations et bâtiments industriels)	
Fondations superficielles de bâtiments logistiques	Fréquente
Fondations superficielles de bâtiments d'habitation	Rare

**Tableau 1-1 – Colonnes ballastées : champ d'application en France (Dhouib et Blondeau, 2005)**

Les sols pouvant ou non être concernés par la réalisation de colonnes ballastées sont indiqués dans le tableau 1-2. La stabilité d'une colonne étant assurée par le confinement latéral qu'exerce le sol ambiant, les matériaux organiques en raison de leur comportement évolutif dans le temps conduisent à proscrire l'utilisation de colonnes.

Sols concernés	Commentaire
Sols mous non organiques (argile, limon et sable fin lâche à forte proportion de fines) et remblais anthropiques inertes	Tolérance pour de faibles épaisseurs de matériaux défavorables (sols organiques, déchets ménagers)
Sols organiques (tourbe, argile et vase organique) et matériaux de décharge	Colonnes ballastées <u>proscrites</u>

**Tableau 1-2 – Colonnes ballastées : sols concernés (Dhouib et Blondeau, 2005)**

La figure 1-1 montre l'évolution du marché français des colonnes ballastées entre 2000 et 2002 (Dhouib et Blondeau, 2005).

Ce marché s'élève à un total cumulé sur 3 ans d'un peu moins de 2 millions de mètres de colonnes ballastées, avec une part importante destinée aux dallages et aussi aux fondations superficielles de bâtiments logistiques, comme le montre la figure 1-2. La part des remblais et radier augmente en 2002.

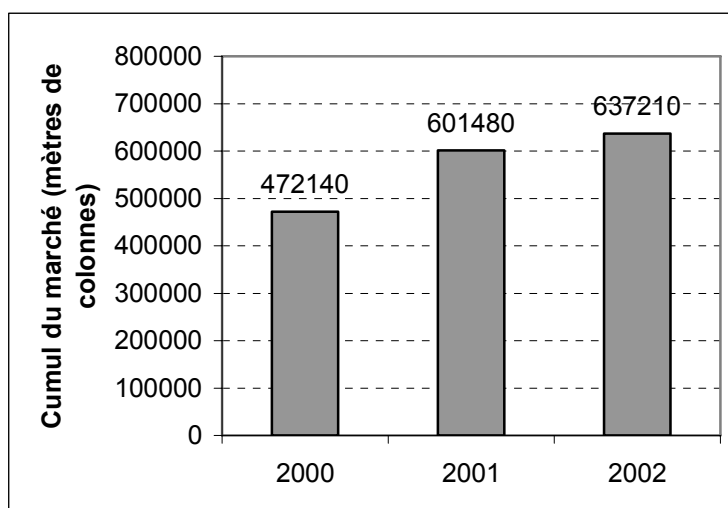


Figure 1-1 – Colonnes ballastées : évolution du marché entre 2000 et 2002 (Dhouib et Blondeau, 2005)

La figure 1-2 indique que l'utilisation des colonnes ballastées sous remblais est faible en France. L'absence de règles applicables aux marchés publics où les ouvrages en terre sont plus répandus que dans le domaine privé peut expliquer cela (Dhouib et Blondeau, 2005). Le fascicule 62 Titre V consacré aux fondations ne traite d'ailleurs pas des colonnes ballastées qui constituent un procédé d'amélioration des sols et non pas une technique de fondation proprement dite.

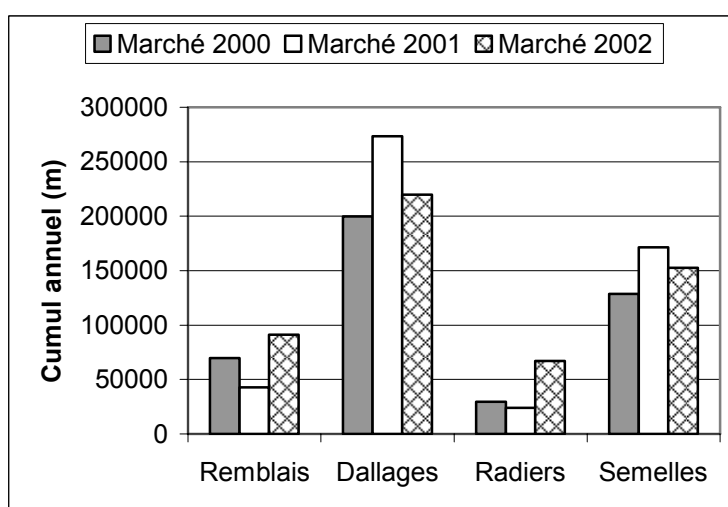


Figure 1-2 – Colonnes ballastées : cumul annuel par domaine d'application entre 2000 et 2002 (Dhouib et Blondeau, 2005)

### 1.3 Les procédés d'exécution

Ils se regroupent en trois familles, dont le point commun est l'exécution des travaux avec un vibreur.

Le **vibrocompactage** (ou vibroflottation) qui permet de compacter dans la masse, même à des profondeurs de plus de 30m, les sols grenus (sables, graviers, cailloux, certains remblais, etc.).

Les **colonnes ballastées**, pour améliorer les sols très faibles à médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais, etc.).

Les **pieux** et leurs dérivés, qui peuvent être réalisés avec divers matériaux, à usage de fondations profondes, semi-profondes (puits) ou inclusions rigides.

Les domaines d'application des techniques d'amélioration de sol sont représentés sur la figure 1-3 (document KELLER).

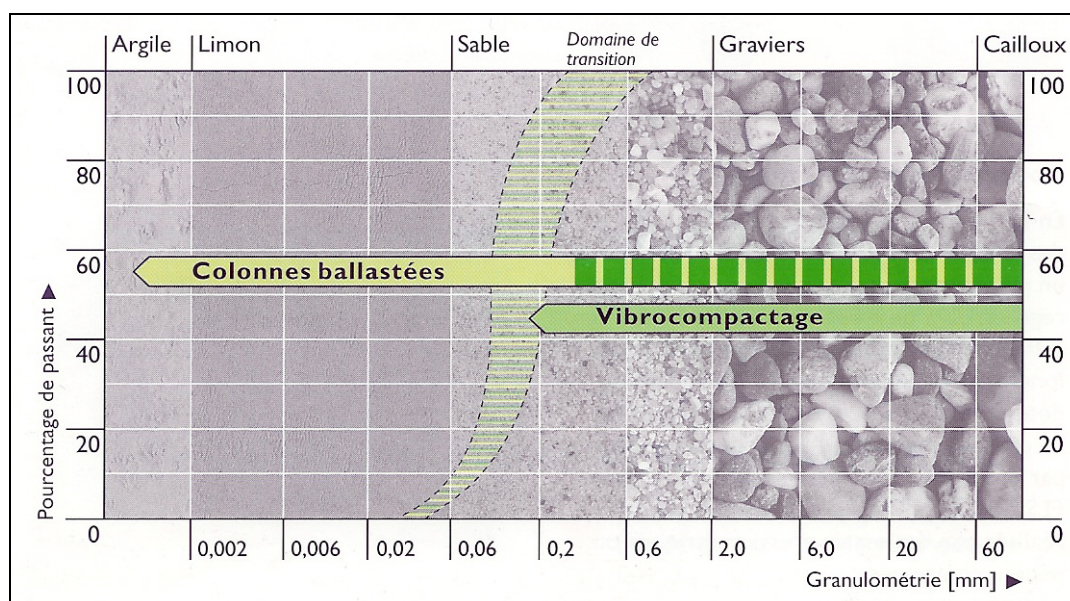


Figure 1-3 – Domaines d'application des techniques d'amélioration de sol

Les colonnes ballastées peuvent être réalisées par des vibreurs pendulaires suspendus à une grue. La pénétration de l'outil, ainsi que dans certains cas le compactage, sont facilités par un fluide de lançage. Lorsqu'il s'agit d'air comprimé, on parle de *voie sèche* et lorsqu'il s'agit d'eau sous pression (cas général), on parle alors de *voie humide*.

Les séquences de réalisation d'une colonne ballastées par vibreur pendulaire sont représentées sur la figure 1-4 (document KELLER).

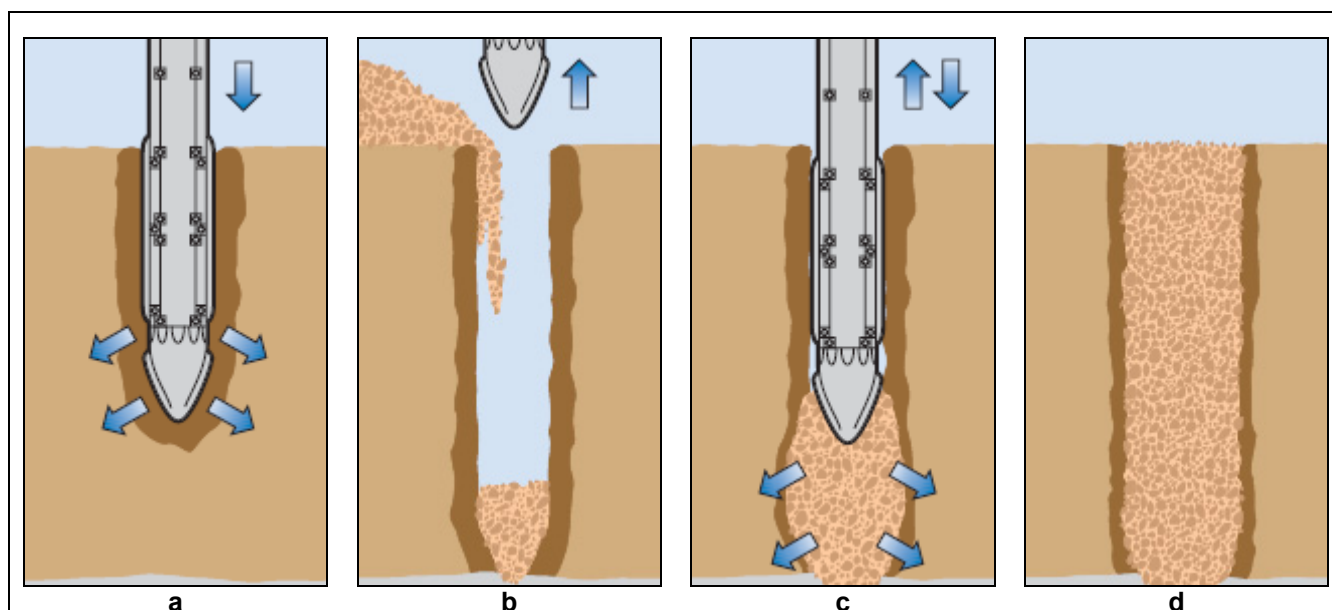


Figure 1-4 – Séquences de réalisation : vibreur pendulaire (voie humide)

Dans un premier temps (figure 1-4a), le vibreur pénètre dans le sol par refoulement. Sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de la vibration et du fluide de lançage.

Après avoir été maintenu en place un court instant, le vibreur est ensuite remonté et une partie du matériau de remplissage est placée par gravité dans le forage (figure 1-4b).

Ensuite, le vibreur est réintroduit et le ballast est compacté, ce qui a pour effet de refouler un peu plus le sol ambiant (figure 1-4c).

Une colonne composée d'un matériau de remplissage très compact peut ainsi être réalisée jusqu'au niveau du sol par introductions successives de ballast, chacune suivie d'un compactage (figure 1-4d).

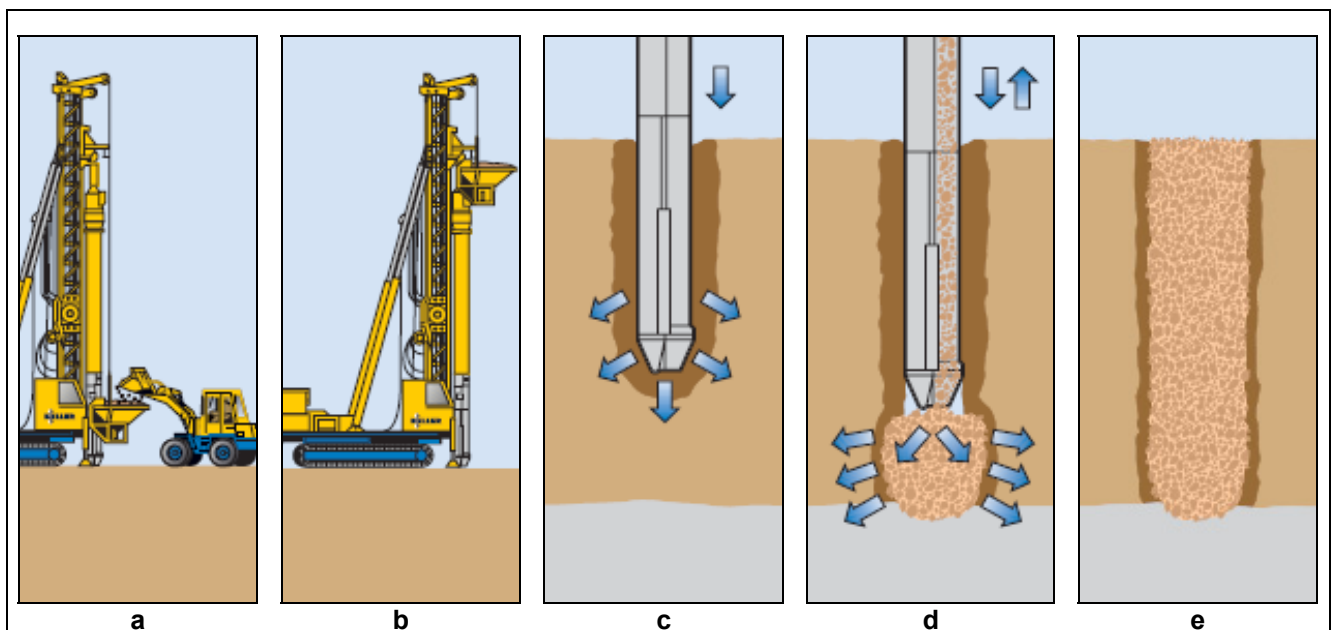
Les vibreurs à sas de type KELLER sont guidés le long d'un mât, permettant ainsi de contrôler la verticalité de la colonne et de mobiliser des efforts de poussée sur l'outil pouvant dépasser 250kN. Le matériau d'apport arrive directement à l'orifice de sortie, ce qui assure la continuité de la colonne. De plus, dans les sols instables, il n'y a pas de risque d'éboulement du forage.

La figure 1-5 issue d'un document KELLER illustre les séquences de réalisation d'une colonne ballastée par vibreur à sas.

Sur la figure 1-5a, le vibreur est positionné à l'emplacement de la future colonne, la machine étant stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

La benne monte ensuite le long du mât et déverse automatiquement son contenu dans un sas situé au sommet du vibreur (figure 1-5b). Après la fermeture du sas, 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 la vibration, à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil (figure 1-5c).



**Figure 1-5 – Séquences de réalisation : vibreur à sas**

A la profondeur requise, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place par gravité et par pression d'air dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expanser le matériau latéralement dans le sol et le compacter (figure 1-5d).

La colonne est exécutée ainsi, par passes successives de l'ordre de 0,5 m jusqu'au niveau prévu (figure 1-5e).

## 1.4 Données réglementaires (DTU 13.2)

Le DTU (Document Technique Unifié) 13.2, relatif aux fondations profondes reste actuellement le règlement en vigueur en France. Néanmoins, apparaît de plus en plus la nécessité de mettre en place des recommandations communes à destination de la profession (Dhouib et Blondeau, 2005). Aussi, cette partie rappelle de manière synthétique ce règlement.

### 1.4.1 Essais d'information

Le tableau 1-3 définit le nombre d'essais en fonction de la profondeur à réaliser.

Essais	Nombre d'essais	Remarque
Coupe approximative des terrains rencontrés	$N \geq 1$ pour 50 colonnes  $N \geq 3$ par ouvrage	Le volume de matériau d'apport $\geq 1,5$ fois le volume de théorique de la colonne ballastée correspondant au diamètre à prendre en compte dans les calculs
Volumes du matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne		

**Tableau 1-3 – Essai d'information – Nombre d'essais (DTU 13.2)**

### 1.4.2 Essais de contrôles

Les essais de contrôle ont pour objet de vérifier les caractéristiques mécaniques des colonnes ballastées. Les résistances minimales, en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur sont données dans le tableau 1-4 :

Essai	Résistance minimale	Nombre d'essais
Pénétromètre dynamique	$R_d = 15 \text{ MPa}$	Fixé par les documents particuliers du marché. Au moins égal au nombre d'essais d'information
Pénétromètre statique	$R_p = 10 \text{ MPa}$	
Pressiomètre	$P_l = 1,5 \text{ MPa}$	
SPT	$N = 30 \text{ MPa}$	

**Tableau 1-4 – Essais de contrôle - Résistances minimales (DTU 13.2)**

Le tableau 1-5 suivant apporte des précisions complémentaires quant à l'essai de chargement qui constitue un contrôle de portance.

Essais	Nombre d'essais	Remarque
Essai de chargement	Fixé par les documents particuliers du marché  $N \geq 1$ par ouvrage	Contrôle de portance à 1,5 fois la charge de service

**Tableau 1-5 – Essai de chargement - Données complémentaires (DTU 13.2)**

### 1.4.3 Contraintes de calcul à l'ELS

La contrainte de calcul à l'ELS sur une section théorique de colonne ballastée doit être inférieure à 2 fois l'étreinte latérale du sol encaissant sans toutefois être supérieure à 0,8 MPa.

Par analogie avec l'essai triaxial, la contrainte verticale de rupture de la colonne est :

$$q_c = p \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = p \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Eq. 1-1}$$

La contrainte admissible est calculée à partir de  $q_c$  avec un coefficient de sécurité supérieur à 2 (DTU 13.2)

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_c}{2} \quad \text{Eq. 1-2}$$

La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique. Elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire ou à partir d'essais in situ tels que le pressiomètre, le pénétromètre statique ou le scissomètre. Dans le cas du pressiomètre, on peut assimiler l'étreinte latérale  $p$  à la valeur de la pression limite.

## 1.5 Les colonnes ballastées "isolées" chargées en tête

### 1.5.1 Mécanismes de rupture

D'après Datye (1982), la capacité portante ultime ( $q_c$ ) d'une colonne isolée est fonction de la configuration géométrique et permet d'aboutir comme indiqué sur la figure 1-6 à trois modes de rupture :

- rupture par expansion latérale de la colonne
- rupture par cisaillement généralisé
- rupture par poinçonnement

On distingue les colonnes reposant sur un horizon raide (figure 1-6a et figure 1-6b) et les colonnes dites "flottantes" (figure 1-6c)

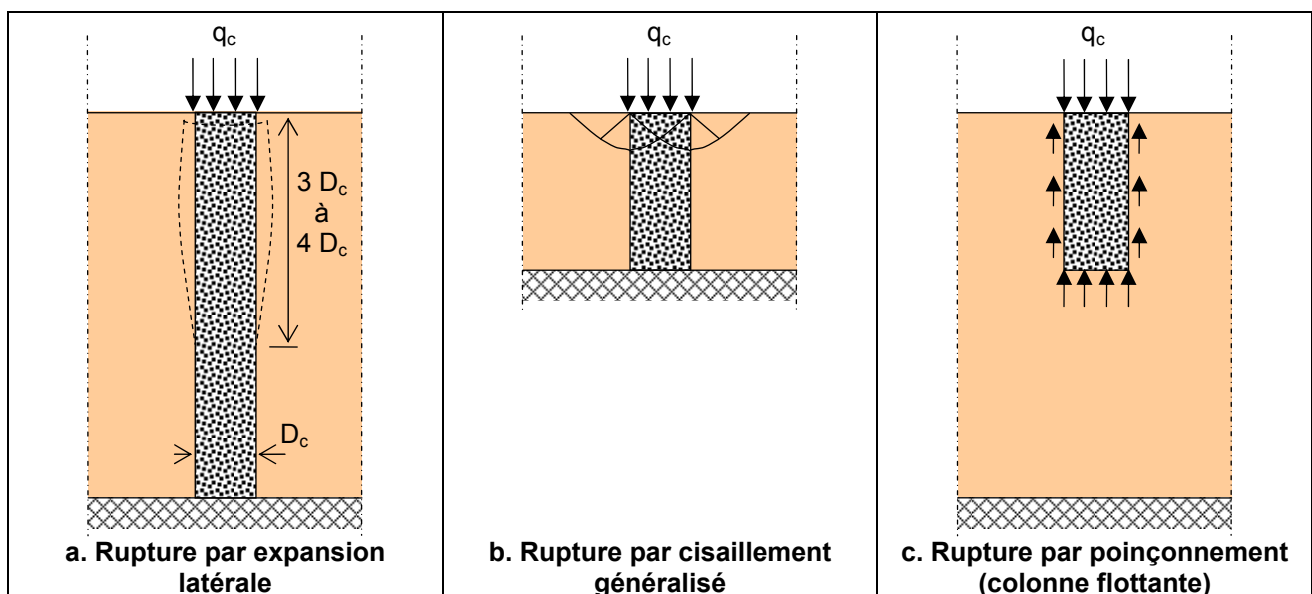


Figure 1-6 – Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible (Datye, 1982)

Sur la figure 1-6a, la rupture par expansion latérale n'est envisagée que pour les colonnes dont la longueur dépasse 3 à 4 fois le diamètre ( $D_c$ ). En dessous de cette valeur 4, issue d'observations faites sur des colonnes réelles excavées sur chantiers ainsi que sur des modèles réduits testés en laboratoire (Hughes et Withers, 1974), on considère un cisaillement généralisé (colonnes courtes)

### 1.5.2 Rupture par expansion latérale

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur la théorie développée initialement par Greenwood en 1970. La colonne est assimilée à une éprouvette composée du même matériau granulaire subissant une compression axiale  $q_c$  sous une contrainte de confinement  $p$  égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol ambiant (figure 1-7), à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales. Le caractère drainant du ballast permet de considérer que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée. Ainsi,  $q_c$ ,  $Kp_c$ ,  $p$  sont respectivement la contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture, le coefficient de butée du ballast et la contrainte effective maximale que le sol peut supporter autour de la colonne.

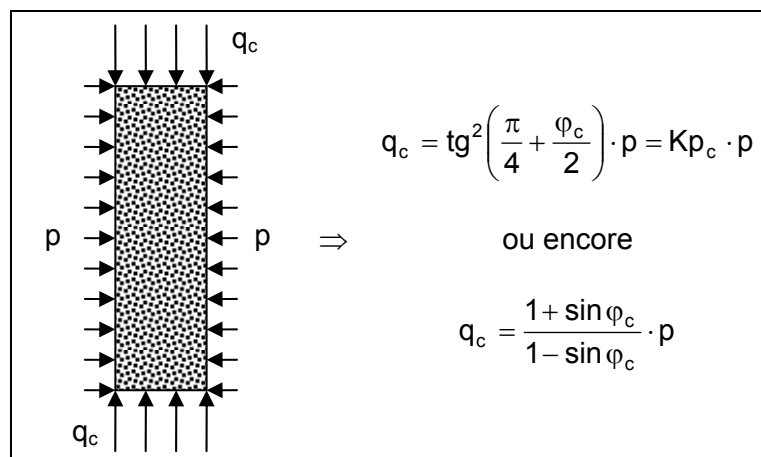


Figure 1-7 – Analogie colonne ballastée / éprouvette triaxiale

L'expansion latérale de la colonne peut être comparée à celle d'une sonde pressiométrique, ce qui permet de poser :

$$p = p_l - u \quad \text{Eq. 1-3}$$

Avec :

- $p_l$  : pression limite du sol ambiant
- $u$  : pression interstitielle à la périphérie de la colonne

Le tableau 1-6 permet de récapituler les deux approches principales retenues pour la pression interstitielle  $u$ .

U	Auteurs	Remarque
$u = u_0$	Ghionna et Jamiolkowski (1981) Smolczyk (1983)	$u_0$ : pression hydrostatique régnant avant traitement
$u = 0$	Greenwood et Kirsch (1983) Broms (1983)	Revient à travailler en contraintes totales dans le sol ambiant

Tableau 1-6 – Définition de la pression interstitielle  $u$

A défaut d'essai in situ, la pression limite d'un sol purement cohérent en conditions non drainées peut être estimées par l'expression :

$$p_l = (\sigma'_{h,0} + u_0) + k \cdot c_u \quad \text{Eq. 1-4}$$

Avec :

$\sigma'_{h,0}$  : contrainte effective horizontale existant dans le sol avant la réalisation de la colonne

$c_u$  : résistance au cisaillement non drainé du sol

$k$  : coefficient multiplicateur

Le tableau 1-7 précise la définition du coefficient multiplicateur  $k$  donné par plusieurs auteurs en fonction d'un facteur appelé "indice de rigidité"  $I_r$  qui dépend de la cohésion non drainée  $c_u$ , du module d'élasticité du sol  $E_s$  ainsi que du coefficient de Poisson  $\nu_s$  du sol.

Expression de $k$	Auteurs	Remarque
$k = 1 + \ln \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s) \cdot c_u}$	Hughes et Withers (1974) Wroth et Hughes <sup>(1)</sup>	<sup>(1)</sup> $k=4$ : valeur conseillée au vu d'essais drainés réalisés avec un pressiomètre autoforeur de Cambrigde
$k = 1 + \ln I_r$ $I_r = \frac{E_{sol}}{3 \cdot c_u} \quad (1)$	Brauns (1978) Ghionna et Jamiolkowski (1981) <sup>(2)</sup> Nahrgang (1976) <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup> $I_r$ : indice de rigidité pour un sol purement cohérent, lors d'une sollicitation non drainée <sup>(2)</sup> $E_s$ : Estimation à partir d'essai in situ au pressiomètre autoforeur <sup>(3)</sup> $k=6,18$ : valeur donnée sur la base d'essais sur modèle réduit de colonnes

Tableau 1-7 – Définition du coefficient multiplicateur  $k$

Le paramètre fondamental de ce type de calcul est l'angle de frottement  $\varphi_c$  du matériau constitutif de la colonne (Soyer, 1985). Dans le cas d'un ballast, mis en place par un vibreur de type Keller, une valeur prudente de  $38^\circ$  est couramment recommandée (Schulze, 1978).

### 1.5.3 Rupture par cisaillement généralisé

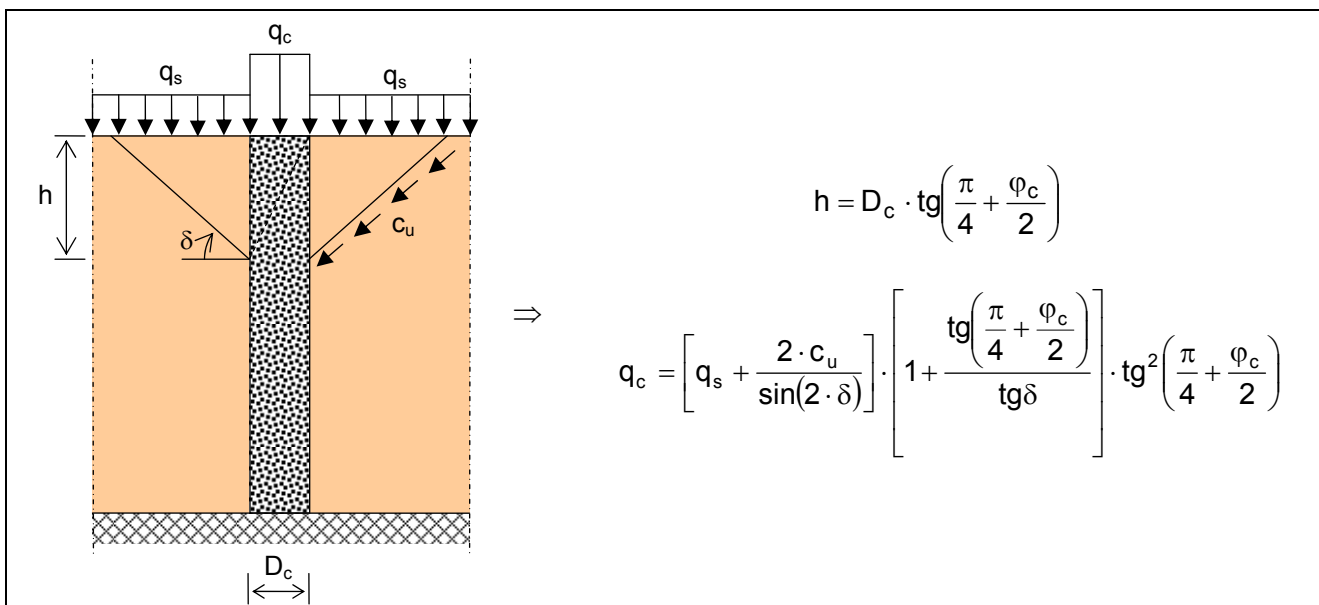


Figure 1-8 - Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé



Dans le cas de colonnes courtes, la rupture par cisaillement généralisé doit être vérifiée. Brauns (1978 a, 1978 b, 1980) a envisagé la cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite "ballast-sol" délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle  $\delta$  avec l'horizontale, centré sur l'axe de la colonne et développé sur une profondeur  $h$  (figure 1-8).

La contrainte verticale limite  $q_c$  en tête de colonne est donnée par la relation indiquée sur la figure 1-8 et dépend de la surcharge  $q_s$  appliquée à la surface du sol autour de la fondation placée en tête de la colonne. Celle-ci tient compte de quelques hypothèses simplificatrices comme notamment l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes. La cohésion non drainée du sol  $c_u$  est supposée constante sur toute la profondeur du traitement.

#### 1.5.4 Rupture par poinçonnement

En faisant l'hypothèse qu'une colonne flottante travaille comme un pieu rigide, Hughes et *al.* (1975) et Brauns (1980) ont cherché à déterminer la longueur minimale nécessaire pour éviter son poinçonnement. Sur la colonne se développent un effort de pointe et un frottement latéral positif (figure 1-9). La résistance mobilisée sur la périphérie de la colonne est supposée égale à la résistance au cisaillement non drainé  $c_u$  du sol.

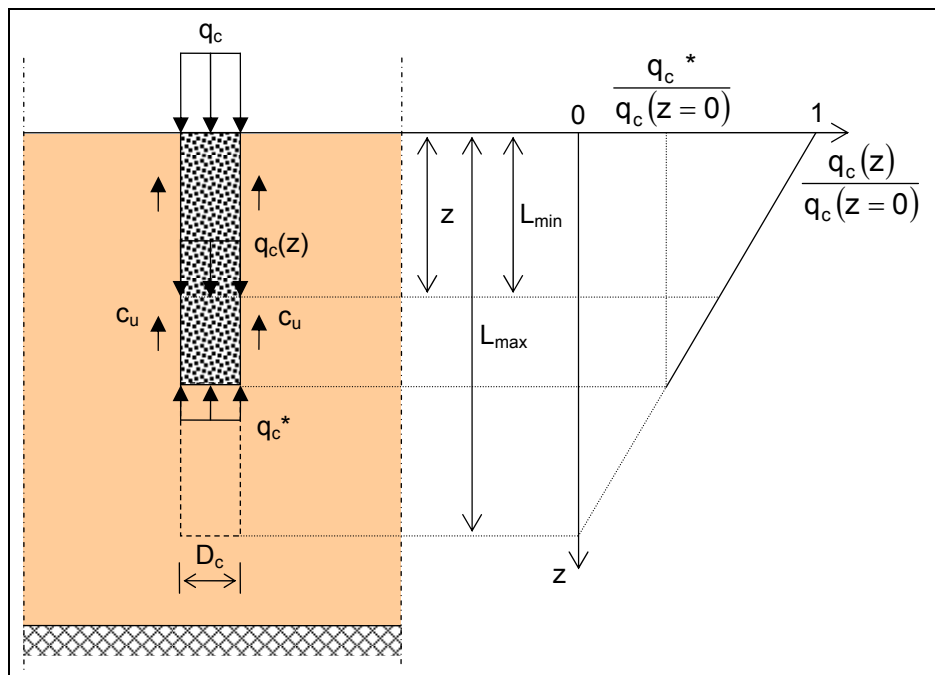


Figure 1-9 – Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée (Brauns, 1980)

L'équilibre d'un tronçon de colonne pesante de poids volumique  $\gamma_c$  conduit à l'expression de la contrainte verticale  $q_c(z)$  régnant à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne :

$$q_c(z) = q_c + z \cdot \left( \gamma_c - 4 \cdot \frac{c_u}{D_c} \right) \quad \text{Eq. 1-5}$$

Pour éviter tout poinçonnement, la contrainte verticale  $q_c(L_{\min})$  ne doit pas excéder la contrainte limite  $q_c^*$  en pointe mobilisable dans la couche d'argile dont la valeur usuellement utilisée pour les pieux est de  $9 c_u$ . En négligeant le poids propre du ballast,  $L_{\min}$  est donnée par la relation :

$$L_{\min} = \frac{1}{4} \cdot D_c \cdot \left( \frac{q_c}{c_u} - 9 \right) \quad \text{Eq. 1-6}$$

Le traitement devient inutile lorsque  $q_c(L_{\max}) = 0$ , ce qui donne la relation suivante :

$$L_{\max} = \frac{1}{4} \cdot D_c \cdot \frac{q_c}{c_u} \quad \text{Eq. 1-7}$$

La profondeur de traitement  $L$  sera finalement déterminée de telle façon que  $L_{\min} \leq L \leq L_{\max}$ .

## 1.6 Les réseaux de colonnes ballastées

### 1.6.1 Domaine d'influence de l'inclusion

Dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées sous un ouvrage de grandes dimensions (figure 1-10 a & b), il est d'usage (Besançon, 1984) de considérer le comportement d'une "cellule élémentaire" ou unitaire comprenant une colonne et le sol environnant (figure 1-10 c). On suppose alors que cette cellule élémentaire est limitée latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur.

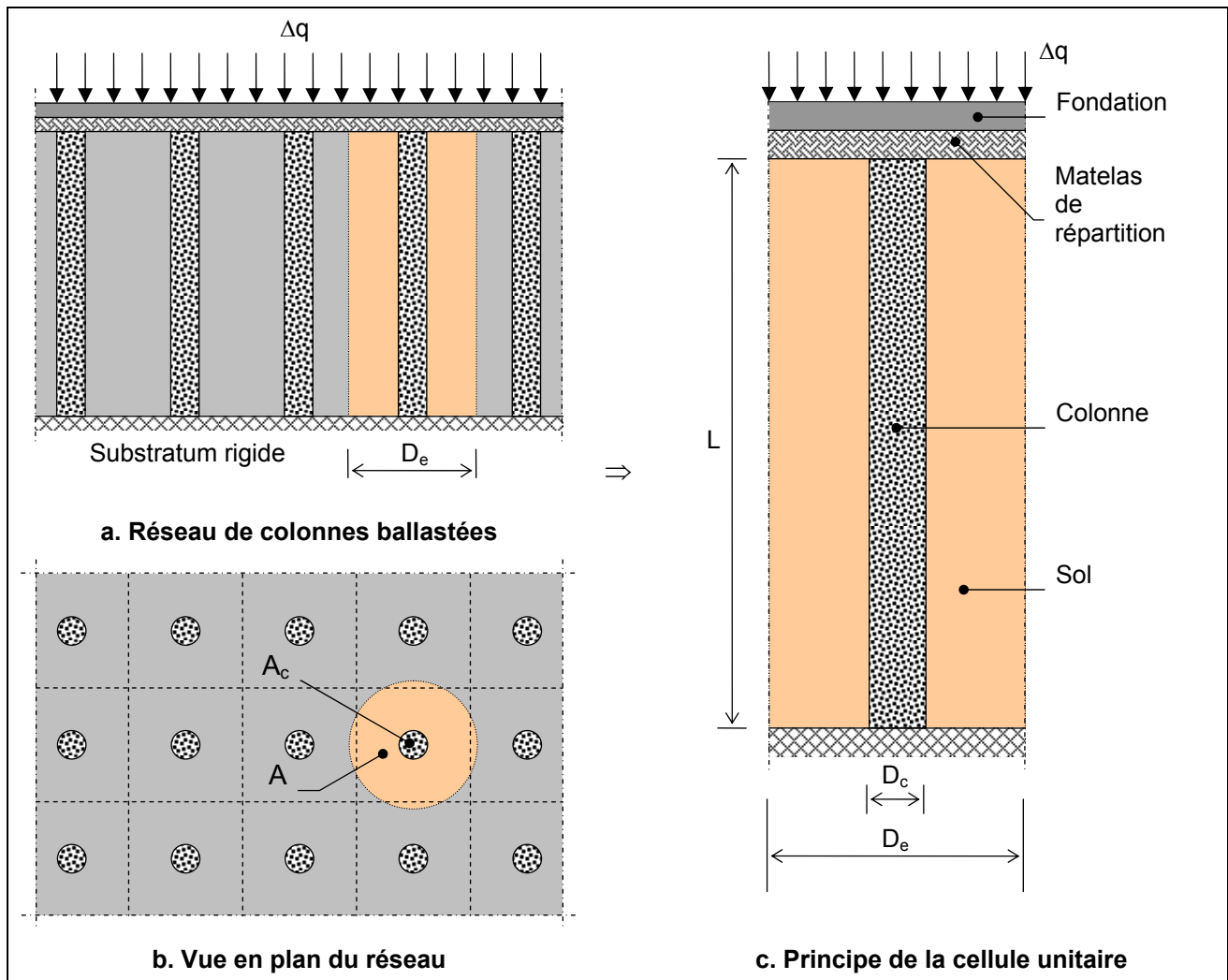
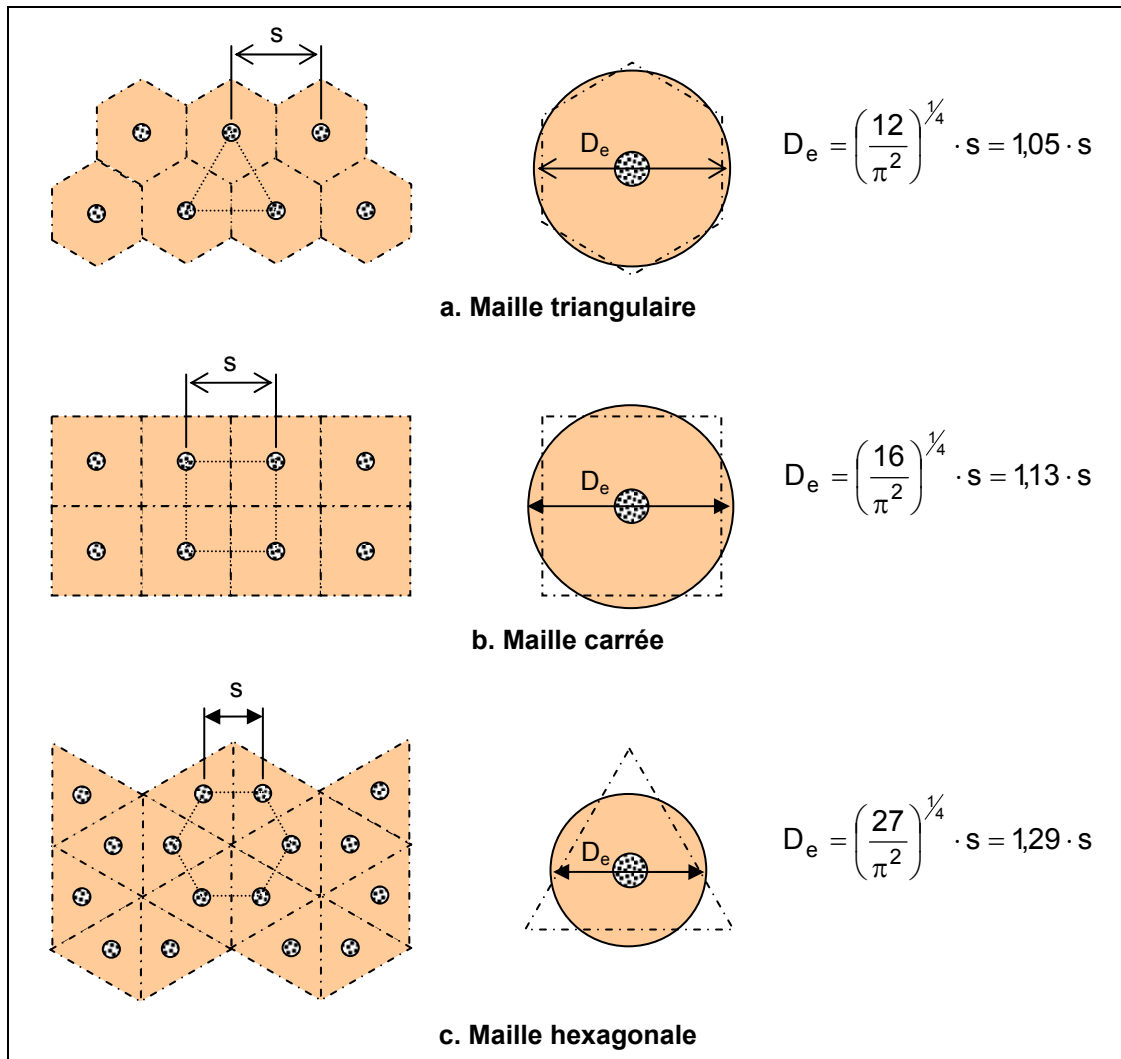


Figure 1-10 – Réseau de colonnes ballastées : notations

En général, les colonnes ballastées sont disposées suivant un réseau régulier. Il y a trois arrangements possibles représentés sur la figure 1-11, les colonnes sont disposées aux sommets d'un triangle équilatéral, d'un carré ou d'un hexagone régulier.

Suivant le type de maille retenue, la figure 1-11 définit les diamètres des domaines d'influence équivalents choisis le plus souvent cylindriques par commodité de calcul. Le diamètre  $D_e$  de la cellule représente donc le diamètre d'influence de la colonne.



**Figure 1-11 – Domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées (Ballam et Poulos, 1983)**

Enfin le tableau 1-8 récapitule les notations et les définitions adoptées pour les différentes aires de la cellule élémentaire

Désignation	Formulation
Aire de la cellule	$A = \frac{\pi \cdot D_e^2}{4}$
Aire de la colonne	$A_c = \frac{\pi \cdot D_c^2}{4}$
Aire du sol	$A_s = A - A_c$

**Tableau 1-8 – Notation et définition des aires**

### 1.6.2 Diamètre théorique de la colonne

Besançon (1984) indique dans son analyse sur les paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées que le diamètre théorique de la colonne est fonction des données de base qui sont :

- les caractéristiques géotechniques du sol,
- le procédé d'exécution des colonnes (matériel, nature du fluide de lançage),
- la granulométrie du matériau d'apport retenu.

Le graphique représenté sur la figure 1-12 a été réalisé par l'auteur à partir de données concernant des chantiers réalisés tant en France qu'à l'étranger. La cohésion non drainée du sol initial  $c_u$  a été retenue comme élément essentiel pour la détermination du diamètre théorique de colonne.

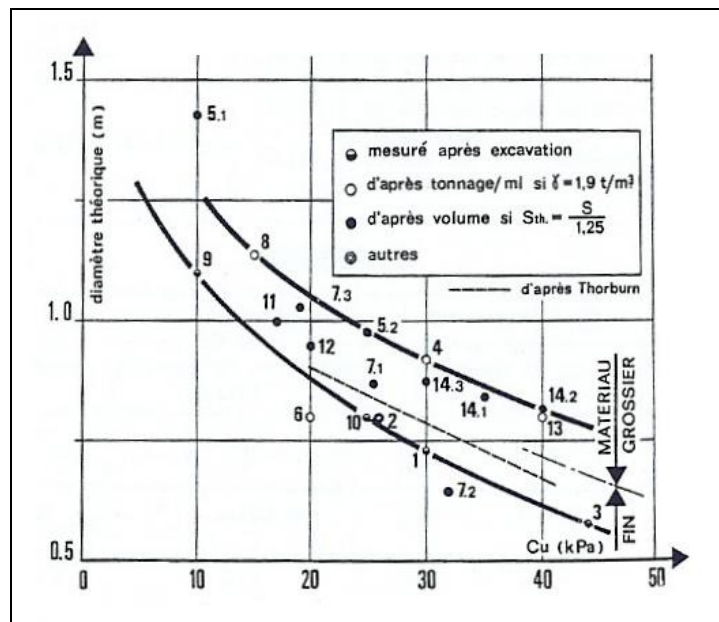


Figure 1-12 – Diamètre théorique de la colonne (Besançon, 1984)

Ce diamètre théorique est :

- soit un diamètre mesuré après excavation,
- soit déduit de la quantité de matériau incorporé mesuré à l'état lâche.

La droite proposée par Thorburn (1975), pour des vibreurs de catégorie courante et une granulométrie moyenne, s'inscrit bien à l'intérieur du fuseau proposé. La partie basse du fuseau correspond à des matériaux d'apport de granulométrie réduite ( $\leq 40$  mm) et la partie haute est relative à l'utilisation des matériaux plus grossiers (jusqu'à 100 mm).

De plus, Dhoub (2005) précise que le diamètre de la colonne dans le terrain dépend non seulement des performances des moyens mis en œuvre (puissance du vibreur, degré de compactage) mais également de l'étreinte latérale du sol. Le diamètre de la colonne peut ainsi varier de 0,6 à 0,8 m lorsque l'étreinte latérale rencontrée augmente et de 0,8 à 1,3 m lorsque l'étreinte latérale diminue.

### 1.6.3 Angle de frottement interne du ballast compacté

L'angle de frottement interne du ballast généralement utilisé en France et recommandé par le DTU 13.2 est de  $38^\circ$ . Cependant en Allemagne, ce paramètre est pris dès le départ supérieur ou égal à  $42^\circ$  dans de nombreux cas (Soyez, 1985).

D'après Besançon (1984), malgré des indications trop fragmentaires pour proposer une règle précise, il semble correct d'adopter pour les projets :

- la valeur de 38° dans le cas d'un granulat relativement fin ( $\leq 50\text{mm}$ ) et d'un sol naturel argileux,
- la valeur de 42° dans le cas d'un matériau d'apport plus gros (jusqu'à 100mm) et d'un sol naturel plus limoneux.

Ces valeurs sont indiquées pour un matériau concassé. Dans le cas d'un matériau roulé, la valeur de 38° semble plus indiquée.

#### **1.6.4 Rapport des modules de déformation élastique**

De manière générale, on ne trouve que très peu d'indications sur la valeur du module de Young drainé  $E'_c$  du matériau constitutif de la colonne. Dhoub (2005) indique qu'une valeur minimale de 60 MPa est usuellement retenue pour  $E'_c$ .

Dans une documentation commerciale, Solétanche Bachy recommande cette valeur pour  $E'_c$  dans le cadre d'un prédimensionnement. L'encadrement suivant est également indiqué pour le rapport des modules drainés de déformation élastique :  $5 < \frac{E'_c}{E'_s} < 20$

Priebe (1995) quant à lui adopte un module oedométrique drainé de 100 MPa, ce qui revient si l'on considère un coefficient de Poisson  $\nu_c = \frac{1}{3}$  à un module de Young du ballast  $E'_c = 66,7 \text{ MPa}$ .

#### **1.6.5 Influence de l'exécution des colonnes**

Dans les limites du domaine d'influence, Besançon (1984) considère que le volume de sol qui entoure la colonne peut être décomposé en deux zones :

- une couronne de transition en contact avec le ballast, d'épaisseur et de composition variables, dans laquelle la colonne mobilise son étreinte latérale,
- un cylindre de sol compressible, dont l'épaisseur est généralement très grande comparée à celle de la zone de transition, et dont les propriétés mécaniques gouvernent les tassements de l'ouvrage et sa stabilité générale.

Pour le cylindre de sol compressible et dans le cas des sols fins (limons et surtout argiles), l'amélioration des caractéristiques mécaniques est généralement considérée comme faible (Dhoub, 2005). Seuls les sols sableux peuvent faire l'objet d'une densification entre les colonnes.

Pour la zone de transition, en l'absence de résultats d'essais in-situ représentatifs des caractéristiques géotechniques, il est généralement admis que le sol au contact du ballast présente aussi les mêmes caractéristiques que le sol avant exécution des colonnes.

On peut toutefois remarquer les éléments suivants :

- selon Goughnour (1979), la mise en place des colonnes ballastées provoque une compression latérale du sol et donc accroît la valeur du coefficient  $K_0$ ,
- Priebe (1976) envisage quant à lui l'hypothèse d'un milieu hydrostatique, correspondant à une liquéfaction du sol due aux conditions de réalisation des inclusions ( $K_0 = 1$ ),
- les travaux de Vautrain (1980) ont montré une forte amélioration de la cohésion des horizons argileux et tourbeux juste après traitement.

### 1.6.6 Rapport de concentration de contraintes

Suivant l'hypothèse communément admise, la charge verticale appliquée à la surface du sol ( $\Delta q$ ) se répartit entre la colonne et le sol en proportion de leurs aires respectives (figure 1-13).

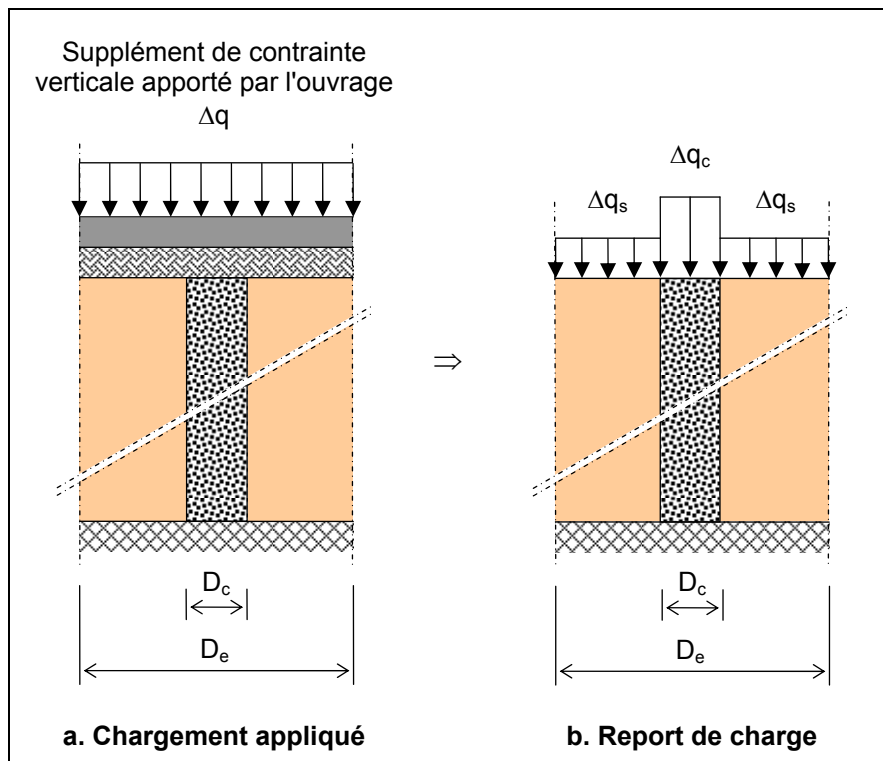


Figure 1-13 – Principe de concentration de contraintes

La relation entre la contrainte moyenne  $\Delta q$  appliquée sur l'aire totale  $A$  de la cellule, le supplément de contrainte  $\Delta q_c$  transféré à la colonne d'aire  $A_c$  et le supplément de contrainte  $\Delta q_s$  supporté par le sol sur l'aire  $A_s$  est défini par l'équation suivante :

$$\Delta q \cdot A = \Delta q_c \cdot A_c + \Delta q_s \cdot A_s \quad \text{Eq. 1-8}$$

Le rapport de concentration de contrainte  $n = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}$  constitue un paramètre fondamental dans la caractérisation du comportement de la colonne ballastée. Cette concentration n'est pas immédiate mais se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol autour de l'inclusion.

Il convient cependant de noter des différences suivant le type de fondations qui supporte la charge  $\Delta q$  (Dhouib, 2005). Dans le cas de fondations souples (remblais, dallages, radiers souples), le report de charge est moins accentué que dans le cas de fondations rigides (radiers rigides, semelles).

La valeur habituelle de  $n$  pour l'état final de transfert de charge est généralement comprise entre 3 et 5 (Schlosser, 1984). Ceci a pu être montré par des études en laboratoire (Aboshi et al., 1979) comme des expérimentations en vraie grandeur. Vautrain (1980) a cependant montré que pour des sols particulièrement mous et hétérogènes,  $n$  pouvait atteindre des valeurs aussi élevées que 50. Dans le cas de fondations rigides, Dhouib (2005) indique que  $n$  varie de 4 à 10.

Pour des sols supposés élastiques (Schlosser, 1984),  $n$  est égal au rapport des modules de déformation de la colonne et du sol ( $\frac{E_c}{E_s}$ ).

### 1.6.7 Facteur de réduction des tassements

Un autre paramètre essentiel permettant de caractériser l'efficacité du traitement est le facteur de réduction des tassements  $\beta$ . Sur la figure 1-14a,  $s_{na}$  définit le tassement moyen dû au chargement  $\Delta q$  appliqué par l'intermédiaire de la fondation sur un sol non traité (absence de colonne ballastée).  $s_a$  (figure 1-14b) désigne le tassement obtenu après renforcement.

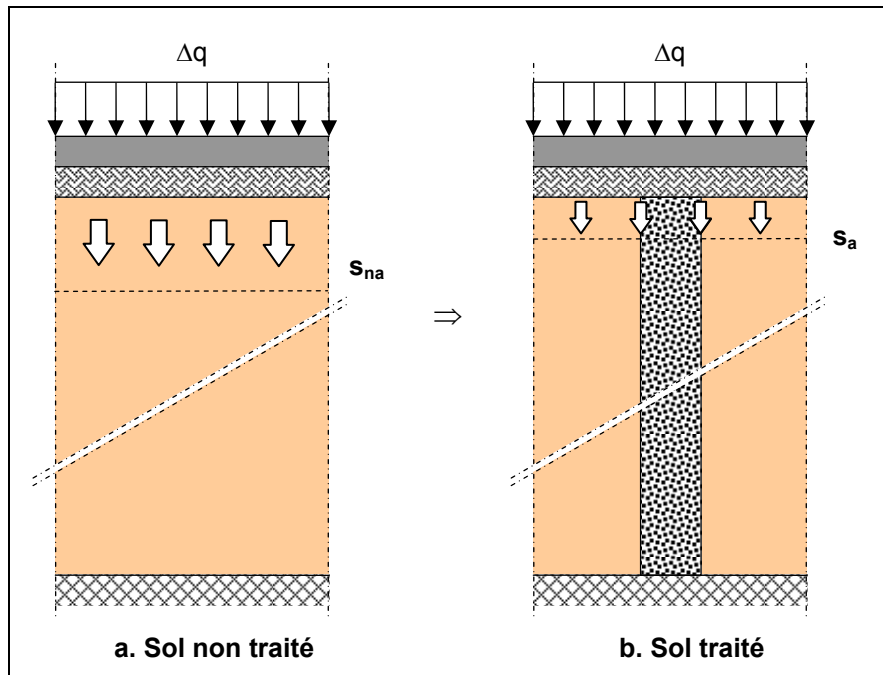


Figure 1-14 – Tassement des sols traités et non traités

Le facteur de réduction de tassement  $\beta$  est donné par :

$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} \quad \text{Eq. 1-9}$$

Dans le cas des fondations rigides, les tassements sont identiques en tête de colonnes et à la surface du sol et dans le cas des fondations souples, ils diffèrent peu (Dhouib, 2005).

Balaam et Poulos (1983) ont indiqué que le facteur de réduction des tassements sous des ouvrages souples et rigides ne diffère que de quelques pour-cent pour des géométries courantes de traitement.

Le phénomène d'égalité des tassements de surface du sol et de la colonne a été observé à quelques centimètres près sous des ouvrages habituellement considérés comme "souples" comme les remblais (Vautrain, 1980) et les cuves de stations d'épuration (Faure, 1982 - cité par Soyer, 1985).

### 1.6.8 Relations entre les paramètres caractéristiques $n$ et $\beta$

Dans l'hypothèse d'un comportement purement élastique du sol et du ballast, il est possible dans le cas des fondations rigides (tassements en tête des colonnes et tassement du sol identiques) de définir des relations particulières entre le rapport de concentration des contraintes  $n$  et le facteur de réduction des tassements  $\beta$ .

Dhouib (2005) indique dans ce cas particulier que :

$$n = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \text{Eq. 1-10}$$

Cette relation qui ne dépend pas du rapport  $\frac{A_c}{A}$ , peut s'établir en considérant que la colonne et le sol ambiant se comportent de manière indépendante. Ainsi, il est possible d'écrire que :

$$s_a = \frac{\Delta q_s}{E_s} \cdot L = \frac{\Delta q_c}{E_c} \cdot L \quad \text{Eq. 1-11}$$

et donc d'aboutir à  $n$  mais ceci semble constituer une assez grande simplification.

Soyez (1985) indique que la conservation des modules de compressibilité (ou modules déformation élastiques) permet d'écrire avec :

$$s_{na} = \frac{\Delta q}{E_s} \cdot L \quad \text{Eq. 1-12}$$

que :

$$\beta = \frac{\Delta q}{\Delta p_s} \quad \text{Eq. 1-13}$$

Et comme :

$$\Delta q \cdot A = \Delta q_c \cdot A_c + \Delta q_s \cdot A_s \quad \text{Eq. 1-14}$$

Il vient alors :

$$\beta = 1 + \left( \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} - 1 \right) \cdot \frac{A_c}{A} = 1 + (n - 1) \cdot \frac{D_c^2}{D_e^2} \quad \text{Eq. 1-15}$$

Là encore cette relation semble être utile dans le cadre d'une première approximation

En résumé et de manière générale, l'efficacité du traitement peut être donc être défini par deux paramètres essentiels  $n$  et  $\beta$  définis dans le tableau 1-9 :

Désignation	Formulation
Rapport de concentration de contrainte	$n = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}$
Coefficient de réduction des tassements	$\beta = \frac{s_{na}}{s_a}$

**Tableau 1-9 – Définition des paramètres  $n$  et  $\beta$**



## 1.7 Méthodes de justification

### 1.7.1 Méthodes empiriques

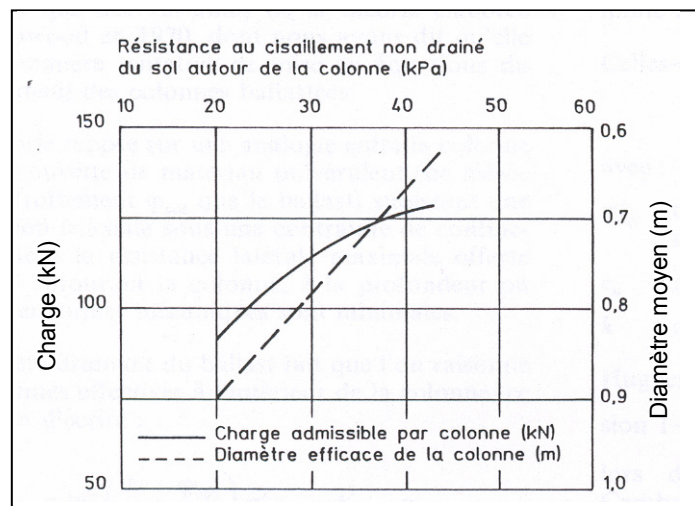
#### *Les courbes de Thorburn*

Les courbes de Thorburn (1975) permettent le prédimensionnement de la colonne en fonction de la résistance au cisaillement non drainée du sol à traiter. Selon Soyez (1985), les valeurs sont données à titre indicatif et une vérification du diamètre efficace des colonnes doit impérativement être réalisée sur le chantier.

Le paramètre nécessaire est la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes.

Les hypothèses retenues sont :

- la charge reprise intégralement par les colonnes sans participation du sol environnant,
- l'association d'un coefficient de sécurité convenable tant au point de vue de la rupture "à court terme" (application de la charge) que de la rupture à "long terme" (consolidation du sol environnant)



**Figure 1-15 - Prévision de la charge admissible en tête et du diamètre efficace d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol (d'après Thorburn, 1975)**

#### *L'abaque de Greenwood*

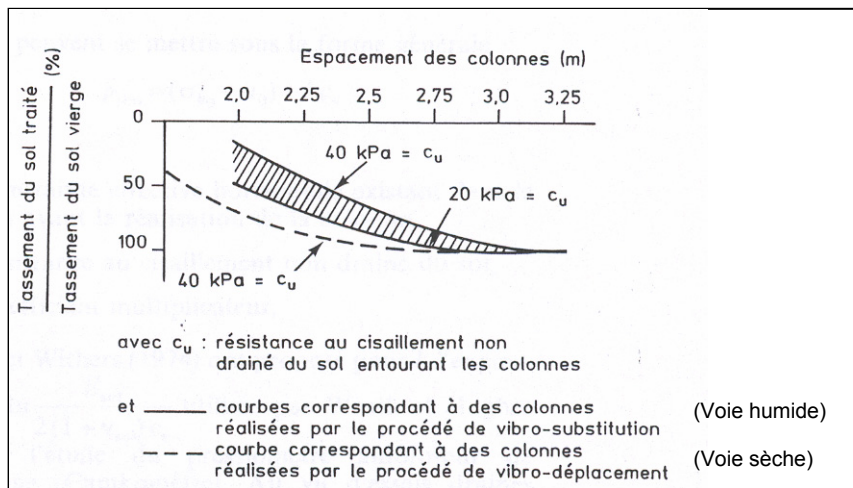
L'utilisation de l'abaque de Greenwood (1970) permet un prédimensionnement vis-à-vis de la réduction des tassements apportée par la réalisation de colonnes ballastées sous fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène.

Les paramètres nécessaires sont :

- la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes,
- le procédé de réalisation des colonnes,
- l'espacement des colonnes.

Les hypothèses retenues sont les suivantes :

- les colonnes reposent sur une couche plus ferme,
- le calcul ne tient pas compte des tassements "immédiats" ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisés.



**Figure 1-16 - Diagramme des réductions de tassement observées sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène (d'après Greenwood, 1970)**

### *Les abaques de Mattes et Poulos*

Dans de nombreux pays, les travaux de Mattes et Poulos (1969) sur les pieux traditionnels sont appliqués aux colonnes ballastées.

Dans ce cas de chargement, la fondation ne repose pratiquement que sur l'inclusion et les tassements immédiats pseudo-élastiques constituent la majeure partie du tassement final (Greenwood et Kirsch, 1983).

Les tassements immédiat  $s_i$  et final  $s_f$  en tête de colonne peuvent être évalués en introduisant les valeurs des modules drainés et non drainés du sol et de la colonne dans la formule développée par Mattes et Poulos :

$$s_i = \frac{Q}{L \cdot E_s} \cdot I_p$$

Eq. 1-16

et

$$s_f = \frac{Q}{L \cdot E'_s} \cdot I_p$$

Eq. 1-17

Les différents paramètres sont définis comme suit :

- $s_i$  ( $s_f$ ) : tassement immédiat (final) en tête de colonne
- $L$  : longueur de la colonne
- $D_c$  : diamètre de la colonne
- $Q$  : charge aux états limite de service (ELS) appliqué en tête de la colonne
- $E_c$  : module d'élasticité de la colonne
- $E_s$  : module d'élasticité du sol en conditions drainées
- $E'_s$  : module d'élasticité du sol en conditions non drainées
- $I_p$  : facteur d'influence dépendant de la rigidité relative  $E_c/E_s$

La figure 1-17 donne une idée du facteur d'influence ( $I_p$ ) en fonction du rapport des modules ( $E_c/E_s$ ) et du rapport ( $L/D_c$ ).

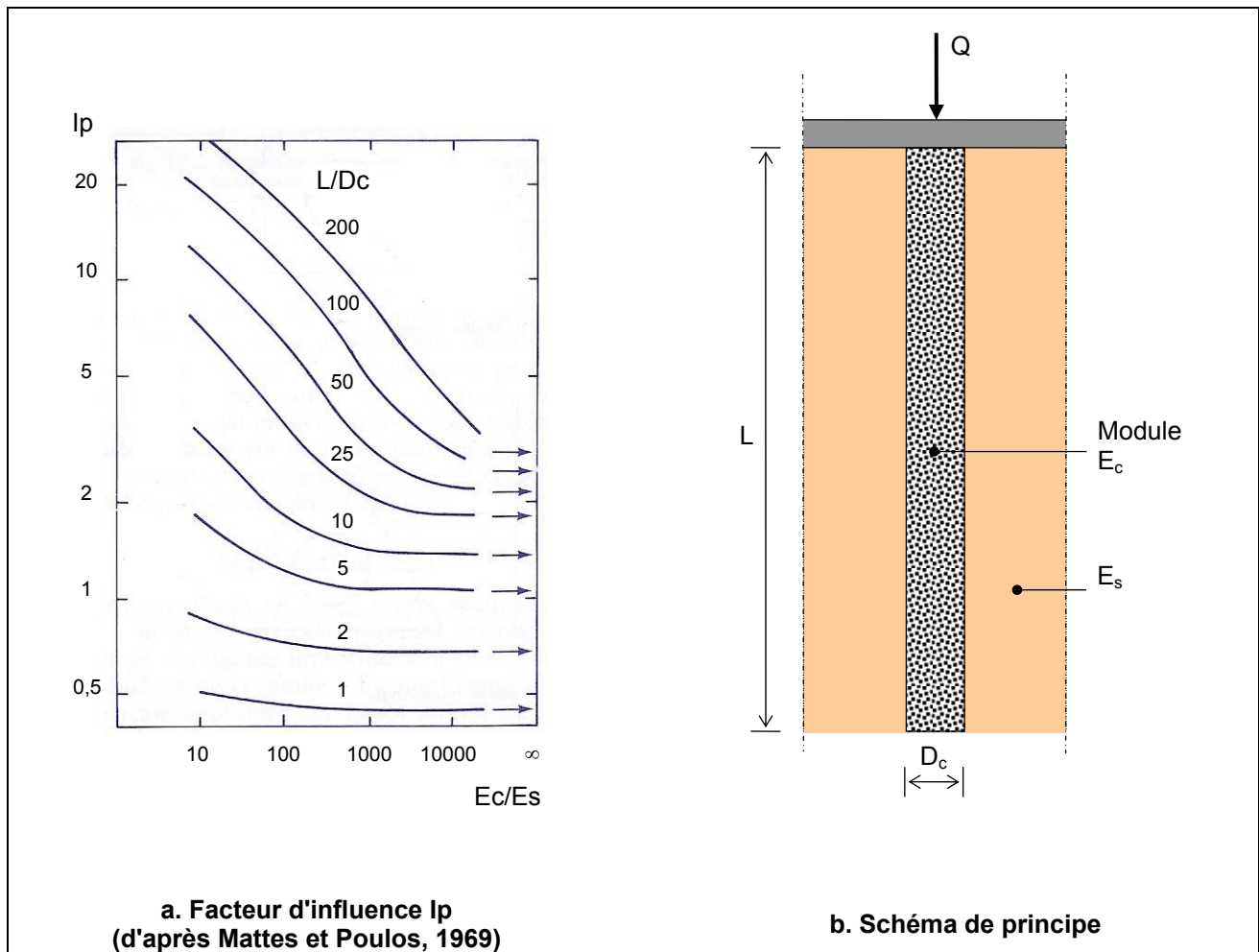


Figure 1-17 – Facteur d'influence des tassements  $I_p$  (Mattes et Poulos, 1969)

### 1.7.2 Les méthodes en élasticité linéaire

#### Méthode de l'homogénéisation simplifiée

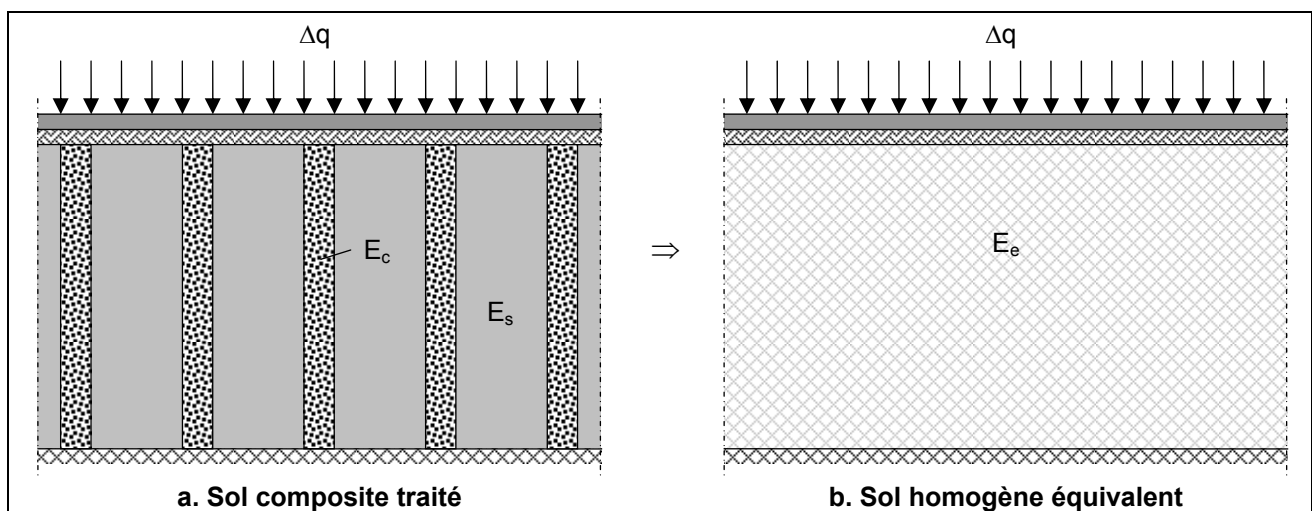


Figure 1-18 – Principe de l'homogénéisation simplifiée

L'homogénéisation simplifiée ne s'applique qu'aux charges réparties de grandes dimensions et consiste à transformer le sol "composite" en un milieu "homogène" équivalent comme indiqué sur la figure 1-18. (Dhouib et Blondeau, 2005; Bouassida, 2001)

L'équilibre des efforts permet d'écrire que :

$$\Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s \quad \text{Eq. 1-18}$$

En adoptant l'hypothèse restrictive que  $n = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s}$  (cas d'une fondation rigide), il est alors possible d'écrire :

$$E_{eq} = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s \quad \text{Eq. 1-19}$$

Ce qui amène :

$$\beta = 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) \quad \text{Eq. 1-20}$$

Soyez (1985) précise que dans la réalité, il est possible de donner au rapport des modules d'élasticité des valeurs comprises entre 5 et 10.

### *Méthode de Balaam et Booker*

Dans leur analyse du comportement de fondations rigides de grandes dimensions sur sol renforcé par colonnes ballastées, Balaam et Booker (1981) ont développé une solution analytique exacte en élasticité linéaire à partir du modèle de la cellule élémentaire soumise aux conditions oedométriques.

En repartant des résultats établis par les auteurs,  $n$  et  $\beta$  peuvent alors être définis directement comme suit :

$$n = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{[\lambda_c + 2 \cdot \mu_c - 2 \cdot \lambda_c \cdot F]}{\left[ \lambda_s + 2 \cdot \mu_s + 2 \cdot \lambda_s \cdot \frac{F \cdot D_c^2}{D_e^2 - D_c^2} \right]} \quad \text{Eq. 1-21}$$

$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \left[ \frac{(\lambda_c + 2 \cdot \mu_c) - 2 \cdot (\lambda_c - \lambda_s) \cdot F}{(\lambda_s + 2 \cdot \mu_s)} - 1 \right] \cdot \frac{D_c^2}{D_e^2} \quad \text{Eq. 1-22}$$

Avec :

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s) \cdot (D_e^2 - D_c^2)}{2 \cdot [D_c^2 \cdot (\lambda_s + \mu_s - \lambda_c - \mu_c) + D_e^2 \cdot (\lambda_c + \mu_c + \mu_s)]} \quad \text{Eq. 1-23}$$

$\lambda_i$ ,  $\mu_i$  ( $i = c$  ou  $s$ ) sont les coefficients de LAME des deux constituants de la cellule définis de la façon suivante :

$$\lambda_i = \frac{\nu_i \cdot E_i}{(1 - 2 \cdot \nu_i) \cdot (1 + \nu_i)} \quad \text{Eq. 1-24} \quad \text{et} \quad \mu_i = \frac{E_i}{2 \cdot (1 + \nu_i)} \quad \text{Eq. 1-25}$$

$D_c$  et  $D_e$  représentent respectivement le diamètre de la colonne et le diamètre d'influence de la colonne

### 1.7.3 Les méthodes élastoplastiques

#### 1.7.3.1 Méthode de Priebe (1976, 1995)

Le développement de la méthode est présenté en annexe A1.

##### 1.7.3.1.1 Hypothèses

Priebe assimile les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celles d'un tube épais, de mêmes caractéristiques drainées  $E_s$  et  $\nu_s$  que le terrain compressible.

L'ensemble "sol-colonne" est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux ( $s_{sol} = s_{col}$ )
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre "actif" contenu, les déformations de la colonne "suivent" celles du sol
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité  $E_s$  et un coefficient de Poisson  $\nu_s$  constant sur toute la profondeur
- Il y a conservation des sections planes

Dans tous les cas, les déformations du sol et de ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge  $\Delta q$  en surface, c'est-à-dire que l'on considère comme égaux les poids volumiques de ces deux matériaux et que la géométrie initiale est celle existant après la réalisation de la colonne

Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale  $\Delta p = \Delta \sigma_{hc} - \Delta \sigma_{hs}$ . Dans cette relation :

- $\Delta \sigma_{hc}$  représente l'accroissement de la contrainte horizontale dû à  $\Delta q_c$  avec,

$$\Delta \sigma_{hc} = \Delta q_c \cdot K a_c = \Delta q_c \cdot \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad \text{Eq. 1-26}$$

- $\Delta \sigma_{hs}$  représente l'accroissement de la contrainte horizontale dû à  $\Delta q_s$

Priebe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol assimilé à un liquide à l'interface avec le ballast, attribué aux conditions d'exécution :

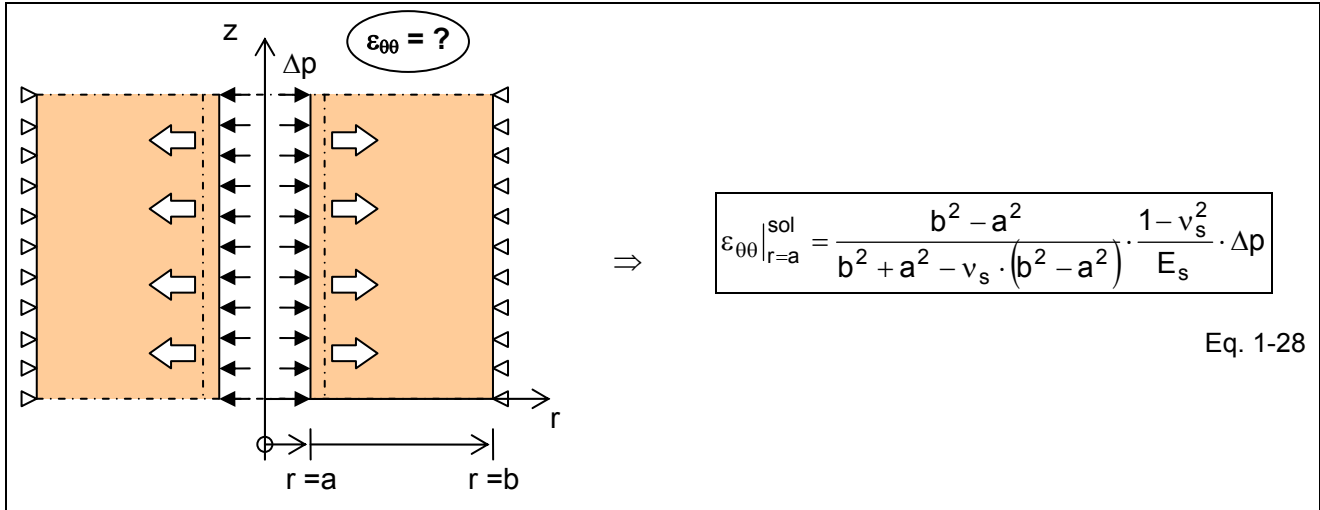
$$\Delta \sigma_{hs} = \Delta q_s \quad \text{Eq. 1-27}$$

La seconde condition aux limites est la nullité du déplacement radial des points de la surface extérieure du tube.

### 1.7.3.1.2 Détermination du facteur d'amélioration de base

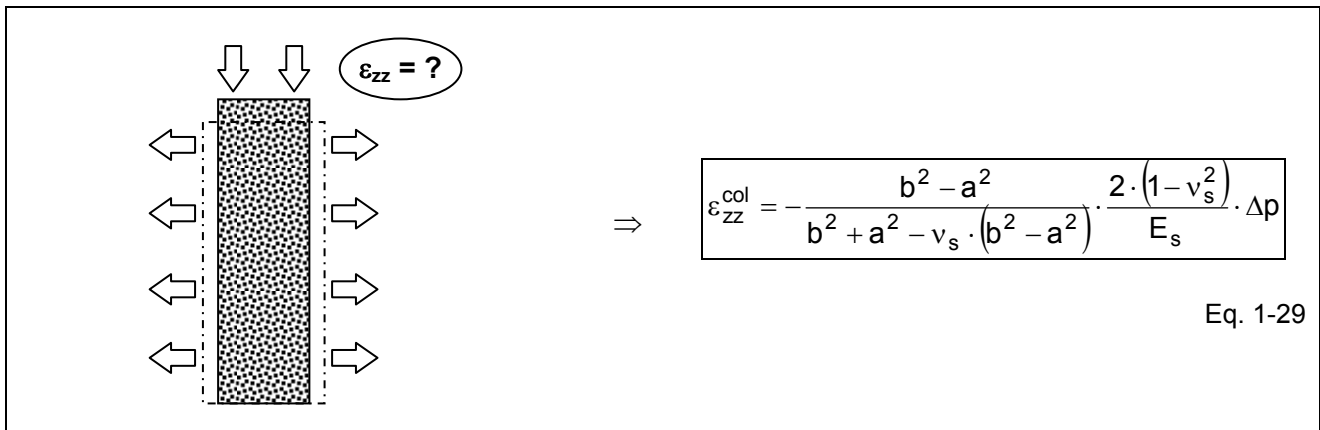
⇒ Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement

L'étude d'un cylindre élastique infiniment long permet d'obtenir assez facilement la déformation circonférentielle  $\varepsilon_{\theta\theta}$  pour  $r = a$ . Celle-ci est indiquée sur la figure 1-19.



**Figure 1-19 – Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement**

⇒ Déformation axiale d'une colonne "suivant" les déformations du sol



**Figure 1-20 – Déformation axiale d'une colonne "suivant" les déformations du sol**

Du point de vue de la colonne ballastée, les déformations s'effectuent à volume constant.

$$\varepsilon_v^{\text{col}} = \varepsilon_{rr}^{\text{col}} + \varepsilon_{\theta\theta}^{\text{col}} + \varepsilon_{zz}^{\text{col}} = 0$$

Eq. 1-30

et

$$\varepsilon_{rr}^{\text{col}} = \varepsilon_{\theta\theta}^{\text{col}}$$

Eq. 1-31

La colonne ballastée "suit" les déformations du sol, d'où :

$$\varepsilon_{\theta\theta}^{\text{col}} = \varepsilon_{\theta\theta}^{\text{sol}}|_{r=a} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu_s \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot \Delta p$$

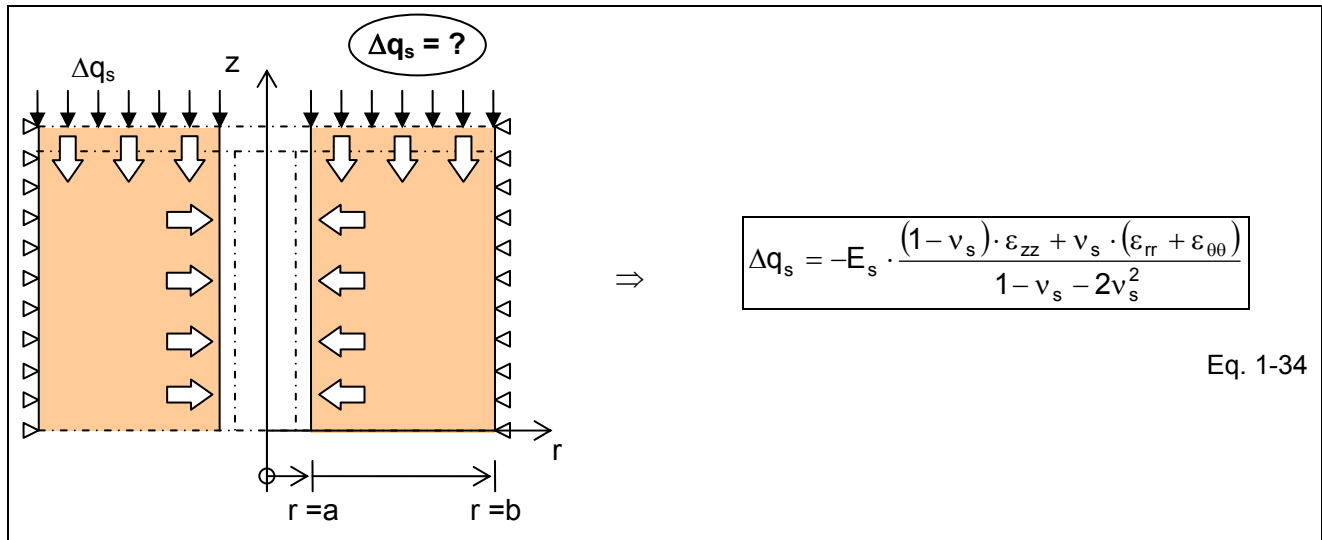
Eq. 1-32

et donc

$$\varepsilon_{zz}^{\text{col}} = -2 \cdot \varepsilon_{\theta\theta}^{\text{col}}$$

Eq. 1-33

⇒ Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement



**Figure 1-21 – Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement**

Dans la mesure où les tassements en surface sont égaux ( $s_{sol} = s_{col}$ ), il est possible d'écrire :

$$\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{zz}^{\text{col}} = \varepsilon_{zz}^{\text{sol}} \quad \text{Eq. 1-35}$$

Pour le sol, il vient la relation suivante :

$$\varepsilon_{rr}^{\text{sol}} + \varepsilon_{\theta\theta}^{\text{sol}} = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{2 \cdot a}{b^2 - a^2 - v_s \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 + v_s}{E_s} \cdot v_s \cdot \Delta q_s \quad \text{Eq. 1-36}$$

⇒ Définition du facteur d'amélioration de base  $n_0$

Avec

$$\Delta p = \Delta q_c \cdot K a_c - \Delta q_s \quad \text{Eq. 1-37}$$

et en posant :

$$f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{1 - v_s^2}{1 - v_s - 2 \cdot v_s^2} \cdot \frac{(1 - 2 \cdot v_s) \cdot \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{1 - 2 \cdot v_s + \frac{A_c}{A}} \quad \text{Eq. 1-38}$$

il vient

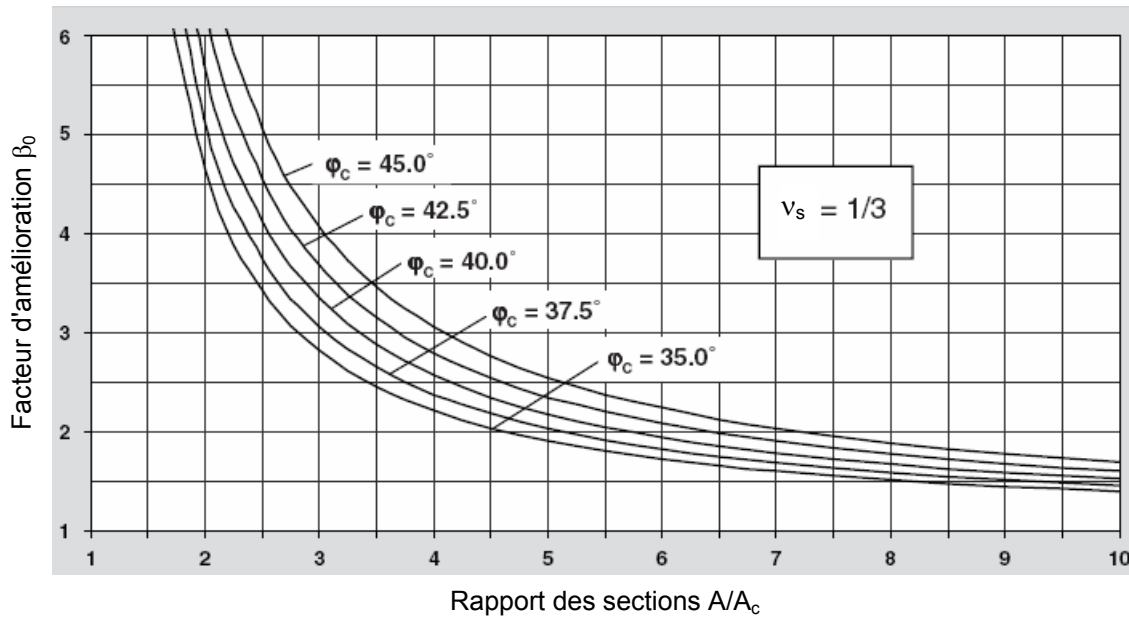
$$n = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) + \frac{1}{2}}{f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) \cdot Ka_c} \quad \text{Eq. 1-39}$$

Le facteur d'amélioration de base est défini par  $\beta_0 = \frac{\Delta q}{\Delta q_s} = 1 + \left( \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} - 1 \right) \cdot \frac{A_c}{A}$ , ainsi :

$$\beta_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[ \frac{f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) + \frac{1}{2}}{f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) \cdot Ka_c} - 1 \right] \quad \text{Eq. 1-40}$$

Dans le cas courant où  $v_s = \frac{1}{3}$ , on obtient  $\beta_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[ \frac{5 - \frac{A_c}{A}}{4 \cdot Ka_c \cdot \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right]$  Eq. 1-41

La relation entre le facteur d'amélioration  $\beta_0$ , le rapport des sections  $A/A_c$  et l'angle de frottement du matériau de remplissage  $\varphi_c$  permet d'aboutir au graphe bien connu de la figure 1-22.



**Figure 1-22 – Définition du facteur d'amélioration de base  $\beta_0$  (Priebe, 1995)**

#### 1.7.3.1.3 Considération de la compressibilité de la colonne

$$\frac{A_c}{A} = 1 \quad \Rightarrow \quad \beta_0 = \infty \quad ? \quad \Rightarrow \quad \frac{A_c}{A} = 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{\bar{A}_c}{A} \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = \frac{M_c}{M_s}$$

Dans le cas où  $\frac{A_c}{A} = 1$ , le facteur d'amélioration  $n_0$  détermine une valeur théorique infinie définie pour les matériaux incompressibles. En fait, ce facteur doit correspondre au mieux au rapport des modules oedométriques de la colonne et du sol.

En posant  $\beta_0 = \frac{M_c}{M_s}$ , dans le cas où  $v_s = \frac{1}{3}$  :

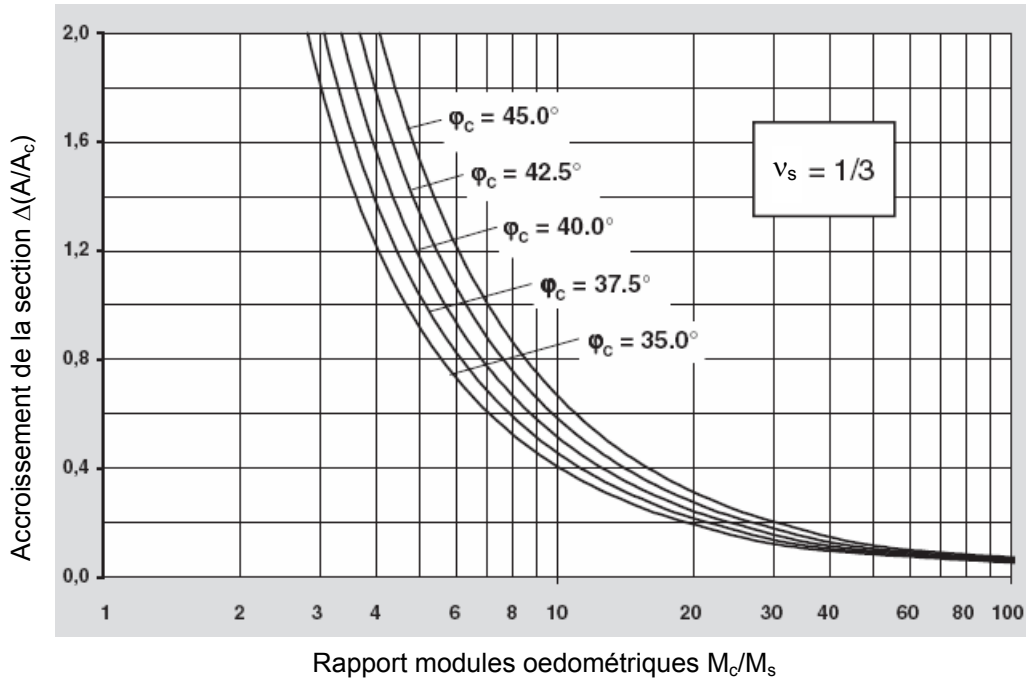
Il vient :



$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4 \cdot Ka_c \cdot (\beta_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot Ka_c - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{5 + 4 \cdot Ka_c \cdot (\beta_0 - 2)}{4 \cdot Ka_c - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot Ka_c \cdot (\beta_0 - 1)}{4 \cdot Ka_c - 1}} \quad \text{Eq. 1-42}$$

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \left(\frac{A}{A_c}\right)_1 - 1 = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1} - 1 \quad \text{Eq. 1-43}$$

Dans le cas où  $v_s = 1/3$ , la figure 1-23 donne un accès direct à la correction du rapport des surfaces en fonction du rapport des modules d'élasticité oedométriques de la colonne et du sol.



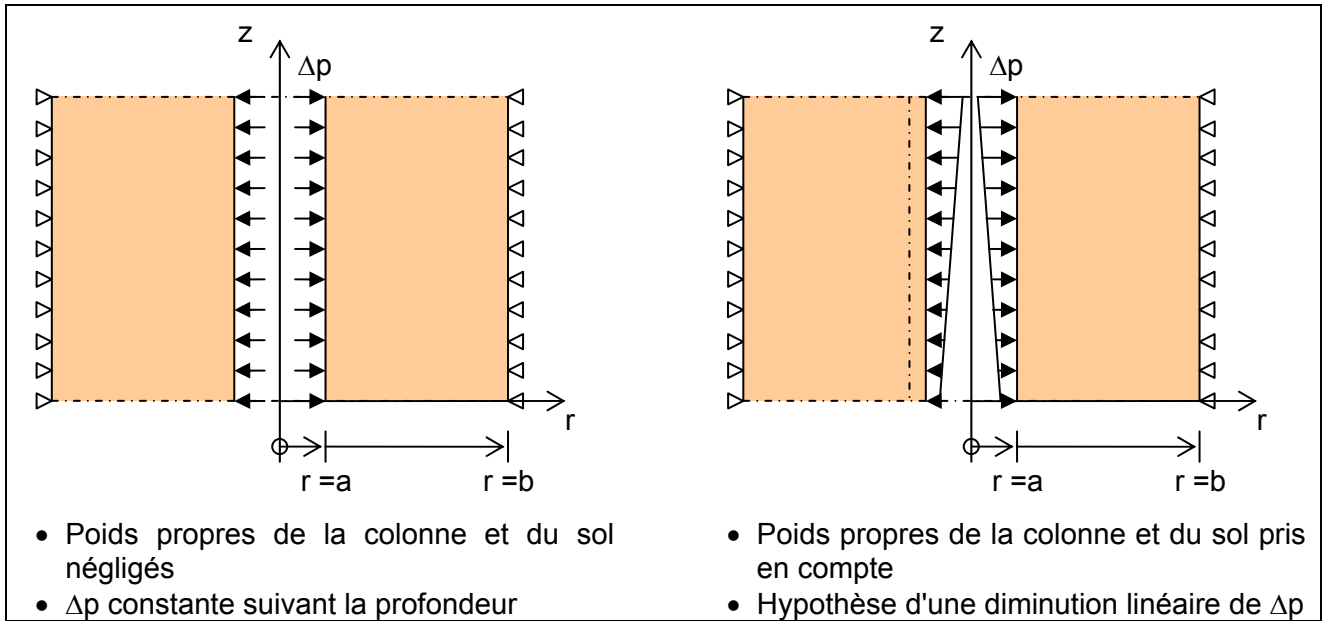
**Figure 1-23- Considération de la compressibilité de la colonne (Priebe, 1995)**

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)} \quad \text{Eq. 1-44}$$

Cette procédure correspond finalement à une translation de l'origine de l'axe des abscisses de la figure 1-22.

$$\beta_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} \cdot \left[ \frac{f\left(v_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right) + \frac{1}{2}}{f\left(v_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right) \cdot Ka_c} - 1 \right] \quad \text{Eq. 1-45}$$

## 1.7.3.1.4 Facteur de profondeur

Figure 1-24 – Répartition de la pression interne  $\Delta p$ 

Si les poids propres de la colonne et du sol ne sont pas considérés, la différence de pression  $\Delta p$  entre la colonne et le sol, dont résulte l'élargissement de la colonne, reste constante suivant la profondeur et dépend uniquement de la distribution de charge entre la colonne et le sol (figure 1-24)

Cependant, les pressions du sol et de la colonne augmentent avec la profondeur, ainsi la différence de pression  $\Delta p$  diminue avec la profondeur et la colonne est mieux confinée. Avec cela, la colonne peut absorber plus de charge avant plastification.

Ainsi, le facteur d'amélioration  $\beta_1$  est multiplié par le facteur de profondeur  $f_d$ . Le facteur d'amélioration final est donc déterminé par :

$$\beta_2 = f_d \cdot \beta_1 \quad \text{Eq. 1-46}$$

Le facteur de profondeur  $f_d$  est calculé sur la supposition d'une diminution linéaire de la différence de pression de la colonne  $(\Delta q_c + \gamma_c \cdot z) \cdot K a_c$  et du sol  $(\Delta q_s + \gamma_s \cdot z) \cdot (K 0_s = 1)$ .

Cependant, il est considéré qu'avec la diminution des déformations latérales, le coefficient de poussée passe de la valeur active  $K a_c$  à la valeur au repos  $K 0_c$ . Ceci va dans le sens de la sécurité.

$$K 0_c = 1 - \sin \varphi_c \quad \text{Eq. 1-47}$$

Egalement, des considérations de sécurité recommandent de ne pas considérer la charge externe  $\Delta p_s$  qui est favorable.

En posant :

$$W_c = \sum (\gamma_c \cdot \Delta z) \quad \text{Eq. 1-48}$$

$$W_s = \sum (\gamma_s \cdot \Delta z) \quad \text{Eq. 1-49}$$

Il vient :

$$f_d = \frac{1}{K0_c - \frac{W_s}{W_c} \cdot \frac{W_c}{\Delta q_c}} \quad \text{Eq. 1-50}$$

Avec :

$$\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{f \left( v_s, \frac{\bar{A}_c}{A} \right) + \frac{1}{2}}{f \left( v_s, \frac{\bar{A}_c}{A} \right) \cdot Ka_c} \quad \text{Eq. 1-51}$$

et

$$\Delta q_c = \frac{\Delta q}{\frac{\bar{A}_c}{A} + \frac{1 - \frac{\bar{A}_c}{A}}{\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}}} \quad \text{Eq. 1-52}$$

Le graphe simplifié de la figure 1-25 (Priebe, 1995) considère le même poids volumique pour la colonne et pour le sol, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité. Aussi, le poids volumique du sol  $\gamma_s$  représentant la valeur la plus faible de  $\gamma_s$  et de  $\gamma_c$  doit toujours être pris en compte dans cet abaque.

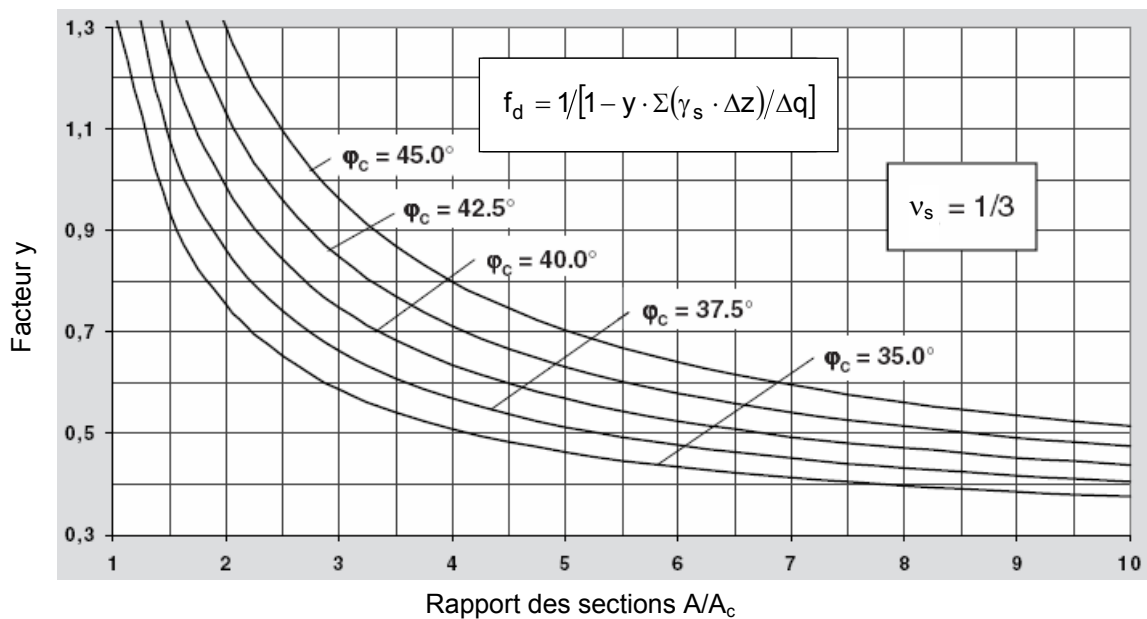


Figure 1-25 – Détermination du facteur de profondeur (Priebe, 1995)

#### 1.7.3.1.5 Contrôles de compatibilité

Les différentes étapes de la méthode ne sont pas liées mathématiquement et contiennent des simplifications et approximations. Aussi, des contrôles de compatibilité sont mis en place pour garantir que les colonnes ne reprennent pas plus de charges que ce qu'elles peuvent reprendre.

Le premier contrôle de compatibilité limite le facteur de profondeur et de ce fait la charge affectée aux colonnes. Le tassement de la colonne résultant de sa propre compressibilité ne peut pas dépasser le tassement de la cellule composite. Ce contrôle s'applique dans le cas de sols assez denses où raides.

$$f_d \leq \frac{M_c/M_s}{\Delta q_c/\Delta q_s} \quad \text{Eq. 1-53}$$

Sols assez denses ou raides

Défini dans le même esprit, le deuxième contrôle concerne plutôt les sols assez lâche et mous. Un facteur de profondeur  $f_d < 1$  ne doit pas être considéré même s'il résulte d'un calcul.

$$f_d < 1 \quad \text{Eq. 1-54}$$

Sols assez lâches et mous

Dans ce cas, il est impératif de s'assurer que le tassement des colonnes résultant de leur propre compressibilité ne dépasse pas celui d'un sol composite équivalent. Le facteur de réduction de tassement maximum est alors :

$$\beta_{\max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{D_c}{D_s} - 1 \right) \quad \text{Eq. 1-55}$$

Sols assez lâches et mous

La valeur maximum du facteur de profondeur  $f_d$  peut également être obtenue à partir du graphe de la figure 1-26 (Priebe, 1995)

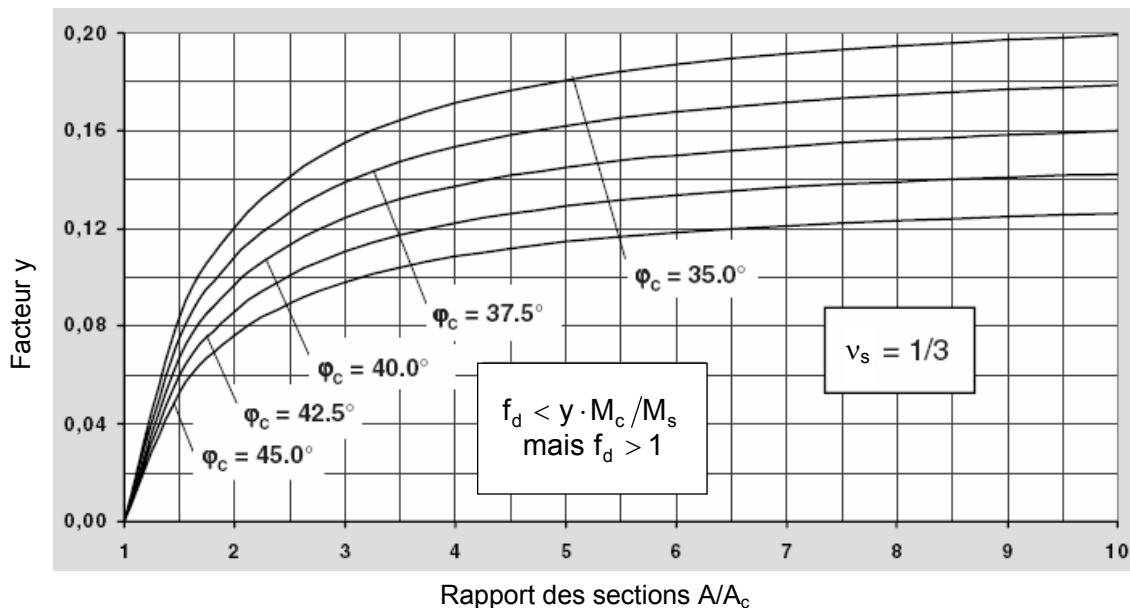


Figure 1-26 – Compatibilité du facteur de profondeur  $f_d$  (Priebe, 1995)

### 1.7.3.2 Méthode de Ghionna & Jamiolkowski (1981)

Le développement de la méthode est présenté en annexe A2.

### 1.7.3.2.1 Hypothèses

Ghionna et Jamiolkowski étudient un tube épais chargé radialement et longitudinalement. L'accroissement de la contrainte  $\Delta q_s$  considéré comme constant avec la profondeur constitue une hypothèse simplificatrice.

L'ensemble "sol-colonne" est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux ( $s_{\text{sol}} = s_{\text{col}}$ )
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre "actif" contenu, les déformations de la colonne "suivent" celles du sol
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité  $E_s$  et un coefficient de Poisson  $\nu_s$  pouvant varier ou non suivant la profondeur
- Il y a conservation des sections planes
- Les poids propres de la colonne et du sol peuvent être ou non pris en compte

Par rapport à l'approche de Priebe, la différence vient du fait que les poids propres de la colonne et du sol peuvent être pris en compte directement, ainsi l'introduction d'un facteur correctif de profondeur n'est pas nécessaire.

### 1.7.3.2.2 Expression de la variation de l'étreinte latérale $\Delta p$

L'étreinte latérale est définie à partir de la contrainte verticale dans la colonne  $q_c$ . Cette dernière s'obtient en sommant la contrainte verticale initiale dans la colonne  $q_{c,0}$  avec la variation de la contrainte verticale dans la colonne issue du chargement  $\Delta q$  (figure 1-27).

$$q_c = q_{c,0} + \Delta q_c \quad \text{Eq. 1-56}$$

En utilisant le coefficient de poussée actif de la colonne, défini par  $Ka_c = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right)$ , l'étreinte latérale  $p$  s'écrit donc de la manière suivante :

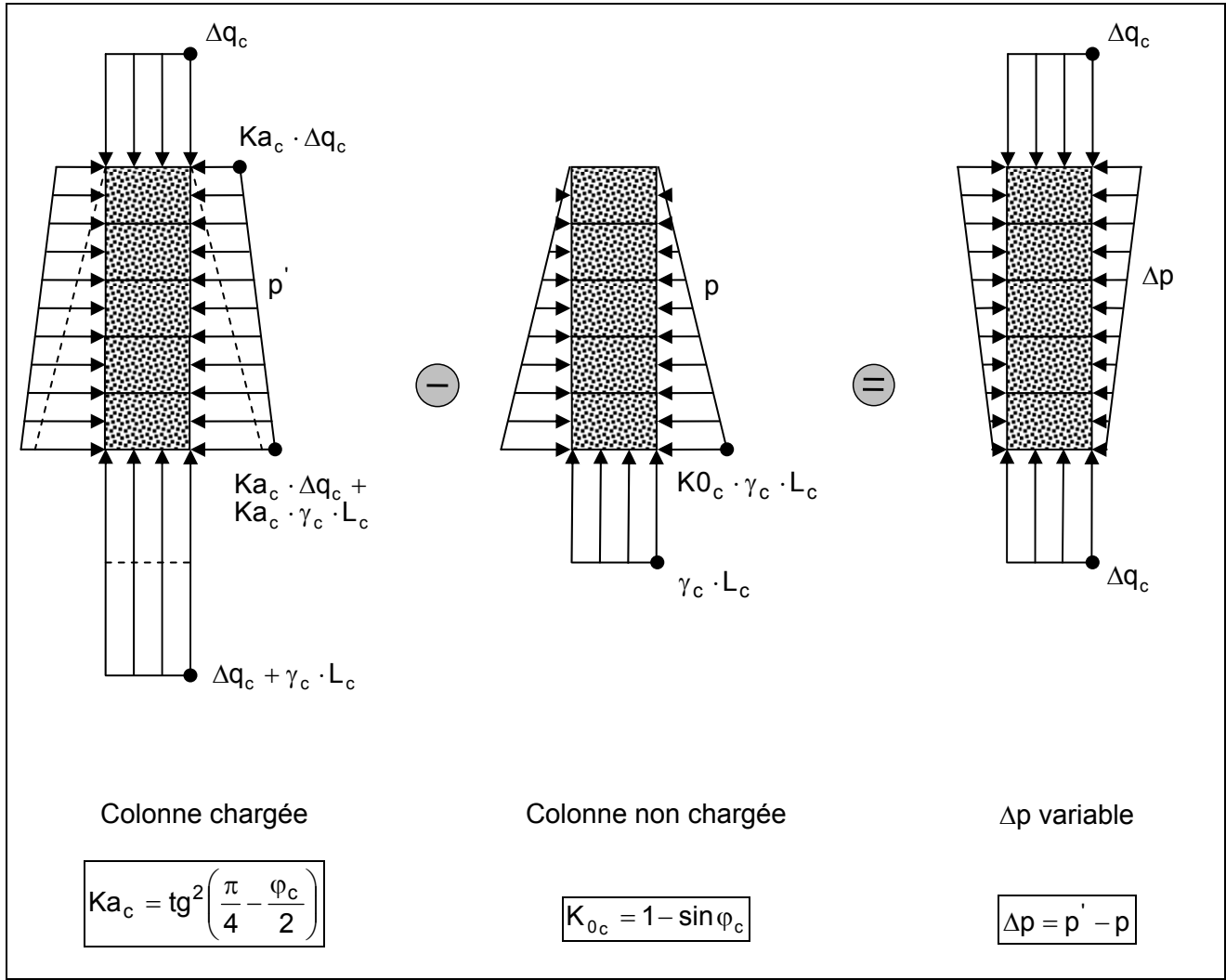
$$p = Ka_c \cdot q_c = Ka_c \cdot (q_{c,0} + \Delta q_c) \quad \text{Eq. 1-57}$$

L'étreinte latérale s'exerçant sur la colonne correspond à la somme de l'étreinte latérale initiale  $p_0$  (avant chargement) et de la variation de l'étreinte  $\Delta p$  due au chargement.

$$\text{D'où :} \quad p = p_0 + \Delta p \quad \text{ou encore} \quad \Delta p = p - p_0 \quad \text{Eq. 1-58}$$

Pour définir l'étreinte latérale initiale  $p_0$ , les auteurs utilisent le coefficient du ballast au repos  $K_{0c}$  défini par la formule de JAKY :

$$K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c \quad \text{Eq. 1-59}$$



La contrainte verticale effective initiale dans la colonne  $q_{c,0}$  est calculée à partir du poids volumique du ballast  $\gamma_c$ , la présence d'une nappe pouvant être prise en compte ou non.

$$q_{c,0} = \gamma_c \cdot z - \gamma_w \cdot z_w \quad \text{Eq. 1-60}$$

Ainsi :

$$p_0 = K_{0c} \cdot q_{c,0} \quad \text{Eq. 1-61}$$

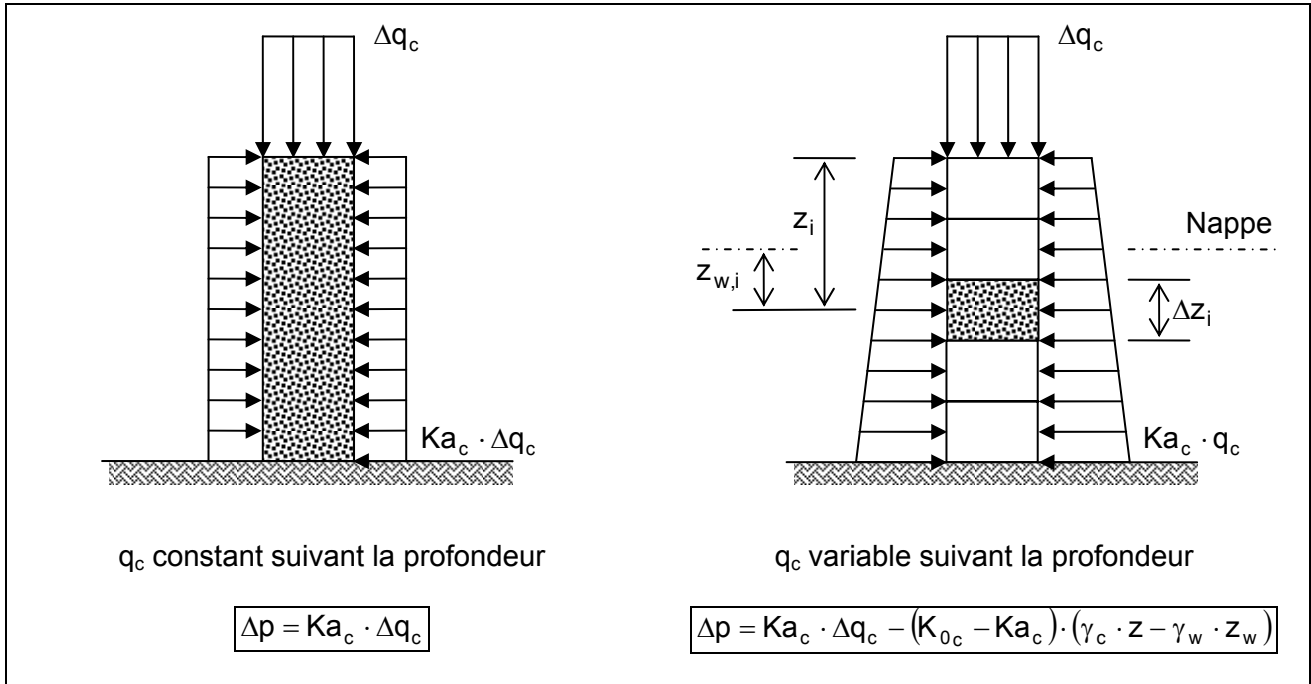
Finalement, on obtient pour la variation de l'étreinte latérale  $\Delta p$ , l'expression suivante :

$$\Delta p = K_{ac} \cdot \Delta q_c - (K_{0c} - K_{ac}) \cdot (\gamma_c \cdot z - \gamma_w \cdot z_w) \quad \text{Eq. 1-62}$$

Dans le cas simplifié où il n'est pas tenu compte du poids propre de la colonne (et du sol), l'expression devient :

$$\Delta p = K_{ac} \cdot \Delta q_c \quad \text{Eq. 1-63}$$

Ces expressions sont rappelées sur la figure 1-28.

Figure 1-28- Expressions de l'étreinte latérale  $\Delta p$ 

## 1.7.3.2.3 Définition de la déformation verticale du sol

Le problème revient à étudier le comportement d'un cylindre élastique chargé radialement par  $\Delta p$  ( $\Delta p$  diminuant linéairement avec la profondeur) et longitudinalement par  $\Delta q_s$ .

La solution analytique d'un tel problème reste délicate à mettre en place, les auteurs décomposent donc le cylindre en plusieurs tronçons adoptant ainsi une discrétisation pour la charge radiale  $\Delta p$  (Figure 1-29).

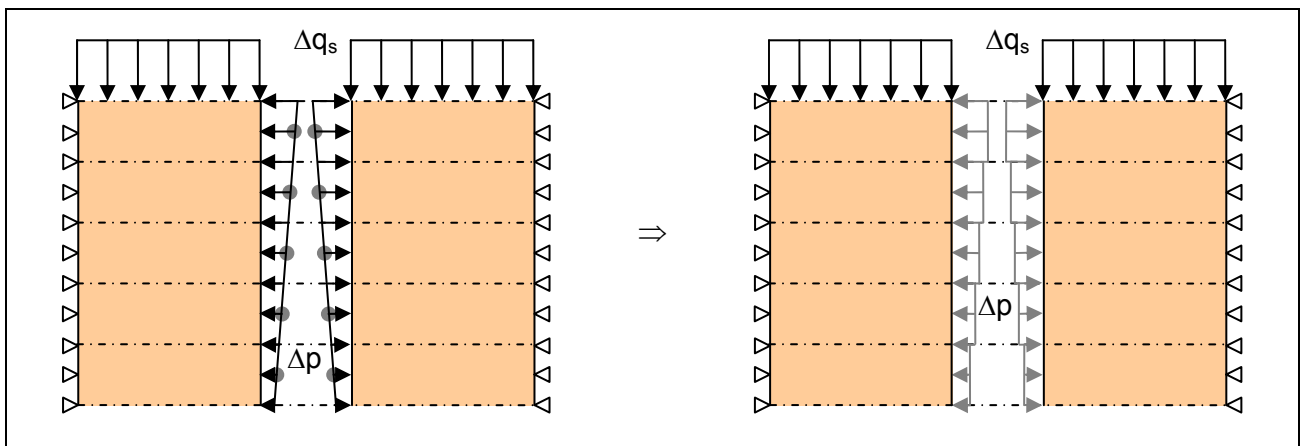


Figure 1-29 – Décomposition de la cellule en tronçons

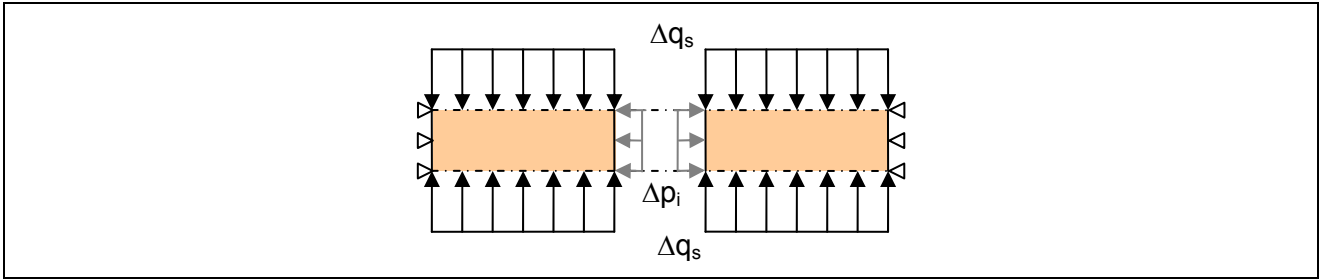
Le comportement élastique de chaque tronçon présenté sur la figure 1-30 est défini par la relation :

$$\frac{\partial^2 u_i}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_i}{\partial r} - \frac{u_i}{r^2} = 0 \quad \text{Eq. 1-64}$$

$u_i$  définissant le déplacement radial d'un point du tronçon  $i$

Une solution bien connue est donnée par :

$$u_i = A \cdot r + \frac{B}{r} \quad \text{Eq. 1-65}$$



**Figure 1-30 – Présentation d'un tronçon de cylindre**

Les conditions aux limites sont indiquées dans le tableau 1-10 :

Déplacement	Contraintes
$u_i _{r=b} = 0$	$\sigma_{rr} _{r=a} = \Delta p_i$
$u_i _{r=b} = 0 = A_i \cdot b + \frac{B_i}{b} \Rightarrow A_i = -\frac{B_i}{b^2}$	$\sigma_{zz} = \Delta q_s$

**Tableau 1-10 – Définition des conditions aux limites**

En posant :

$$E_{s,i}^* = E_{s,i} \cdot \left[ \frac{1}{1 - \nu_s} + \frac{1}{1 + \nu_s} \cdot \frac{b^2}{a^2} \right] \quad \text{Eq. 1-66}$$

Il vient :

$$A_i = -\frac{\Delta p_i - K_{0s} \cdot \Delta q_s}{E_{s,i}^*} \quad B_i = -A_i \cdot b^2 = \frac{\Delta p_i - K_{0s} \cdot \Delta q_s}{E_{s,i}^*} \cdot b^2$$

Ainsi, le déplacement radial de l'interface sol/colonne est donné par la relation suivante :

$$u_i|_{r=a} = \frac{\Delta p_i - K_{0s} \cdot \Delta q_s}{E_{s,i}^*} \cdot \left( \frac{b^2}{a^2} - 1 \right) \cdot a \quad \text{Eq. 1-67}$$

Enfin utilisant le module oedométrique du sol pour le tronçon i défini par :

$$M_{s,i} = \frac{E_{s,i} \cdot (1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s)} \quad \text{Eq. 1-68}$$

La déformation verticale du sol ambiant  $\varepsilon_{zz,i}^s$  pour le tronçon i s'exprime de la façon suivante :

$$\varepsilon_{zz,i}^s = -\frac{\Delta q_s}{M_{s,i}} - \frac{2 \cdot \nu_s^2}{(1 - \nu_s)^2} \cdot \frac{\Delta q_s}{E_{s,i}^*} + \frac{2 \cdot K_{0s} \cdot \Delta p_i}{E_{s,i}^*} \quad \text{Eq. 1-69}$$



#### 1.7.3.2.4 Définition de la déformation verticale de la colonne

Les déformations de la colonne s'effectuent à volume constant et la colonne "suit" les déformations du sol ambiant.

A partir de ces hypothèses, la déformation verticale de la colonne pour le tronçon  $i$  est donnée par  $\varepsilon_{zz,i}^c$  :

$$\varepsilon_{zz,i}^c = \frac{1}{\left(1 + \frac{\Delta a_i}{a}\right)^2} - 1 \quad \text{Eq. 1-70}$$

où :

$$\frac{\Delta a_i}{a} = \frac{u_i|_{r=a}}{a} = \frac{\Delta p_i - K_{0s} \cdot \Delta q_s}{E_{s,i}^*} \cdot \left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right) \quad \text{Eq. 1-71}$$

#### 1.7.3.2.5 Résolution du système

Le tassement de la colonne est donné par :

$$s_{col} = L_c - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i}{\left[1 + \frac{\Delta p_i - K_{0s} \cdot \Delta q_s}{E_{s,i}^*} \cdot \left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right) + 1\right]^2} \quad \text{Eq. 1-72}$$

Le tassement du sol ambiant est donné par :

$$s_{sol} = \sum_{i=1}^n \Delta z_i \cdot \left[ \frac{\Delta q_s}{M_{s,i}} + \frac{2 \cdot v_s^2}{(1 - v_s)^2} \cdot \frac{\Delta q_s}{E_{s,i}^*} - \frac{2 \cdot K_{0s} \cdot \Delta p_i}{E_{s,i}^*} \right] \quad \text{Eq. 1-73}$$

Comme les tassements en surface sont égaux ( $s_{col} = s_{sol}$ ), le problème revient à résoudre l'équation suivante :

$$\Delta q_s \cdot \sum_{i=1}^n \Delta z_i \cdot \left[ \frac{1}{M_{s,i}} + \frac{2 \cdot v_s^2}{(1 - v_s)^2} \cdot \frac{1}{E_{s,i}^*} \right] = L_c + \sum_{i=1}^n \Delta z_i \cdot \frac{2 \cdot K_{0s} \cdot \Delta p_i}{E_{s,i}^*} - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i}{\left[1 + \frac{\Delta p_i - K_{0s} \cdot \Delta q_s}{E_{s,i}^*} \cdot \left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right) + 1\right]^2} \quad \text{Eq. 1-74}$$

L'équilibre des efforts entraîne la relation suivante :

$$\Delta q \cdot A = \Delta q_s \cdot A_s + \Delta q_c \cdot A_c \quad \text{Eq. 1-75}$$

Ainsi  $\Delta q_c$  peut s'exprimer en fonction de  $\Delta q$  et de  $\Delta q_s$  :

$$\Delta q_c = \frac{\Delta q \cdot A - \Delta q_s \cdot A_s}{A_c} \quad \text{Eq. 1-76}$$

Il en va de même pour  $\Delta p_i$  :

$$\Delta p_i = K a_c \cdot \frac{\Delta q \cdot A - \Delta q_s \cdot A_s}{A_c} - (K_{0c} - K a_c) \cdot (\gamma_c \cdot z_i - \gamma_{w,i} \cdot z_{w,i}) \quad \text{Eq. 1-77}$$

La résolution n'est pas directe et nécessite donc des itérations.

### 1.7.3.3 Méthode de Goughnour & Bayuk (1979)

Le développement de la méthode est présenté en annexe A3.

#### 1.7.3.3.1 Comportement élastique de la colonne

Lorsque la colonne reste dans un état élastique, la relation suivante s'applique :

$$\Delta q_c = E_c \cdot \varepsilon_{zz} \quad \text{Eq. 1-78}$$

La connaissance de  $\Delta q_c$  permet donc d'accéder rapidement à la déformation  $\varepsilon_{zz}$  et inversement.

$$\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{zz}^c = \varepsilon_{zz}^s \quad \text{Eq. 1-79}$$

#### 1.7.3.3.2 Comportement plastique de la colonne

Lorsque la colonne est plastifiée, les auteurs considèrent la relation suivante entre la contrainte verticale effective  $q_c$  dans la colonne et l'étreinte latérale  $p$  (Greenwood, 1970) :

$$q_c = p \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad \text{Eq. 1-80}$$

ou encore :

$$q_{c,0} + \Delta q_c = (p_0 + \Delta p) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad \text{Eq. 1-81}$$

En définissant  $\Delta q_s^*$  comme la variation moyenne de la contrainte verticale effective dans le sol, l'équilibre des efforts s'écrit :

$$\Delta q \cdot A = \Delta q_c \cdot A_c + \Delta q_s^* \cdot A_s \quad \text{Eq. 1-82}$$

L'étreinte latérale peut s'exprimer ainsi :

$$p = \frac{\Delta q \cdot A + q_{c,0} \cdot A_c - \Delta q_s^* \cdot A_s}{A_c \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right)} \quad \text{Eq. 1-83}$$

Pour la définition de l'étreinte latérale initiale  $p_0$ , les auteurs utilisent le coefficient des terres au repos :

$$p_0 = K_{0s} \cdot q_{s,0} \quad \text{Eq. 1-84}$$

Pour les argiles normalement consolidées,  $K_{0s}$  peut être pris approximativement égal à 0,6 ou estimé par (Abdelhamid et Krizek, 1967) :

$$K_{0s} = 0,95 - \sin \varphi_s \quad \text{Eq. 1-85}$$

### 1.7.3.3 Chemin des contraintes effectives

La relation entre la variation de la contrainte effective radiale et la variation de la contrainte verticale effective dans le sol ambiant peut s'écrire sous la forme :

$$\Delta \sigma_{rr} = K \cdot \Delta \sigma_{zz} \quad \text{Eq. 1-86}$$

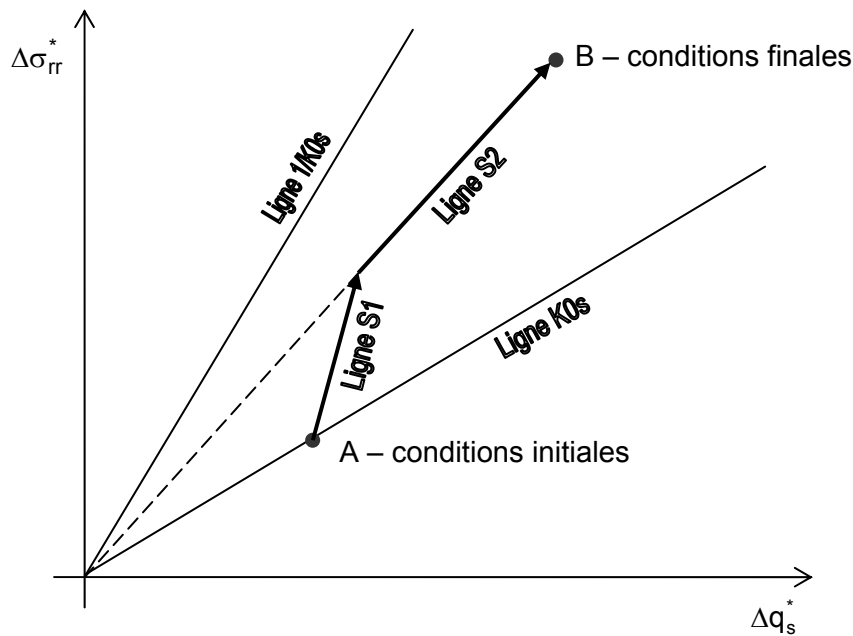
D'après les auteurs, si le diamètre de la colonne se rapproche de zéro,  $K$  tend vers  $K_{0s}$ . Si le diamètre de la colonne se rapproche du diamètre de la cellule unitaire,  $K$  tend vers  $1/K_{0s}$ . Ainsi :

$$K_{0s} \leq K \leq \frac{1}{K_{0s}}$$

Le chemin des contraintes effectives est supposé bilinéaire et dépendant de  $\varepsilon_{zz}$  et de  $\varepsilon_{rr}$  (Figure 1-31)

Comme  $\Delta \sigma_{zz} = \Delta q_s$ , la relation devient :

$$\Delta \sigma_{rr} = K(\varepsilon_{rr}, \varepsilon_{zz}) \cdot \Delta q_s \quad \text{Eq. 1-87}$$



**Figure 1-31 – Evolution de la contrainte effective radiale en fonction de la contrainte verticale effective dans le sol ambiant**

Ou encore, en considérant la variation moyenne des contraintes :

$$\Delta\sigma_{rr}^* = K(\varepsilon_{rr}, \varepsilon_{zz}) \cdot \Delta q_s^* \quad \text{Eq. 1-88}$$

Les pentes sont données par  $S_1$  et  $S_2$  :

$$S_1 = \frac{K_{0s} \cdot \varepsilon_{zz} + \varepsilon_{rr}}{\varepsilon_{zz}} \quad \text{Eq. 1-89}$$

$$S_2 = \frac{K_{0s} \cdot \varepsilon_{zz} + \varepsilon_{rr}}{\varepsilon_{zz} + K_{0s} \cdot \varepsilon_{rr}} \quad \text{Eq. 1-90}$$

Les déformations  $\varepsilon_{rr}$  et  $\varepsilon_{zz}$  sont définies de la façon suivante :

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\Delta a}{b-a} \quad \text{Eq. 1-91}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\Delta h}{h} \quad \text{Eq. 1-92}$$

La colonne est supposée se déformer à volume constant, d'où :

$$\varepsilon_{rr} = \left[ \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_{zz}}} - 1 \right] \cdot \frac{a}{b-a} \quad \text{Eq. 1-93}$$

Le coefficient  $K$  appliqué aux incréments de contraintes est défini de la façon suivante :

$$\begin{aligned} K &= K_1 && \text{jusqu'à la limite } \frac{\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr}^*}{q_{s,0} + \Delta q_s^*} \leq S_2 \\ K &= K_2 && \text{par la suite} \end{aligned}$$

Avec :

$$K_1 = S_1 = K_{0s} + \frac{1}{\varepsilon_{zz}} \cdot \left[ \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_{zz}}} - 1 \right] \cdot \frac{a}{b-a} \quad \text{Eq. 1-94}$$

et

$$K_2 = \frac{K_{0s} \cdot \varepsilon_{zz} + \left[ \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_{zz}}} - 1 \right] \cdot \frac{a}{b-a}}{\varepsilon_{zz} + K_{0s} \cdot \left[ \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_{zz}}} - 1 \right] \cdot \frac{a}{b-a}} \cdot \frac{q_{s,0} + \Delta q_s^*}{\Delta q_s^*} - \frac{K_{0s} \cdot q_{s,0}}{\Delta q_s^*} \quad \text{Eq. 1-95}$$

En posant :

$$(\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr})^* = \int_a^b \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot (\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr})}{\pi \cdot (b^2 - a^2)} \cdot dr \quad \text{Eq. 1-96}$$

où  $(\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr})^*$  représente une valeur moyenne de la contrainte radiale dans le sol, il est possible de définir un facteur  $F$  tel que :

$$F = \frac{\Delta\sigma_{rr}|_{r=a}}{\Delta\sigma_{rr}^*} \quad \text{Eq. 1-97}$$

Ce facteur F prend les formes suivantes en fonction de la valeur de K :

$$F = \begin{cases} \frac{(b^2 - a^2) \cdot \left(\frac{K_{0s}}{K} + 1\right) \cdot a^{\left(\frac{K_{0s}}{K} - 1\right)}}{2 \cdot \left[ b^{\left(\frac{K_{0s}}{K} + 1\right)} - a^{\left(\frac{K_{0s}}{K} + 1\right)} \right]} & \text{si } K \leq 1 \\ \frac{(b^2 - a^2) \cdot (K_{0s} + 1) \cdot a^{(K_{0s} - 1)}}{2 \cdot \left[ b^{(K_{0s} + 1)} - a^{(K_{0s} + 1)} \right]} & \text{si } K \geq 1 \end{cases} \quad \text{Eq. 1-98}$$

Alors l'étreinte latérale p s'exprime également de la façon suivante :

$$p = (\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr})_{r=a} = \sigma_{rr,0} + F \cdot \Delta\sigma_{rr}^* = K_{0s} \cdot q_{s,0} + F \cdot K \cdot \Delta q_s^* \quad \text{Eq. 1-99}$$

#### 1.7.3.3.4 Résolution du système

A partir des deux expressions de l'étreinte latérale p, il vient l'équation à résoudre :

$$K_{0s} \cdot q_{s,0} + K \cdot F \cdot \Delta q_s^* = \frac{\Delta q \cdot A + q_{c,0} \cdot A_c - \Delta q_s^* \cdot A_s}{A_c \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right)} \quad \text{Eq. 1-100}$$

D'après les auteurs, le compactage du ballast durant l'installation de la colonne ballastée peut augmenter le coefficient de poussée des terres du sol ambiant.

Si  $K_{\text{comp}}$  est défini comme le coefficient de poussée des terres qui tient compte de la mise en œuvre de la colonne, alors l'équation devient :

$$K_{\text{comp}} \cdot q_{s,0} + K \cdot F \cdot \Delta q_s^* = \frac{\Delta q \cdot A + q_{c,0} \cdot A_c - \Delta q_s^* \cdot A_s}{A_c \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right)} \quad \text{Eq. 1-101}$$

Cette équation, avec les définitions appropriées, contient seulement 2 inconnues :  $\Delta q_s^*$  et  $\varepsilon_{zz}$ .

Il est alors possible de fixer  $\varepsilon_{zz}$  ou de le relier à la variation de l'indice des vides du sol ambiant et de s'appuyer sur la théorie de la consolidation de Terzaghi.

## 1.8 Conclusion

Ce chapitre présente une synthèse des travaux réalisés sur le renforcement de sol par colonnes ballastées.

La première partie est consacrée aux techniques de réalisation des colonnes ballastées. Après une présentation des différents vibreurs (vibreux pendulaire, vibreur à sas), du champ d'application actuel des colonnes ballastées et des données économiques sur le marché français, un rappel des données réglementaires est effectué (définitions, essais d'information, essais de contrôle, contraintes de calcul).

La deuxième partie traite du comportement des colonnes ballastées. Les différents modes de rupture (expansion latérale, cisaillement généralisé, poinçonnement) des colonnes isolées chargées en tête sont analysés. L'étude s'oriente ensuite sur les réseaux de colonnes ballastées et introduit les paramètres fondamentaux intervenants dans leur dimensionnement.

La troisième partie présente les différentes méthodes de dimensionnement. Après une brève présentation des méthodes empiriques (Thorburn, Greenwood, Mattes et Poulos) et des méthodes en élasticité linéaire (Homogénéisation simplifiée, Balaam et Booker), les méthodes élastoplastiques (Priebe, Goughnour & Bayuk, Ghionna & Jamiolkowski) font l'objet d'un développement plus important. Ce travail permet ainsi de récapituler les hypothèses adoptées par les auteurs et, en retenant une notation harmonisée, de décrire les approches théoriques considérées sur le concept de la cellule composite (colonne + sol ambiant)

Comme on peut le constater, le dimensionnement des colonnes ballastées constitue un exercice délicat. Plusieurs raisons peuvent expliquer cela :

- la difficulté de définir les paramètres intervenant dans le dimensionnement (nature du ballast, hétérogénéité du sol en place, état de contraintes initial)
- la complexité du modèle de calcul. Les modèles élasto-plastiques semblent être les plus représentatifs du problème mais restent malgré tout d'un usage délicat

De nombreux travaux existent sur le sujet et tous n'ont pas pu être présentés. De plus en plus de publications traitent de modélisations par éléments finis effectuées généralement pour des cas précis de chantiers réalisés. Citons également l'approche poro-élastique plus théorique traitant le problème de manière plus globale. Cependant, l'unanimité ne s'est pas encore faite sur une méthode de dimensionnement unique. Très utilisée dans la profession, la méthode de Priebe propose des abaques simples d'usage, mais repose également beaucoup sur l'expérience de son auteur.

Dans ce travail, on se propose, à la lumière de ce qui a été présenté, de confronter l'approche analytique et l'approche numérique. Il sera ainsi possible de mener une analyse plus fine du comportement d'une colonne ballastée. Des recommandations sur la modélisation pourront également y être effectuées.

## Chapitre 2 - Etude critique et comparative des méthodes de calcul de réseaux de colonnes ballastées

### 2.1 Introduction

La synthèse bibliographique a montré que de nombreuses approches peuvent être envisagées pour le calcul des réseaux de colonnes ballastées. Dans ce chapitre, on se propose de comparer les résultats issus de certaines méthodes analytiques avec ceux obtenus par éléments finis dans le cas d'un modèle de référence basé sur le concept de la cellule composite "ballast-sol".

On présente tout d'abord le modèle de calcul adopté, en précisant les paramètres et les hypothèses de modélisation retenus. Ensuite, l'analyse des résultats permet de mieux comprendre le comportement mécanique de ce système et cerner dans le détail les interactions mises en jeu lors du chargement. La sensibilité des différents paramètres intervenant dans le dimensionnement est également étudiée.

Sur la base de ce modèle, une étude paramétrique est menée pour différents taux de substitution ( $A/A_c$ ), de rapports  $E_c/E_s$  et de niveaux de chargement  $\Delta q$ . Les courbes obtenues constituent une base de réflexion pour la constitution d'abaques de dimensionnement des réseaux de colonnes ballastées.

Les résultats du modèle numérique sont ensuite comparés à ceux issus des méthodes analytiques. Ceci permet de positionner et de vérifier l'adéquation du modèle numérique avec les approches analytiques.

### 2.2 Etude numérique

L'analyse a été effectuée par la méthode des éléments finis avec le logiciel ABAQUS version 6.4.

ABAQUS est constitué de deux principaux produits – ABAQUS/Standart et ABAQUS/Explicit

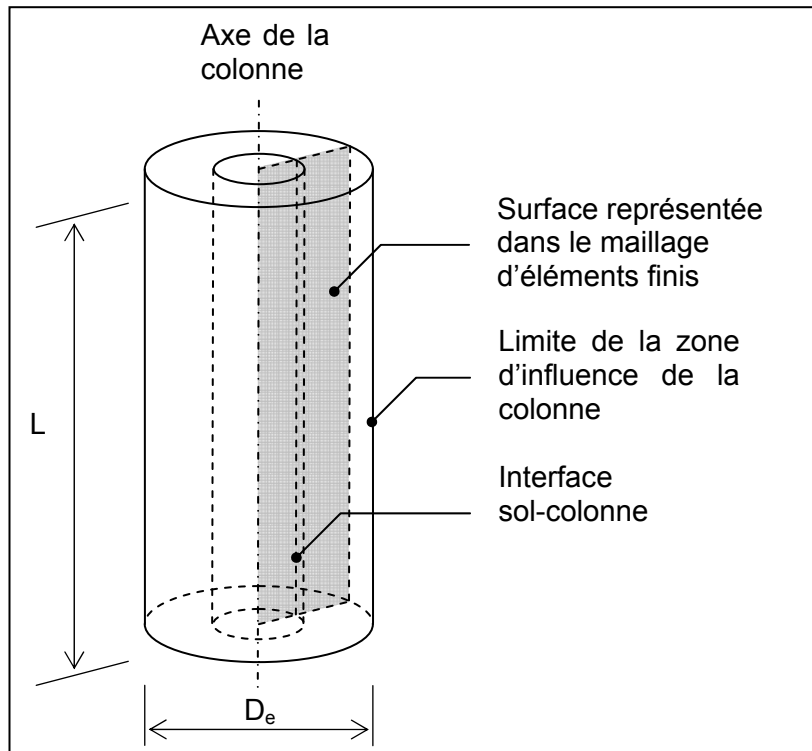
*ABAQUS/Standart* est un produit général d'analyse permettant de résoudre un grand nombre de problèmes linéaires et non linéaires de type statique, dynamique, thermique et électrique. C'est ce produit qui a été retenu pour cette étude.

*ABAQUS/Explicit* est un produit spécifique d'analyse utilisant une formulation d'éléments finis du type dynamique explicite. Il permet de modéliser des événements rapides et de type dynamique transitoire comme des problèmes d'impact et d'explosion. Il permet également de résoudre des problèmes hautement non linéaires impliquant des changements dans les conditions de contact.

La génération et l'analyse des résultats ont été effectuées avec ABAQUS/CAE. *ABAQUS/CAE (Complete ABAQUS Environment)* est un environnement graphique interactif pour ABAQUS. Il permet de créer rapidement et facilement les modèles. Il est possible de créer directement la géométrie de la structure à analyser ou de l'importer.

#### 2.2.1 Présentation du modèle de calcul

Afin de modéliser une cellule composite "sol-ballast", on considère pour cela, un plan d'axisymétrie comme indiqué en grisé sur la figure 2-1. L'axe d'axisymétrie est l'axe de la colonne.



**Figure 2-1 – Représentation d'un plan radian**

Les dimensions retenues pour le modèle de calcul sont les suivantes :

$$\frac{A}{A_c} = 6 \quad \Rightarrow \quad D_e = 1,96 \text{ m}$$

$$\frac{L}{D_c} = 10 \quad \Rightarrow \quad L = 8,0 \text{ m}$$

La figure 2-2 décrit le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites.

La base du maillage correspond au substratum, le bord vertical gauche à l'axe de symétrie, le bord vertical droit à la limite de la zone d'influence et le sommet à la surface du terrain. Le maillage relatif à l'ensemble sol-colonne comporte 200 éléments axisymétriques quadratiques à neuf noeuds et un total de 891 noeuds.

Pour les conditions aux limites, le déplacement radial le long de l'axe de symétrie et le long de la limite de la zone d'influence est imposé comme nul. A la base du modèle, le déplacement vertical est imposé comme nul.

Le comportement du matériau constituant la colonne est représenté par le modèle de Mohr Coulomb. Le comportement du sol est supposé élastique. Ce choix repose avant tout sur la volonté de mettre en œuvre un modèle simple de par ses lois de comportement étant donné le faible nombre de paramètres fiables que l'on peut généralement obtenir in situ.

Pour les mêmes raisons, la présence d'une nappe n'est pas considérée, les tassements obtenus sont donc représentatifs d'un comportement à long terme du système.

Les paramètres retenus pour la colonne sont :

Modèle de comportement : Elasto-plastique

Critère de plasticité : Mohr Coulomb non associé



$$E_c = 60000 \text{ kPa} ; \nu_c = 1/3$$

$$\varphi_c = 38^\circ ; \psi_c = 0^\circ ; C_c = 0,01 \text{ kPa}$$

$$\text{Poids volumique du matériau ballast : } \gamma_c = 20 \text{ kN/m}^3$$

Pour le sol, on retient :

Modèle de comportement : Elastique

$$\frac{E_c}{E_s} = 20 \Rightarrow E_s = 3000 \text{ kPa} ; \nu_s = 1/3$$

$$\text{Poids volumique du sol : } \gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$$

La figure 2-3, décrit les interfaces.

Pour l'interface sol-colonne, il n'y a pas d'élément d'interface mais des contraintes de liaison assurant ainsi des déplacements identiques aux noeuds communs (Surface-based tie constraints).

Le radier est modélisé par 5 éléments rigides axisymétriques linéaires à 2 noeuds pour un total de 6 noeuds permettant ainsi d'appliquer le chargement sur l'ensemble sol-colonne par l'intermédiaire d'un élément indéformable. Des éléments d'interface sont présents entre la cellule et le radier assurant ainsi un contact normal de type "hard contact" (non pénétration des noeuds de la surface "esclave" à l'intérieur de la surface "maître") et un contact tangentiel de type "frictionless" c'est-à-dire sans frottement.

La figure 2-4 définit la localisation des points de référence pour les résultats :  $q_c$  (ligne 1),  $p$  (ligne 2) et  $q_s$  (ligne 3), ceci permettant ensuite la définition des graphes suivant la profondeur.

Pour ce modèle, la contrainte verticale  $q_s$  évolue assez peu en fonction de la distance depuis l'axe de la colonne, ainsi la ligne 3 a été définie à mi épaisseur du cylindre représentant le sol ambiant.

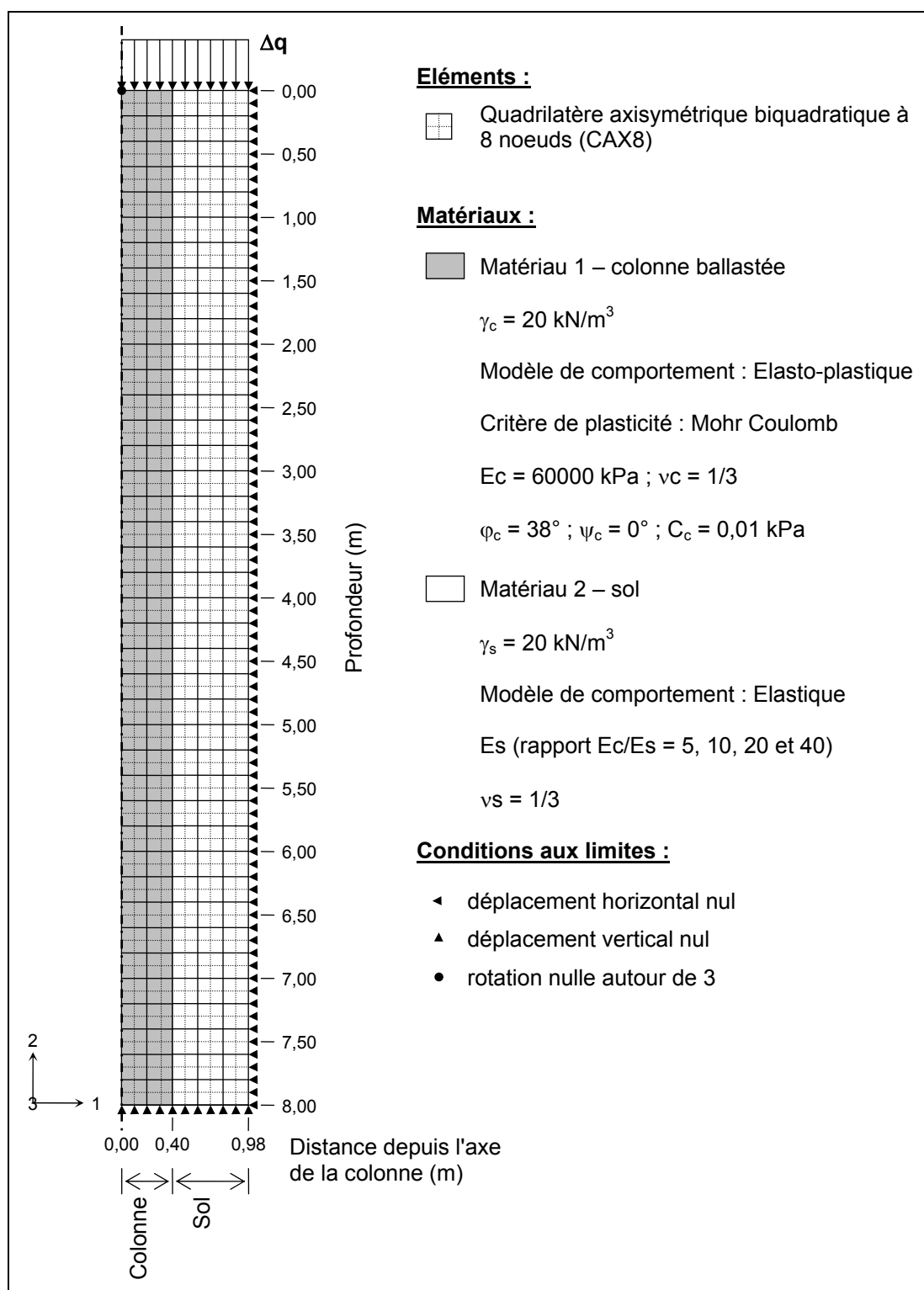


Figure 2-2 – Description du modèle (Maillage, matériaux, conditions aux limites)

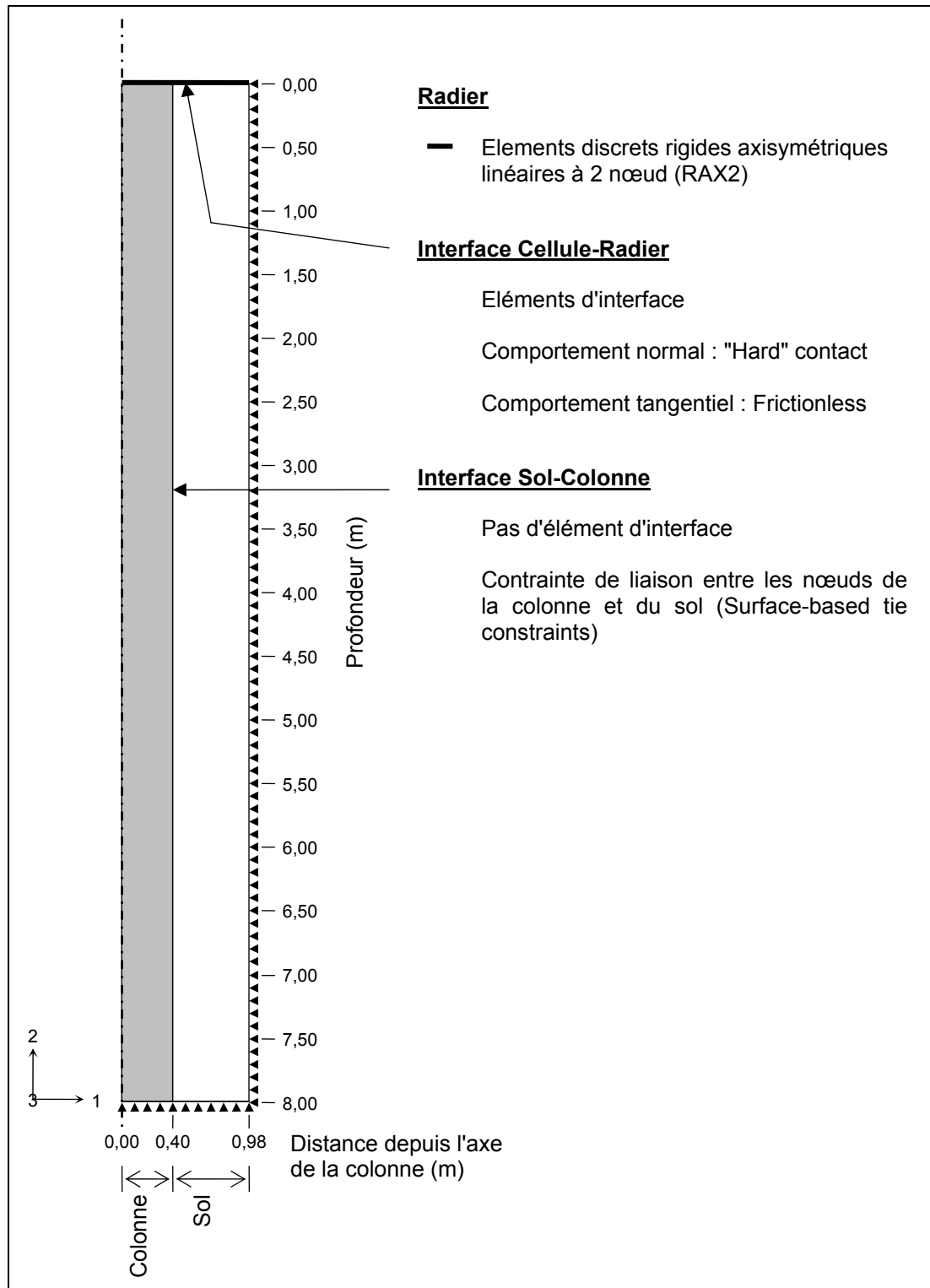


Figure 2-3 – Description des interfaces

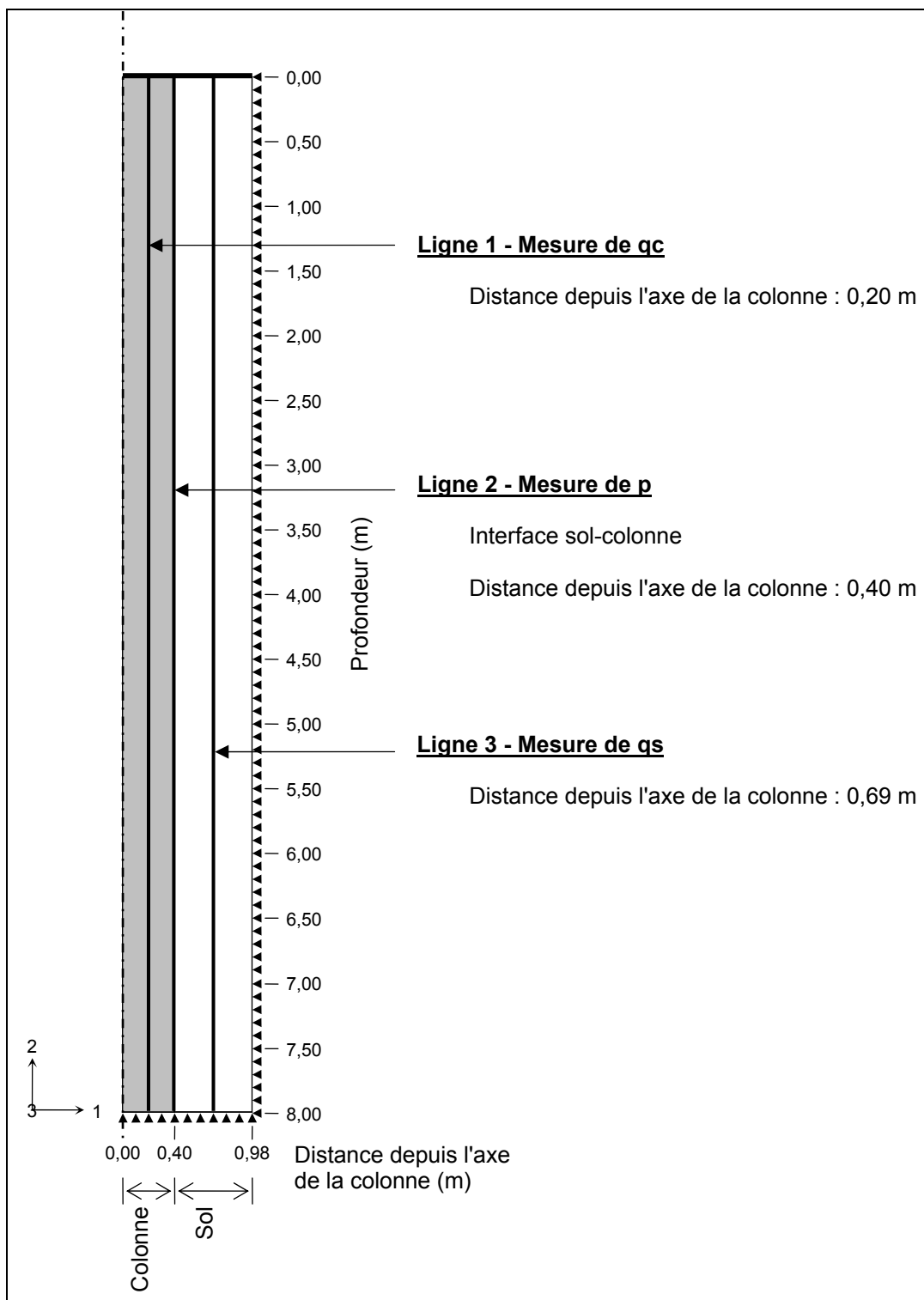


Figure 2-4 – Définition des lignes de mesures

## 2.2.2 Présentation des résultats pour le modèle de référence

Dans ce qui suit, l'objectif recherché a été de mieux comprendre le comportement de la colonne ballastée pour le modèle de calcul et de définir la sensibilité des paramètres intervenants dans le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées. Les résultats obtenus ont été comparés avec les solutions élastiques.

### 2.2.2.1 Influence du chargement $\Delta q$ sur le facteur d'amélioration $\beta$ et le facteur de concentration de contraintes $n$

La figure 2-5a montre l'évolution des tassements en fonction du chargement dans le cas d'un sol non amélioré supposé élastique, puis en présence d'une colonne ballastée avec un comportement élastique et ensuite plastique. Pour les deux modèles, la présence de la colonne apporte une réduction nette des tassements. Le modèle élastique présente une évolution des tassements plus faible et donc un comportement plus "raide" que le modèle plastique et s'en éloigne assez rapidement.

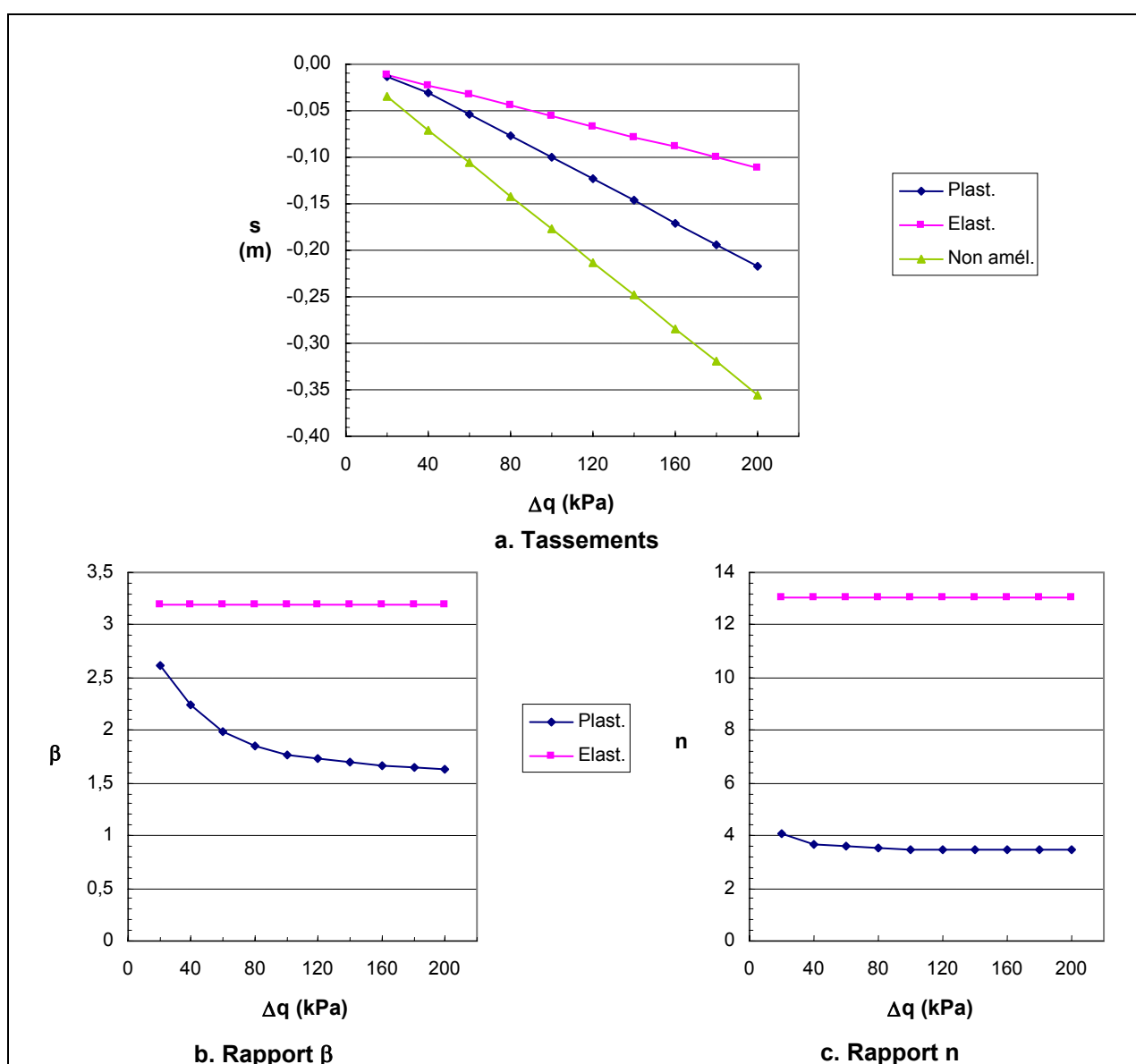


Figure 2-5 – Evolution des tassements et des facteurs  $\beta$  et  $n$  en fonction du chargement  $\Delta q$

La figure 2-5b permet d'observer pour le modèle, l'évolution du paramètre  $\beta$  caractérisant l'efficacité du traitement. Comme il a déjà été défini précédemment, ce paramètre s'exprime par le

rapport du tassement du sol non amélioré (sans colonne) sur le tassement du sol amélioré (avec colonne). Les résultats du modèle sont comparés à la solution "tout élastique" c'est-à-dire colonne et sol élastiques.

On peut constater que la valeur de  $\beta$  évolue sensiblement avec l'intensité du chargement, contrairement à la solution élastique où  $\beta$  reste indépendant du chargement. Plus le chargement augmente et plus  $\beta$  s'éloigne de la solution élastique tout en se rapprochant progressivement d'un palier.

La figure 2-5c caractérise l'évolution du facteur de concentration de contraintes  $n$  en fonction du chargement. Ce facteur représente le rapport de l'augmentation de la contrainte verticale  $\Delta q_c$  en tête de colonne sur l'augmentation de la contrainte verticale  $\Delta q_s$  à la surface du sol.

On constate que même pour un chargement faible (dès  $\Delta q = 20$  kPa), les valeurs issues du modèle élastique sont assez éloignées des valeurs issues du modèle plastique.

La figure 2-6 montre la mise en plasticité de la colonne en fonction du chargement et permet de mieux comprendre ce phénomène. En effet, comme la colonne se trouve plastifiée très rapidement en tête, la valeur du facteur  $n$  n'évolue pas ou très peu en fonction du chargement.

Jusqu'à  $\Delta q = 60$  kPa, la colonne n'est pas encore complètement plastifiée entraînant ainsi une valeur plus élevée de  $\beta$ . Pour  $\Delta q = 100$  kPa et au-delà, la colonne est entièrement plastifiée et l'efficacité du traitement n'évolue alors plus de manière importante.

PEMAG représente l'amplitude des déformations plastiques ( $\varepsilon_{pl}$ ), définie de la façon suivante :

$$PEMAG = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \varepsilon_{pl} : \varepsilon_{pl}}$$

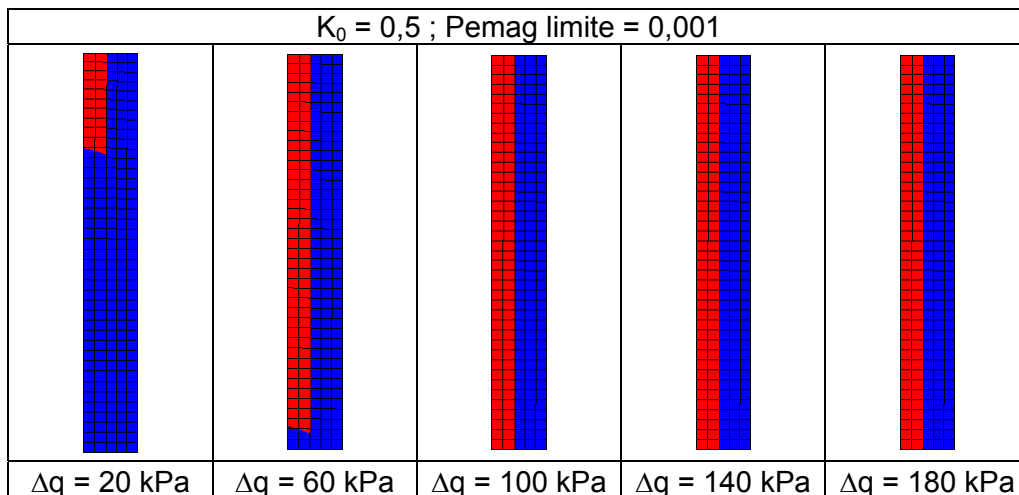


Figure 2-6 – Mise en plasticité de la colonne ( $K_0=0,5$ )

### 2.2.2.2 Evolution de l'étreinte latérale à l'interface sol-colonne suivant la profondeur

La contrainte horizontale au niveau de l'interface sol-colonne constitue l'étreinte latérale exercée sur la colonne. Celle-ci joue un rôle important sur la capacité portante de la colonne.

La figure 2-7a permet de visualiser l'étreinte latérale initiale  $p_0$  (avant chargement), et l'étreinte latérale  $p$  obtenue pour un chargement  $\Delta q = 120$  kPa. Définie à partir du coefficient de poussée des terres au repos  $K_0 = 0,5$ ,  $p_0$  varie de 0 kPa en tête de colonne à 80 kPa en pied de colonne, soit à la profondeur de 8m.

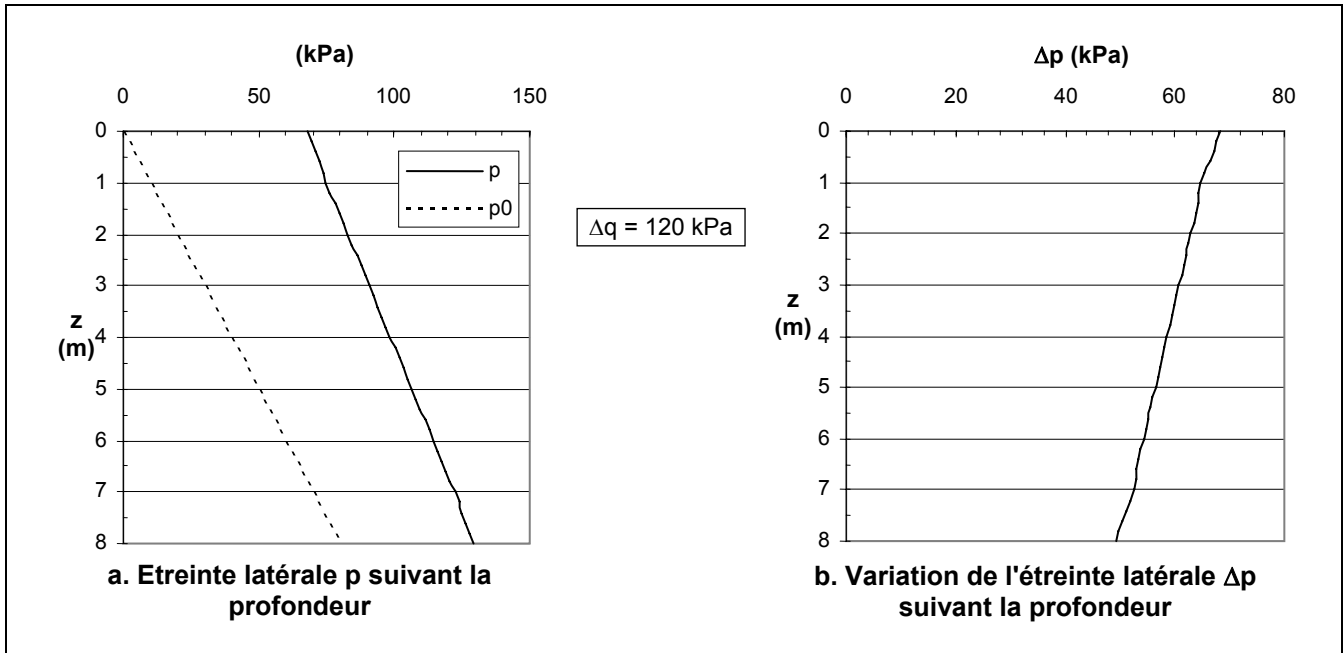


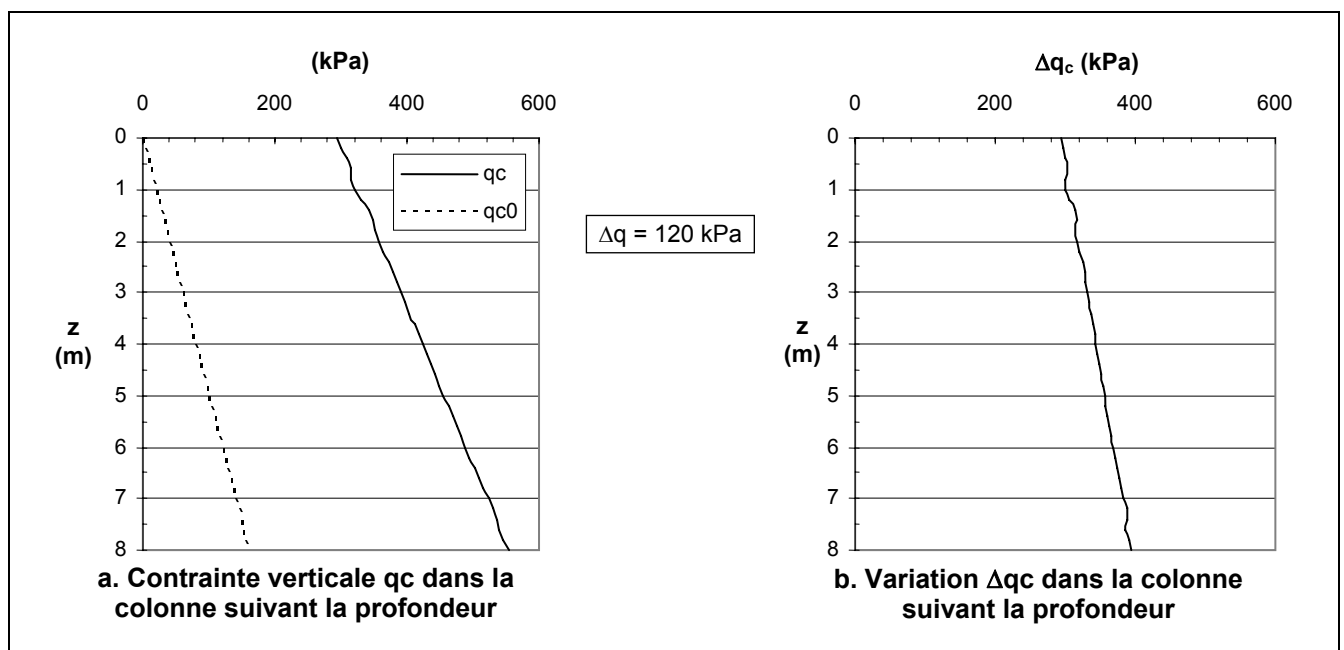
Figure 2-7 – Evolution de l'étreinte latérale suivant la profondeur

Pour rappel, dans ce cas de figure, la colonne se trouve plastifiée sur toute sa hauteur. Après chargement, l'étreinte latérale  $p$  atteint 68,3 kPa en surface et 129,2 kPa à la profondeur de 8m et la variation se fait de manière quasiment linéaire.

On constate donc une augmentation plus importante de  $p$  en tête de colonne qu'en pied et ceci est d'ailleurs mis en évidence sur la figure 2-7b. La variation  $\Delta p$  est de 68,3 kPa pour  $z=0$ m et de 49,2 kPa pour  $z=8$ m.

### 2.2.2.3 Evolution de la contrainte verticale dans la colonne suivant la profondeur

La contrainte verticale dans la colonne est représentée par  $q_c$ . Avant chargement, la contrainte verticale dans la colonne  $q_{c0}$  est due uniquement au poids propre du matériau ballast.

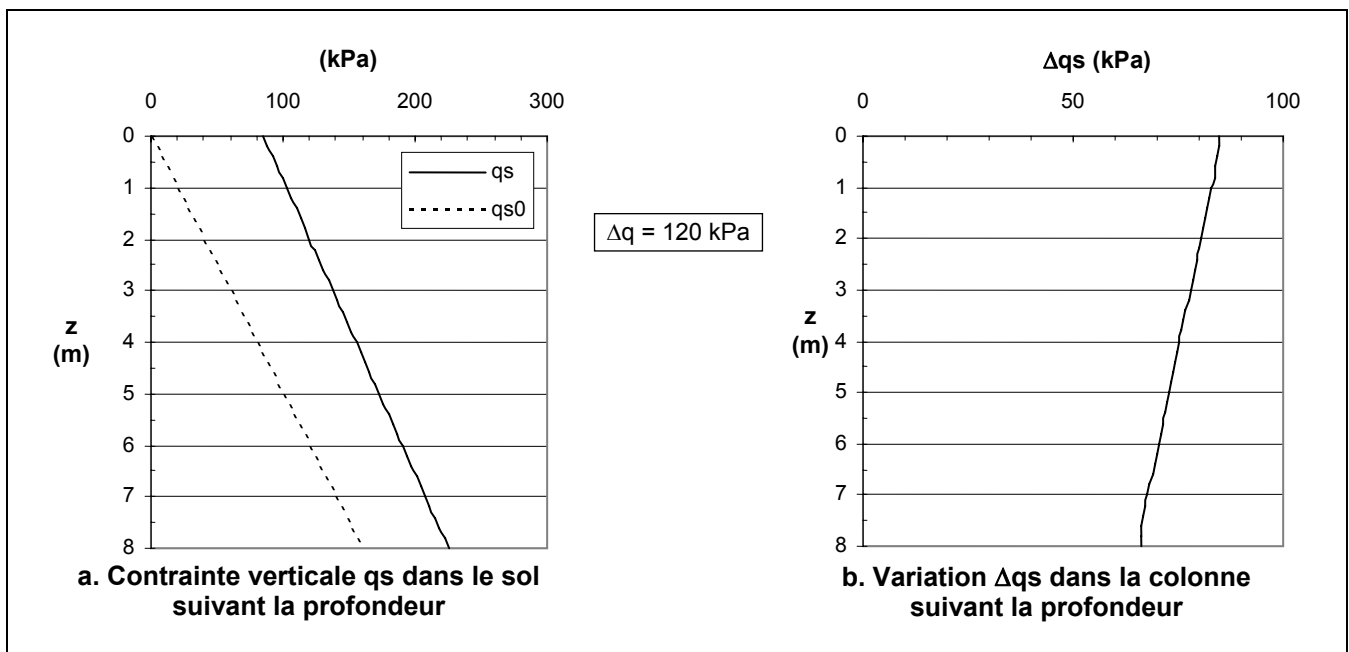

 Figure 2-8 – Evolution de la contrainte  $q_c$  dans la colonne suivant la profondeur

Compte tenu des hypothèses adoptées précédemment, on peut noter sur la figure 2-8a que  $q_{c0}$  varie linéairement de 0 kPa en surface à 160 kPa en pied de colonne. Après chargement, compte tenu du phénomène de concentration de contrainte sur la colonne,  $q_c$  atteint 293,9 kPa en surface et 553,1 kPa à  $z=8m$ .

On constate donc que l'augmentation de contrainte verticale dans la colonne est plus importante en pied qu'en tête. Ce phénomène est visible sur la figure 2-8b qui présente suivant la profondeur, la variation  $\Delta q_c$  de la contrainte verticale dans la colonne. Ainsi  $\Delta q_c$  vaut 293,9 kPa en tête et atteint 393,1 kPa en pied de colonne.

#### 2.2.2.4 Evolution de la contrainte verticale dans le sol suivant la profondeur

La contrainte verticale dans le sol avant chargement est représentée par  $q_{s0}$ , elle est due au poids propre du sol en place. Sur la figure 2-9a, on peut constater que  $q_{s0}$  atteint 160 kPa à la profondeur de 8m. Le poids propre du matériau ballast ayant été pris égal à celui du sol ambiant,  $q_{s0}$  est donc bien identique à  $q_{c0}$ . Après chargement ( $\Delta q = 120$  kPa), le sol en surface supporte une contrainte verticale de 84,6 kPa et augmente ensuite linéairement avec la profondeur pour atteindre la valeur de 226 kPa.



**Figure 2-9 – Evolution de la contrainte verticale  $q_s$  dans le sol suivant la profondeur**

Comme il est possible de le vérifier sur la figure 2-9b, l'augmentation de la contrainte verticale dans le sol  $\Delta q_s$  diminue avec la profondeur. En effet  $\Delta q_s$  varie de 84,6 kPa pour  $z = 0m$  à 66 kPa pour  $z = 8m$ . Le phénomène est donc à l'opposé de celui observé pour  $\Delta q_c$ .

#### 2.2.2.5 Evolution du rapport de concentration de contrainte verticale suivant la profondeur

On peut voir sur la figure 2-10, l'évolution du rapport de concentration de la contrainte verticale  $n$  défini par le rapport  $\Delta q_c / \Delta q_s$ . On retrouve pour  $n$  en surface la valeur de 3,47 précédemment calculée et l'on constate qu'avec la profondeur, le rapport  $n$  augmente pour atteindre la valeur de 5,95.

Ceci confirme qu'avec la profondeur se produit un transfert de charge du sol vers la colonne.



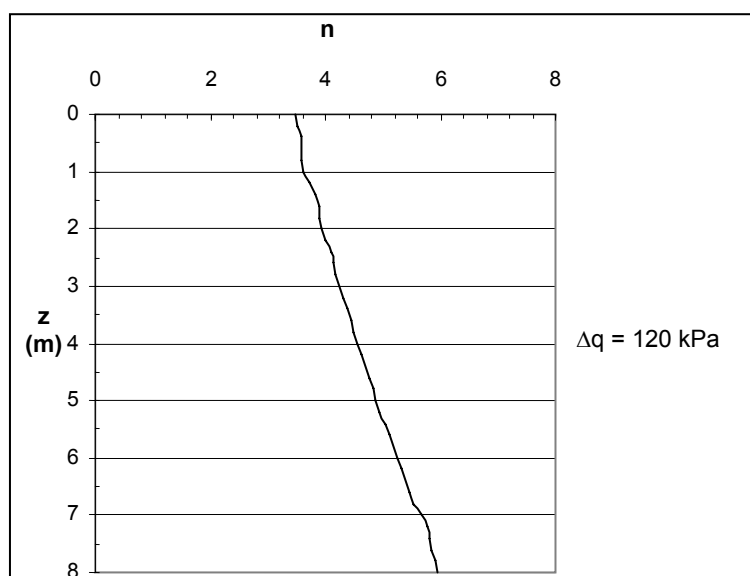


Figure 2-10 - Rapport de concentration de contrainte  $n$  suivant la profondeur

#### 2.2.2.6 Evolution du rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale suivant la profondeur

Pour le rapport  $p_0/qc_0$  avant chargement, on retrouve sur la figure 2-11a la valeur de  $K_0$  valant 0,5. Après chargement avec  $\Delta q = 120$  kPa, le rapport  $p/qc$  diminue pour atteindre la valeur de 0,23 sur toute la hauteur de la colonne. Dans la mesure où cette dernière est entièrement plastifiée pour ce chargement, ce rapport constant se rapproche du coefficient de poussée défini par  $K_a = 1/\tan^2(\pi/4 + \varphi_c/2) = \tan^2(\pi/4 - \varphi_c/2) = 0,238$

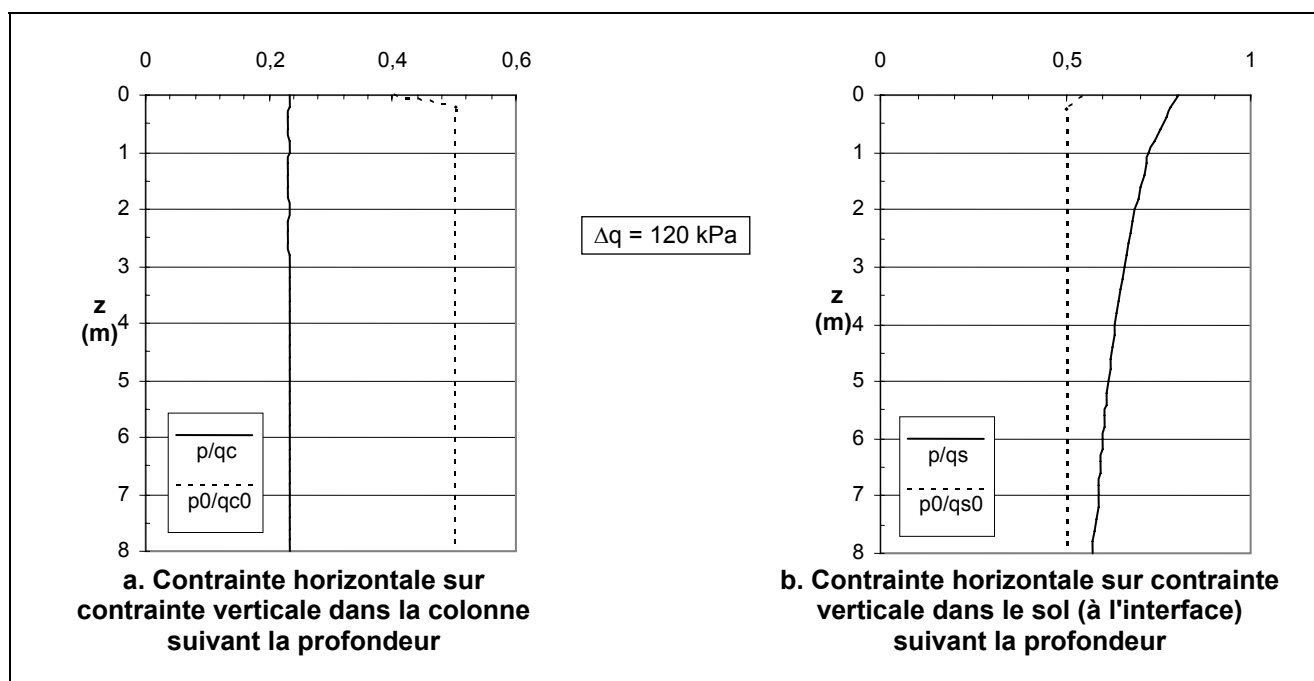


Figure 2-11 – Rapport des contraintes horizontale et verticale

La figure 2-11b présente l'évolution du rapport  $p/qs$ . Initialement, c'est-à-dire avant chargement, ce rapport correspond à  $K_0$  et a pour valeur constante 0,5. Après chargement, ce rapport n'est plus constant le long de la colonne et atteint les valeurs de 0,808 en tête et 0,571 en pied de colonne.

### 2.2.2.7 Evolution des rapports de variation de l'étreinte latérale sur la variation des contraintes verticales dans la colonne et dans le sol suivant la profondeur

Les figure 2-12a et figure 2-12b permettent d'apprécier l'évolution relative de la variation  $\Delta p$  de l'étreinte latérale par rapport aux variations de contraintes verticales  $\Delta q_c$  et  $\Delta q_s$  pour un chargement  $\Delta q = 120$  kPa.

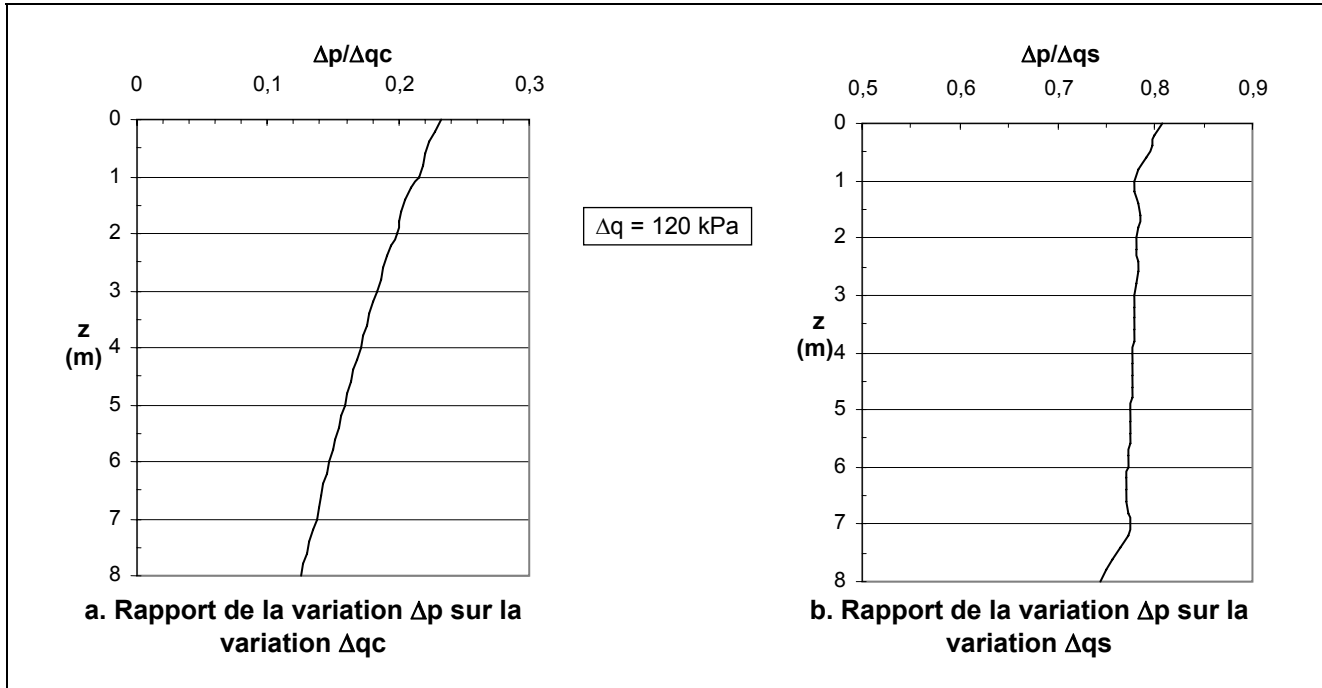


Figure 2-12 – Rapport de la variation  $\Delta p$  sur la variation  $\Delta q_c$  et sur la variation  $\Delta q_s$

Sur la figure 2-12a, on constate que la variation de l'étreinte latérale est faible proportionnellement à la variation de la contrainte verticale dans la colonne. Le rapport  $\Delta p / \Delta q_c$  se situe entre 0,232 (tête de colonne) et 0,125 (pied de colonne) et évolue de manière quasiment linéaire.

On constate sur la figure 2-12b que le rapport  $\Delta p / \Delta q_s$  évolue de 0,808 à 0,779 pour la zone située entre  $z = 0$  m et  $z = 1$  m et de 0,776 à 0,744 pour zone située entre  $z = 7$  m et  $z = 8$  m. Entre  $z = 1$  m et  $z = 7$  m, le rapport évolue peu et se situe autour de 0,78.

A un coefficient multiplicateur près (ici 0,78), on peut donc dire que la variation de l'étreinte latérale et la variation de la contrainte verticale dans le sol suivent la même évolution.

### 2.2.3 Influence des paramètres sur le facteur d'amélioration $\beta$ et le facteur de concentration de contrainte $n$

#### 2.2.3.1 Influence de l'angle de frottement $\varphi_c$

Dans la mesure où le critère de rupture retenu est le critère de Mohr Coulomb, l'angle de frottement du ballast constitue un paramètre intervenant dans le dimensionnement. Dans le cas d'un chargement  $\Delta q = 120$  kPa, la figure 2-13a montre, pour des valeurs de  $\varphi_c$  comprises entre  $38^\circ$  à  $44^\circ$ , que la meilleure amélioration du sol est obtenue avec la valeur la plus élevée de  $\varphi_c$ . L'amélioration est d'ailleurs sensible puisque  $\beta$  évolue de 1,75 pour  $\varphi_c = 38^\circ$  à 2,08 pour  $\varphi_c = 44^\circ$  soit une augmentation de 18,9%.

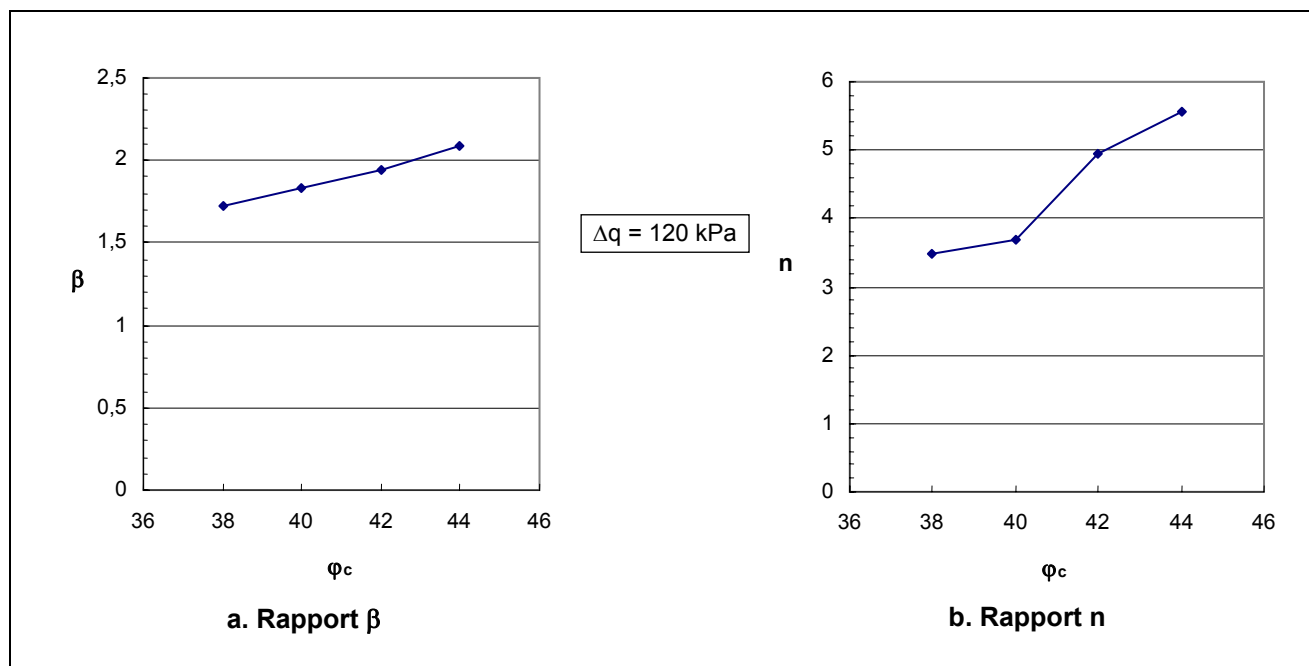


Figure 2-13 - Evolution des rapports  $\beta$  et  $n$  en fonction de l'angle de frottement  $\varphi_c$

La valeur de  $\varphi_c$  influence notablement le facteur de concentration de contraintes  $n$  (figure 2-13). En effet,  $n$  varie de 3,48 pour  $\varphi_c = 38^\circ$  à 5,56 pour  $\varphi_c = 44^\circ$  (soit une augmentation de 59,8%), traduisant ainsi un report de charge plus important sur la colonne. On peut constater également une augmentation plus franche de  $n$  entre  $\varphi_c = 40^\circ$  et  $\varphi_c = 42^\circ$ .

### 2.2.3.2 Influence de l'angle de dilataance $\psi_c$

Les résultats précédents ont été obtenus pour un angle de dilataance  $\psi_c$  nul, c'est-à-dire pour un matériau ballast considéré comme non dilatant. L'angle  $\varphi_c$  retenu est de  $38^\circ$ .

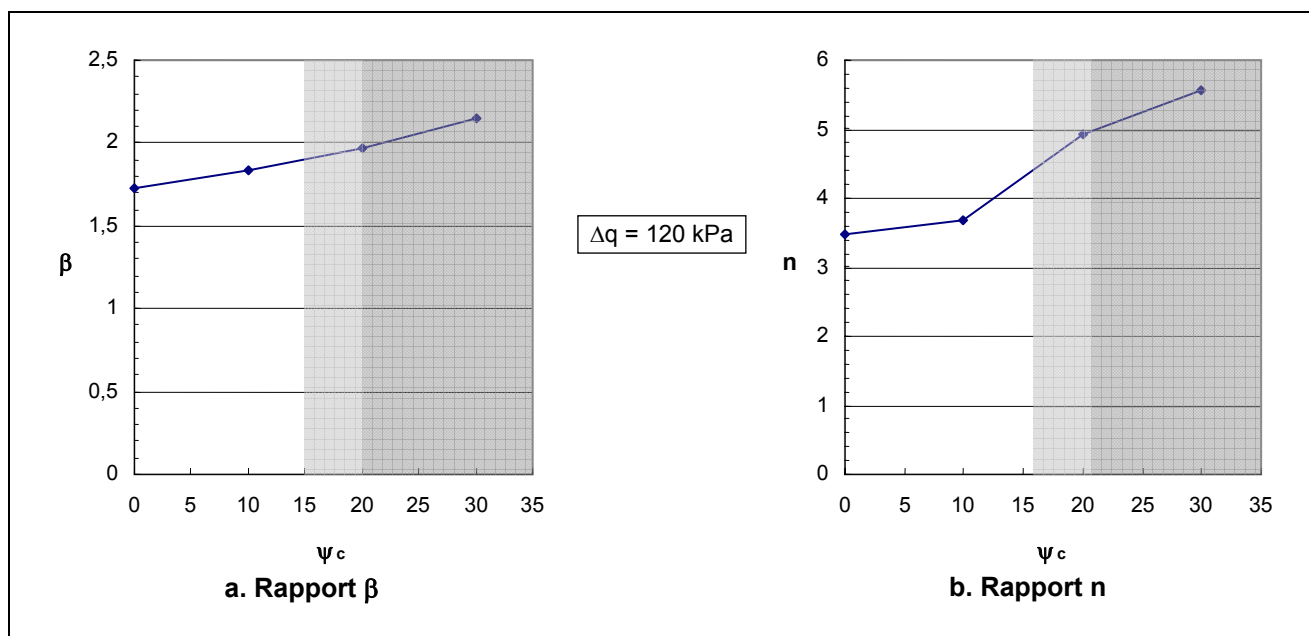


Figure 2-14 - Evolution des rapports  $\beta$  et  $n$  en fonction de l'angle de dilataance  $\psi_c$

La figure 2-14a permet de montrer l'influence de l'angle de dilataance sur le facteur d'amélioration  $\beta$ . La valeur de  $\beta$  passe de 1,73 pour  $\psi_c = 0^\circ$  à 2,14 pour  $\psi_c = 30^\circ$ , ce qui représente une

augmentation de 23.7%. Ces valeurs restent toutefois théoriques car dans la pratique l'angle de dilatace de dépasse pas 15 à 20°.

Dans le cas d'un matériau dilatant, l'augmentation de volume de la colonne pendant le cisaillement a donc un effet bénéfique sur la performance d'une colonne ballastée.

On retrouve sur la figure 2-14b un comportement similaire à celui observé sur la figure 2-13b pour l'angle de frottement  $\varphi_c$ . Un angle de dilatace non nul entraîne un report de charge plus important sur la colonne. On constate également une augmentation plus franche de la valeur de  $n$  entre 10 et 20°. (augmentation de 3,69 à 4,94)

### 2.2.3.3 Influence du rapport des modules d'élasticité $E_c/E_s$

La figure 2-15 montre l'évolution du facteur d'amélioration  $\beta$  en fonction du rapport des modules d'élasticité  $E_c/E_s$  pour un même chargement ( $\Delta q = 120$  kPa). La solution d'un modèle entièrement élastique est comparée à la solution du modèle de calcul. On peut remarquer, pour des valeurs du rapport des modules  $E_c/E_s$  comprises entre 5 et 10, que l'ensemble sol-colonne observe un comportement proche d'un comportement élastique. Pour  $E_c/E_s = 5$ , on obtient  $\beta_{Plast.}=1,48$  et  $\beta_{Elast.}=1,51$  alors que pour  $E_c/E_s = 10$ , on obtient  $\beta_{Plast.}=1,66$  et  $\beta_{Elast.}=2,07$ .

Au-delà de 10 pour le rapport  $E_c/E_s$ , les deux solutions divergent très nettement. En effet, pour  $E_c/E_s = 20$ , la colonne se trouve entièrement plastifiée à ce niveau de chargement et l'on obtient  $\beta_{Plast.}=1,73$  et  $\beta_{Elast.}=3,19$  alors que pour  $E_c/E_s = 40$  on obtient  $\beta_{Plast.}=1,76$  et  $\beta_{Elast.}=5,42$ .

Dans ce cas, la solution élastique n'est alors plus adaptée. Ceci a d'ailleurs pu être souligné par Besançon dans son analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées (Besançon et Al., 1984).

Quant au facteur de concentration de contraintes  $n$ , la figure 2-15b montre pour un rapport  $E_c/E_s > 5$ , que la solution élastique diverge très rapidement de la solution plastique. On peut noter pour  $E_c/E_s = 5$ , que l'on obtient  $n_{Plast.}=3,01$  et  $n_{Elast.}=3,64$  alors que pour  $E_c/E_s = 20$  il vient  $n_{Plast.}=3,47$  et  $n_{Elast.}=13,05$ .

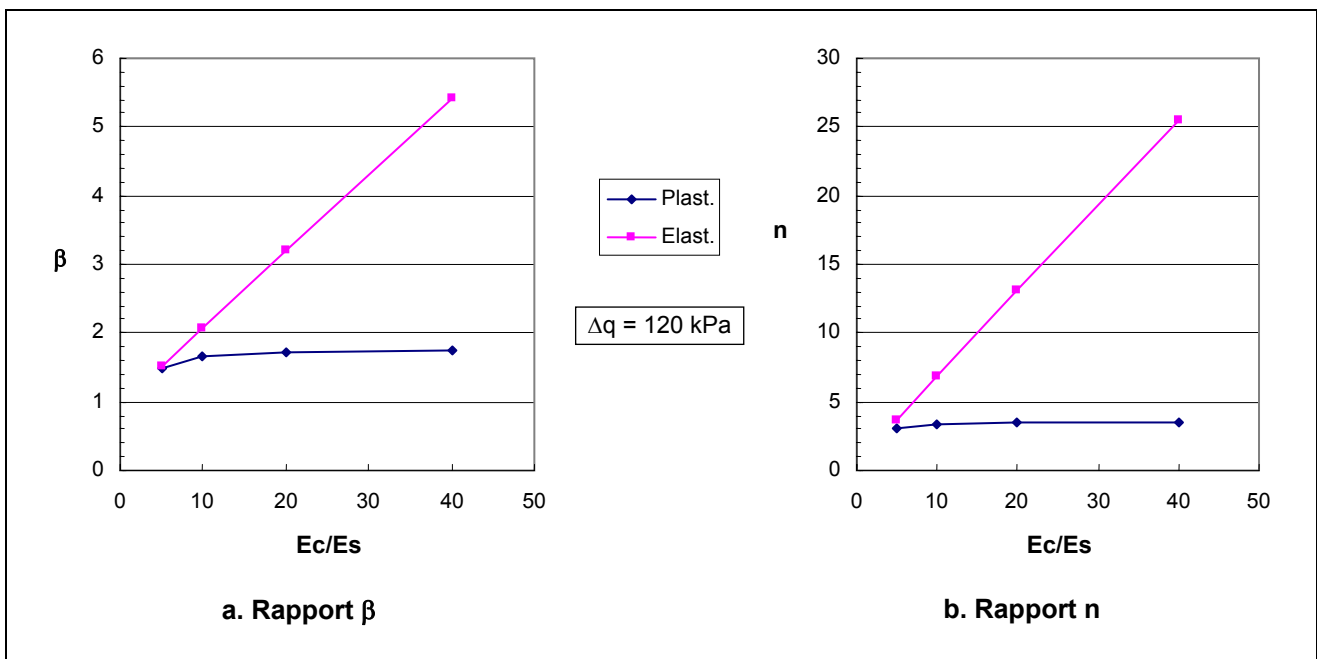
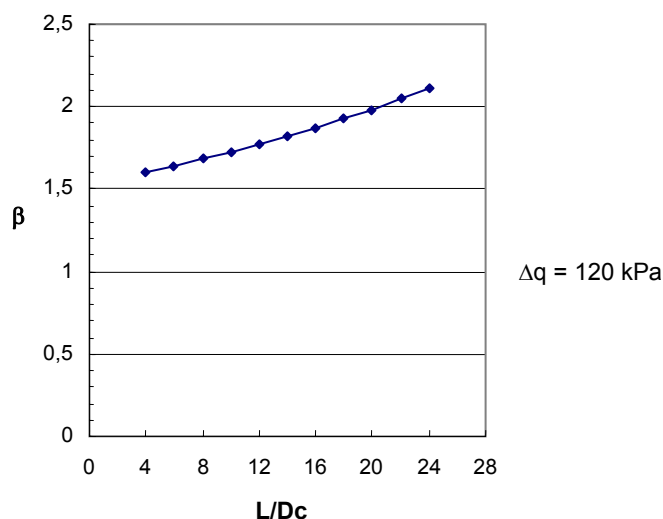


Figure 2-15 - Evolution des facteurs  $\beta$  et  $n$  en fonction du rapport  $E_c/E_s$

Ce comportement s'explique par le fait que la colonne se plastifie très rapidement en tête et ne représente plus vis-à-vis du chargement un "point dur" comme dans le cas du modèle élastique. La plastification de la colonne entraîne donc une redistribution de la contrainte de la colonne vers le sol.

#### 2.2.3.4 Influence du rapport $L/D_c$

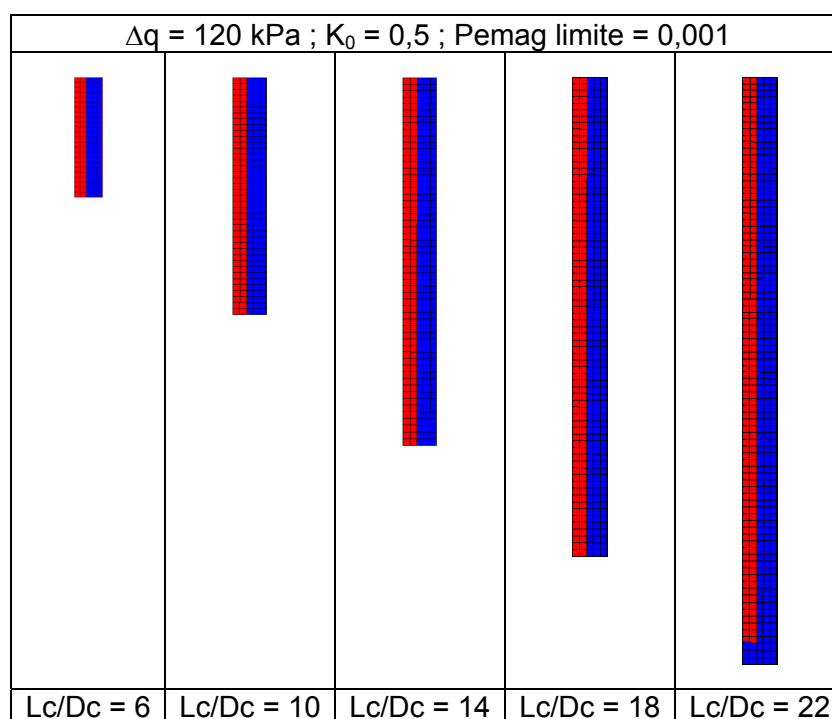
La figure 2-16 montre l'influence du rapport  $L/D_c$  sur le facteur d'amélioration  $\beta$ .



**Figure 2-16 – Influence du rapport d'amélioration  $\beta$  en fonction du rapport  $L/D_c$**

On constate pour un même chargement  $\Delta q = 120$  kPa que le facteur  $\beta$  augmente avec la longueur de la colonne,  $\beta$  varie de 1,6 pour  $L/D_c = 4$  à 2,11 pour  $L/D_c = 24$ .

La figure 2-17 permet de se rendre compte du niveau de plastification de la colonne suivant le rapport  $L/D_c$ .



**Figure 2-17 – Mise en plasticité de la colonne en fonction du rapport  $L_c/D_c$**

A ce niveau de chargement, même pour un rapport  $L/D_c$  élevé (de l'ordre de 20), la colonne est plastifiée sur toute sa hauteur et le facteur d'amélioration  $\beta$  est meilleur que pour une colonne de faible hauteur (rapport  $L/D_c$  faible). On explique ce phénomène par le fait qu'avec la profondeur l'étreinte latérale mobilisable augmente et ainsi, même plastifiée, la colonne est donc capable de reprendre d'avantage de charge.

#### Influence du coefficient $K_0$

Dans la mesure où la performance d'une colonne ballastée dépend de l'étreinte latérale pouvant être mobilisée, il est intéressant d'observer l'évolution des paramètres  $\beta$  et  $n$  en fonction de celle-ci. Pour cela, il a été choisi de faire intervenir le coefficient de poussée des terres au repos  $K_0$  défini de la façon suivante :  $\sigma_{h,0} = K_0 \cdot \sigma_{v,0}$

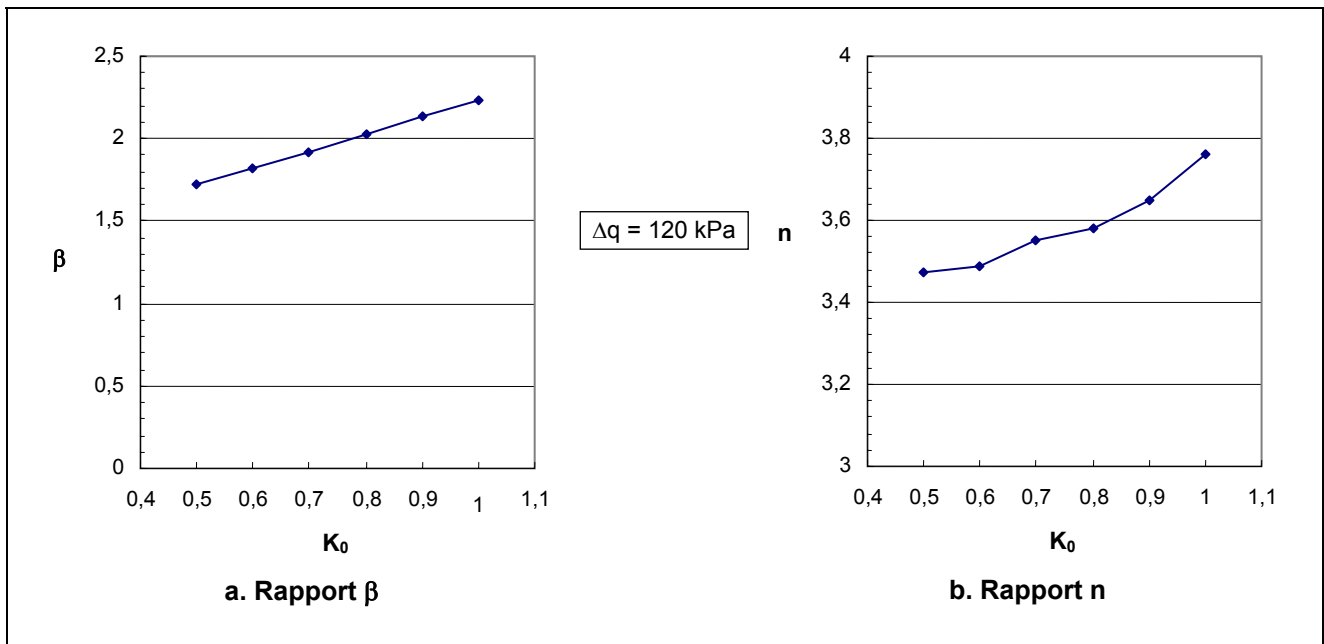


Figure 2-18 - Evolution des facteurs  $\beta$  et  $n$  en fonction du coefficient  $K_0$

Comme indiqué dans le chapitre 1, en raison des conditions d'exécution des colonnes, le coefficient  $K_0$  adopté peut varier entre 0,5 et 1.

On constate sur la figure 2-18, une augmentation sensible du facteur d'amélioration  $\beta$  avec la valeur de  $K_0$ .

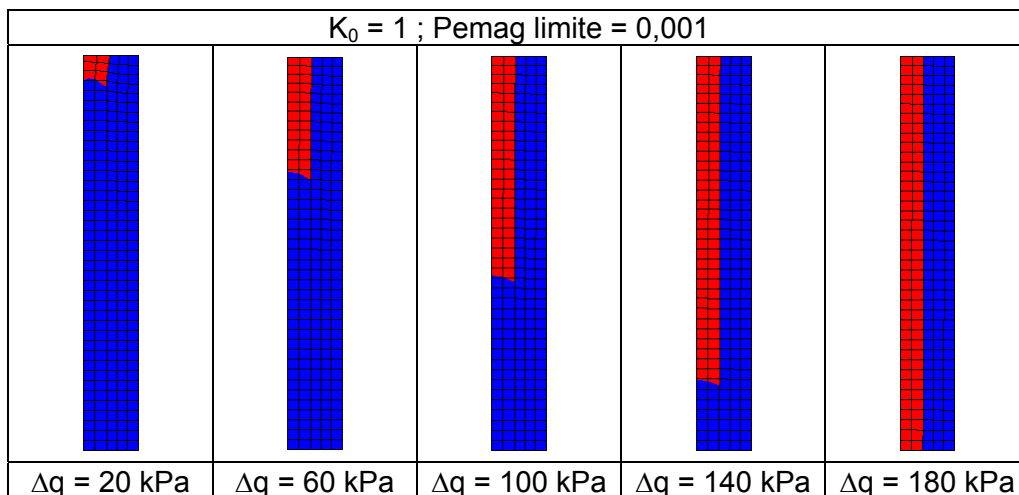


Figure 2-19 – Mise en plasticité de la colonne ( $K_0=1$ )

En comparant la figure 2-6 obtenue avec  $K_0=0,5$  et la figure 2-19 où  $K_0=1$ , on constate bien l'influence du  $K_0$  sur la mise en plasticité de la colonne.

En effet, pour un chargement  $\Delta q = 60$  kPa, la colonne est presque entièrement plastifiée avec  $K_0=0,5$  alors qu'avec  $K_0=1$  un tiers seulement de la colonne se trouve plastifié.

La prise en compte d'un coefficient  $K_0$  élevé entraîne donc un meilleur comportement de la colonne. La difficulté repose évidemment sur la valeur à retenir pour ce paramètre suivant que l'on considère que la réalisation de la colonne améliore ou non l'étreinte latérale in situ.

Sur la figure 2-18b, on constate que la prise en compte d'une valeur élevée pour le coefficient  $K_0$  entraîne une augmentation du facteur de concentration de contrainte et donc un report de charge sur la colonne.

### 2.2.4 Etude paramétrique

Les calculs précédents ont été menés sur le modèle de calcul dont la géométrie a été définie au paragraphe 2.2.1. Afin d'obtenir d'avantage d'informations sur la performance de la colonne ballastée, des calculs complémentaires ont été réalisés pour différents taux de substitution (rapport  $A/A_c$ ). Les géométries retenues sont présentées sur la figure 2-20, la hauteur de la colonne est maintenue égale à 8 m et le rapport  $A/A_c$  varie de 1,5 à 10 par pas de 0,5. En pratique, le traitement s'effectue pour des rapports  $A/A_c$  compris entre 4 et 10.







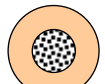
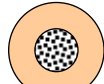
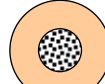

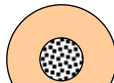
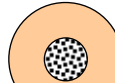
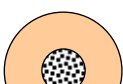





		
$A/A_c = 1,5$ ; $De = 0,980$ m	$A/A_c = 2$ ; $De = 1,131$ m	$A/A_c = 2,5$ ; $De = 1,265$ m
		
$A/A_c = 3$ ; $De = 1,386$ m	$A/A_c = 3,5$ ; $De = 1,497$ m	$A/A_c = 4$ ; $De = 1,600$ m
		
$A/A_c = 4,5$ ; $De = 1,697$ m	$A/A_c = 5$ ; $De = 1,789$ m	$A/A_c = 5,5$ ; $De = 1,876$ m
		
$A/A_c = 6$ ; $De = 1,960$ m	$A/A_c = 6,5$ ; $De = 2,040$ m	$A/A_c = 7$ ; $De = 2,117$ m
		
$A/A_c = 7,5$ ; $De = 2,191$ m	$A/A_c = 8$ ; $De = 2,263$ m	$A/A_c = 8,5$ ; $De = 2,332$ m
		
$A/A_c = 9$ ; $De = 2,400$ m	$A/A_c = 9,5$ ; $De = 2,466$ m	$A/A_c = 10$ ; $De = 2,530$ m

Figure 2-20 - Représentation des rapports  $A/A_c$  adoptés

Quatre valeurs ont été adoptées pour le rapport des modules de déformation;  $E_c/E_s = 5, 10, 20$  et  $40$ . Pour chaque rapport  $A/A_c$  et  $E_c/E_s$ , les calculs ont été effectués avec un chargement  $\Delta q$  variant de  $20$  à  $200$  kPa par pas de  $20$  kPa.



Il est alors possible de tracer l'évolution de  $\beta$  (figure 2-21) puis de  $n$  (figure 2-22) en fonction du rapport  $A/A_c$  et du chargement  $\Delta q$  pour un rapport  $E_c/E_s$  donné. Chaque résultat peut alors être comparé à la solution "élastique" (sol et colonne élastiques).

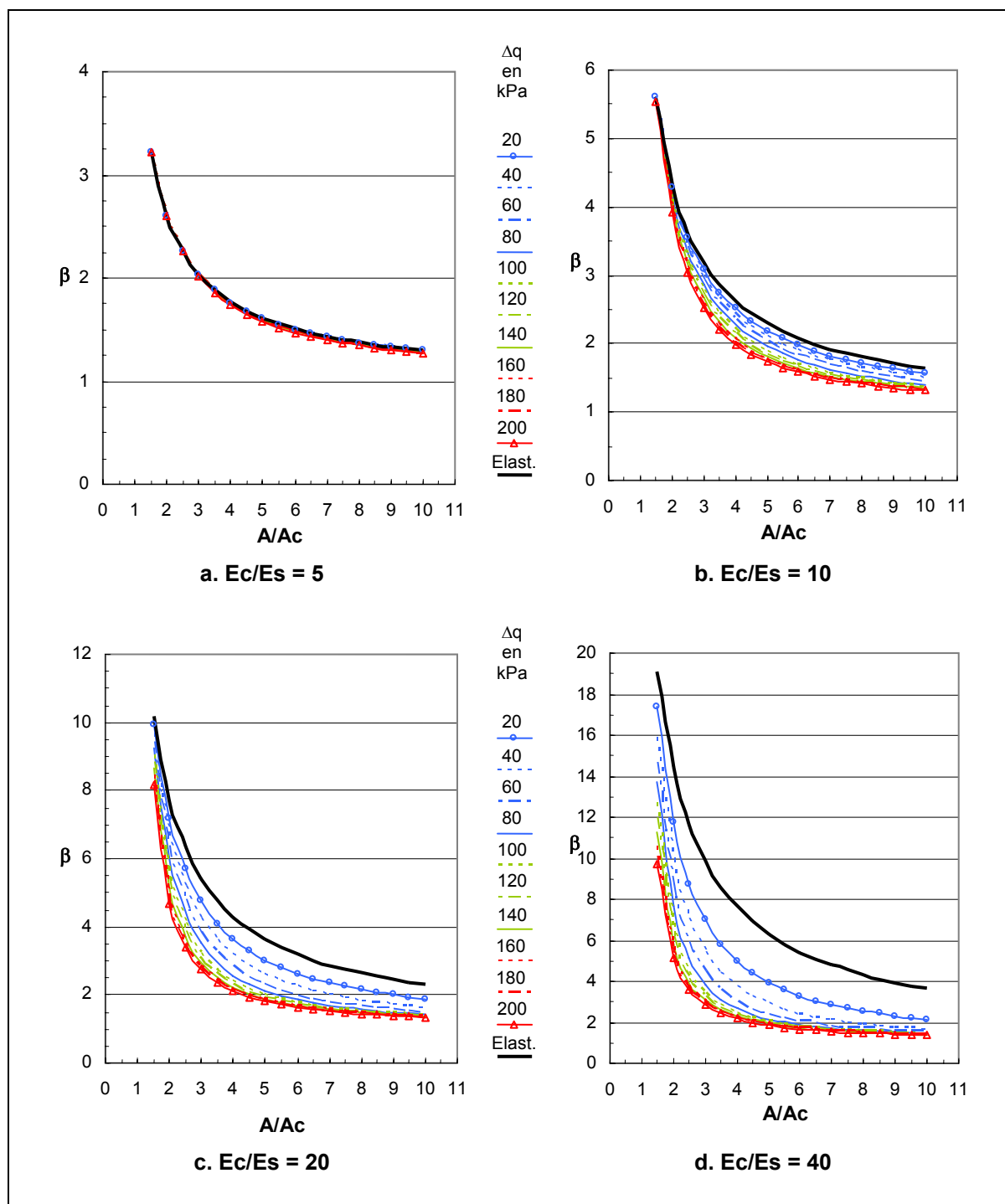


Figure 2-21 – Evolution de  $\beta$  en fonction des rapports  $A/A_c$ ,  $E_c/E_s$  et du chargement  $\Delta q$

On constate sur la figure 2-20a que pour le faible rapport  $E_c/E_s = 5$  le chargement n'influe pas sur la valeur de  $\beta$  et que les résultats sont très proches de la solution élastique. La colonne n'étant que très peu plastifiée dans ce cas.

Pour des valeurs plus élevées du rapport  $E_c/E_s$  (figure 2-21b à Figure 2-21d), le niveau de chargement influence sensiblement la valeur de  $\beta$ . Ceci est lié à la mise en plasticité progressive

de la colonne, celle-ci s'effectuant d'autant plus rapidement que le rapport  $E_c/E_s$  est élevé. Lorsque la colonne est entièrement plastifiée, la valeur de  $\beta$  évolue alors peu avec le chargement.

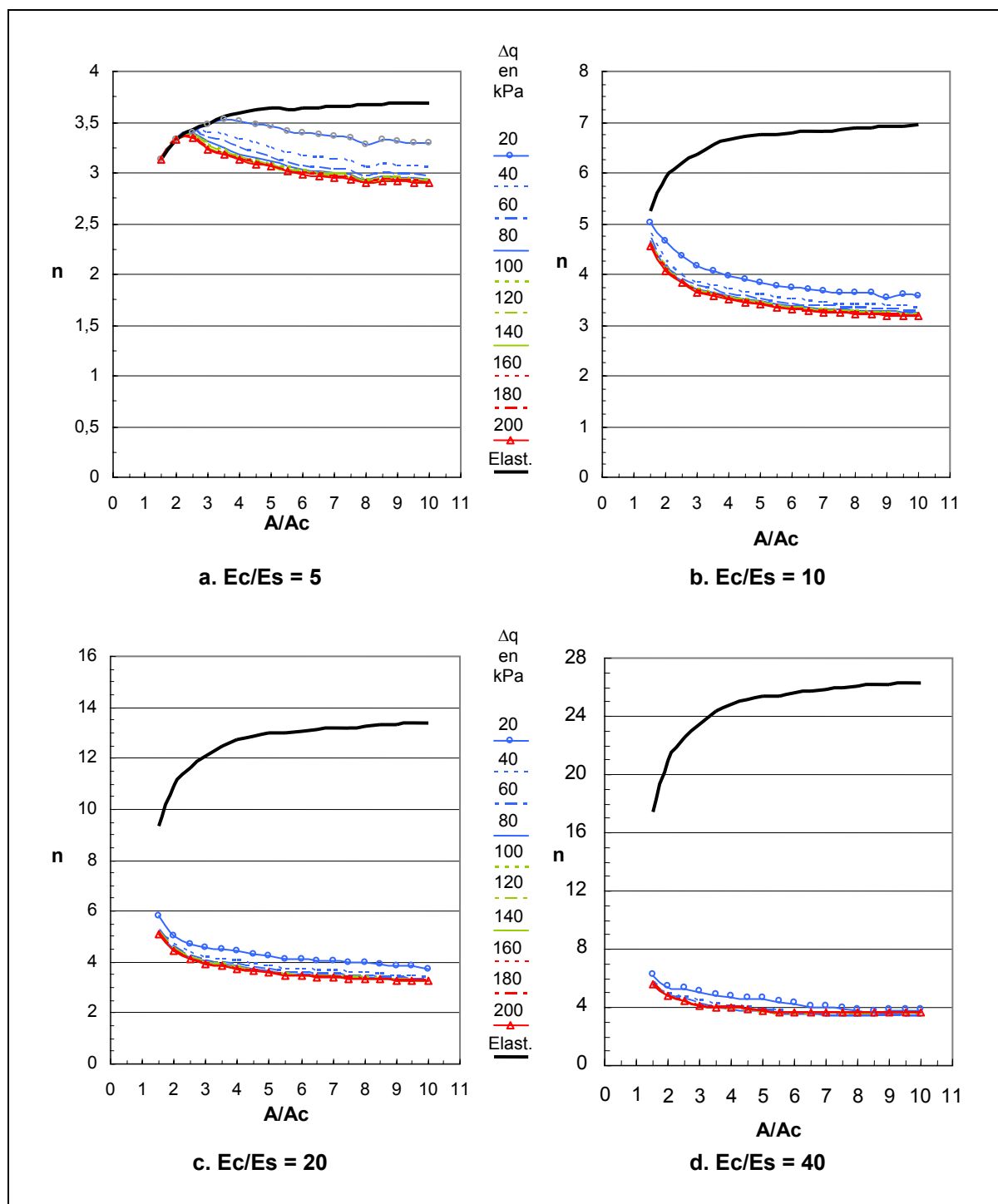


Figure 2-22 – Evolution de  $n$  en fonction des rapports  $A/A_c$ ,  $E_c/E_s$  et du chargement  $\Delta q$

Concernant le rapport de concentration de contraintes  $n$ , on peut remarquer que les résultats s'éloignent très rapidement de la solution élastique. Même pour un rapport  $E_c/E_s$  peu élevé (figure 2-22a;  $E_c/E_s = 5$ ), ce phénomène s'observe à partir de  $A/A_c = 2,5$ .

L'influence du chargement est assez peu sensible vis-à-vis de la valeur de  $n$ , sauf pour de faibles valeurs de  $\Delta q$ . Ceci s'explique par le fait que la colonne se plastifie d'abord en tête.

Ces remarques sont confirmées pour des rapports  $E_c/E_s$  plus élevées (figure 2-22b à figure 2-22d). La solution élastique n'est alors plus adaptée entraînant alors une concentration de contrainte très importante sur la colonne.

Réalisée pour un cas donné, ces courbes permettent d'obtenir rapidement à partir du taux de substitution  $A/A_c$ , du rapport  $E_c/E_s$  et du niveau de chargement  $\Delta q$  les valeurs de  $\beta$  et de  $n$ . Celles-ci pourraient constituer la base de réflexion pour la constitution d'abaques de dimensionnement pour les réseaux de colonnes ballastées. Cependant, leur constitution par l'intermédiaire des éléments finis est longue et fastidieuse et il semble donc nécessaire pour les cas courants de s'appuyer sur une méthode de dimensionnement analytique fiable.

### **2.2.5 Conclusion sur l'étude par éléments finis**

Compte tenu de la mise en plasticité progressive de la colonne, le chargement influence la valeur du coefficient d'amélioration  $\beta$  qui diminue lorsque le chargement augmente. Lorsque la colonne est entièrement plastifiée la valeur semble se stabiliser.

Le chargement n'a quasiment pas d'influence sur la valeur de  $n$  dans la mesure où la colonne se plastifie très rapidement en tête.

Avec le chargement, l'étreinte latérale augmente de manière plus importante en tête qu'en pied de la colonne.

Concernant l'augmentation de la contrainte verticale dans la colonne, c'est en pied de colonne que celle-ci est la plus importante. C'est le phénomène inverse qui se produit pour l'augmentation de contrainte verticale dans le sol ambiant.

Le rapport de concentration de contrainte  $n$  augmente avec la profondeur traduisant ainsi un report de charge plus important en pied de la colonne.

Il est clair qu'une valeur élevée de l'angle de frottement  $\varphi_c$  du matériau ballast a un effet bénéfique sur le traitement (valeur de  $\beta$  plus élevée). Cela provoque également une augmentation de rapport  $n$  et donc un report de charge plus important sur la colonne. La remarque est similaire pour l'angle de dilatance  $\psi_c$ .

Pour des valeurs du rapport des modules d'élasticité  $E_c/E_s$  ne dépassant pas 10, la solution élastique peut fournir une première approche convenable. Au-delà, la solution élastique s'éloigne très rapidement des modèles prenant en compte la plasticité du ballast.

Le coefficient  $K_0$  a une influence sensible sur la valeur de  $\beta$ . Une valeur élevée de  $K_0$  génère une meilleure étreinte latérale de la colonne et donc un traitement plus efficace. La difficulté vient donc de l'estimation de l'étreinte latérale appliquée après la construction de la colonne.

## 2.3 Etude analytique

Cette partie reprend le modèle défini précédemment en 2.2.1.

L'objectif est de comparer les résultats d'une modélisation par éléments finis avec ceux obtenus par les méthodes présentées dans le chapitre d'analyse bibliographique (Priebe, Ghionna & Jamiolkowski, Goughnour & Bayuk).

Les paramètres essentiels pour le calcul sont le chargement  $\Delta q$ , les rapports  $E_c/E_s$ ,  $A/A_c$ ,  $L/D_c$  et l'angle de frottement  $\varphi_c$ .

Pour chaque méthode analytique, la cellule composite a été divisée en 5 sous-couches fictives d'épaisseur 1,60 m.

Les données utilisées sont rappelées brièvement sur la figure 2-23.

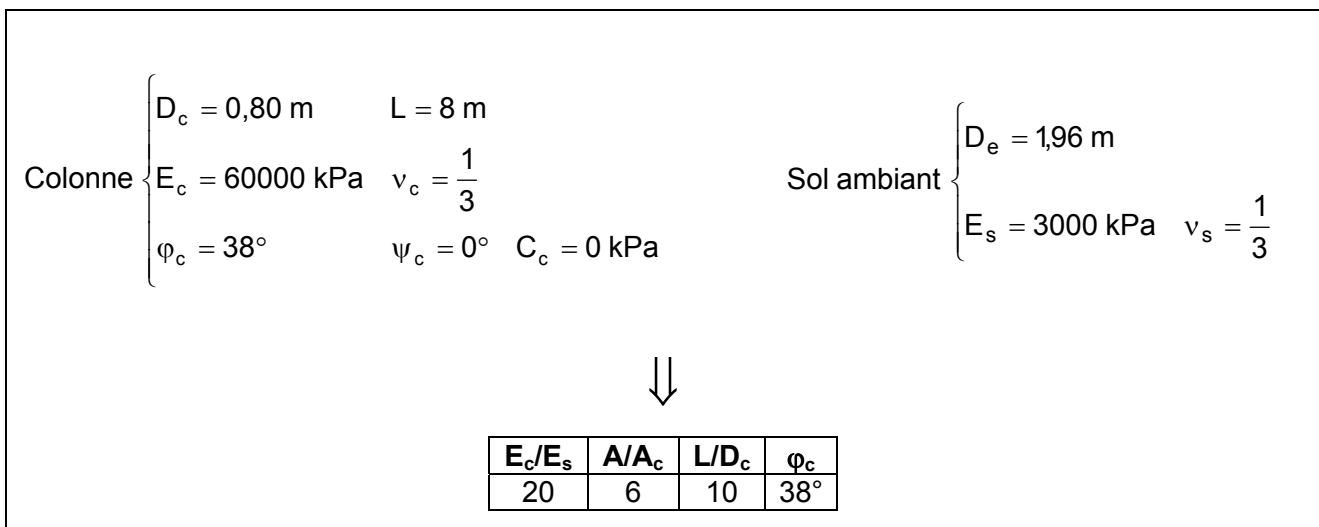


Figure 2-23 – Rappel des paramètres utilisés

### 2.3.1 Efficacité du traitement

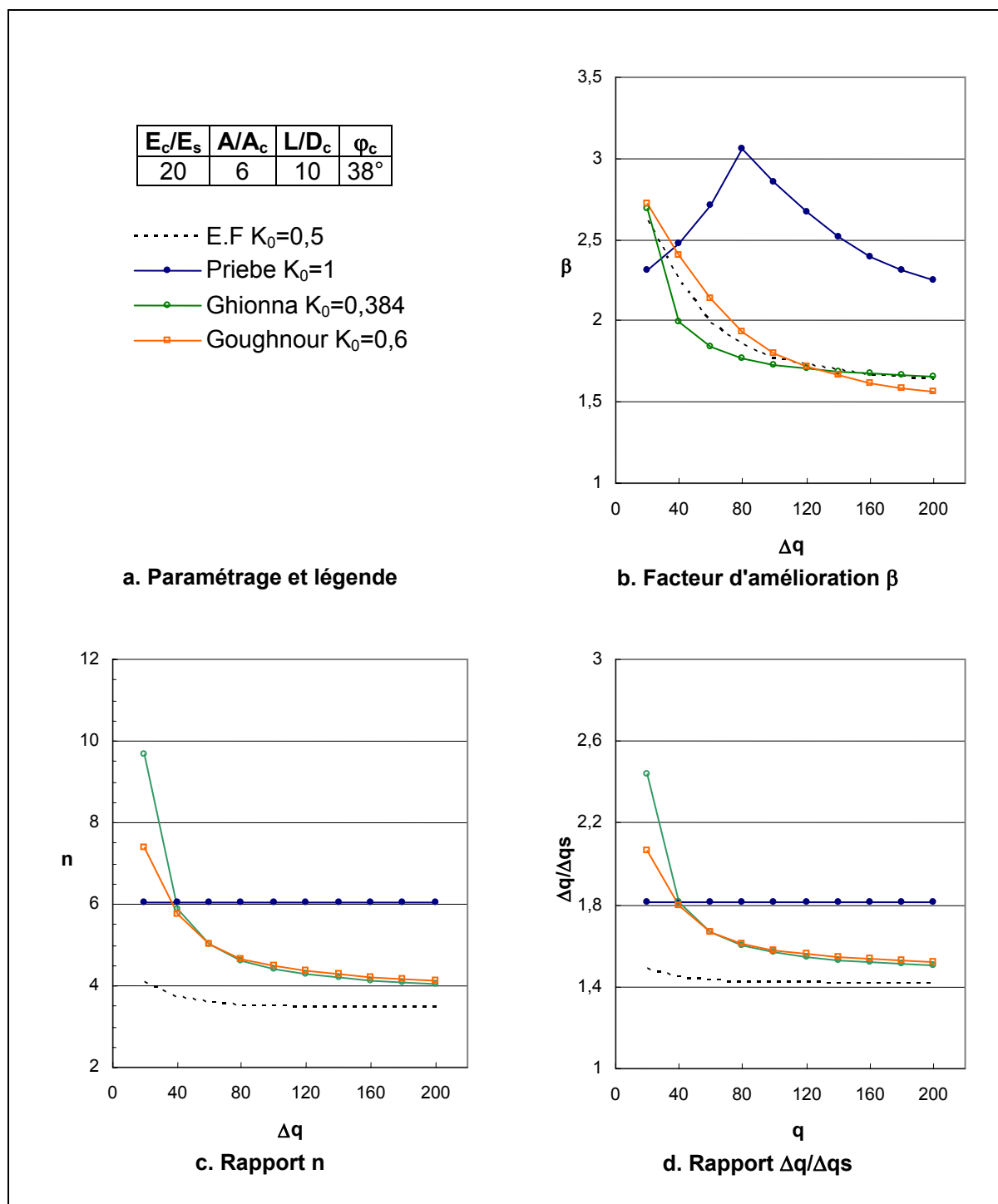
L'efficacité du traitement peut être observée sur la figure 2-24 qui présente les évolutions du facteur d'amélioration  $\beta$  ( $s_{na}/s_a$ ), du rapport  $n$  ( $\Delta q_c/\Delta q_s$ ) et du rapport  $\Delta q/\Delta q_s$  en fonction du chargement  $\Delta q$ .

Pour le facteur d'amélioration  $\beta$  (figure 2-24b), on constate que les différentes méthodes donnent des résultats assez proches excepté pour la méthode de Priebe. En effet, les valeurs obtenues sont plus élevées et ne suivent pas la même évolution que les autres méthodes pour un sol légèrement chargé ( $\Delta q \leq 80$  kPa).

Ces résultats plus favorables obtenus par la méthode de Priebe s'expliquent par la prise en compte d'une valeur élevée pour le paramètre  $K_0$  comme indiqué sur la figure 2-24.

La différence de comportement observée pour  $\Delta q \leq 80$  kPa vient de la prise en compte du facteur de profondeur  $f_d$  qui ne semble plus adapté lorsque la colonne se trouve partiellement plastifiée.

A remarquer que les valeurs des rapports  $\Delta q_c/\Delta q_s$  et  $\Delta q/\Delta q_s$  obtenues en suivant la méthode de Priebe sont également plus élevées que pour les autres méthodes et ne dépendent pas de la charge  $\Delta q$  appliquées.



**Figure 2-24 – Efficacité du traitement – Facteur d'amélioration  $\beta$ , rapport  $n$  et rapport  $\Delta q/\Delta q_s$**

Les méthodes de Ghionna et de Goughnour s'accordent bien sur les rapports  $\Delta q_c/\Delta q_s$  et  $\Delta q/\Delta q_s$  et suivent la même évolution.

Les valeurs sont cependant légèrement supérieures à celles obtenues par éléments finis. Ceci s'explique par le fait que dans le cas des méthodes analytiques, les valeurs représentatives sont extraites à mi-épaisseur de chaque sous-couche.

### 2.3.2 Etat de plastification de la colonne

Priebe considère que la colonne est entièrement plastifiée, il est donc intéressant d'observer le niveau de plastification de la colonne pour les autres méthodes en fonction du chargement appliqué.

Sur l'ensemble des courbes de la figure 2-25, représentant le facteur d'amélioration  $\beta$  en fonction du chargement  $\Delta q$ , est indiqué de manière symbolique le niveau de plastification de la colonne pour chaque point de calcul jusqu'à plastification complète de la colonne. On définit ainsi 5 niveaux de plastification fonction du nombre de couches prises en compte pour le calcul.

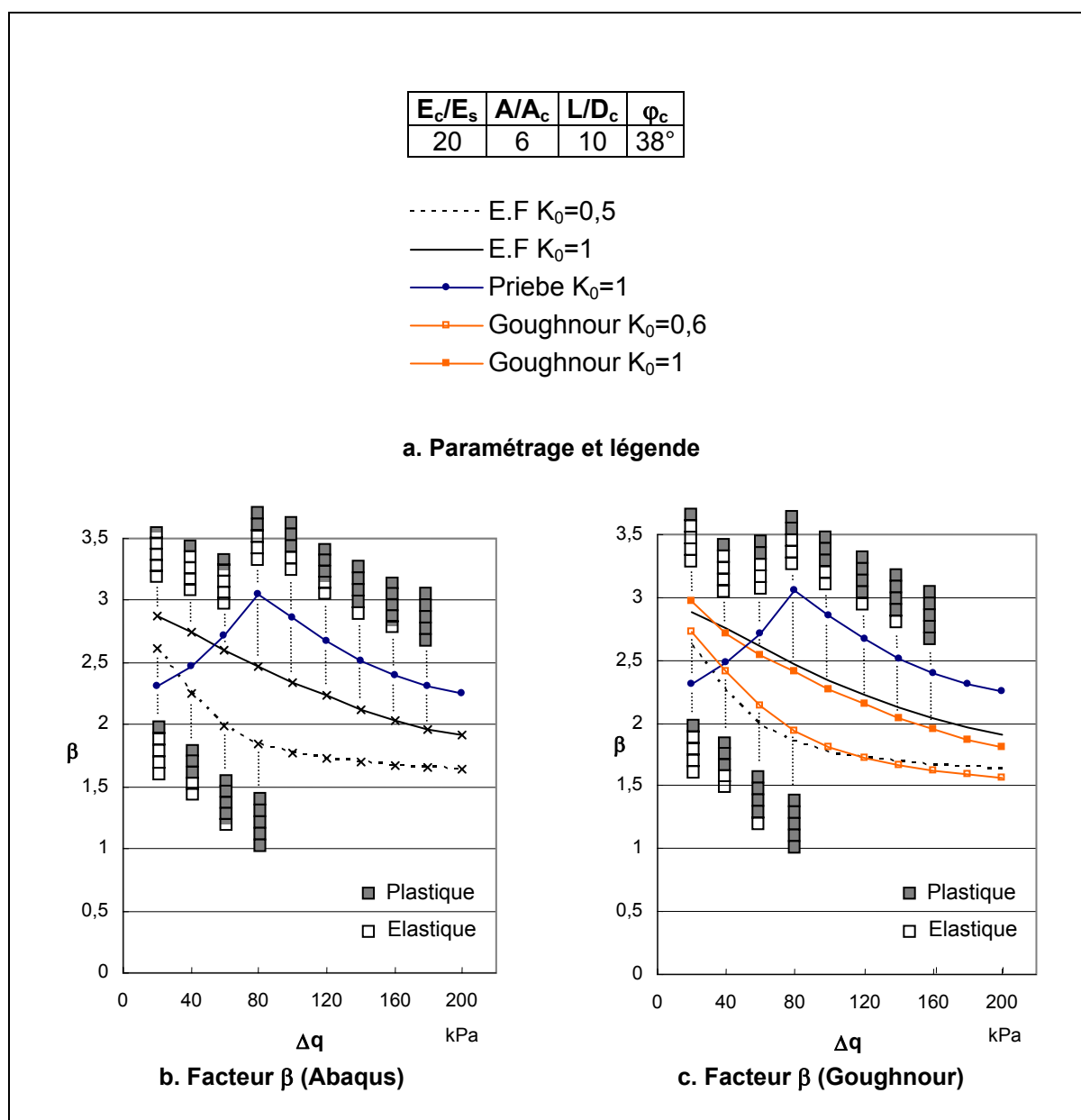


Figure 2-25 – Etat de plastification de la colonne

Afin de compléter la comparaison, les calculs ont été repris avec  $K_0 = 1$  pour la méthode de Goughnour et l'approche par éléments finis.

Les résultats issus de la méthode de Ghionna ne sont pas représentés car la colonne est par hypothèse considérée comme plastifiée dans son ensemble.

De manière générale, on retrouve le phénomène suivant : la colonne commence par se plastifier rapidement en tête en raison d'un confinement latéral faible et plastifie en profondeur avec l'augmentation du chargement.

Pour la méthode de Goughnour (figure 2-25 c), lorsque  $K_0=0,6$  la colonne est entièrement plastifiée pour  $\Delta q = 80$  kPa alors que ce phénomène se produit pour  $\Delta q = 160$  kPa lorsque  $K_0=1$ .

Enfin le calcul par éléments finis mené avec Abaqus (figure 2-25 b) permet de retenir les valeurs suivantes pour une colonne entièrement plastifiée :  $\Delta q = 80$  kPa avec  $K_0 = 0,5$  et  $\Delta q$  entre 160 et 180 kPa avec  $K_0=1$ .

On constate donc une assez bonne cohérence de ces méthodes pour la détermination de l'état de plastification de la colonne.

On remarque une très bonne corrélation de la méthode de Goughnour vis-à-vis des résultats obtenus par éléments finis et ceci pour les différentes valeurs adoptées pour  $K_0$ .

On retrouve bien au travers de ces résultats l'influence sensible du paramètre  $K_0$  vis-à-vis du facteur d'amélioration  $\beta$ . En effet, une valeur élevée de  $K_0$  influence favorablement l'efficacité du traitement et la valeur de  $\beta$  s'en trouve augmentée. Le chargement nécessaire pour plastifier entièrement la colonne peut d'ailleurs varier du simple au double.

Lorsque  $K_0 = 1$  et pour un niveau de charge entraînant une plastification complète de la colonne, on peut remarquer la même évolution des courbes pour les différentes méthodes. Cependant, pour ce modèle, la valeur de  $\beta$  obtenue par la méthode Priebe reste plus élevée.

Pour un niveau de charge tel que la colonne n'est que partiellement plastifiée (faible charge), la méthode de Priebe ne semble pas adaptée. En effet les valeurs de  $\beta$  obtenues ne suivent pas la même évolution et sont globalement inférieures à celles issues des autres méthodes.

### 2.3.3 Evolution des contraintes verticales suivant la profondeur

La figure 2-26 rassemble les courbes permettant de mieux appréhender l'évolution des contraintes verticales en fonction de la profondeur pour un chargement donné ( $\Delta q = 120$  kPa). Ce type de présentation permet d'évaluer les différentes méthodes autrement que par l'intermédiaire des seuls paramètres  $\beta$  et  $n$ .

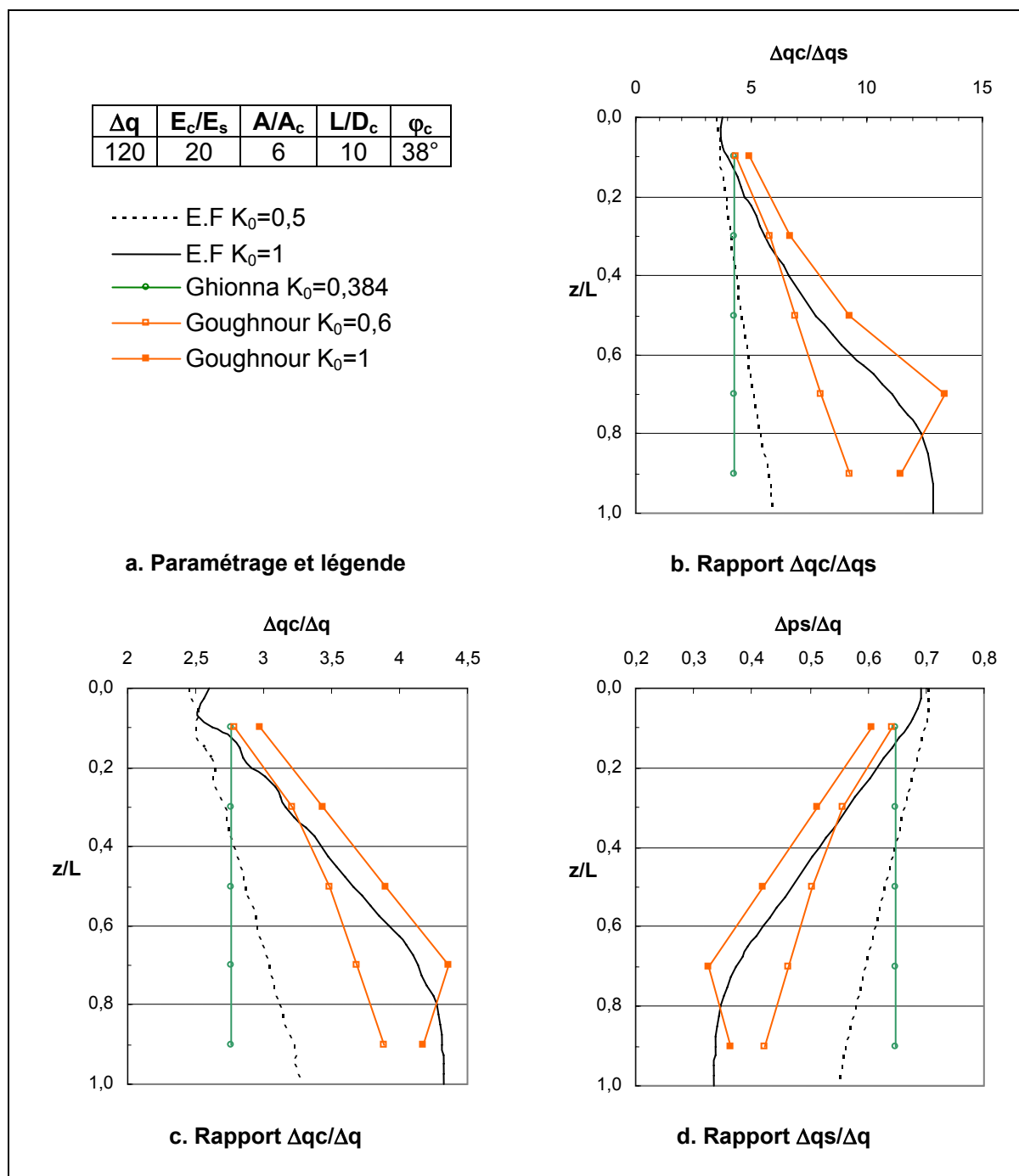
Le chargement particulier  $\Delta q = 120$  kPa a été choisi compte tenu du fait qu'il constitue un niveau intermédiaire. En effet, lorsque  $K_0=0,5$  ou  $0,6$  la colonne est plastifiée sur toute sa hauteur et lorsque  $K_0=1$ , la colonne n'est encore que partiellement plastifiée (entre les 3/5 et 4/5 de la colonne)

La solution de Priebe n'est pas représentée car elle ne permet pas ce type de présentation.

La courbe de la figure 2-26 b donne l'évolution du rapport  $\Delta q_c/\Delta q_s$  en fonction de la profondeur. Ce rapport permet d'évaluer l'importance du transfert de charge sur la colonne. Plus celui-ci est élevé, plus la charge transmise à la colonne est élevée et constitue en quelque sorte un "point dur".

Le rapport évolue relativement peu lorsque la colonne est entièrement plastifiée (ABAQUS), il est constant selon Ghionna. Pour les différentes méthodes, on retrouve en surface ( $z/L=0$ ) les résultats obtenus précédemment sur la figure 2-24 c.

Lorsque  $K_0=1$ , la colonne n'est pas entièrement plastifiée et ce rapport augmente alors de manière sensible avec la profondeur pour l'ensemble des méthodes. Ceci s'explique par le fait que la colonne, encore dans un état élastique en pied, est capable de reprendre davantage de charge.



**Figure 2-26 – Evolution des contraintes verticales suivant la profondeur**

La courbe de la figure 2-26c traduit l'évolution  $\Delta q_c$  de la contrainte verticale dans la colonne en fonction de la profondeur.

De manière générale, sauf pour la méthode de Ghionna où le rapport  $\Delta q_c/\Delta q$  est constant, on constate que l'augmentation de contrainte verticale dans la colonne est plus importante en pied qu'en tête. Ceci s'explique là encore par un confinement plus important en pied et donc une capacité plus élevée de reprendre les efforts.



Sur la figure 2-26 d, on constate le phénomène inverse pour l'évolution  $\Delta q_s$  de la contrainte verticale dans le sol en fonction de la profondeur. Si le rapport  $\Delta q_s/\Delta q$  issu de Ghionna reste constant, l'augmentation de la contrainte verticale dans le sol est plus importante en surface qu'en profondeur.

### 2.3.4 Evolution de l'étreinte latérale suivant la profondeur

Comme on a pu le voir, l'étreinte latérale joue un rôle important dans le comportement de la colonne ballastée. La figure 2-27 présente l'évolution  $\Delta p$  de cette pression de confinement en fonction de la profondeur.

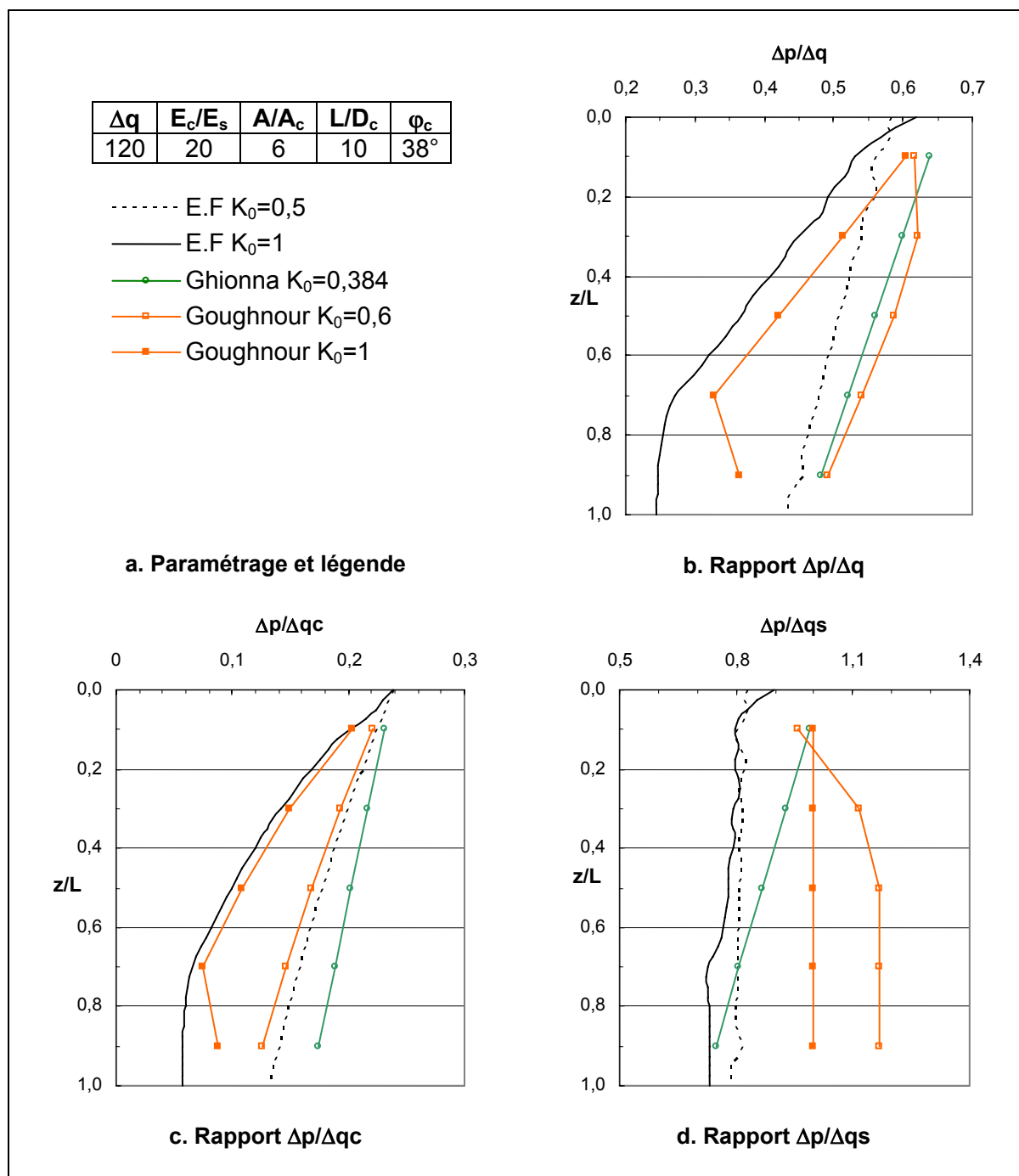


Figure 2-27 – Evolution de l'étreinte latérale suivant la profondeur

Sur la figure 2-27 b, on remarque que l'augmentation  $\Delta p$  de l'étreinte latérale est plus importante en tête de colonne. Celle-ci diminue progressivement avec la profondeur sauf dans la partie élastique de la colonne (pied de colonne pour  $K_0 = 1$ ) où la valeur semble rester constante.

L'évolution du rapport  $\Delta p/\Delta q_c$  est donnée par la figure 2-27c et l'on retrouve pour l'ensemble des méthodes la même allure que le rapport  $\Delta p/\Delta q$ .

Les courbes de la figure 2-27 d apportent quant à elles une information intéressante. En effet, si pour la méthode de Ghionna, le rapport  $\Delta p/\Delta q_s$  varie linéairement de 0,99 à 0,75 avec la profondeur, pour les autres méthodes, celui-ci semble passer progressivement d'une valeur dite "plastique" à une valeur dite "élastique" à la profondeur où la colonne n'est pas encore plastifiée.

On peut noter que le rapport  $\Delta p/\Delta q_s$  varie de 0,81 à 0,73 pour Abaqus.

Par contre les courbes illustrant l'approche de Goughnour ne présentent pas la même évolution et le rapport  $\Delta p/\Delta q_s$  varie de 1 à 1,17.

### 2.3.5 Evolution du rapport $p/q_c$ suivant la profondeur

La figure 2-28 permet de visualiser l'évolution du rapport de l'étreinte latérale finale ( $p_0 + \Delta p$ ) sur la contrainte verticale  $q_c$  dans la colonne ( $q_{c,0} + \Delta q_c$ ).

Dans les zones plastifiées de la colonne, toutes les méthodes convergent vers la valeur théorique définie par  $\tan^2(\pi/4 - \varphi_c/2) = 0,238$ .

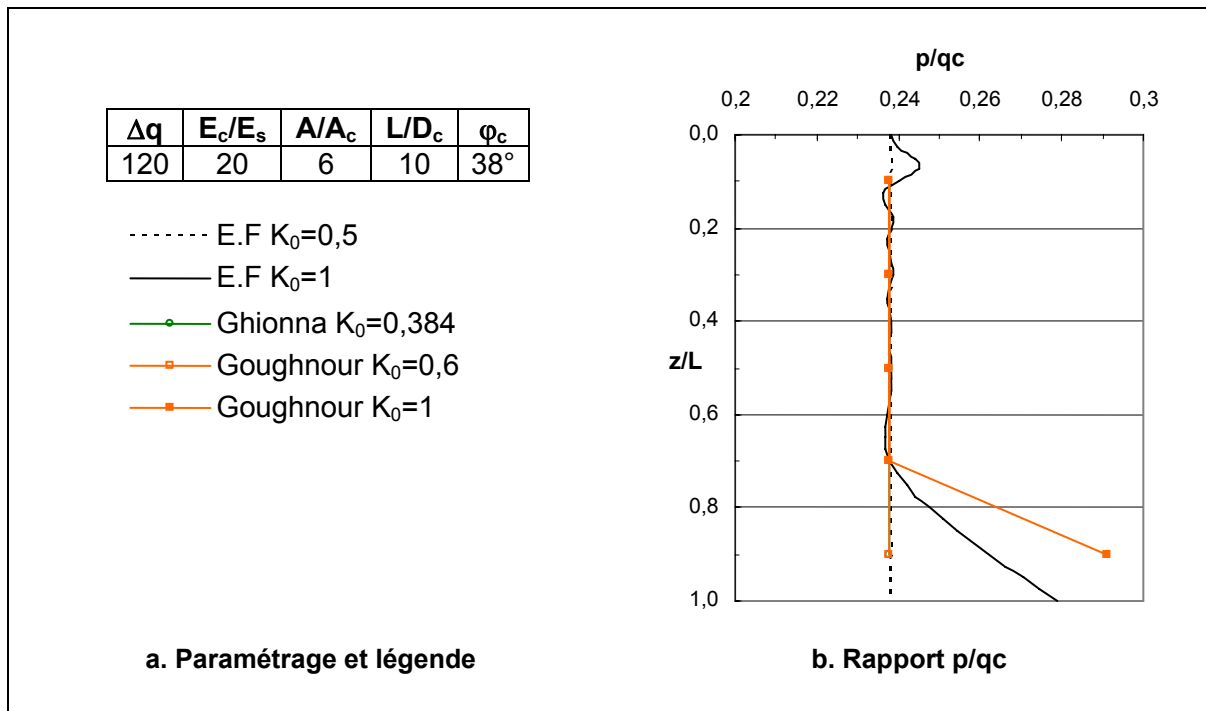
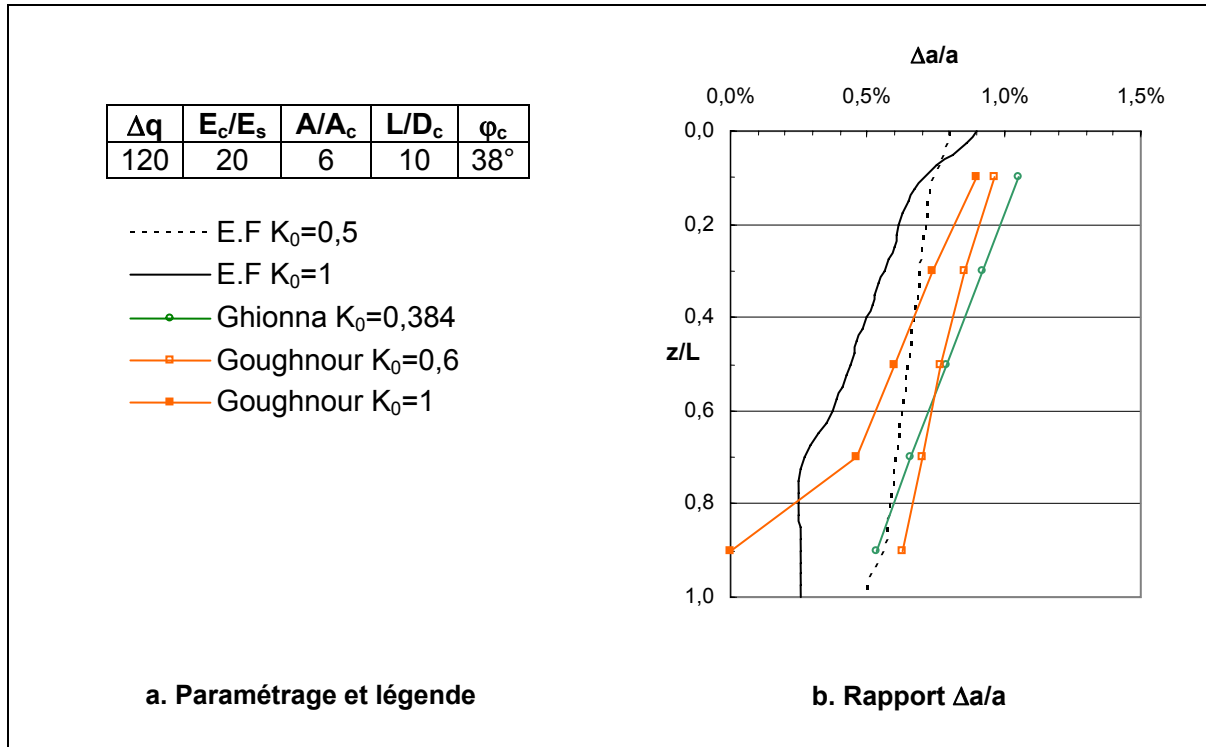


Figure 2-28 – Evolution du rapport  $p/q_c$  suivant la profondeur

Pour  $K_0=1$ , la colonne est encore dans le domaine élastique pour  $0,8 \leq z/L_c \leq 1$ .

### 2.3.6 Evolution de la déformation radiale à l'interface "sol-colonne" suivant la profondeur

La figure 1-29 présente l'évolution de la déformation radiale  $\Delta a/a$  en fonction de la profondeur pour les différentes méthodes et pour les différentes valeurs de  $K_0$  adoptées.



**Figure 2-29 – Evolution de la déformation radiale suivant la profondeur**

Quelque soit la méthode, on constate que la déformation est plus importante en tête qu'en pied de colonne.

Pour  $K_0=0,5$  et suivant les méthodes, celle-ci se situe entre 0,7 et 1% pour  $z/L=0,1$  (1,1% pour Ghionna) et se situe entre 0,6 et 0,7% pour  $z/L=0,9$  (0,5% pour Ghionna).

Pour  $K_0 = 1$ , la déformation radiale se situe entre 0,7 à 0,9% pour  $z/L=0,1$  et entre 0 et 0,3% pour  $z/L=0,9$ .

### 2.3.7 Conclusion sur l'étude analytique

De manière générale, on peut constater que les résultats ne sont pas indépendants du chargement, sauf pour le facteur  $n$  et le rapport  $\Delta q/\Delta q_s$  dans le cas de la méthode de Priebe.

Il y a une mise en plasticité progressive de la colonne qui s'effectue de la tête jusqu'au pied avec le chargement. La méthode analytique de Goughnour donne une bonne estimation de l'état de plastification par rapport au modèle aux éléments finis

Avec la profondeur, le confinement de la colonne est plus important et la colonne est alors capable de reprendre d'avantage de charge, le rapport  $\Delta q_c/\Delta q_s$  traduisant le report de charge sur la colonne augmente donc.

L'étreinte latérale  $p$  augmente plus fortement en tête de colonne qu'en pied en raison d'une déformation radiale plus importante en tête.

Le rapport  $p/q_c$  dans les zones plastifiées est conforme à la valeur théorique introduite dans les méthodes, à savoir  $\tan^2(\pi/4 - \varphi_c/2)$ .

A noter l'influence très sensible du paramètre  $K_0$  permettant la détermination de l'état de contraintes horizontales après réalisation de la colonne. Suivant le chargement, on constate en effet une amélioration de l'efficacité du traitement (augmentation de  $\beta$ ) de l'ordre de 9 à 33% avec  $K_0 = 1$  si l'on se réfère au facteur d'amélioration  $\beta$  pour l'approche par éléments finis

Les méthodes analytiques développées par Ghionna, Goughnour présentent une alternative intéressante au calcul par éléments finis dans l'étude des réseaux de colonnes ballastées.

Pour la détermination du facteur d'amélioration  $\beta$ , ces méthodes donnent des résultats très proches de ceux obtenus par éléments finis évitant ainsi les phases de modélisation et de post-traitement demandant parfois un temps de réalisation non négligeable. Un outil de calcul basé sur ces méthodes permet donc, grâce à un temps de calcul très faible, de réaliser rapidement le dimensionnement d'un réseau.

De plus, elles donnent accès aux résultats suivant la profondeur permettant ainsi une meilleure compréhension du fonctionnement d'une colonne. Cependant, si la méthode de Goughnour s'approche davantage des résultats obtenus par éléments finis que la méthode de Ghionna, il persiste néanmoins quelques différences vis-à-vis de sa sensibilité relative au paramètre  $K_0$ .

Il a également été constaté pour ce modèle que la méthode de Priebe aboutit à un facteur d'amélioration  $\beta$  plus élevé que pour l'ensemble des autres méthodes. Dans la mesure où la démarche de Priebe s'appuie sur l'expérience de nombreux chantiers de colonnes ballastées, il semble donc intéressant de chercher comment faire évoluer les autres méthodes.

Une des pistes de réflexion porte sur la prise en compte de la réalisation des colonnes ballastées par l'intermédiaire du coefficient  $K_0$  dont la valeur est généralement prise de manière arbitraire.

## 2.4 Conclusion

Ce chapitre présente une étude comparative des méthodes de calcul relatives au modèle de la cellule composite.

L'étude numérique effectuée sur un modèle de référence a permis de mieux comprendre le comportement d'une colonne ballastée et de définir la sensibilité des paramètres intervenants dans le dimensionnement d'un réseau.

Le chargement influe sur la valeur du coefficient d'amélioration  $\beta$  en raison de la mise en plasticité progressive de la colonne. Par contre, il n'a quasiment pas d'influence sur la valeur de  $n$  dans la mesure où la colonne plastifie très rapidement en tête.

L'étreinte latérale subit une augmentation plus importante en tête de la colonne qu'en pied lors du chargement. C'est le phénomène inverse qui se produit pour l'augmentation de la contrainte verticale dans la colonne, traduisant ainsi un report de charge plus important en pied de la colonne.

Le traitement est favorisé par une valeur élevée de l'angle de frottement  $\varphi_c$  du matériau ballast. Il en va de même pour l'angle de dilatance  $\psi_c$ .

Le coefficient  $K_0$  influence sensiblement la valeur de  $\beta$ . Une valeur élevée de  $K_0$  génère une meilleure étreinte latérale de la colonne et donc un traitement plus efficace.

Pour le modèle de référence, la méthode de Priebe aboutit à un facteur d'amélioration  $\beta$  plus élevé que pour l'ensemble des méthodes analytiques. (Ghionna & Jamiolkowski, Goughnour & Bayuk)

Les comparaisons réalisées sur l'efficacité du traitement, l'état de plastification de la colonne, l'évolution des contraintes verticales et horizontales en fonction de la profondeur ont montré que

les méthodes développées par Ghionna et Goughnour peuvent présenter une alternative intéressante au calcul par éléments finis dans l'étude des réseaux de colonnes ballastées. Des différences subsistent cependant sur la prise en compte du coefficient  $K_0$ .

Il semble donc intéressant de disposer d'une méthode analytique performante pour le calcul des réseaux de colonnes ballastées. Cela peut en effet donner lieu à la réalisation d'un outil de calcul spécifique facilitant ainsi la saisie des données et permettant l'accès rapide aux informations telles que l'efficacité du traitement, le niveau de contraintes dans le système ainsi que l'état de déformation de la colonne. Les éléments ainsi obtenus pouvant ainsi apporter des points de contrôle et de comparaison pour des approches essentiellement numériques

Comme on a pu le constater, le développement d'une méthode doit tenir compte d'un paramètre sensible traduisant l'état de confinement initial de la colonne. Le paramètre adopté par abus de langage est le coefficient  $K_0$ , défini comme le coefficient des terres au repos.

Dans la suite de ce travail, fort des informations issues de cette étude, on se propose de développer une méthode analytique tenant compte de l'ensemble des paramètres déjà employés et ayant comme élément de comparaison le modèle numérique de référence présenté dans ce chapitre.

## Chapitre 3 - Développement et amélioration d'une approche analytique

### 3.1 Introduction

Les chapitres précédents ont montré que l'utilisation d'une méthode analytique peut constituer une alternative intéressante à l'approche par éléments finis.

On présente donc dans un premier temps, une méthode de calcul inspirée par l'approche de Poorooshasb et Meyerhof (1997). La cellule composite est étudiée par tronçon, la colonne pouvant être soit dans un comportement élastique, soit dans un comportement plastique. Le critère de plasticité retenu est le critère de Mohr Coulomb. Un organigramme de calcul est présenté.

On présente ensuite les résultats obtenus avec cette méthode pour le cas de référence et l'on compare ceux-ci avec ceux issus du calcul par éléments finis. Les points de comparaison concernent l'efficacité du traitement, l'état de plastification de la colonne, l'évolution des contraintes verticales et horizontales en fonction de la profondeur.

On s'intéresse à l'influence du paramètre  $K_0$  dans le cadre de cette méthode.

### 3.2 Développement de la méthode

Le développement de cette méthode s'appuie en grande partie sur les travaux de Poorooshash (1997), les modifications portent sur la loi de comportement employée, le critère de plasticité retenu et la discrétisation en sous-couches fictives de la cellule composite. Le développement complet est présenté en annexe A4. Les contraintes de traction sont définies positivement.

#### 3.2.1 Comportement élastique de la colonne sous chargement axial et étreinte latérale

L'étude d'une colonne ballastée dans le domaine élastique soumise à un chargement axial  $\Delta q_c$  et à une étreinte latérale  $\Delta p$  constante suivant la profondeur permet d'élaborer une relation définissant  $\Delta q_c$  en fonction de  $\Delta p$  et de la déformation verticale  $\varepsilon_{zz}$  ainsi qu'une relation donnant la déformation radiale de la colonne  $\varepsilon_{rr}^c$  en fonction de  $\varepsilon_{zz}$  et de  $\Delta p$ , comme indiqué sur la figure 3-1.

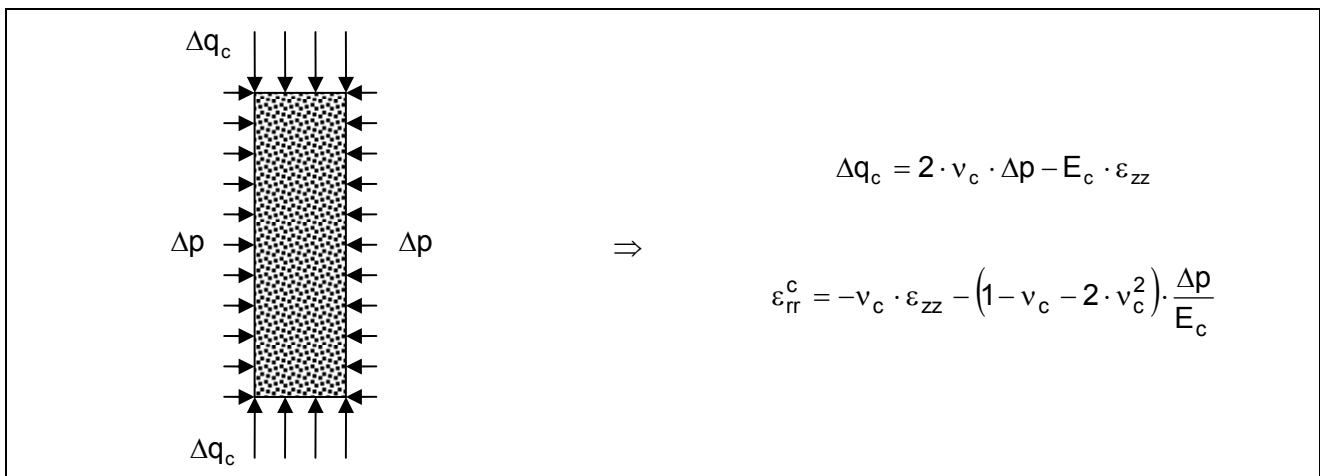


Figure 3-1 – Comportement élastique de la colonne

### 3.2.2 Comportement élastique du sol ambiant

Le sol ambiant, considéré comme élastique dans son comportement, est soumis à un chargement vertical  $\Delta q_s$  et un chargement radial  $\Delta p$  constant suivant la profondeur. En remarquant que  $\varepsilon_{rr}^c = \varepsilon_{\theta\theta}^c = \varepsilon_{\theta\theta}^s \Big|_{r=a}$ , il est possible de définir  $\Delta q_s$  en fonction de  $\varepsilon_{rr}^c$  et  $\varepsilon_{zz}$  ainsi que  $\Delta p$  en fonction de  $\Delta q_s$  et  $\varepsilon_{rr}^l$ , comme indiqué sur la figure 3-2.

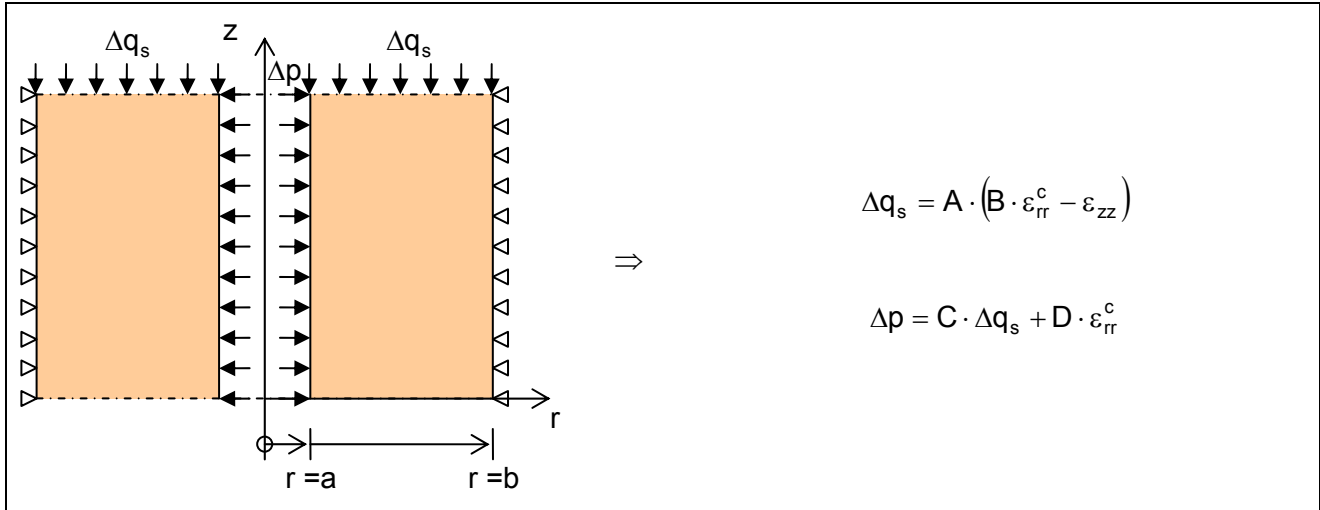


Figure 3-2 – Comportement élastique du sol ambiant

Ces relations font intervenir les constantes A, B, C et D définies dans le tableau 3-1.

$A = \frac{(1 - \nu_s) \cdot E_s}{1 - \nu_s - 2 \cdot \nu_s^2}$	$B = \frac{2 \cdot \nu_s}{(1 - \nu_s)} \cdot \frac{a^2}{b^2 - a^2}$	$C = \frac{\nu_s}{1 - \nu_s}$	$D = \frac{(1 + \nu_s) \cdot a^2 + (1 - \nu_s) \cdot b^2}{(b^2 - a^2) \cdot (1 - \nu_s^2)} \cdot E_s$
---	---	-------------------------------	---

Tableau 3-1 – Définition des constantes

### 3.2.3 Prise en compte d'une contrainte résiduelle

Afin de prendre en compte l'étreinte latérale initiale, les auteurs proposent l'utilisation d'une contrainte résiduelle (ou initiale)  $\sigma_{res}$  définie à mi-hauteur de la colonne et dont l'expression est précisée sur la figure 3-3.

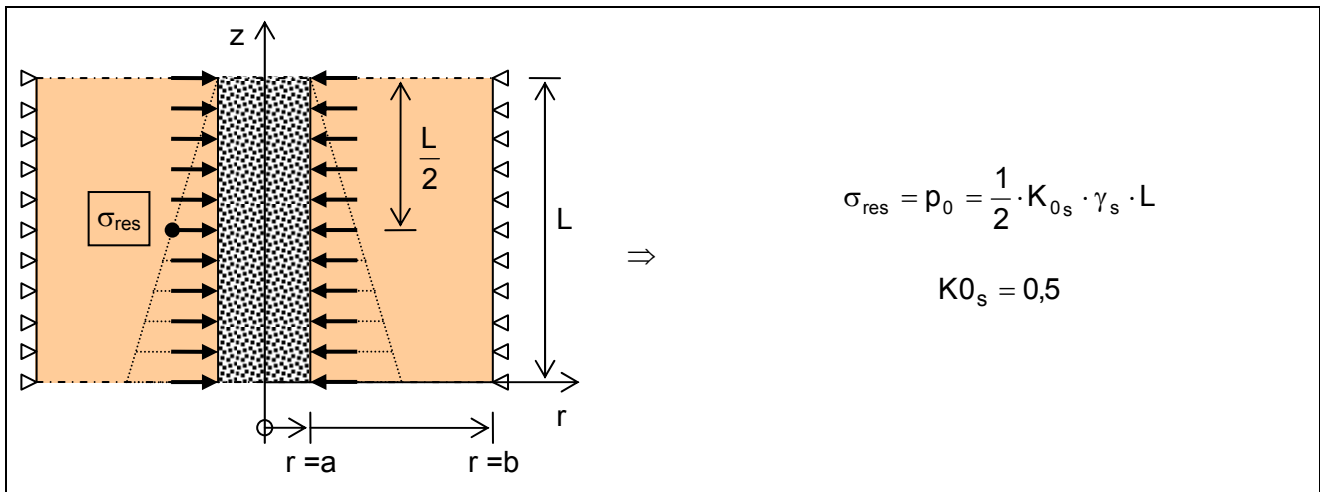


Figure 3-3 – Contrainte résiduelle

Le coefficient de poussée des terres au repos  $K_{0s}$  est pris égal à 0,5.

Cette contrainte assimilable à  $p_0$  s'ajoute à  $\Delta p$  pour obtenir l'étreinte latérale  $p$  :

$$p = p_0 + \Delta p \quad \text{Eq. 3-1}$$

Celle-ci permet ainsi de contrôler la plastification de la colonne.

### 3.2.4 Comportement plastique de la colonne

Dans leur article, les auteurs (Poorooshash, 1997) ne définissent pas de manière explicite la loi de comportement employée mais la même démarche peut être suivie avec le critère de Mohr Coulomb :

$$\begin{aligned} f &= \sigma_I - \sigma_{III} - (\sigma_I + \sigma_{III}) \cdot \sin \varphi - 2 \cdot C \cdot \cos \varphi \\ g &= \sigma_I - \sigma_{III} - (\sigma_I + \sigma_{III}) \cdot \sin \psi \end{aligned} \quad \text{Eq. 3-2}$$

Dans ce cas, si  $q_c = \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} \cdot p$  la colonne est plastifiée. Comme il n'est pas tenu compte du poids propre de la colonne,  $q_{c,0} = 0$  et donc  $q_c = \Delta q_c$ .

On peut considérer qu'à plastification de la colonne  $q_c \geq p$  et donc :

$$\sigma_I = q_c \text{ et } \sigma_{III} = p$$

La colonne plastifiée "suit" les déformations du sol ambiant, on a donc :

$$\varepsilon_V^c = \varepsilon_{rr}^c + \varepsilon_{\theta\theta}^c + \varepsilon_{zz}^c \quad \text{Eq. 3-3}$$

Comme pour la colonne  $\varepsilon_{rr}^c = \varepsilon_{\theta\theta}^c$ , il vient :

$$\varepsilon_V^c = 2 \cdot \varepsilon_{rr}^c + \varepsilon_{zz}^c \quad \text{Eq. 3-4}$$

Et :

$$\Delta \varepsilon_V^c = 2 \cdot \Delta \varepsilon_{rr}^c + \Delta \varepsilon_{zz}^c \quad \text{Eq. 3-5}$$

Il s'agit là de variations de déformations plastiques car avec une plastification pour un modèle élastique parfaitement plastique les variations de déformations élastiques sont nulles :

$$\Delta \varepsilon = \underbrace{\Delta \varepsilon^e}_{=0} + \Delta \varepsilon^P$$

Comme :

$$\Delta \varepsilon_I^P = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_I} \quad \Delta \varepsilon_{II}^P = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{II}} \quad \Delta \varepsilon_{III}^P = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{III}}$$

Il vient :

$$\frac{\Delta \varepsilon_V^c}{\Delta \varepsilon_{zz}^c} = \frac{-2 \cdot \sin \psi_c}{1 - \sin \psi_c} \quad \text{Eq. 3-6}$$

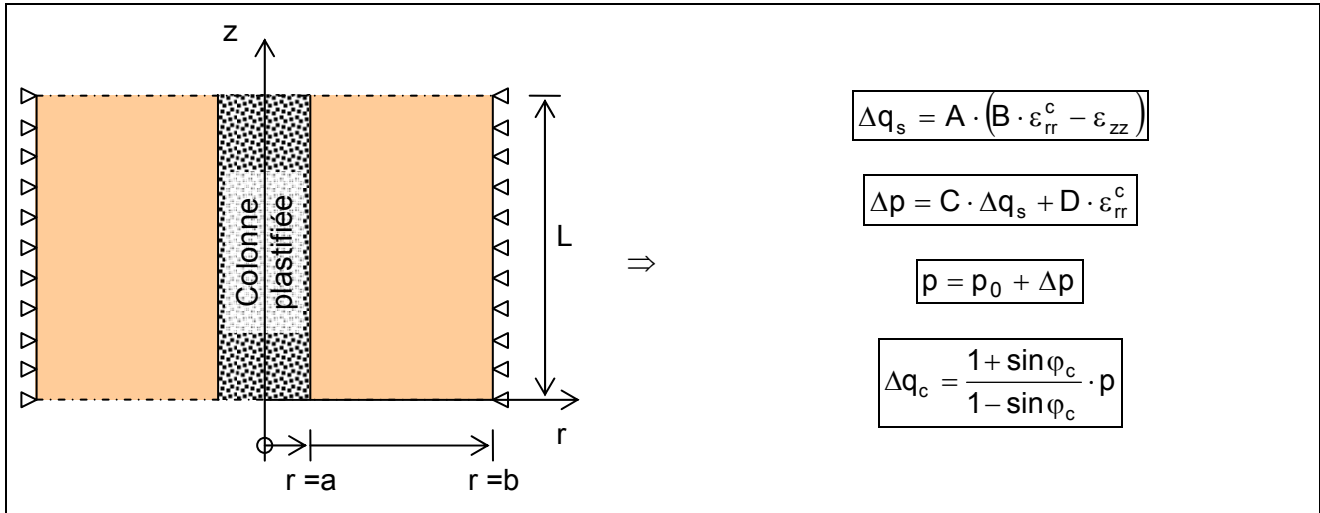


$\psi_c$  définit l'angle de dilataance du matériau constitutif de la colonne. Dans l'hypothèse  $\psi_c = 0$ , les déformations de la colonne à plastification s'effectuent donc à volume constant.

Connaissant l'évolution des déformations volumiques plastiques, il est possible de définir l'évolution de la déformation radiale plastique de la colonne.

$$\Delta \varepsilon_{rr}^c = \frac{\Delta \varepsilon_v^c - \Delta \varepsilon_{zz}^c}{2} \quad \text{Eq. 3-7}$$

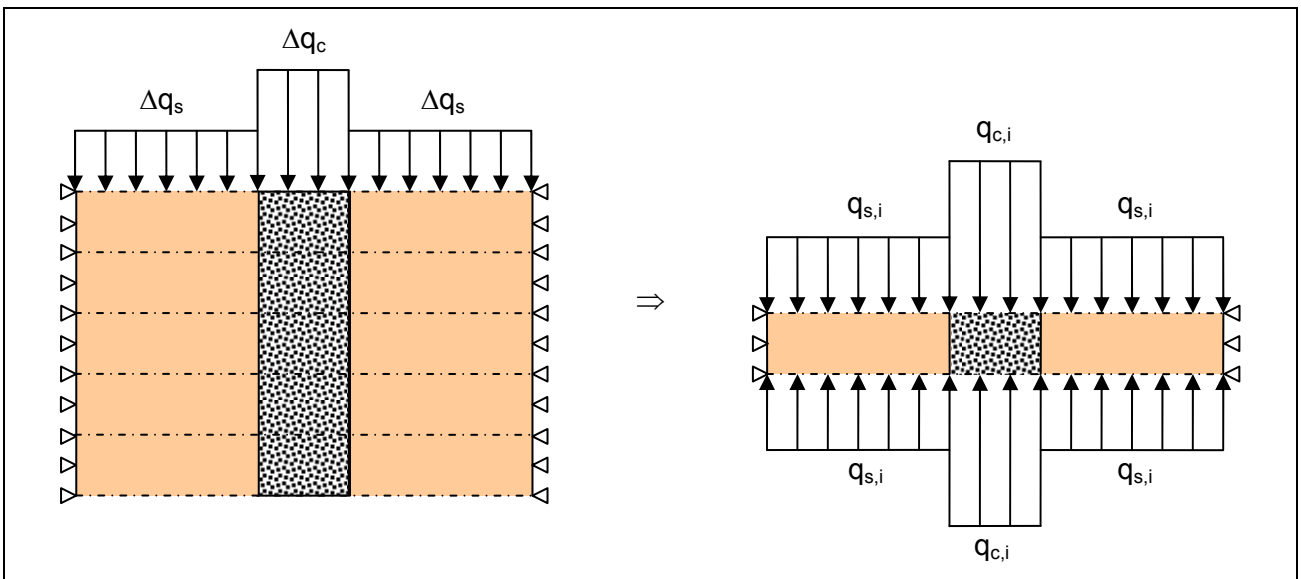
Les relations gouvernant le comportement du système lorsque la colonne est plastifiée sont précisées sur la figure 3-4.



**Figure 3-4 – Comportement du système (colonne plastifiée)**

Cette approche, basée sur l'étude d'un tronçon unique, donne des résultats qui témoignent d'une meilleure tenue de la colonne que dans les autres approches. Cela vient du fait que l'étreinte latérale prise à mi-hauteur de la colonne ne permet pas de tenir compte de la mise en plasticité rapide en tête de colonne. En effet, à ce point, l'étreinte latérale mobilisable est faible et la colonne n'est donc pas capable de reprendre un niveau de charge élevé.

L'approche par tronçons que nous proposons permet de mieux suivre la mise en plasticité de la colonne. Le principe est illustré sur la figure 3-5.



**Figure 3-5 – Discretisation du système en sous couches fictives**

### 3.2.5 Résolution du système

En raisonnant sur un processus de type incrémental avec une variation de la déformation  $\varepsilon_{zz}$  fixée ( $\Delta\varepsilon_{zz} = \Delta\varepsilon_{zz}^C = \Delta\varepsilon_{zz}^S = \text{cste}$ ), on peut écrire :

$$\frac{\Delta\varepsilon_v^c}{\Delta\varepsilon_{zz}^c} = \frac{\varepsilon_v^{c,i} - \varepsilon_v^{c,i-1}}{\Delta\varepsilon_{zz}} = \frac{-2 \cdot \sin \psi_c}{1 - \sin \psi_c} \quad \text{Eq. 3-8}$$

D'où :

$$\varepsilon_v^{c,i} = \varepsilon_v^{c,i-1} - \frac{2 \cdot \sin \psi_c}{1 - \sin \psi_c} \cdot \Delta\varepsilon_{zz} \quad \text{Eq. 3-9}$$

Et :

$$\varepsilon_{rr}^{c,i} = \frac{\varepsilon_v^{c,i} - \varepsilon_{zz}^{c,i}}{2} \quad \text{Eq. 3-10}$$

A partir de ce qui vient d'être présenté, la figure 3-7 permet de visualiser le déroulement d'un calcul, les relations employées et les résultats obtenus suivant que la colonne se trouve dans un état élastique ou plastique.

La figure 3-6 présente le déroulement d'un calcul dont l'organigramme se retrouve la figure 3-7.

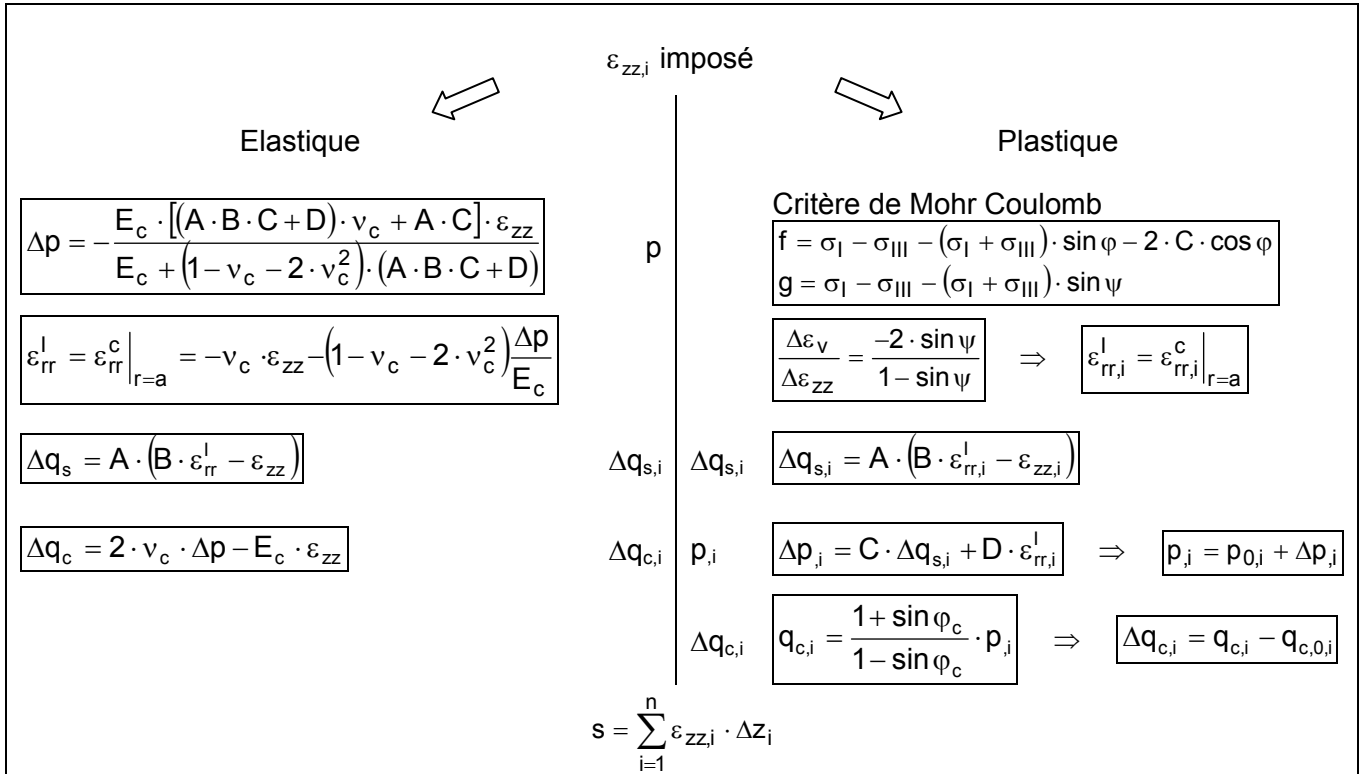


Figure 3-6 - Déroulement d'un calcul du tassement

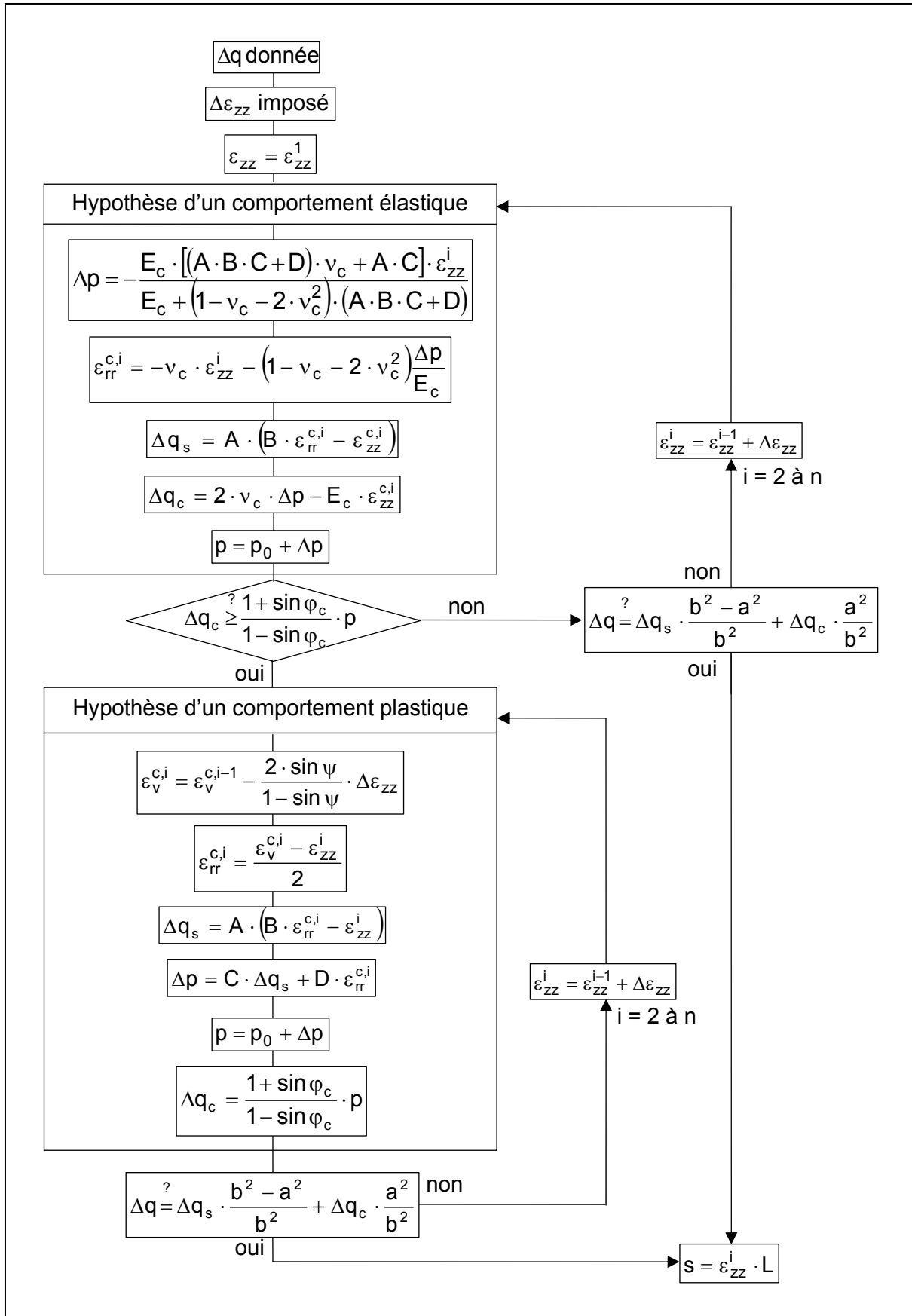


Figure 3-7 – Organigramme de calcul du tassement

### 3.3 Comparaison des résultats avec le modèle aux éléments finis

Cette partie reprend le modèle défini précédemment et dont les paramètres utilisés sont rappelés brièvement sur la figure 2-23.

L'objectif est de comparer les résultats obtenus pour ce modèle avec la méthode analytique et avec le calcul aux éléments finis.

Les paramètres essentiels pour le calcul sont le chargement  $\Delta q$ , les rapports  $E_c/E_s$ ,  $A/A_c$ ,  $L/D_c$  et l'angle de frottement  $\varphi_c$ .

Pour ce calcul, la cellule composite a été divisée en 5 sous-couches fictives d'épaisseur 1,60 m.

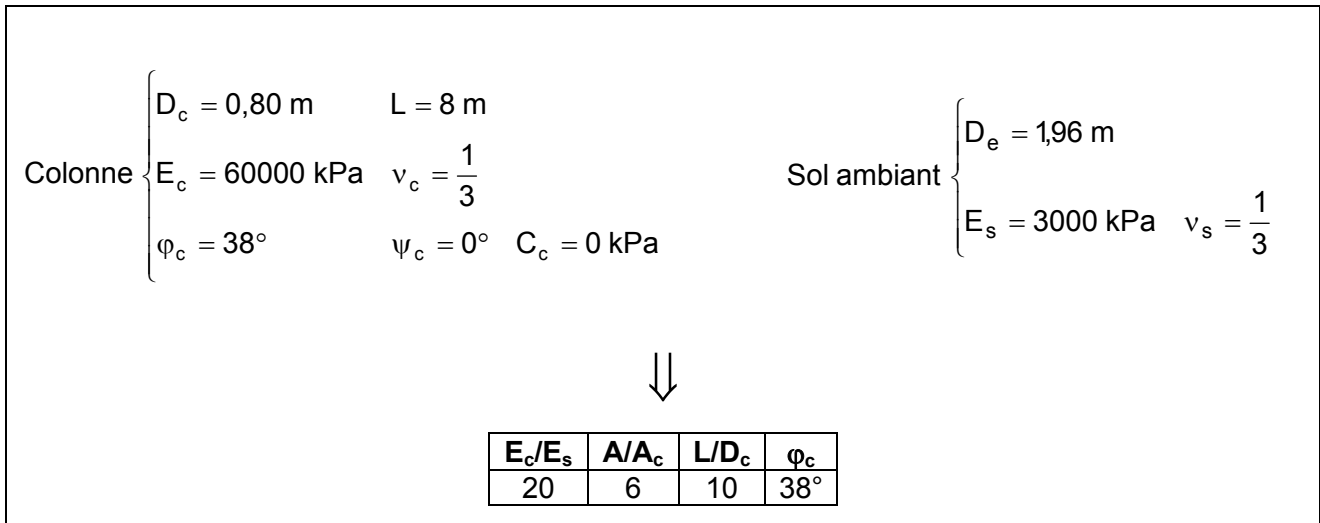


Figure 3-8 – Rappel des paramètres utilisés

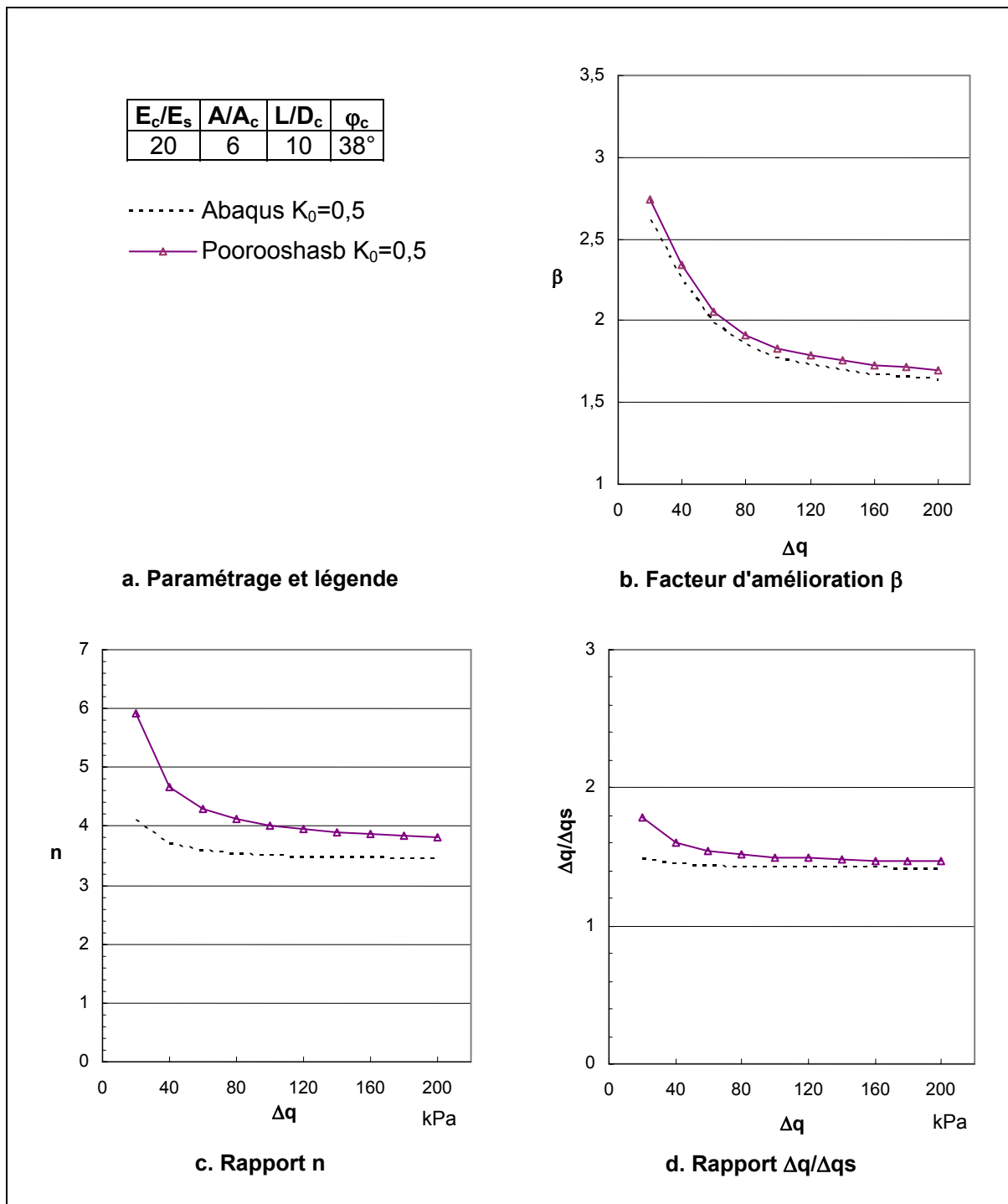
#### 3.3.1 Efficacité du traitement

L'efficacité du traitement peut être observée sur la figure 3-9 qui présente les évolutions du facteur d'amélioration  $\beta$  ( $s_{na}/s_a$ ), du rapport  $n$  ( $\Delta q_c/\Delta q_s$ ) et du rapport  $\Delta q/\Delta q_s$  en fonction du chargement  $\Delta q$ .

Pour le facteur d'amélioration  $\beta$  (figure 3-9b), on constate une très bonne corrélation des résultats. Les tassements obtenus sont donc très proches de ceux obtenus par éléments finis avec le modèle de référence.

On remarque sur les figure 3-9c&d que les valeurs des rapports  $n = \Delta q_c/\Delta q_s$  et  $\Delta q/\Delta q_s$  obtenues par calcul analytique sont sensiblement plus élevées et que leur évolution en fonction du chargement diffère légèrement de celle issue du modèle numérique. Ceci peut s'expliquer par le fait que les valeurs des contraintes sont obtenues à mi-épaisseur des sous couches fictives entraînant ainsi un léger décalage.

Néanmoins, comparativement aux autres approches, les résultats obtenus sont plus proches de ceux issues du modèle numérique et constituent de par ce fait une bonne alternative à la modélisation numérique.



**Figure 3-9 – Efficacité du traitement – Facteur d'amélioration  $\beta$ , rapport  $n$  et rapport  $\Delta q/\Delta q_s$**

### 3.3.2 Etat de plastification de la colonne

Dans la mesure où il est possible de connaître pour chaque niveau de sous couche fictive l'état de plastification de la colonne, la figure 3-10 présente au travers du facteur  $\beta$  cette information en comparaison avec le modèle numérique.

Pour la méthode analytique, la colonne se trouve entièrement plastifiée pour un niveau de chargement  $\Delta q$  de 60 kPa. Pour le modèle numérique, à ce niveau de chargement, la colonne est presque entièrement plastifiée. La différence se retrouve uniquement sur une demi épaisseur de

sous couche fictive soit environ 0,80 m. Le comportement de la colonne obtenu par la méthode analytique se trouve donc être très proche de celui issu du calcul par élément finis.

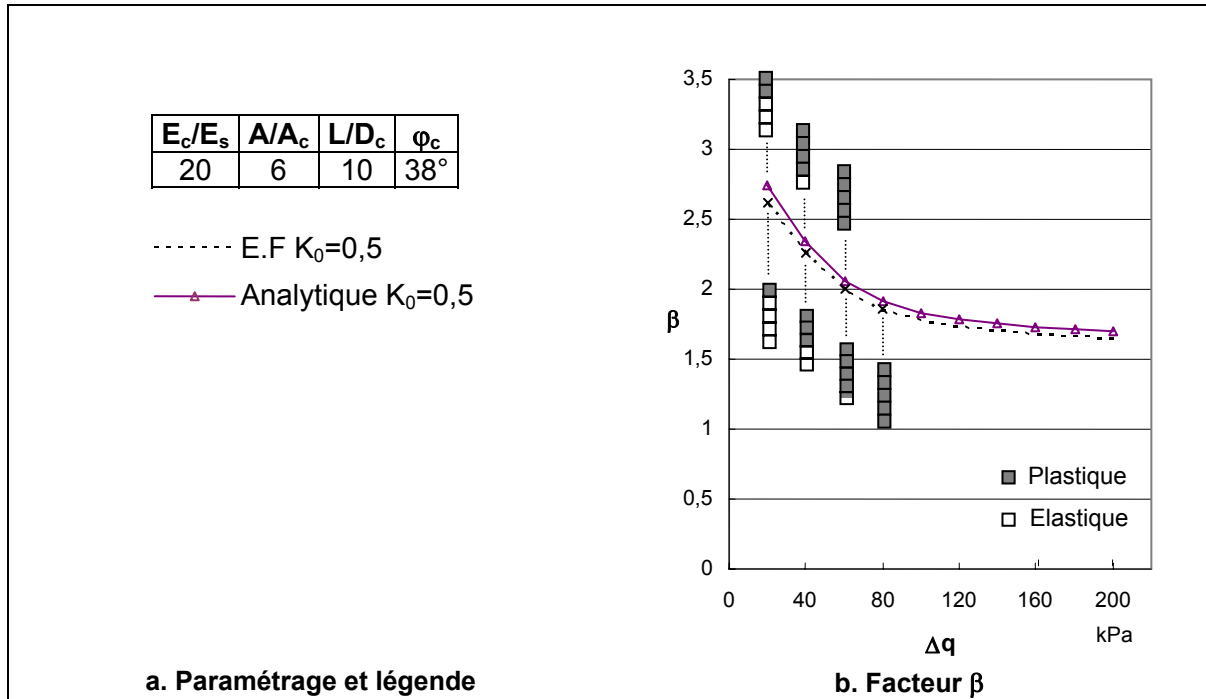


Figure 3-10 – Etat de plastification de la colonne

### 3.3.3 Evolution des contraintes verticales suivant la profondeur

La figure 3-11 présente l'évolution des contraintes verticales en fonction de la profondeur au travers des rapports  $\Delta q_c/\Delta q_s$ ,  $\Delta q_c/\Delta q$ ,  $\Delta q_s/\Delta q$ .

La figure 3-11b présente l'évolution du rapport  $\Delta q_c/\Delta q_s$  et l'on constate là encore une très bonne corrélation entre les résultats des deux approches.

Sur la figure 3-11c, on peut constater qu'il existe une différence au niveau de la contrainte verticale  $\Delta q_c$  dans la colonne avec une valeur obtenue par calcul analytique légèrement plus élevée. Cependant, dans la mesure où c'est la contrainte verticale qui subit les plus grandes variations, cette différence reste faible et n'entache pas la précision de la méthode.

Sur la figure 3-11d, on peut remarquer une très bonne concordance des résultats avec une différence un peu plus importante en tête de colonne. La valeur de la contrainte verticale  $\Delta q_s$  dans le sol ambiant reste légèrement inférieure à celle issue du calcul par éléments finis.

Au final, les courbes obtenues par le calcul analytique suivent toutes la même évolution que celles obtenues par éléments finis.

La méthode analytique permet donc de traduire correctement l'évolution des contraintes au sein de la cellule composite.

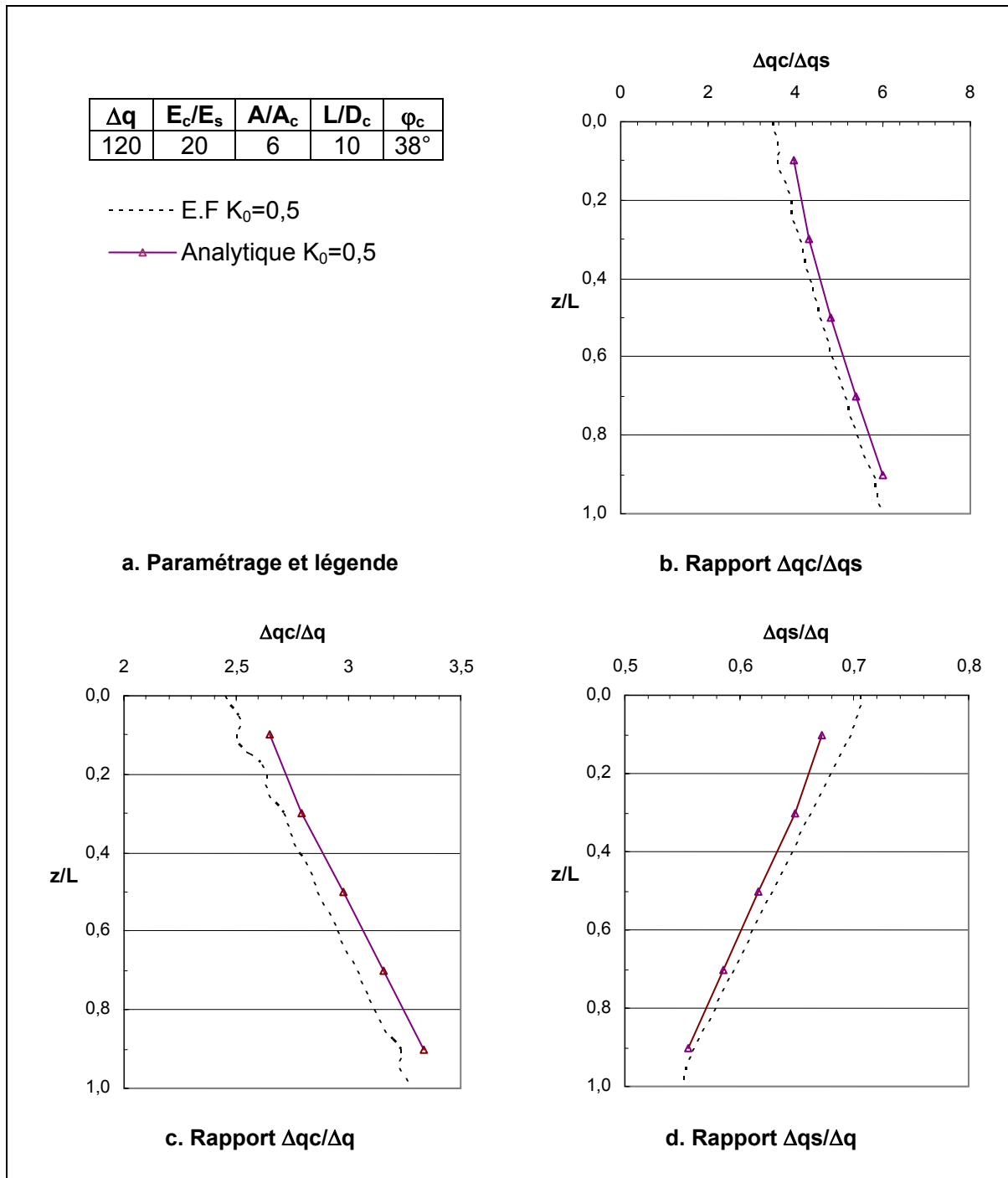


Figure 3-11 – Evolution des contraintes verticales suivant la profondeur

### 3.3.4 Evolution de l'étreinte latérale suivant la profondeur

Dans la mesure où l'étreinte latérale conditionne la tenue de la colonne ballastée, il est intéressant de visualiser l'évolution de  $\Delta p$  en fonction de la profondeur. La figure 3-12 présente donc l'évolution de l'étreinte latérale en fonction de la profondeur au travers des rapports  $\Delta p/\Delta q$ ,  $\Delta p/\Delta q_c$ ,  $\Delta p/\Delta q_s$ .

Sur la figure 2-27b, on retrouve l'évolution du rapport  $\Delta p/\Delta q$ . On constate que l'étreinte latérale calculée analytiquement est un peu supérieure à celle issue du calcul par éléments finis. Elle suit cependant la même évolution de manière quasiment linéaire.

La figure 3-12c présentant l'évolution du rapport  $\Delta p/\Delta q_c$  montre la parfaite concordance des deux méthodes. En fait, la légère surestimation de l'étreinte latérale est "rattrapée" par celle constatée sur la contrainte verticale dans la colonne.

Par contre, ce phénomène s'inverse dans le cas du rapport  $\Delta p/\Delta q_s$  comme on peut le constater sur la figure 3-12d. En effet, la contrainte  $\Delta q_s$  légèrement sous estimée ne "compense" pas celle commise sur  $\Delta p$ . La différence reste faible néanmoins.

A la vue de ces remarques, on peut donc dire que la méthode analytique permet de traduire assez fidèlement l'évolution de l'étreinte latérale au niveau de la colonne.

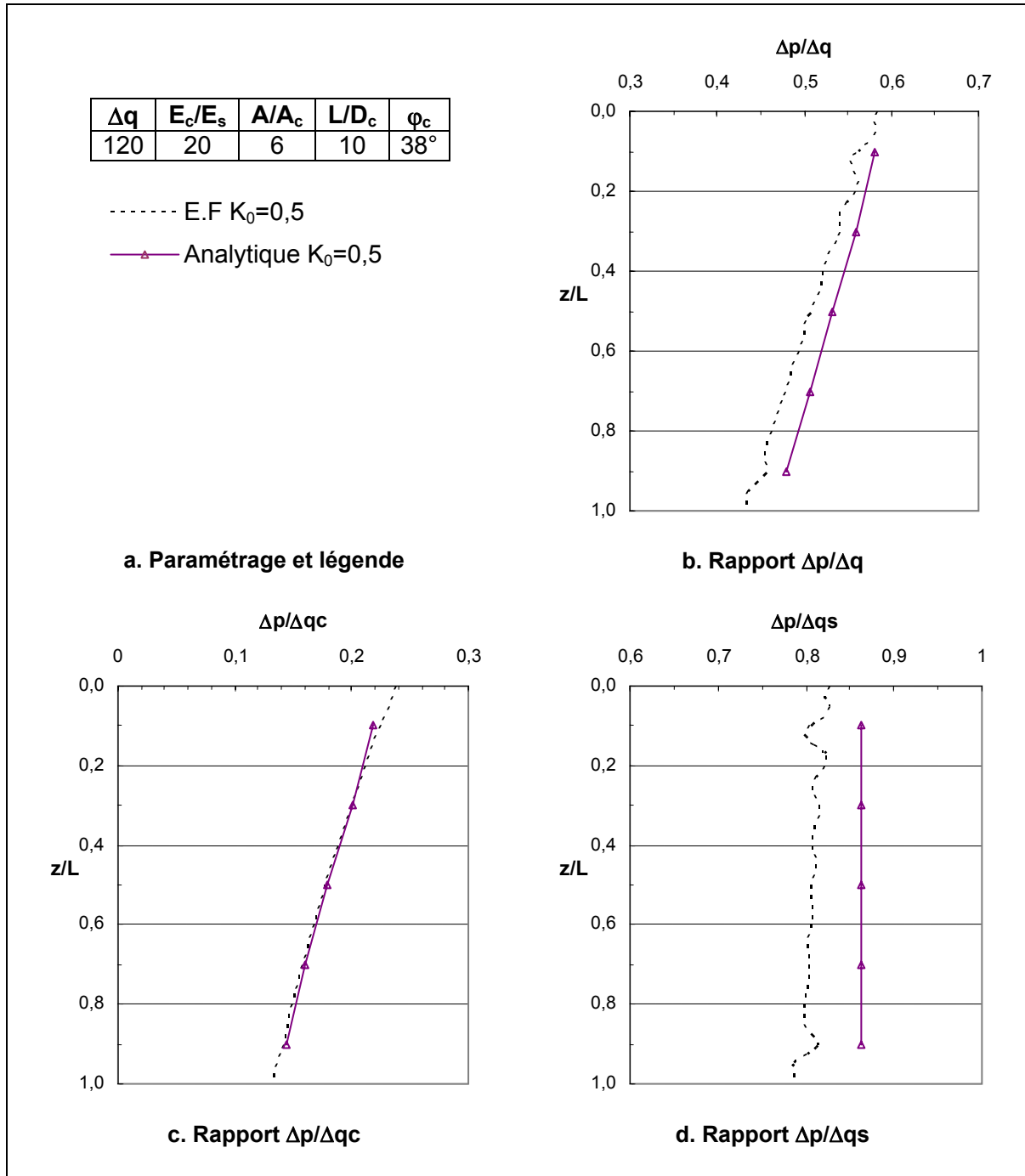


Figure 3-12 – Evolution de l'étreinte latérale suivant la profondeur



### 3.3.5 Evolution de la déformation radiale suivant la profondeur

L'évolution de la déformation radiale en fonction de la profondeur est un résultat qui permet également de positionner la méthode analytique par rapport à l'approche numérique. La figure 3-13 présente cette évolution. La déformation observée est légèrement supérieure (de l'ordre de 0,04%) à celle obtenue par éléments finis et l'évolution quasiment linéaire de la courbe suit assez fidèlement celle issues du calcul numérique.

Compte tenu de la précision attendue sur ce type de calcul, la méthode analytique permet une très bonne estimation de la déformation radiale de la colonne.

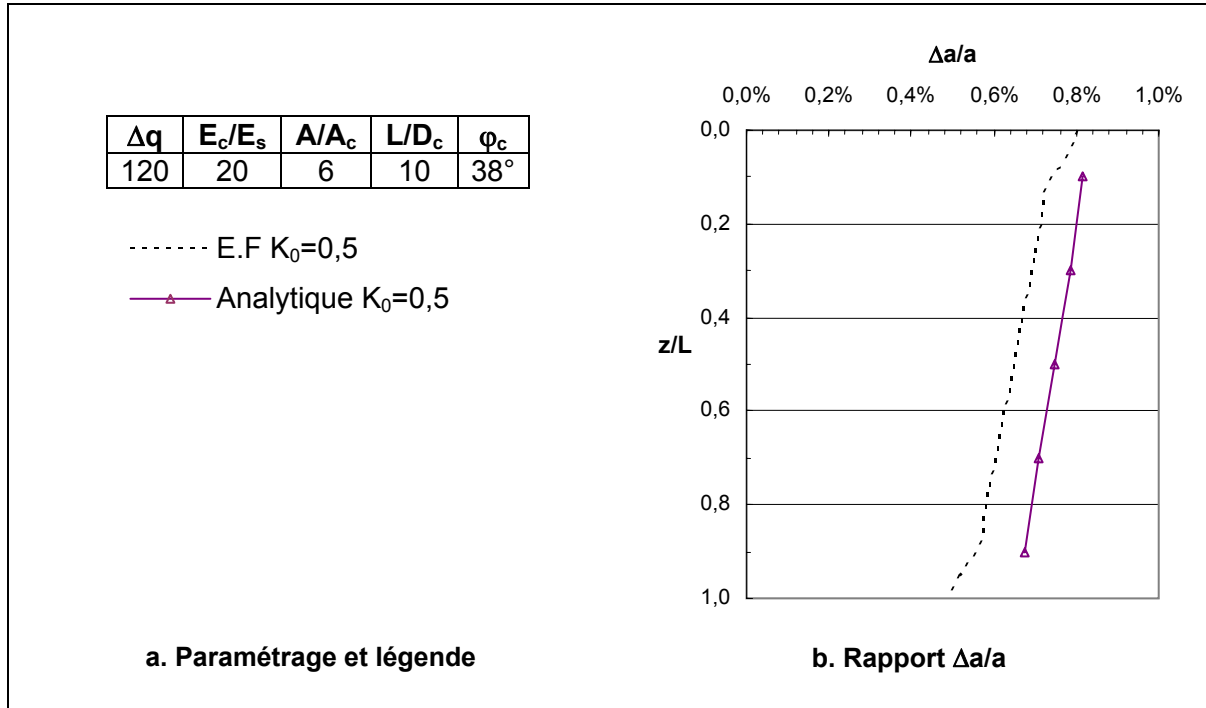


Figure 3-13 – Evolution de la déformation radiale suivant la profondeur

### 3.3.6 Conclusions sur les résultats

A l'issue de cette partie, il est maintenant possible de dire que cette approche analytique donne des résultats très proches de ceux obtenus par modélisation numérique.

On constate que cette méthode présente une précision très satisfaisante sur l'efficacité du traitement, au travers des facteurs  $\beta$  et  $n$ , mais aussi de l'évolution des contraintes verticales, de l'étreinte latérale et de la déformation radiale.

## 3.4 Sensibilité de la méthode vis-à-vis de $K_0$

Toujours sur la base du modèle de référence, cette partie vise à étudier la sensibilité de la méthode vis-à-vis du paramètre  $K_0$ .

Dans ce qui suit, une présentation légèrement différente a été adoptée pour les résultats exprimés suivant la profondeur. Les graphes présentés intègrent plusieurs niveaux de chargement (de 20 à 200 kPa par pas de 20 kPa). Ce type de présentation est rendu très commode par l'utilisation de la

méthode analytique. En effet, les graphes peuvent être construits directement sans passer par une exploitation fastidieuse des résultats issus d'un calcul par éléments finis.

Outre le fait que ceci montre tout l'intérêt d'utiliser la méthode analytique, cette présentation permet d'analyser plus finement l'influence de  $K_0$  sur les résultats.

### 3.4.1 Efficacité du traitement en fonction de $K_0$

La figure 3-14 présente les évolutions du facteur d'amélioration  $\beta$  ( $s_{na}/s_a$ ), du rapport  $n$  ( $\Delta p_c/\Delta p_s$ ) et du rapport  $\Delta q/\Delta p_s$  en fonction du chargement  $\Delta q$  et ceci pour deux valeurs de  $K_0$ . (0,5 et 1).

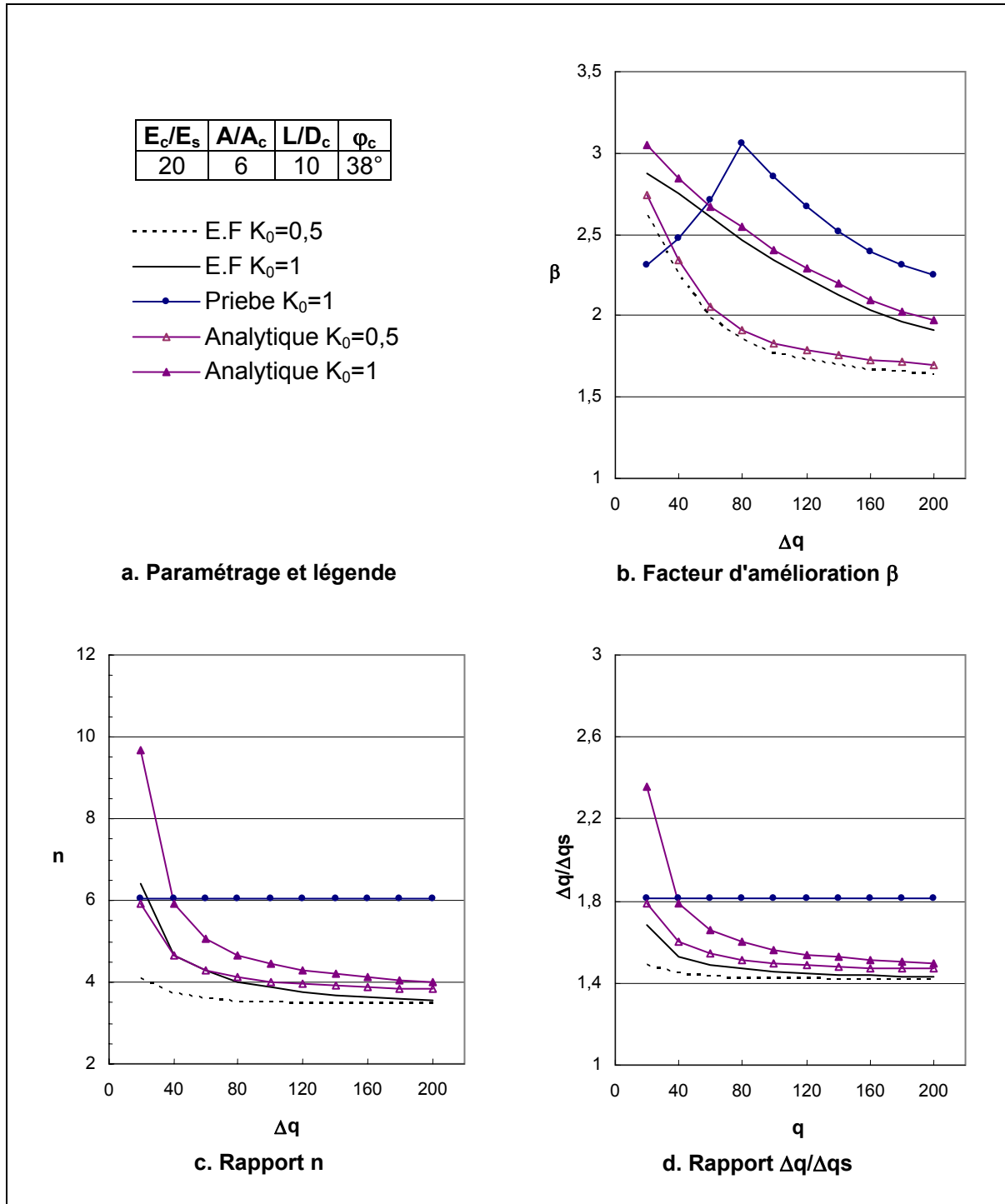


Figure 3-14 – Evolution du facteur d'amélioration  $\beta$ , du rapport  $n$  et du rapport  $\Delta q/\Delta p_s$  en fonction de  $K_0$

Sur les différents graphes, les courbes issues de la méthode de Priebe sont rappelées et données à titre de comparaison.

Pour les figure 3-14b,c&d, on constate bien une amélioration du traitement par l'adoption d'une valeur plus élevée de  $K_0$  et les remarques effectuées en 3.3.1 peuvent être reprises dans le cas où  $K_0 = 1$ .

Hormis pour les niveaux de chargement inférieurs à 80 kPa, la méthode de Priebe aboutit à une efficacité du traitement plus élevée comme indiqué en 2.3.1.

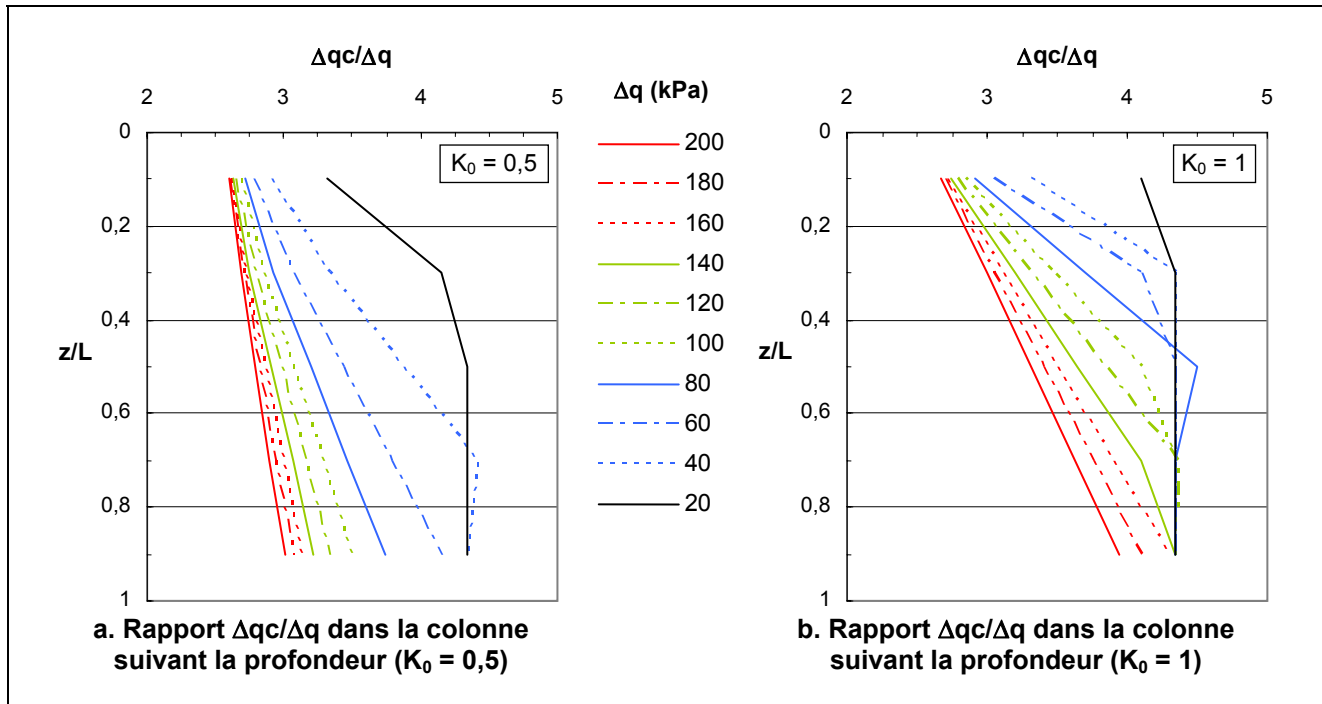
Vis-à-vis du coefficient  $K_0$ , la méthode analytique traduit bien les mêmes évolutions de performance que la méthode numérique.

### 3.4.2 Evolution des contraintes verticales en fonction de $K_0$

La figure 3-15 présente les résultats analytiques obtenus suivant la profondeur pour différents niveaux de chargement et pour deux valeurs de  $K_0$  (0,5 et 1).

Sur la figure 3-15a où  $K_0 = 0,5$ , on retrouve bien pour un chargement donné, que l'augmentation de contrainte verticale dans la colonne est plus importante en pied qu'en tête. Néanmoins, plus le chargement augmente, plus ce phénomène s'atténue.

Ce phénomène est moins marqué sur la figure 3-15b où  $K_0 = 1$ . On peut donc souligner qu'un coefficient  $K_0$  élevé entraîne une augmentation de contrainte verticale plus importante en pied de la colonne.



**Figure 3-15 – Evolution de  $\Delta qc$  dans la colonne suivant la profondeur en fonction du chargement et de  $K_0$**

Suivant le même principe, la figure 3-16 présente l'évolution du rapport  $\Delta qs/\Delta q$ .

On retrouve sur la figure 3-16a pour  $K_0 = 0,5$  que l'augmentation de contrainte verticale dans le sol ambiant est plus importante en surface qu'en profondeur. Ce phénomène s'atténue avec le chargement.

Comme précédemment, ce phénomène est moins sensible avec  $K_0 = 1$  comme on peut le constater sur la figure 3-16b.

Ainsi, plus le coefficient  $K_0$  est élevé, plus l'augmentation de contrainte verticale dans le sol ambiant diminue en profondeur.

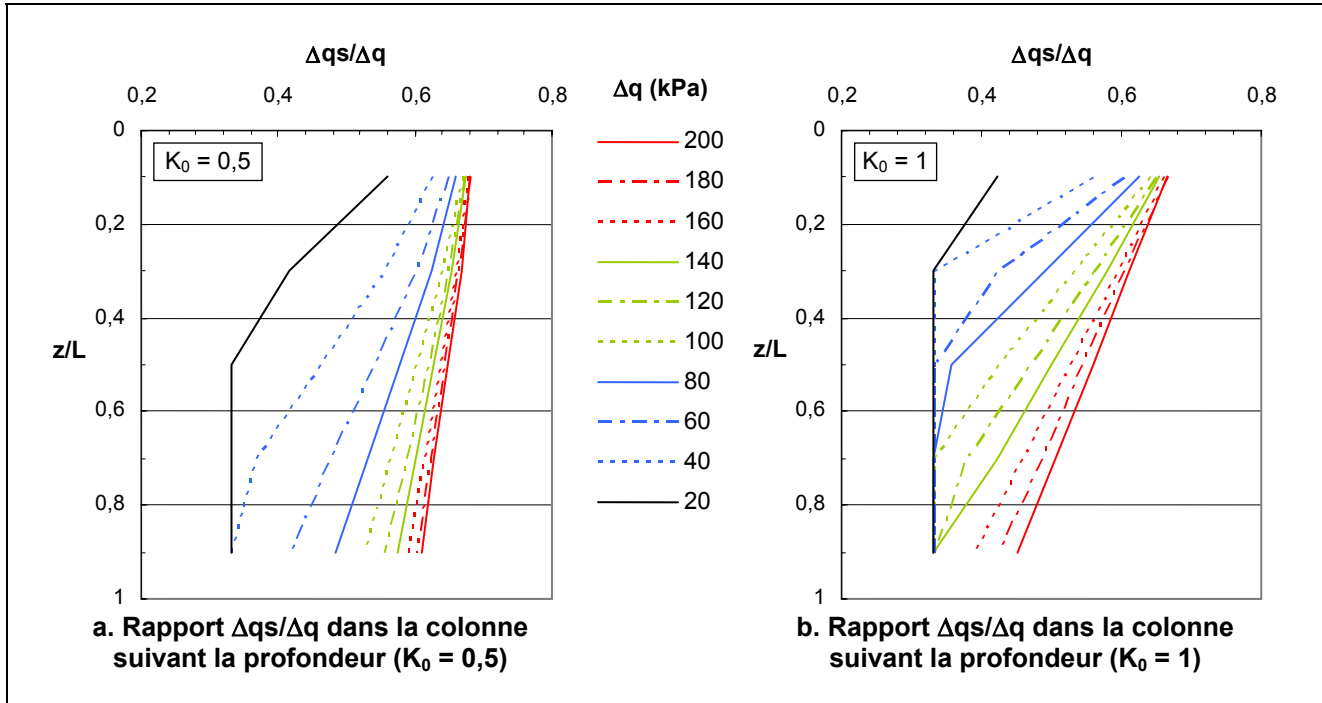


Figure 3-16 – Evolution de  $\Delta q_s$  dans la colonne suivant la profondeur en fonction du chargement et de  $K_0$

### 3.4.3 Evolution de l'étreinte latérale en fonction de $K_0$

La figure 3-17 présente l'évolution de l'étreinte latérale suivant la profondeur pour différents niveaux de chargement et pour deux valeurs de  $K_0$  (0,5 et 1).

Sur la figure 3-17a, on remarque que l'augmentation  $\Delta p$  de l'étreinte latérale est plus importante en tête de colonne puis diminue progressivement avec la profondeur. Pour de faibles niveaux de chargement et la base de la colonne, on observe une différence de comportement liée au fait que la colonne reste élastique.

Sur la figure 3-17b, ce phénomène est plus marqué puisque la colonne plastifie totalement pour des niveaux de chargement plus élevés (à partir de 160 kPa).

La méthode analytique développée permet donc de tenir compte de coefficient  $K_0$ . On retrouve l'influence favorable déjà indiquée d'un coefficient  $K_0$  élevé sur la performance de la colonne.

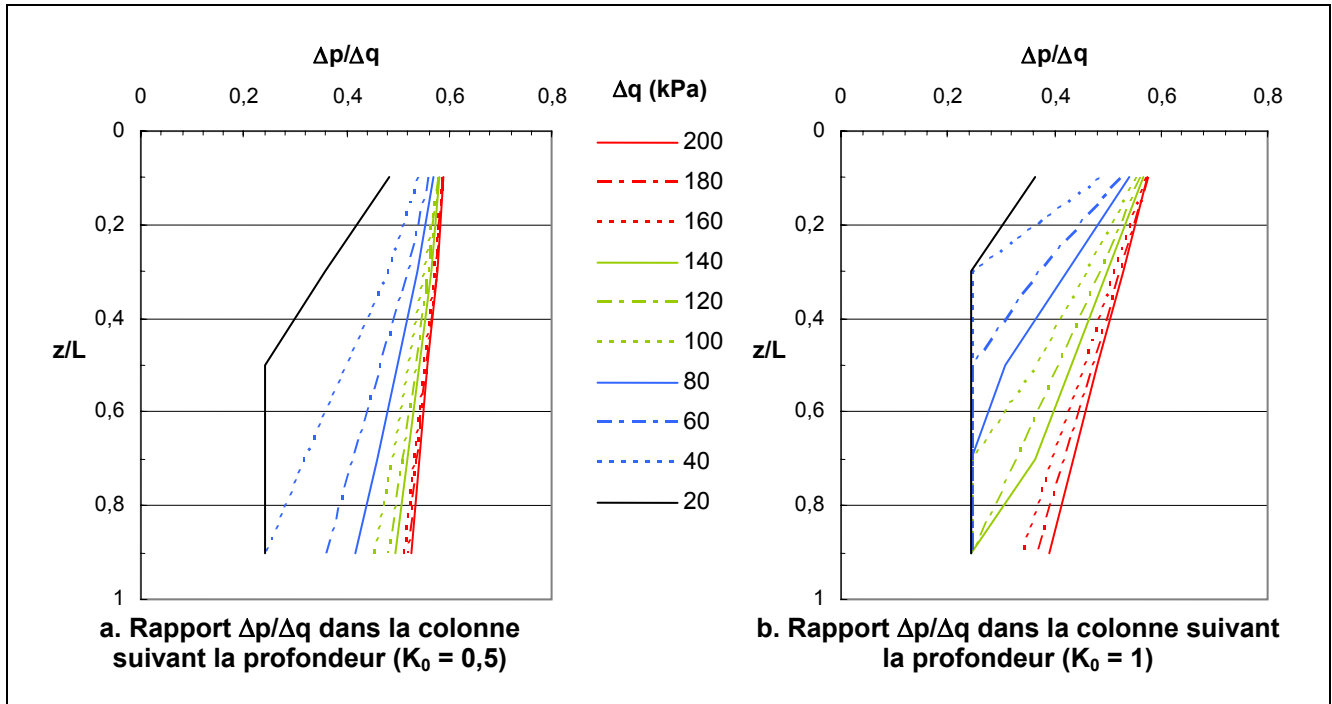


Figure 3-17 – Evolution de l'étreinte latérale suivant la profondeur en fonction du chargement et du coefficient  $K_0$

### 3.4.4 Evolution de la déformation radiale en fonction de la profondeur suivant $K_0$

La figure 3-18 présente l'évolution de la déformation radiale suivant la profondeur pour différents niveaux de chargement et pour deux valeurs de  $K_0$  (0,5 et 1).

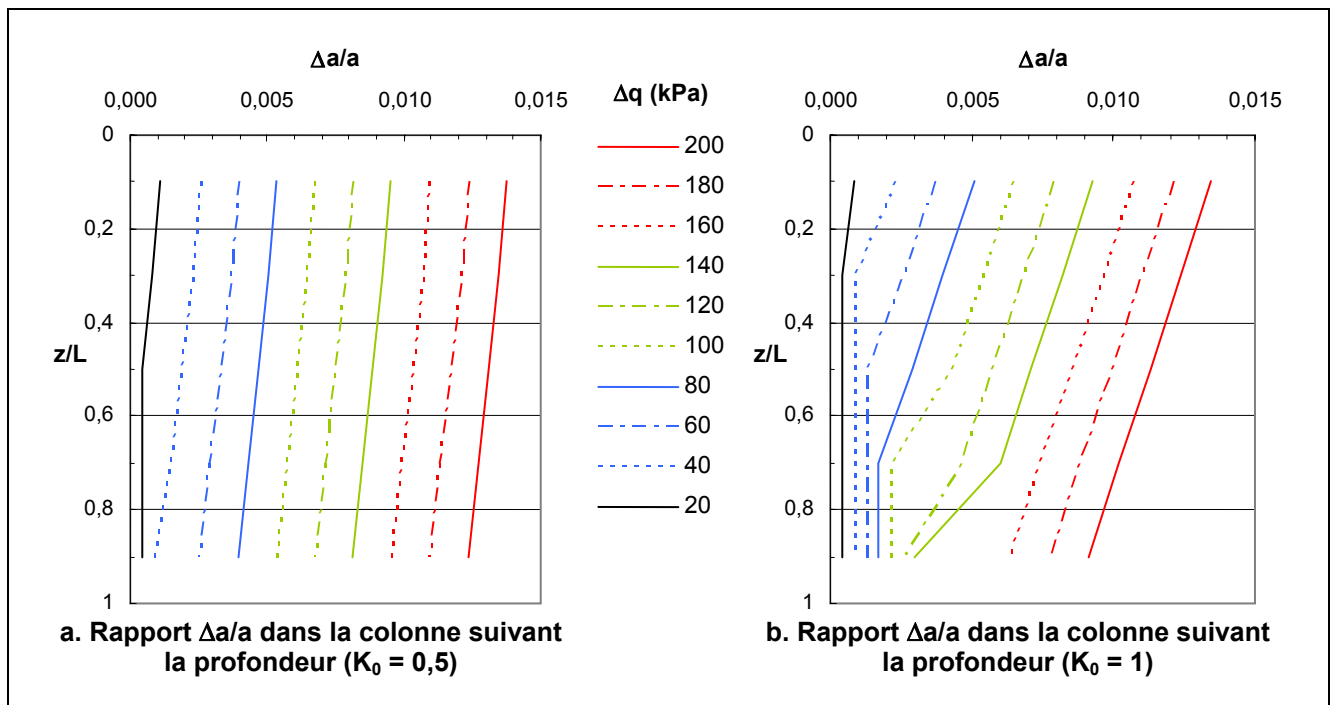


Figure 3-18 - Evolution de la déformation radiale suivant la profondeur en fonction du chargement et du coefficient  $K_0$

Sur figure 3-18a, la colonne étant plastifiée totalement pour de faibles niveaux de chargement, on remarque que l'augmentation de diamètre de la colonne se fait progressivement et suit une évolution quasiment linéaire suivant la profondeur.

Lorsque  $K_0 = 1$  (figure 3-18b), on constate bien la mise en plasticité progressive de la colonne, l'augmentation de diamètre étant plus importante dans la zone plastifiée que dans la zone élastique.

Là encore, la méthode analytique permet de traduire assez fidèlement le comportement de la colonne ballastée.

### 3.5 Conclusion

A l'issue de ce chapitre, il est maintenant possible de dire que la méthode analytique développée présente une alternative intéressante à l'approche éléments finis pour le calcul de la cellule composite.

Comme on a pu le voir, cette méthode donne de bons résultats pour les facteurs  $\beta$  et  $n$  qui caractérisent l'efficacité du traitement et constituent un point de passage obligé pour le dimensionnement.

Cette approche donne également accès aux contraintes verticales, à l'étreinte latérale et à la déformation radiale suivant la profondeur et les courbes suivent assez fidèlement celles issues d'un calcul par éléments finis.

L'outil permet l'obtention de courbes pour différents niveaux de chargement, ce qui peut constituer une base de réflexion pour la réalisation de d'abaques de dimensionnement.

Des améliorations de l'outil peuvent y être apportées par la prise en compte de propriétés mécaniques différentes pour certaines sous couches afin de traiter des cas plus généraux.

La méthode témoigne également d'une sensibilité vis-à-vis du coefficient  $K_0$ , ce qui confirme l'intérêt de rechercher à mieux définir ce paramètre et de connaître ce qui peut influencer sa valeur, notamment pendant la phase de réalisation de la colonne.

## Chapitre 4 – Modélisation de l'enfoncement du vibreur

### 4.1 Introduction

Les études analytiques et numériques exposées précédemment ont mis en évidence l'influence du coefficient  $K_0$  sur le comportement d'une colonne ballastée. Ce coefficient traduit l'étreinte latérale mobilisable.

Ce chapitre a pour objectif d'étudier la manière dont évolue ce paramètre lors du fonçage de l'outil vibrant.

On présente tout d'abord les différents types de vibreur et leurs caractéristiques puis on rappelle le mode opératoire de la réalisation d'une colonne ballastée.

L'influence de l'enfoncement du vibreur est ensuite étudiée à l'aide d'un modèle basé sur l'expansion d'une cavité cylindrique. Ce principe simple de modélisation a été étudiée par l'équipe de l'ENIT en collaboration avec la société Vibroflotation (Guétif, 2004) et peut d'ailleurs être repris pour la modélisation du compactage du ballast.

Enfin, on présente une nouvelle approche pour simuler cette étape de réalisation de la colonne. Le vibreur devient partie intégrante du modèle, ce qui permet ainsi de tenir compte de la vibration et de l'effort de fonçage appliqués.

Une comparaison est effectuée avec le modèle basé sur l'expansion d'une cavité cylindrique, puis une discussion est menée sur l'évolution du coefficient  $K_0$ .

### 4.2 Présentation des vibreurs

Nous traitons ici essentiellement des vibreurs KELLER (Document KELLER)

La caractéristique principale des vibreurs KELLER est de fonctionner avec un moteur électrique. Ces vibreurs sont répertoriés suivant leur fréquence de vibration et l'on compte actuellement 3 principaux types de vibreurs, correspondant aux plages de fréquences suivantes :

- basse fréquence : (30Hz) Vibreur type S
- moyenne fréquence : (50Hz) Vibreur type M
- haute fréquence : (60Hz) Vibreur type L

A l'intérieur de cette gamme, on trouve selon les techniques d'amélioration de sol ou de fondations profondes, différents types de vibreurs, à savoir :

- avec sas (appelé  $\beta$  "béta") : amélioration de sol (colonnes ballastées par ex)
- avec tube de bétonnage (appelé  $\alpha$  "alpha") : pieux Eliterre (Vibreur L – alpha)
- avec ailettes : voiles minces vibrés (Vibreur L avec ailettes)
- sans sas : colonnes ballastées ou vibrocompactage par ex. (Vibreur S, Mono sans sas ou L)

Dans cette dernière catégorie de vibreurs sans sas, on distingue plusieurs modes de lançage :

- à air
- à eau
- mixte (air/eau) : cas assez rare

#### 4.2.1 Caractéristiques et propriétés du vibreur M-Béta

La majeure partie des vibreurs que l'on peut compter en France sont de type M- $\beta$ . Ils sont très répandus et appelés communément "béta". Ces vibreurs, les plus courants, sont équipés d'un moteur 55kW.

La raison de ce succès est due à sa fréquence de travail (50 Hz) qui en fait un vibreur "universel" adapté à la plupart des terrains. Par ailleurs, l'amenée des matériaux d'apport jusqu'en tête de vibreur lui confère une grande souplesse d'utilisation. Il offre un bon compromis entre puissance et fréquence, avec un coût de fabrication inférieur à ses homologues.

La figure 4-1 présente les parties constitutives et les caractéristiques du vibreur M-Béta.

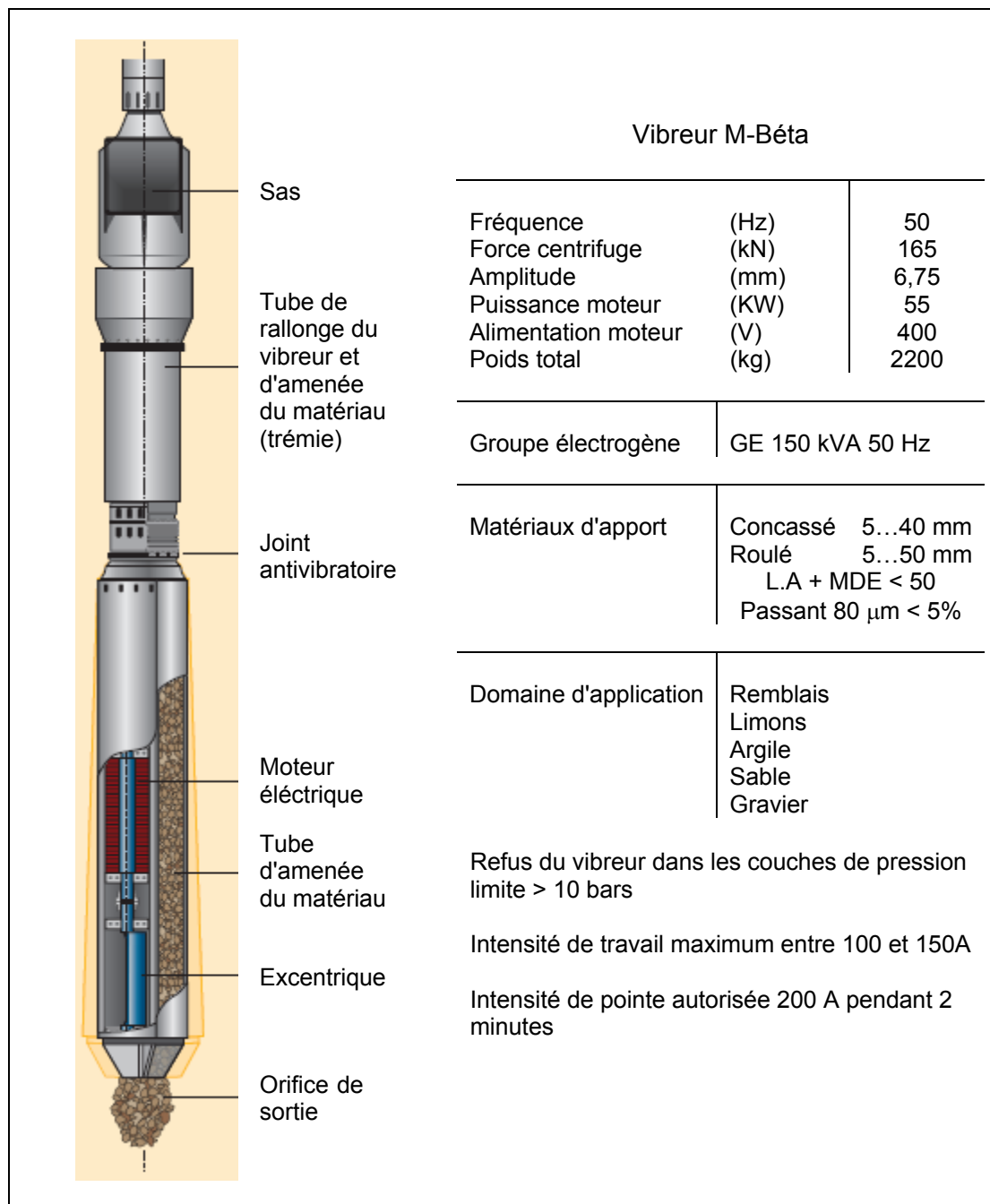


Figure 4-1 – Présentation du vibreur M-Béta (Document KELLER)



Le fonçage de l'outil vibrant dans le sol s'effectue sans pré-forage. Pour cet équipement, Keller a conçu un châssis porteur qui peut activer le fonçage par poussée statique sur l'outil. La poussée maximale est de 250 kN, la fréquence de vibration est de 50 Hz, l'amplitude de 6,75 mm. La section de l'outil est un ovoïde de 500 sur 400 mm et le fluide de lançage est de l'air comprimé à 7 bars de pression et à 5000 l/min.

#### 4.2.2 Principe de réalisation de la colonne

La réalisation d'une colonne ballastée suit le mode opératoire suivant :

- **Préparation** : 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.
- **Remplissage** : 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.
- **Fonçage** : 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.
- **Compactage** : Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place depuis sa pointe dans l'espace ainsi formé. Le compactage de la colonne s'effectue par va et vient de l'outil dans le gravier, par passes de l'ordre de 50 cm de haut. L'opérateur travaille généralement avec les paramètres suivants : profondeur, intensité de courant électrique dans le vibreur, pression hydraulique dans le treuil de poussée. Ces paramètres sont difficiles à standardiser dans la mesure où ils dépendent de l'outil, du terrain, de sa teneur en eau, de la granulométrie du gravier, etc... Par exemple, dans un terrain médiocre, on n'aura guère plus de 50 Ampères alors que dans un terrain raide il est possible d'atteindre 100A. On compense alors par des passes de compactage plus nombreuses afin d'expanser la colonne.

### 4.3 Modélisation par expansion cylindrique

Relativement peu de travaux abordent la modélisation de l'enfoncement du vibreur. Le problème est généralement traité par la modélisation d'une expansion cylindrique (Guétif et al., 2003).

#### 4.3.1 Principe

La figure 4-2 illustre le principe de la modélisation. Il s'agit d'un modèle axisymétrique similaire à celui de la cellule composite exposé précédemment. L'enfoncement du vibreur produisant le refoulement du sol ambiant est modélisé par un déplacement radial uniforme imposé sur toute la hauteur à traiter.

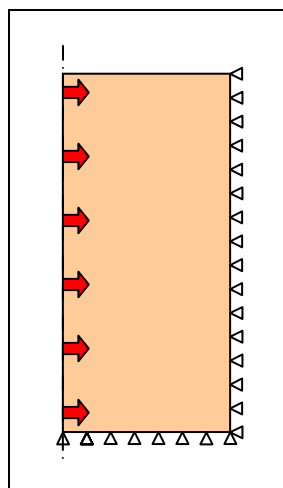


Figure 4-2 – Principe de l'expansion cylindrique

On retrouve parfois ce principe pour la modélisation de l'expansion de la colonne lors du compactage du ballast. Différentes phases peuvent être ainsi envisagées comme l'indique Guetif Z. (2003) :

- **Etat initial** : Modélisation de l'exécution du trou de 25 cm de rayon correspondant à l'enfoncement du vibreur dans le sol et insertion d'un matériau élastique fictif de très faible module d'élasticité dans le cylindre constitué,
- **Expansion de la colonne** : Déplacement radial imposé de 30 cm (en une seule phase) à l'interface trou/sol pour atteindre le rayon final de la colonne ballastée par expansion latérale et remplacement du matériau fictif par le ballast.
- **Etude de la consolidation primaire**, avant le rechargement final, sur une période finie.

Dans ce travail, on s'intéresse uniquement à la phase relative à l'enfoncement du vibreur et à son influence sur l'état de contrainte dans le sol.

Dans ce qui suit, on s'intéresse à l'étude d'un modèle basé sur l'expansion cylindrique.

#### 4.3.2 Description du modèle

Sur la base des résultats obtenus pour l'étude de cellules composites de diamètres extérieurs variant de 6 à 40 m, Guetif.Z (2004) décompose le volume de sol encaissant environnant en 2 zones distinctes :

- une *zone intérieure*, il s'agit de la couronne de sol encaissant en contact avec le ballast, d'épaisseur de 2,5 à 3m où la colonne mobilise son étreinte latérale,
- une *zone extérieure* du sol encaissant allant jusqu'à la frontière latérale de la cellule où l'état de contraintes reste quasi inchangé par rapport à l'état initial.

Afin de limiter les effets de bord, le diamètre extérieur de la cellule a donc été fixé à 16 m.

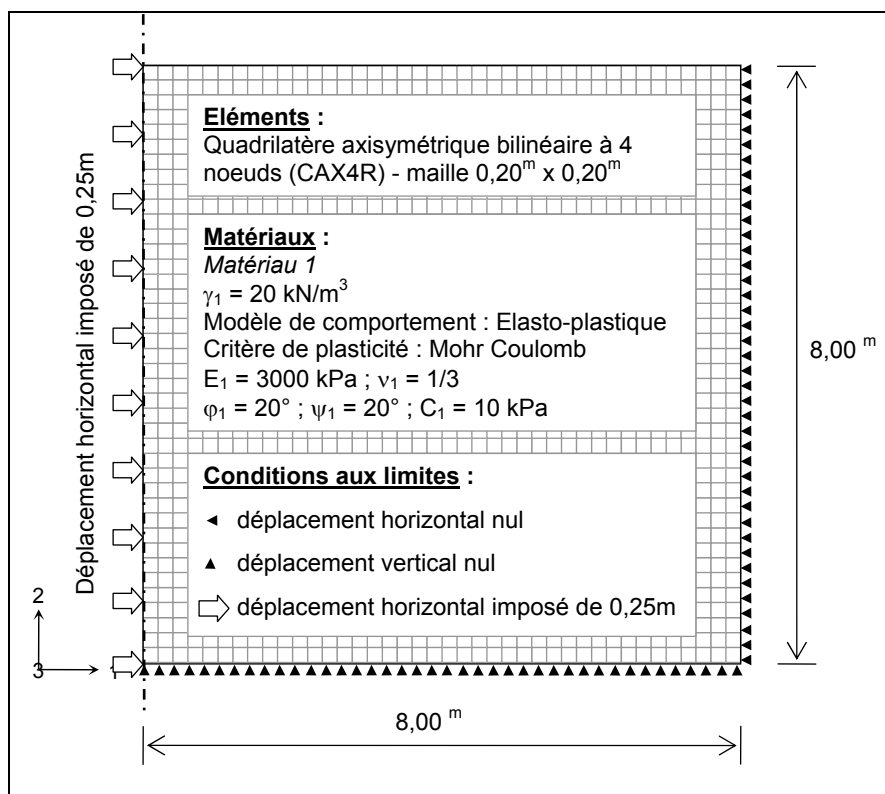


Figure 4-3 – Description du modèle (Maillage, matériaux, conditions aux limites)

La figure 4-3 présente le modèle, décrit le maillage utilisé, les matériaux ainsi que les conditions aux limites. L'axe d'axisymétrie est l'axe de la colonne dont la hauteur a été fixée à 8 m.

La base du maillage correspond au substratum, le bord vertical gauche à l'axe de symétrie, le bord vertical droit à la limite de la zone d'influence et le sommet à la surface du terrain.

Le maillage relatif au sol ambiant comporte 1600 éléments axisymétriques bilinéaires à quatre noeuds et un total de 1681 noeuds.

Pour les conditions aux limites, le déplacement radial le long de la limite de la zone d'influence est imposé comme nul. A la base du modèle, le déplacement vertical est imposé comme nul.

Le comportement en contraintes du matériau constituant la sol a été représenté par le modèle de Mohr Coulomb.

La présence d'une nappe n'a pas été considérée, les contraintes obtenues sont donc représentatives d'un comportement à long terme.

Les paramètres retenus pour le sol :

Modèle de comportement : Elasto-plastique

Critère de plasticité : Mohr Coulomb associé

$E_1 = 3000 \text{ kPa}$  ;  $\nu_1 = 1/3$

$\varphi_1 = 20^\circ$  ;  $c_1 = 10 \text{ kPa}$

Poids volumique du matériau :  $\gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3$

Le calcul a été mené avec *ABAQUS/Standard* avec activation de l'option NLGEOM afin de tenir compte des non linéarités liées aux grandes déformations.

### 4.3.3 Analyse des résultats

Les résultats qui suivent sont donnés à titre indicatif. Ils apportent des précisions sur le comportement du modèle et constituent des points de référence pour ce chapitre.

#### 4.3.3.1 Etat de contraintes

Les résultats présentés sur la figure 4-4 traduisent l'état de contraintes du sol ambiant. Les contraintes sont exprimées en kPa.

Les contraintes horizontales  $\sigma_{11}$  et verticales  $\sigma_{22}$  subissent une nette augmentation à proximité de la zone où est appliqué le déplacement imposé (figure 4-4 a & b).

A partir d'une distance de 4,5 m par rapport à l'axe d'axisymétrie, l'influence de l'expansion sur la contrainte  $\sigma_{11}$  est moins sensible et l'on s'approche alors de l'état initial. Pour la contrainte  $\sigma_{22}$ , on retrouve quasiment l'état initial dès 3 m de distance tout en remarquant toutefois une légère baisse des valeurs entre 1,6 et 2,0 m de distance.

La figure 4-4c présente les contraintes de cisaillement. Les valeurs sont faibles proportionnellement et l'essentiel du cisaillement est localisé à proximité de la surface.

Enfin, la figure 4-4d montre l'état de plastification du sol après expansion par l'intermédiaire de PEMAG qui représente l'amplitude des déformations plastiques (cf. 2.2.2.1). On remarque alors que jusqu'à 1,8 m environ de distance par rapport à l'axe d'axisymétrie, PEMAG est supérieure à

0,02 et peut aller jusqu'à 1,16 (zone en rouge). A partir de 3 m de distance et pour une profondeur ne dépassant pas 2,5 m environ (zone en bleu), les déformations plastiques deviennent négligeables.

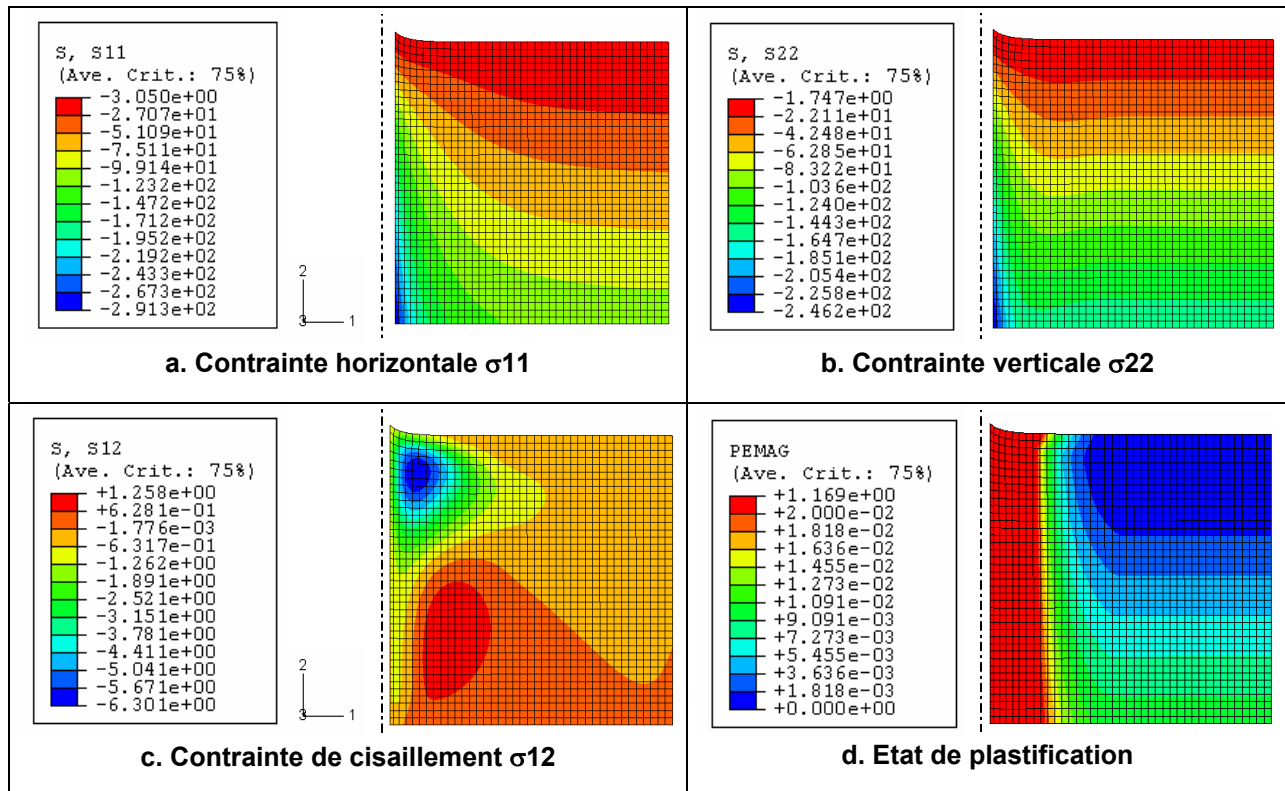


Figure 4-4 – Etat de contraintes dans le sol

#### 4.3.3.2 Déplacements

La figure 4-5 présente les déplacements obtenus dans le sol ambiant après expansion.

Les déplacements horizontaux sont indiqués sur la figure 4-5a. On peut constater que les valeurs des déplacements diminuent rapidement avec l'éloignement de l'axe de symétrie. Les déplacements deviennent inférieurs à 1cm à partir d'une distance de 4,5 m de l'axe de la colonne.

Sur la figure 4-5, on remarque en surface un soulèvement du sol à proximité de l'axe d'axisymétrie. Le déplacement vertical le plus élevé atteint la valeur de 0,283 m.

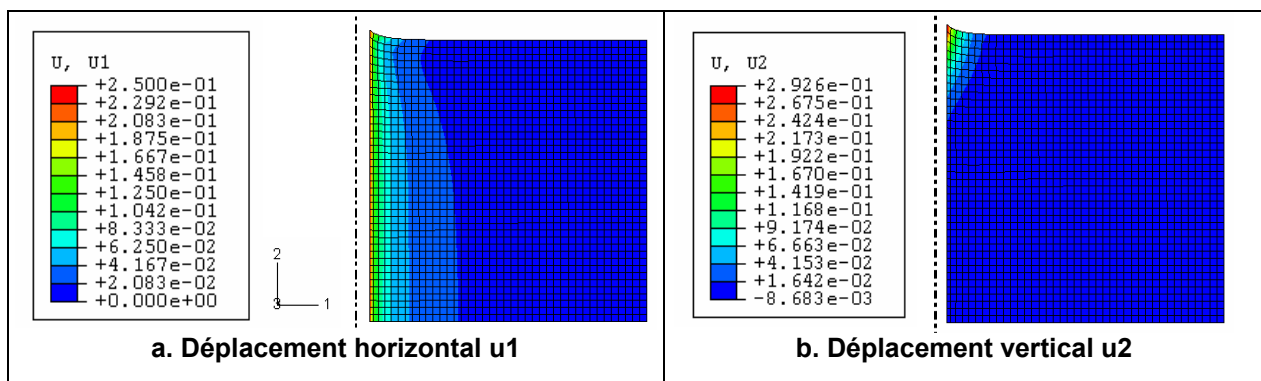
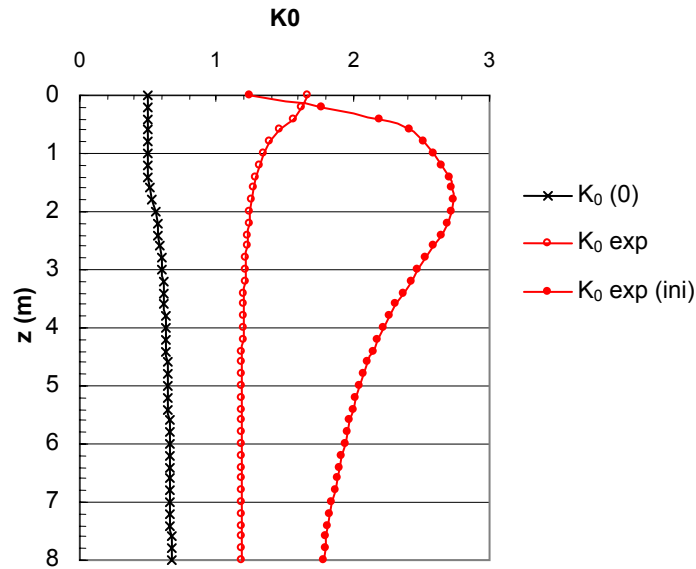


Figure 4-5 - Déplacements

#### 4.3.3.3 Evolution du coefficient $K_0$

La figure 4-6 présente l'évolution du coefficient  $K_0$  en fonction de la profondeur.



**Figure 4-6 – Evolution du coefficient  $K_0$  à l'interface "sol-colonne" suivant la profondeur**

Les trois courbes représentées sont définies de la manière suivante :

$K_0(0) = \frac{\sigma_{11,\text{initial}}}{\sigma_{22,\text{initial}}}$	:	Coefficient de poussée des terres au repos. La valeur de ce paramètre est fixée à 0,5. Elle évolue pendant l'initialisation des contraintes initiales (step : geostatic) et augmente légèrement avec la profondeur pour atteindre 0,667
$K_0 \text{ exp} = \frac{\sigma_{11,\text{final}}}{\sigma_{22,\text{final}}}$	:	Coefficient $K_0$ après expansion calculé avec les valeurs des contraintes horizontales et verticales obtenues après expansion
$K_0 \text{ exp (ini)} = \frac{\sigma_{11,\text{final}}}{\sigma_{22,\text{initial}}}$	:	Coefficient $K_0$ après expansion calculé avec les valeurs des contraintes horizontales après expansion et les contraintes verticales initiales

Si l'on considère la courbe  $K_0 \text{ exp}$ , on peut constater une augmentation de la valeur du coefficient par rapport à  $K_0(0)$ . L'augmentation est plus importante en surface qu'en profondeur et l'on obtient 1,675 pour  $z = 0\text{m}$  et 1,183 pour  $z = 8\text{m}$ .

La courbe  $K_0 \text{ exp (ini)}$  présente un intérêt pour les études analytiques. En effet,  $K_0$  est un des paramètres nécessaires au dimensionnement des colonnes. Ne connaissant pas au préalable l'état final des contraintes verticales, il est donc avantageux d'utiliser le coefficient  $K_0 \text{ exp (ini)}$ .

On constate ainsi une augmentation 1,24 à 2,73 fois la contrainte horizontale initiale. La valeur la plus importante se situant à la profondeur de 1,8 m.

Ces valeurs, relativement élevées, dépassent ce qui a déjà pu être évoqué précédemment (Chapitre 3). On peut noter également que la valeur de  $K_0 \text{ exp (ini)}$  n'est pas constante sur la profondeur traitée.

## 4.4 Modélisation du fonçage du vibreur

Cette partie traite d'une nouvelle approche pour la modélisation de l'enfoncement du vibreur, ce dernier faisant alors partie intégrante du modèle. Cette approche s'inspire des travaux de Sheng D. (2005) sur la simulation de l'installation de pieux par fonçage ainsi que de l'étude analytique de l'enfoncement d'un pénétromètre menée par Teh Cee-Ing (1987)

### 4.4.1 Principe

Le principe de modélisation est illustré sur la figure 4-7. La simulation de l'enfoncement du vibreur a été effectuée sur le modèle axisymétrique par la modélisation d'un corps rigide représentant le vibreur. Un effort de fonçage ainsi qu'une oscillation autour de la position initiale peuvent ainsi y être appliqués.

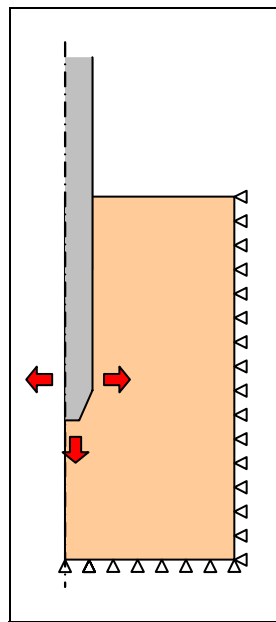


Figure 4-7 – Principe de modélisation du fonçage du vibreur

### 4.4.2 Présentation du modèle

La figure 2-3 décrit le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites.

Les dimensions retenues pour le modèle de calcul sont identiques au modèle précédent ( $D_e = 16$  m et  $L = 8$  m) mais le substratum rigide a été modélisé par une couche de 2 m d'épaisseur composée d'un matériau élastique de module plus élevé que le sol compressible.

Les paramètres retenus pour ce substratum sont:

Modèle de comportement : Elastique

$E_2 = 15000$  kPa ;  $\nu_2 = 1/3$

Poids volumique du matériau :  $\gamma_2 = 20$  kN/m<sup>3</sup>

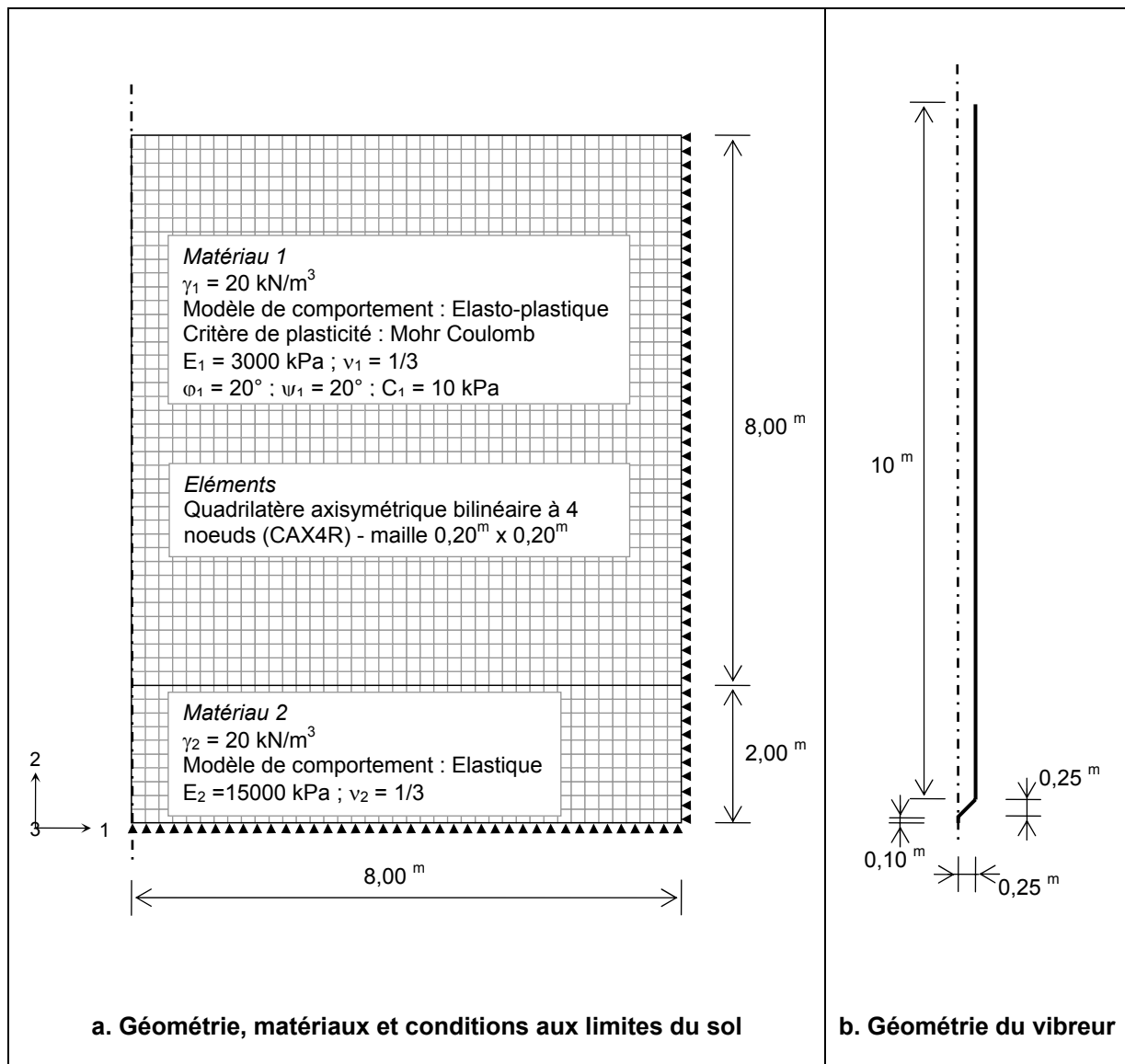


Figure 4-8 – Description du modèle (géométrie, matériaux, conditions aux limites)

En ce qui concerne le sol compressible, les paramètres restent inchangés :

Modèle de comportement : Elasto-plastique

Critère de plasticité : Mohr Coulomb associé

$E_1 = 3000 \text{ kPa}$  ;  $\nu_1 = 1/3$

$\phi_1 = 20^\circ$  ;  $C_1 = 10 \text{ kPa}$

Poids volumique du matériau :  $\gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3$

Le maillage relatif au sol ambiant comporte 1600 éléments axisymétriques bilinéaires à quatre noeuds et un total de 1681 noeuds (figure 4-8).

Pour le substratum, on dénombre 400 éléments axisymétriques bilinéaires à quatre noeuds et un total de 451 noeuds.

Le vibreur est défini par un corps rigide de type "Analytical rigid part". La forme d'un objet de ce type n'est pas arbitraire et ne peut être définie qu'à partir de lignes, d'arcs et de paraboles. L'objet

ainsi défini représente une surface rigide qui peut être utilisée dans les analyses faisant intervenir des problèmes de contact. Cet objet ne nécessite pas d'être maillé.

La figure 4-8b précise la géométrie du vibreur. Dans la mesure où de nombreux problèmes de convergence interviennent en fonction de la géométrie choisie, il a donc été retenu le profil le plus simple possible. Une prolongation de 10 cm le long de l'axe d'axisymétrie a été nécessaire pour assurer le guidage des nœuds lors de l'enfoncement du vibreur.

Pour les conditions aux limites, le déplacement radial le long de la limite de la zone d'influence est imposé comme nul. A la base du modèle, le déplacement vertical est imposé comme nul.

Des éléments d'interface sont présents entre le sol compressible et le substratum assurant ainsi un contact normal de type "hard contact" (non pénétration des nœuds de la surface "esclave" à l'intérieur de la surface "maître") et un contact tangentiel de type "penalty" c'est-à-dire avec frottement. Le coefficient de frottement sol-substratum adopté est de 0,333.

Les conditions de contact vibreur-sol et vibreur-substratum sont définies de la même manière mais avec un contact tangentiel de type "frictionless", c'est-à-dire sans frottement.

Lors du fonçage, une force de 250 kN est appliquée sur le vibreur.

Pour la vibration, lorsque celle-ci est considérée, une oscillation de 3,4 mm de part et d'autre de la position initiale du vibreur est appliquée à la fréquence de 50 Hz.

Une analyse comportant un corps rigide de type "Analytical rigid part" nécessite la définition d'une masse. Ceci est d'autant plus important dans le cadre d'une analyse dynamique. La figure 4-9 indique l'enfoncement du vibreur obtenu en fonction de la masse adoptée. On peut donc constater l'importance de ce paramètre dans la simulation sans que celui-ci ne soit toutefois attaché à la réalité. Afin de comparer les résultats avec ceux issus du modèle précédent, une masse de 4 tonnes a été adoptée assurant ainsi un enfoncement du vibreur de 7,556 m.

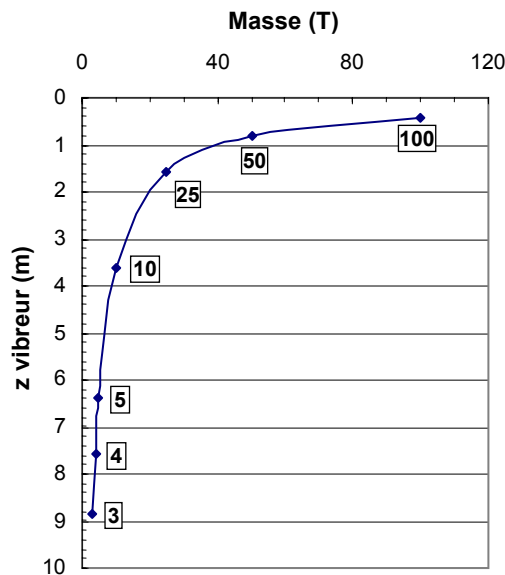


Figure 4-9 – Enfoncement du vibreur en fonction de la masse adoptée

A noter que les calculs ont été menés avec *ABAQUS/Explicit*. Afin d'éviter les distorsions importantes des éléments en contact avec la pointe du vibreur lors de son enfoncement, un maillage adaptatif a été activé pendant cette étape.



### 4.4.3 Analyse des résultats

#### 4.4.3.1 Etat de contraintes horizontales

La figure 4-10 permet de visualiser l'état des contraintes horizontales dans le sol ambiant lors d'un fonçage sans et avec vibration.

En l'absence de vibration (figure 4-10a), on constate comme précédemment une augmentation des valeurs de contraintes horizontales à proximité du vibreur. Celles-ci sont particulièrement élevées au niveau de la pointe du vibreur et atteignent ponctuellement la valeur de 794 kPa au lieu de 291 kPa pour le modèle précédent. A partir d'une distance de 5 m par rapport à l'axe d'axisymétrie, l'influence du vibreur sur la contrainte  $\sigma_{11}$  est moins sensible et l'on s'approche alors de l'état initial.

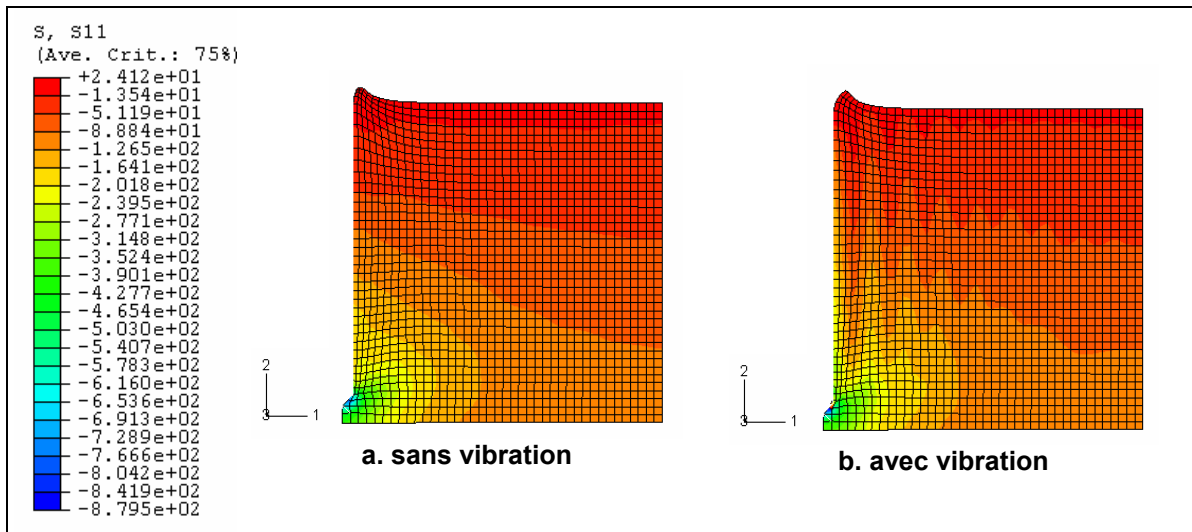


Figure 4-10 – Contrainte horizontale  $\sigma_{11}$

Sur la figure 4-10b, on remarque que les vibrations ont entraîné des variations importantes des contraintes horizontales à proximité de l'outil. Celles-ci se sont alors propagées à l'ensemble du sol ambiant avec une amplitude décroissante. Au-delà de 5 m de distance par rapport à l'axe d'axisymétrie, l'amplitude de variation devient faible et l'on s'approche alors du modèle sans vibration. Très localisée, la contrainte maximale sous la pointe atteint la valeur de 879 kPa.

#### 4.4.3.2 Etat de plastification

L'état de plastification après le fonçage du vibreur est indiqué sur la figure 4-11. Le paramètre de visualisation utilisé est la déformation plastique équivalente dénommée PEEQ. Le paramètre PEMAG n'est pas accessible en calcul explicite.

La déformation plastique équivalente  $\bar{\varepsilon}^{pl}$  est définie de manière générale par  $\bar{\varepsilon}^{pl} \Big|_0 + \int_0^t \dot{\bar{\varepsilon}}^{pl} dt$  où  $\bar{\varepsilon}^{pl} \Big|_0$  est la déformation plastique équivalente initiale (si elle existe)

La définition de la déformation plastique équivalente dépend du modèle de matériau. Pour la plasticité classique des métaux (Mises), la déformation plastique équivalente est définie par

$\dot{\bar{\varepsilon}}^{pl} = \sqrt{\frac{2}{3}} \dot{\varepsilon}^{pl} : \dot{\varepsilon}^{pl}$ . Pour le modèle de plasticité de Mohr Coulomb,  $\bar{\varepsilon}^{pl} = \int \frac{1}{c} \sigma : d\varepsilon^{pl}$  où  $c$  est la cohésion.

Jusqu'à 2,5 m environ de distance par rapport à l'axe d'axisymétrie, PEEQ est supérieure à 0,02 et peut aller jusqu'à 3,22 (zone en rouge). Ce n'est qu'à partir de 4,5 m de distance et pour une profondeur ne dépassant pas 2,5 environ (zone en bleu) que les déformations plastiques deviennent négligeables. Par rapport au modèle précédent, la zone plastifiée est donc légèrement plus importante.

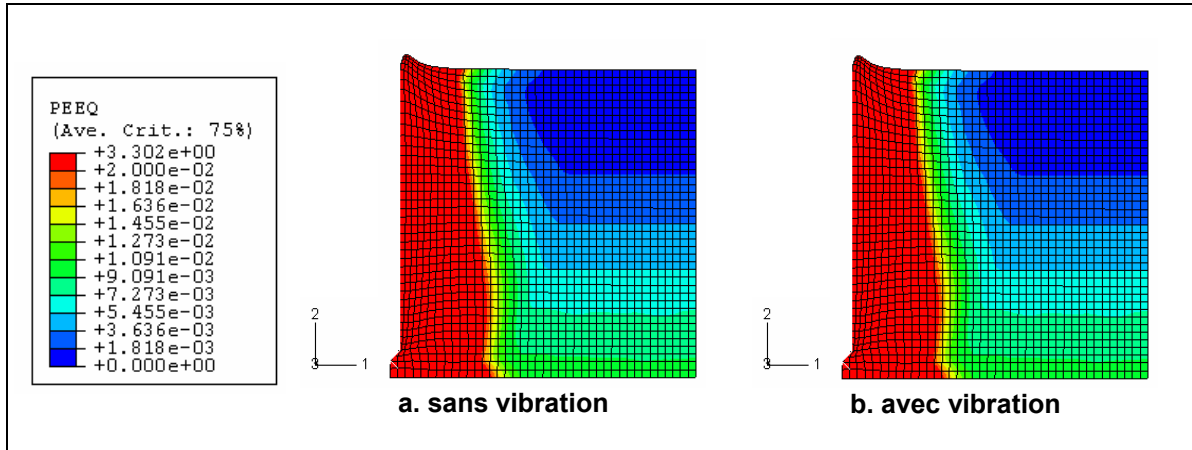


Figure 4-11 – Etat de plastification

#### 4.4.3.3 Déplacements

Les figure 4-12 a & b permettent de visualiser les déplacements horizontaux obtenus sans ou avec vibration. On constate alors que contrairement au modèle précédent, où toutes les valeurs obtenues pour les déplacements sont positives, certaines zones du maillage présentent des valeurs négatives (zones en bleu foncé) traduisant ainsi un déplacement du sol ambiant vers l'axe de symétrie. Ce phénomène est un peu moins marqué pour le modèle en présence de vibrations. Suivant la profondeur, il faut compter une distance minimum de 5 m environ depuis l'axe de symétrie pour revenir à des déplacements inférieurs à 1 cm

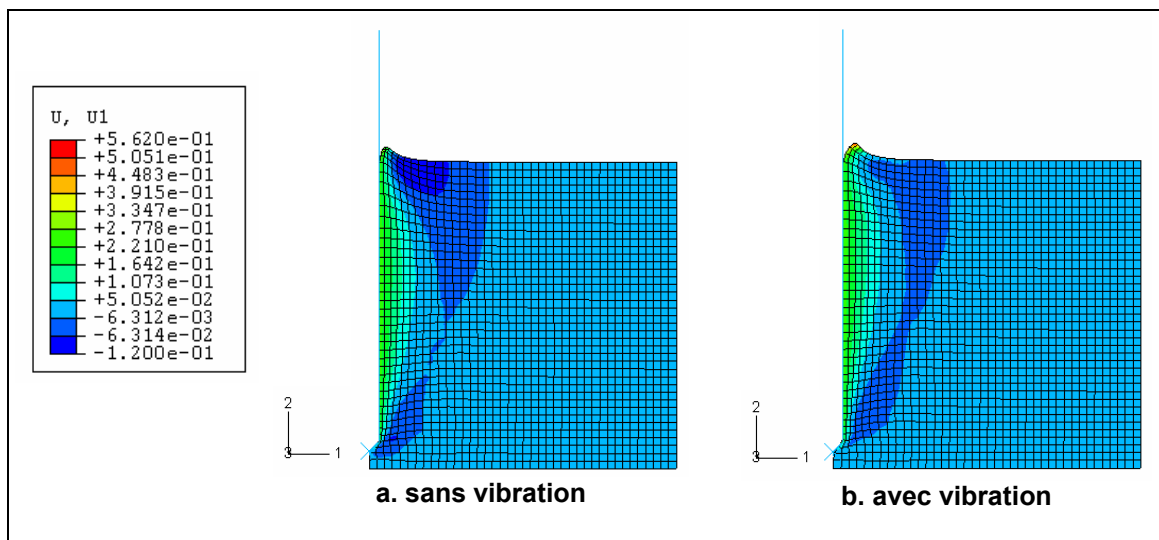


Figure 4-12 – Déplacement horizontal  $u_1$

De la même façon, on retrouve sur la figure 4-13 la visualisation des déplacements verticaux. On constate un soulèvement du sol en surface à proximité du vibreur. Sur la figure 4-13a, on peut relever un déplacement maximal de 0,79 m obtenu sans vibration alors qu'avec vibration (figure

4-13b), on obtient un déplacement maximal de 0,59 m. Dans les deux cas, ces valeurs dépassent celle obtenue avec le modèle précédent (0,28 m).

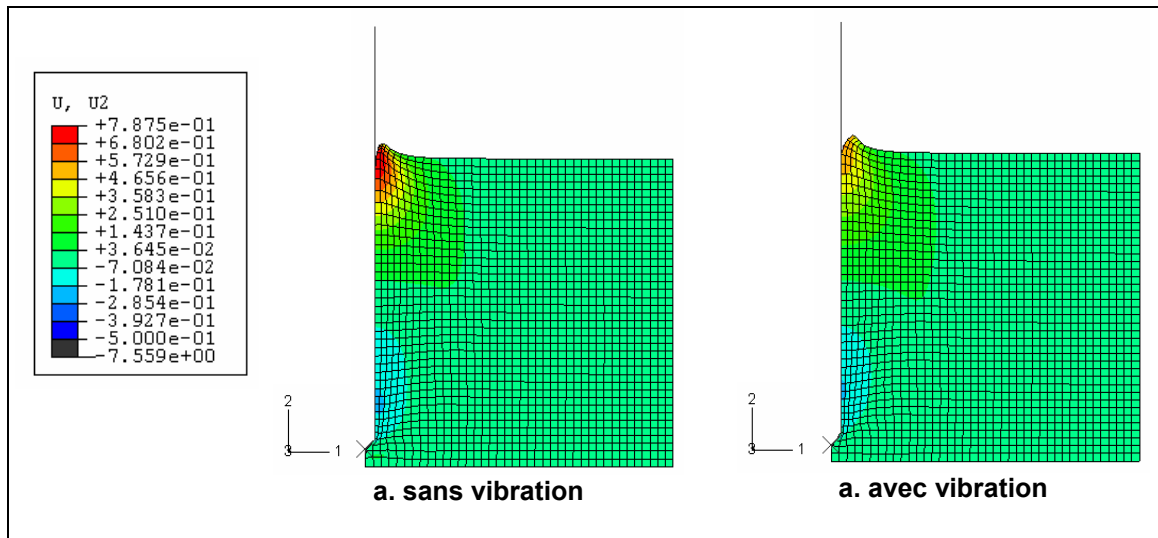


Figure 4-13 – Déplacement vertical  $u_2$

#### 4.4.3.4 Evolution de la contrainte horizontale $\sigma_{11}$ en fonction de l'enfoncement du vibreur

La figure 4-14 présente le profil des contraintes horizontales sur la hauteur du sol compressible en fonction de la profondeur d'enfoncement du vibreur.

On retrouve sur chaque graphe les profils de contraintes horizontales :

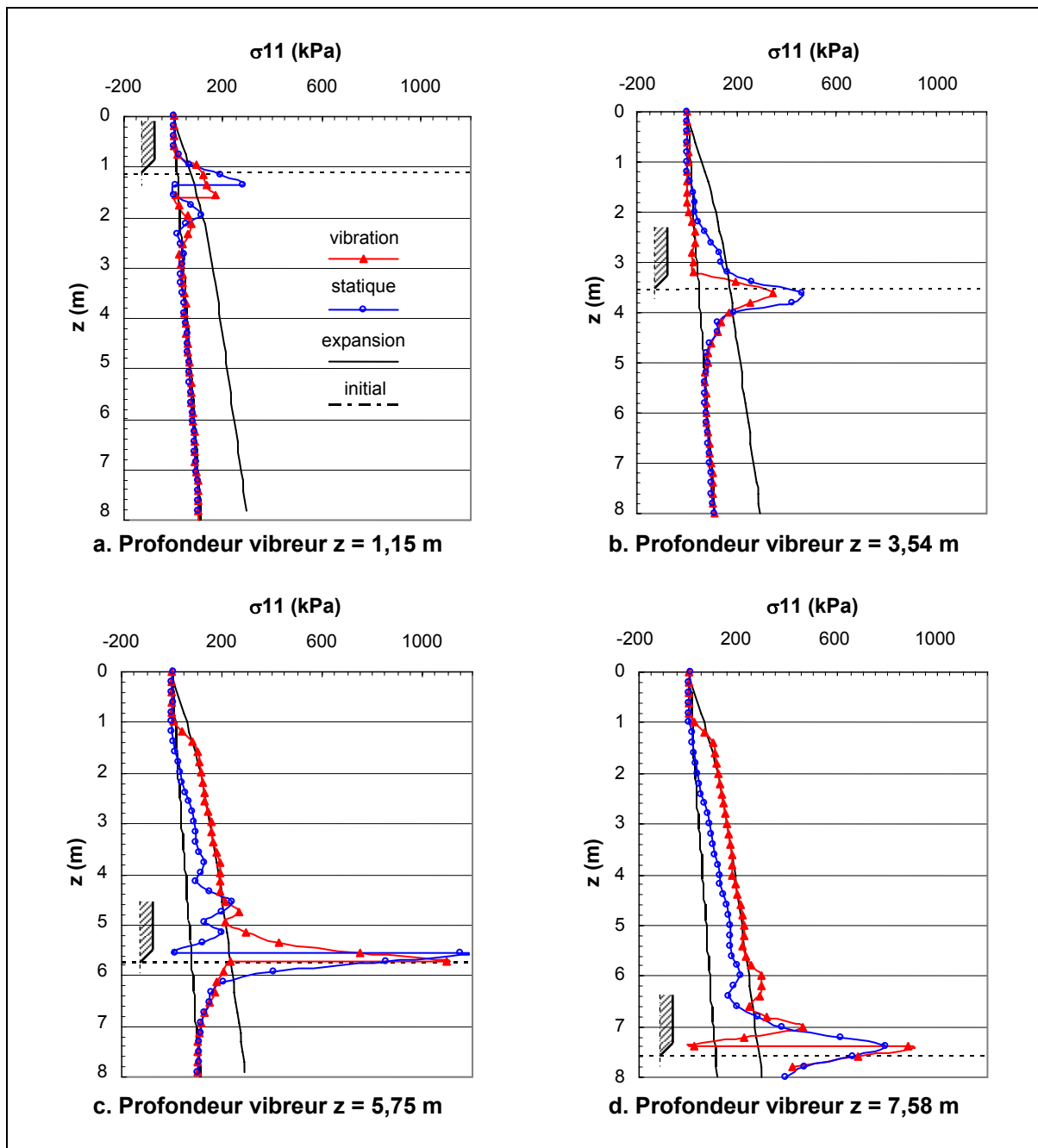
- initiales,
- issues du modèle basé sur l'expansion d'une cavité cylindrique.
- issues du modèle basé sur l'enfoncement du vibreur sans vibration,
- issues du modèle basé sur l'enfoncement du vibreur avec vibration.

Quelle que soit la profondeur du vibreur considérée, on constate une augmentation importante de la contrainte  $\sigma_{11}$  sous la pointe du vibreur. Il s'agit d'une augmentation brusque et très localisée. Le profil des contraintes rejoint le profil des contraintes initiales à 1 m environ sous la pointe du vibreur. Ce phénomène s'observe aussi bien avec vibration que sans.

Le tableau 4-1 rassemble les valeurs des contraintes horizontales  $\sigma_{11}$  maximales obtenues sous la pointe du vibreur et permet la comparaison avec les valeurs issues du modèle par expansion.

z vibreur (m)	z (m)	$\sigma_{11}$ (kPa)			Rapport $\sigma_{11}(b)/\sigma_{11}(a)$
		Expansion (a)	Sans vibration (b)	Avec vibration (b)	
1,15	1,40	84,2	279,8	-	3,323
	1,60	95,4	-	170,4	1,786
3,54	3,60	173,7	462,5	-	2,663
	3,60	173,7	-	342,9	1,974
5,75	5,60	229,7	1153,9	-	5,02
	5,80	235	-	1094,1	4,656
7,78	7,40	278,1	879,5	-	3,163
	7,40	278,1	-	794	2,855

Tableau 4-1 – Contraintes horizontales maximales sous vibreur



**Figure 4-14 Contrainte horizontale  $\sigma_{11}$  suivant la profondeur et la position du vibreur**

Pour le modèle sans vibration, on constate que le sol peut subir pendant le fonçage de l'outil des contraintes horizontales de l'ordre de 2,7 à 5 fois plus élevées que celles obtenues par expansion. Ce rapport diminue en présence de vibrations et évolue de 1,8 à 4,7.

Ceci n'est pas négligeable et l'on peut souligner à une profondeur de vibreur de 5,75m (figure 4-14c), que la contrainte  $\sigma_{11}$  atteint sans vibration la valeur très élevée de 1153,9 kPa et de 1094,1 kPa en présence de vibration. Alors que pour le modèle par expansion, la contrainte obtenue s'élève seulement à 230 kPa environ.

Le profil de contrainte est bien sûr fonction de la géométrie de la pointe comme a pu le montrer Teh Cee-Ing (1987) dans son étude analytique sur l'enfoncement d'un pénétromètre statique. Néanmoins, on peut donc retenir que le sol subit dans son "histoire" des contraintes horizontales très élevées lors de l'enfoncement du vibreur.

Sur les figure 4-14a&b, au dessus de la pointe du vibreur située respectivement aux profondeurs de 1,15m et 3,54m, le profil des contraintes horizontales semble très peu influencé par l'outil et rejoint rapidement la courbe des contraintes initiales.

Par contre, pour des enfoncements de vibreur de 5,75m et 7,78m (figure 4-14c&d), le profil de contraintes se détache du profil des contraintes initiales. Pour le modèle sans vibration, la courbe des contraintes se situe entre la courbe des contraintes initiales et la courbe issue du modèle par expansion. Le profil du modèle avec vibration témoigne de valeurs plus élevées et se rapproche du modèle par expansion.

Ainsi, si la présence de vibrations entraîne pendant le fonçage de l'outil des contraintes moins élevées qu'en absence de vibration, il semblerait toutefois que ce soit l'inverse pour les contraintes finales.

#### 4.4.3.5 Evolution du coefficient $K_0$

Le graphe de la figure 4-15 reprend les courbes de la figure 4-6 complété des courbes obtenues pour le modèle avec vibration et définies comme suit :

$K_0 \text{ vib} = \frac{\sigma_{11,\text{final}}}{\sigma_{22,\text{final}}}$  : Coefficient  $K_0$  calculé avec les valeurs des contraintes horizontales et verticales obtenues après fonçage de l'outil en présence de vibration

$K_0 \text{ vib (ini)} = \frac{\sigma_{11,\text{final}}}{\sigma_{22,\text{initial}}}$  : Coefficient  $K_0$  calculé avec les valeurs des contraintes horizontales après fonçage avec vibration et les contraintes verticales initiales

On remarque de suite entre 2m et 6m de profondeur, la bonne cohérence des résultats entre le modèle par expansion et le modèle avec vibreur. Il n'en va pas de même à proximité de la surface (jusqu'à 2 m de profondeur) et à proximité de la pointe où la valeur du coefficient  $K_0$  évolue très fortement.

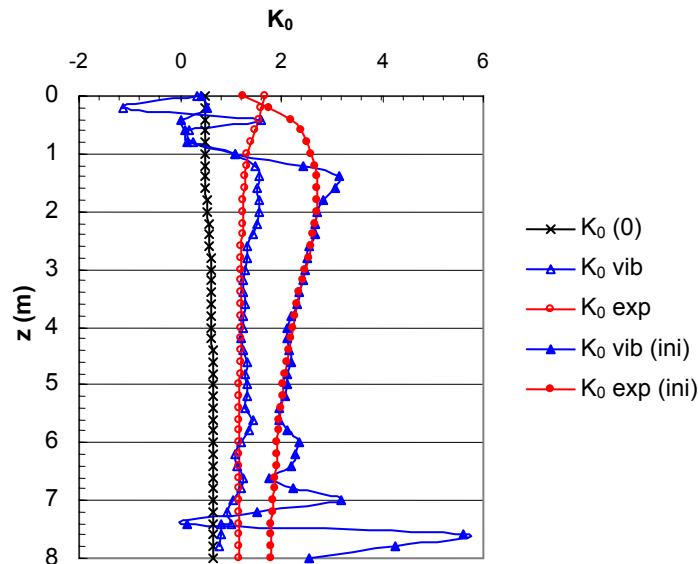


Figure 4-15 – Evolution du coefficient  $K_0$  suivant la profondeur

Le modèle par expansion semble donc représenter une bonne approche pour la détermination d'une valeur du coefficient  $K_0$  tenant compte de la réalisation de la colonne, tout au moins pour la phase relative au fonçage de l'outil.

## 4.5 Conclusion

Ce chapitre a abordé l'influence de l'enfoncement du vibreur sur les contraintes horizontales dans le sol ambiant.

A l'issue de cette étape de réalisation d'une colonne et à partir d'un modèle simple basé sur l'expansion d'une cavité cylindrique, l'état de contraintes, le niveau de plastification du sol et l'impact sur le coefficient  $K_0$  sont étudiés. Dans ce cas précis, la valeur du coefficient  $K_0$  est supérieure à 1 et dépasse les valeurs usuelles utilisées dans les approches analytiques.

L'étude d'un modèle plus élaboré intégrant le vibreur définit des niveaux de contraintes très élevées au niveau de la pointe de l'outil. Les vibrations semblent atténuer les "pics" de contraintes horizontales pendant le fonçage mais entraînent des contraintes finales plus élevées proches du modèle simple.

Sur la hauteur du sol ambiant, les valeurs obtenues pour le coefficient  $K_0$  sont très proches des valeurs issues du modèle par expansion sauf à proximité de la surface du sol et de la pointe du vibreur où elles évoluent très fortement.

Simple et rapide à mettre en œuvre, le modèle par expansion semble donc constituer une bonne première approche permettant ainsi, en évitant des problèmes importants de convergence, la prise en compte de lois de comportement plus élaborées pour le sol ambiant. Cette perspective permettrait éventuellement de mettre en évidence une consolidation du sol compressible.

## **Chapitre 5 – Etude expérimentale de l'influence de la force de compactage**

### **5.1 Introduction**

La performance d'un renforcement de sol par colonnes ballastées dépend essentiellement de l'étreinte latérale mobilisable. Celle-ci résulte bien sûr de la nature du sol ambiant mais également des conditions de réalisation des colonnes.

Comme cela a été indiqué au premier chapitre, les avis sont partagés sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol ambiant lors de la réalisation. Pour Dhouib (2005), celle-ci est généralement considérée comme faible dans le cas des sols fins (limons et surtout argiles) et seuls les sols sableux peuvent faire l'objet d'une densification entre les colonnes. D'autres comme Gougnot (1979) et Priebe (1976) considèrent que la mise en place des colonnes ballastées provoque une compression initiale latérale ou une liquéfaction du sol et donc accroît la valeur du coefficient  $K_0$ . Vautrain (1980) a pu relever de fortes améliorations de la cohésion des horizons argileux et tourbeux juste après traitement.

La détermination de l'état de contraintes initiales dans un sol renforcé par inclusions n'est pas évidente. La modélisation de l'enfoncement du vibreur a permis de montrer que l'étreinte latérale pouvait être modifiée lors de la réalisation d'une colonne. Néanmoins, au compactage du ballast, les parois du forage subissent des pressions supplémentaires qui modifient à nouveau le champ de contraintes.

La difficulté repose donc sur l'évaluation de l'incidence du compactage sur l'étreinte latérale. La modélisation de la mise en place du ballast et de son compactage reste toutefois très délicate à mettre en œuvre (complexité du modèle, problème de convergence, comportement du ballast compacté, respect du phasage). Un travail important reste à mener pour obtenir un modèle représentatif du phénomène.

Pour ces raisons, on se propose maintenant dans ce chapitre d'évaluer l'incidence de la force de compactage du ballast sur le comportement des colonnes au travers d'une expérimentation sur site.

On présente tout d'abord le site d'expérimentation en précisant le contexte géotechnique, la définition des colonnes pour les essais et la détermination de l'effort mobilisé en pointe du vibreur.

On effectue ensuite une présentation des différents essais réalisés sur les colonnes (dégarnissages de colonne, essais pressiométriques, essais de chargement). Une analyse des résultats est menée pour définir le comportement des colonnes en fonction de la force de compactage exercée.

### **5.2 Présentation de l'expérimentation sur site**

Le site concerné est le chantier de renforcement de sol à Bussy St Georges en Seine et Marne.

L'ouvrage à réaliser est un bâtiment industriel d'environ 16000 m<sup>2</sup> comprenant 4 halls de stockage lourd du type RDC et un espace de bureaux en R+1. Il n'est pas prévu de niveau de sous-sol. Compte tenu de la topographie et du projet, il n'est pas prévu de terrassement en masse mais uniquement un décapage de remise à niveau de la plate forme.

Les charges maximales imposées par la structure au sol n'étaient pas encore connues à l'époque, mais en ce qui concerne les dallages, les charges maximales envisagées par le client sont estimées pouvant atteindre 100 kPa, la surcharge dans l'un des 4 halls se limitant à 50 kPa.

Le programme de la reconnaissance des sols repose sur la réalisation de sondages, d'essais in situ et d'essais de laboratoire comme indiqués dans le tableau 5-1 :

Sondages et essais in situ	sondages carottés vibrofoncés poursuivis en destructif en roto-percussion,
	essais pressiométriques (Norme NF P 94-110 / Carottier vibrofoncé poursuivis en destructif en roto-percussion)
	sondages au pénétromètre dynamique normalisé type B (Norme NF P 94-115)
Essais de laboratoire	teneur en eau
	masse volumique
	compressibilité à l'oedomètre

**Tableau 5-1 – Sondages et essais réalisés**

### 5.2.1 Synthèse de la reconnaissance géotechnique

Compte tenu de la nature géotechnique du terrain présentée dans les points suivants, le système de fondations de l'ouvrage est essentiellement lié aux contraintes de surcharges imposées sur les dallages.

#### 5.2.1.1 Synthèse géologique

La campagne de reconnaissance a permis de dresser la coupe géotechnique schématique présentée sur la figure 5-1.

On distingue sur l'ensemble du terrain les formations suivantes de haut en bas :

- de la **terre végétale limoneuse** marron beige sur une épaisseur moyenne de 20 cm,

Le complexe communément désigné par le terme "Limons des Plateaux" est représenté par les couches suivantes :

- des **limons argileux brun-ocre rubéfiés** jusqu'à une profondeur variant de 1,2 m à 2,4 m suivant les sondages. La classification GTR de ces sols est assimilable à A2 et les caractéristiques mécaniques de ces limons sont donc susceptibles de varier avec les saisons et les conditions météorologiques,
- des **argiles limoneuses plastiques** ocre-beige à grisâtre contenant des nodules de rubéfaction et des fragments calcaires. Ce faciès est représenté jusqu'à une profondeur variant de 4.0 m à 5.0 m suivant les sondages.

L'altération de la formation de Brie est caractérisée par les deux faciès suivants :

- une **alternance de niveaux argileux** ocre compacts et plastiques contenant des fragments meuliers et des passages marneux beige-crème jusqu'à une profondeur variant de 9,0 m à 11,0 m suivant les sondages,



- des **marnes compactes gris-crème à verdâtre** contenant des niveaux calcaires durs jusqu'à une profondeur supérieure à celles atteintes par les sondages.

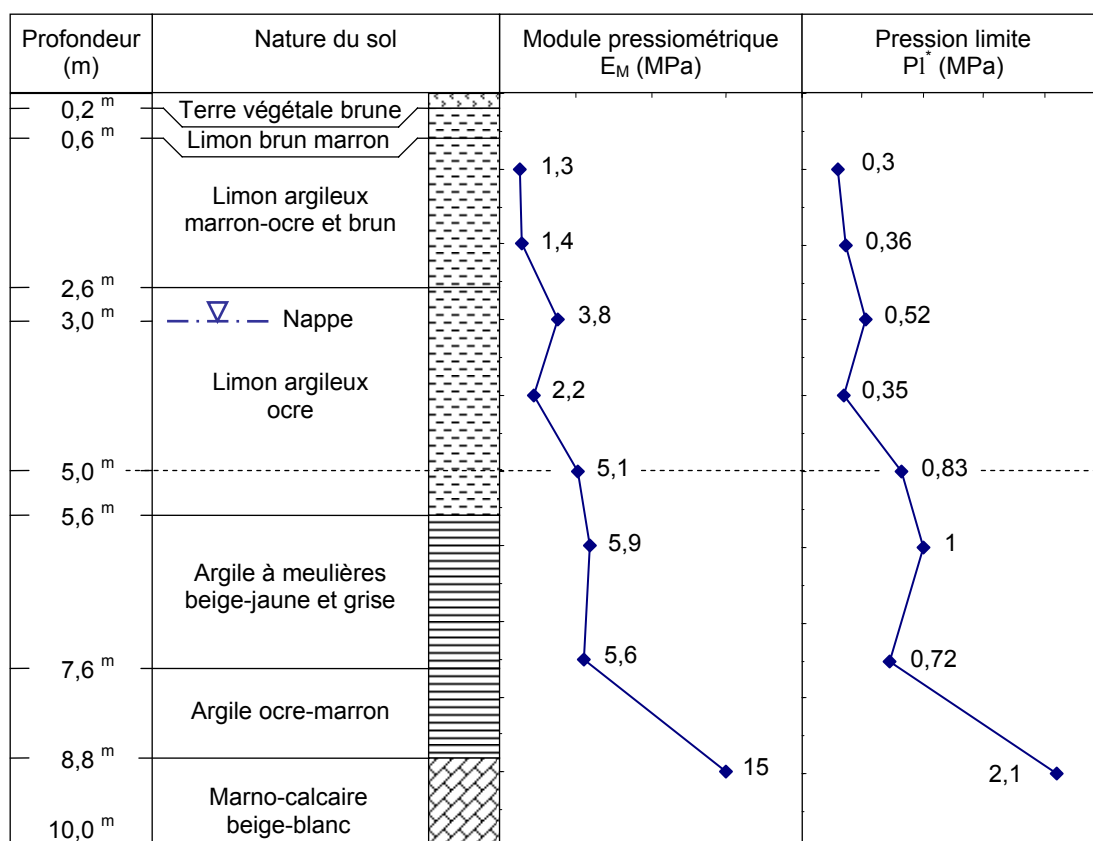


Figure 5-1 – Coupe géotechnique schématique

### 5.2.1.2 Synthèse géomécanique

Cinq essais pressiométriques (S1, S2, S3, S4 et S5) ont été réalisés sur le site. L'essai S4 est représenté sur la figure 5-1.

Les caractéristiques retenues dans chacune des couches sont données dans le tableau 5-2. Elles correspondent approximativement à la valeur moyenne diminuée d'un demi écart-type pour la pression limite et à la moyenne harmonique pour le module et sont issus du rapport de sol du chantier.

N°	Couche	Epaisseur en m	Pénétromètre $R_d$ (MPa)	Pressiomètre	
				$E_M$ (MPa)	$P_I^*$ (MPa)
1	Terre végétale	0,2	1	-	-
2 + 3	Limons des Plateaux	4,5	0,8	1,9	0,37
4	Argiles à Meulière et marno-calcaires altérés	6	7	5,4	0,7
5	Marnes compactes + bancs de meulière + blocs calcaires	$\geq 5$	$\geq 10$	19	2,5

Tableau 5-2 – Synthèse des caractéristiques mécaniques

### 5.2.1.3 Synthèse hydrogéologique

Les relevés des piézomètres installés sur le site indiquent une nappe située à -3 m par rapport au terrain naturel. Il s'agit de la nappe du réservoir oligocène.

### 5.2.1.4 Synthèse des recommandations

Compte tenu de la forte compressibilité de la couche limoneuse rencontrée jusqu'à environ 5 m de profondeur, la réalisation d'un dallage sur terre-plein apparaît proscrite, à moins d'envisager une solution de renforcement des sols permettant de limiter les tassements d'ensemble dallage/structure, et dans ces mêmes conditions, d'adopter pour les appuis de la structure une solution de fondations superficielles sur sol amélioré.

## 5.2.2 Détermination de l'effort mobilisé en pointe de vibreur

L'effort de poussée exercé par le vibreur est une donnée qui n'est pas directement accessible. En revanche, l'opérateur de la foreuse KELLER peut récupérer la pression exercée au niveau du treuil qui permet le déplacement de l'outil.

C'est avec l'aide technique du CEBTP (Centre d'Expertise du Bâtiment et des Travaux Publics), qu'un essai a pu être mis en place afin d'établir une corrélation entre les valeurs mesurées de cette pression, appelée couramment "contact-bar", et l'effort exercé par le vibreur.

### 5.2.2.1 Description de l'essai

Pour ce faire, le vibreur vient en contact avec un peson dynamométrique (cf figure 5-2). Celui-ci permet de connaître en temps réel l'effort développé par le vibreur.



**Figure 5-2 – Vibreur en contact avec le peson dynamométrique**

### 5.2.2.2 Résultats de l'essai

Les valeurs relevées par le CEBTP sont indiquées dans tableau 5-3.

Pressions relevées (MPa)	0	6	10	19	26
Poussées mesurées (kN)	0	84	124	207	254

**Tableau 5-3 – Résultats de l'essai d'étalonnage**

Elles permettent de tracer la courbe présentée sur la figure 5-3. Dans la plage de mesure des pressions (de 0 à 26 MPa), une droite de tendance peut être définie et une relation linéaire entre ces deux paramètres existe donc.

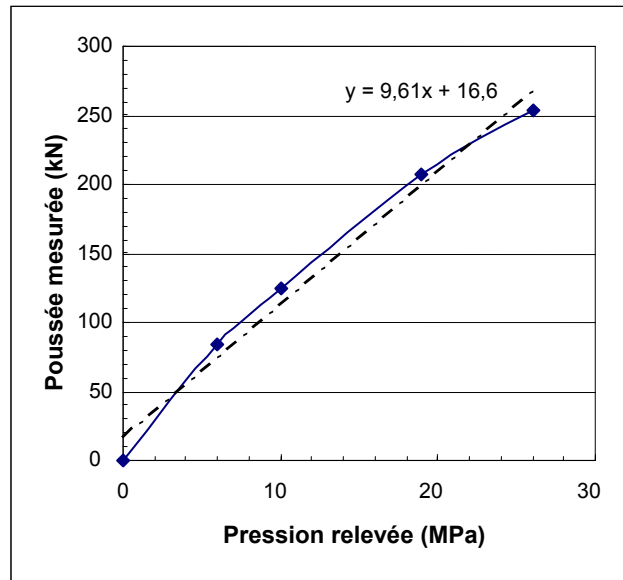


Figure 5-3 – Graphe d'étalonnage Poussée / Contact-bar

### 5.2.3 Réalisation des colonnes pour les essais

Les colonnes ont été réalisées par un opérateur spécialisé, de la façon suivante :

- implantation en ligne de 7 colonnes espacées de 2 mètres,
- diamètre moyen des colonnes 0,65 m,
- longueur des colonnes 5 mètres (refus de l'outil dans une couche dure)

La figure 5-4 précise l'implantation des colonnes ainsi que leur dénomination en fonction de l'effort maximum mobilisé par le vibreur.

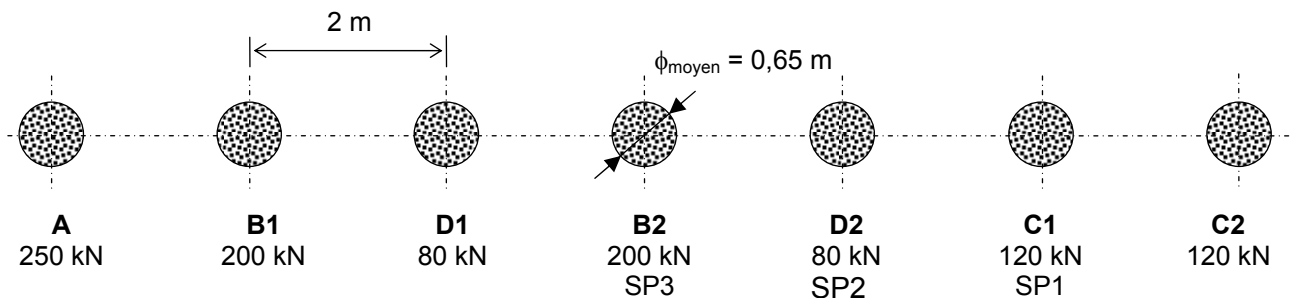


Figure 5-4 – Définition et implantation des colonnes d'essais

La colonne A a été réalisée avec un effort maximum de poussée de 250 kN, les colonnes B avec un effort de 200 kN, les colonnes C avec un effort de 120 kN et les colonnes D avec un effort de 80 kN.

Les foreuses KELLER sont équipées d'un ordinateur de bord, dénommé M4, permettant de relever différents paramètres comme :

- le temps de réalisation d'une colonne,
- la valeur du "contact-bar",
- la profondeur atteinte.

Lors de la réalisation des colonnes C1, C2, D1 et D2 (80 kN et 120 kN maximum), il s'est avéré que l'opérateur ne parvenait pas à descendre le vibreur dans le sol. Il a donc été nécessaire d'augmenter la force de poussée pour descendre l'outil à la côte souhaitée. Au niveau des enregistrements, on remarque bien un pic au niveau du "contact-bar". Cependant, les colonnes ont bien été réalisées avec l'effort de compactage maximal souhaité.

### 5.3 Réalisation des essais sur colonnes

Trois types d'essai ont pu être menés sur le site, il s'agit :

- de dégarnissages,
- d'essais pressiométriques,
- d'essais de chargement

Ceux-ci ont été réalisés une semaine et demi après la mise en oeuvre des colonnes

On retrouve sur le tableau 5-4 la répartition de ces essais. Toutes les colonnes ont fait l'objet d'un dégarnissage, seules les colonnes B1 et D1 ont subi un essai de chargement et des sondages pressiométriques ont été exécutés dans les colonnes B2, C1 et D2 .

Colonnes	Essai de chargement	Essai pressiométrique	Dégarnissage
<b>A</b> (250 kN)			•
<b>B1</b> (200 kN)	•		•
<b>B2</b> (200 kN)		• (SP3)	•
<b>C1</b> (120 kN)		• (SP1)	•
<b>C2</b> (120 kN)			•
<b>D1</b> (80 kN)	•		•
<b>D2</b> (80 kN)		• (SP2)	•

**Tableau 5-4 – Tableau récapitulatif des essais**

#### 5.3.1 Dégarnissage de colonnes

Le dégarnissage de colonnes ballastées consiste à mesurer in situ les dimensions réelles des colonnes.

##### 5.3.1.1 Description de l'essai

Cette opération a été réalisée au moyen d'une pelle mécanique équipée d'un godet de curage. Ce godet est dépourvu de "dent" afin d'éviter le plus possible de remanier la colonne. Le dégarnissage des colonnes est réalisé par un décapage en passes successives d'une trentaine de centimètres de la surface du sol.

Les colonnes présentent une section elliptique comme le montre la figure 5-5 et les dimensions suivant le petit axe et le grand axe de l'ellipse ont donc été relevées.

La prise de mesures s'est révélée délicate et la présence d'eau empêchait un dégarnissage profond. Pour des raisons évidentes de sécurité, il est de plus difficile de poursuivre au-delà de la profondeur de 2,50m sans assurer le blindage des parois de l'excavation.

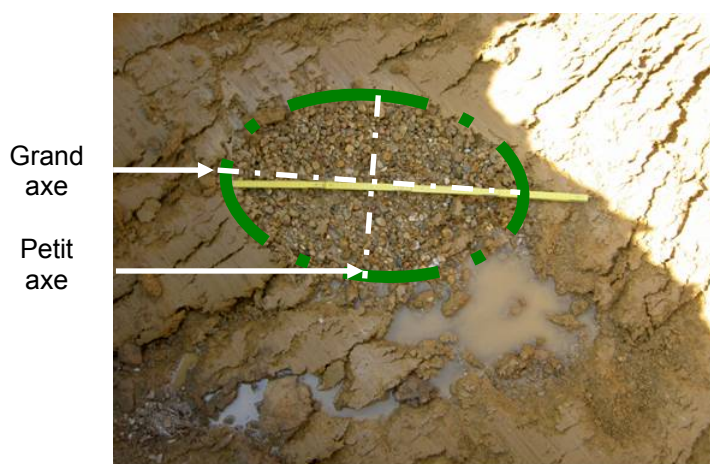


Figure 5-5 – Dégarnissage d'une colonne

### 5.3.1.2 Résultats de l'essai

Toutes les colonnes ont fait l'objet d'un dégarnissage. Certaines ont fait l'objet d'un essai pressiométrique, d'autres d'un essai de chargement auparavant. Seule la colonne C2 n'a pas été remaniée avant dégarnissage. Les colonnes C sont compactées avec un effort maximum de 120 kN, la colonne C1 a fait l'objet d'un essai pressiométrique.

La figure 5-6 permet d'évaluer l'influence de l'essai pressiométrique sur le profil de dégarnissage.

La figure 5-6a présente l'évolution de la section de colonne  $A_c$  (calculée à partir des dimensions mesurées suivant le petit axe et le grand axe) des colonnes C1 et C2 en fonction de la profondeur. On constate que les profils sont très proches et que de ce fait l'essai pressiométrique influe très peu sur les dimensions de la colonne. La figure 5-6b indique l'évolution d'un rayon moyen  $R_{eq}$  calculé sur la base d'une section de colonne circulaire. La différence de rayon reste faible et ne dépasse pas 3 cm sur la profondeur qui a été dégarnie.

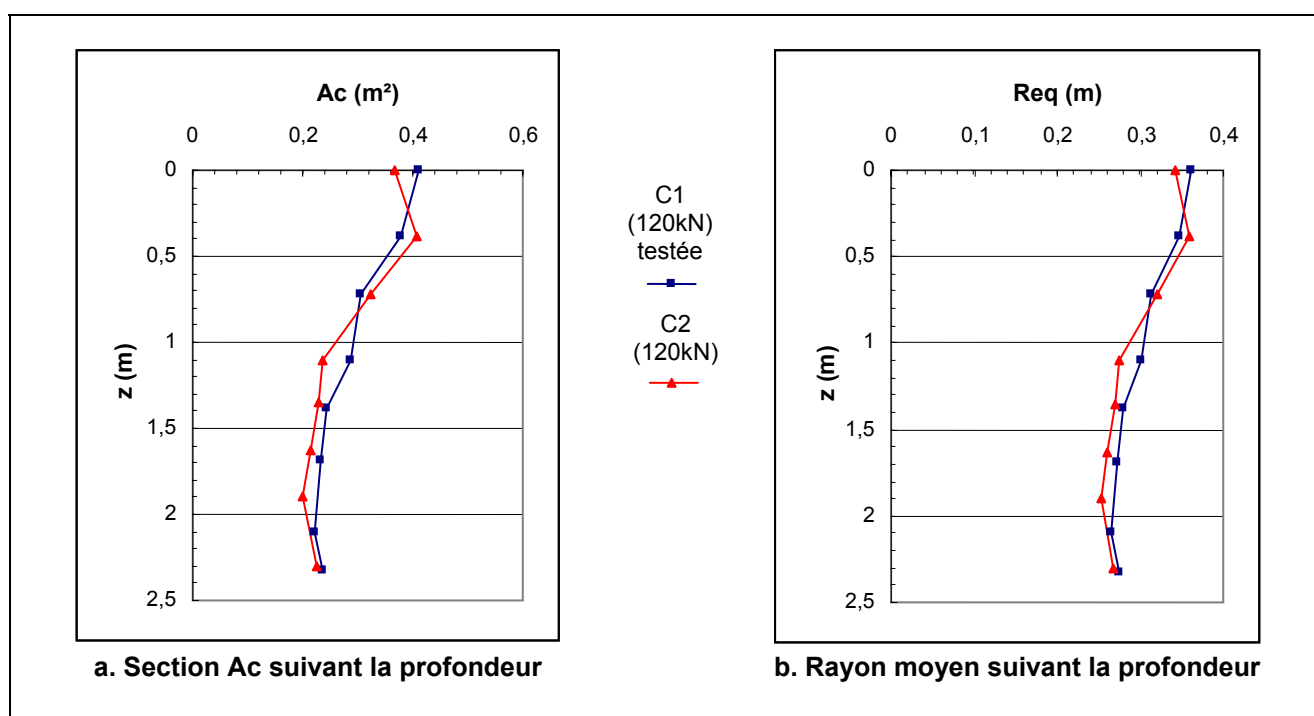
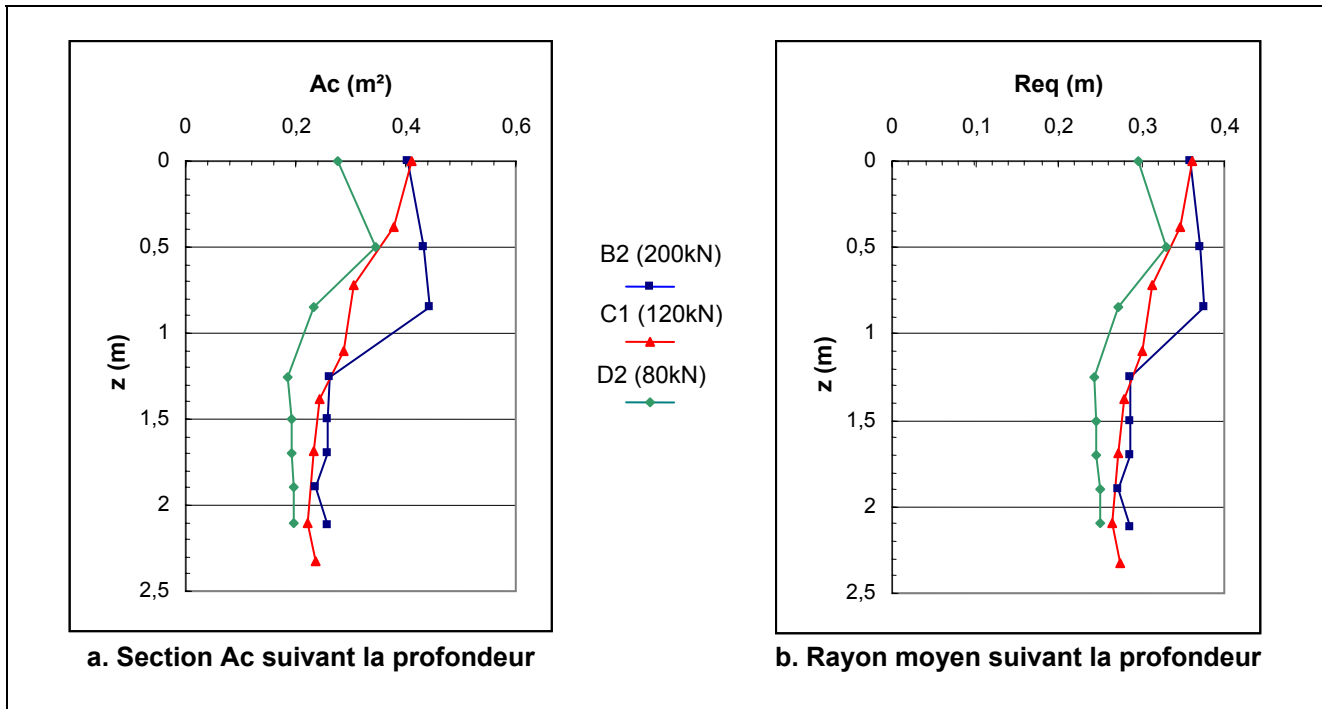


Figure 5-6 – Influence de la réalisation de l'essai pressiométrique sur la section de colonne

De la même façon, la figure 5-7 regroupe les profils de  $A_c$  et de  $R_{eq}$  des colonnes ayant subi un essai pressiométrique, c'est-à-dire les colonnes B2, C1 et D2. On constate que la section et les dimensions des colonnes augmentent avec l'effort de compactage.



**Figure 5-7 – Influence de l'effort de compactage sur la section de colonne**

En prenant en référence la colonne D2 (compactée à 80 kN), on peut relever sur la profondeur testée que pour la colonne C1 (compactée à 120 kN), l'augmentation de section se situe entre 0,027 et 0,134 m² et l'augmentation de rayon se situe entre 1,5 et 6,5 cm. Si l'on considère la colonne B2 (compactée à 200 kN), l'augmentation de section se situe entre 0,039 et 0,209 m² et l'augmentation de rayon se situe entre 2,4 et 10,3 cm.

La figure 5-8 présente les profils des colonnes B1 et D1 ayant subi un essai de chargement.

Sur la figure 5-8a traduisant l'évolution de la section  $A_c$  suivant la profondeur, on constate en tête de colonnes, que les dimensions de la colonne D1 (effort maximum de compactage de 80 kN) sont supérieures à celles de la colonne B1 (effort de compactage maximum de 200 kN). A la profondeur de 0,60 m environ, ce phénomène s'inverse et l'on retrouve une colonne B1 plus large que la colonne D1 comme on a pu l'observer sur la figure 5-7a avec les colonnes B2 et D2. Une colonne faiblement compactée semble donc présenter de plus grandes déformations en tête lors d'un essai de chargement qu'une colonne fortement compactée.

Le niveau de compactage du ballast semble donc ici encore avoir une influence sur le comportement des colonnes sous chargement. Un niveau élevé de compactage semble indiqué pour une meilleure tenue de la colonne.

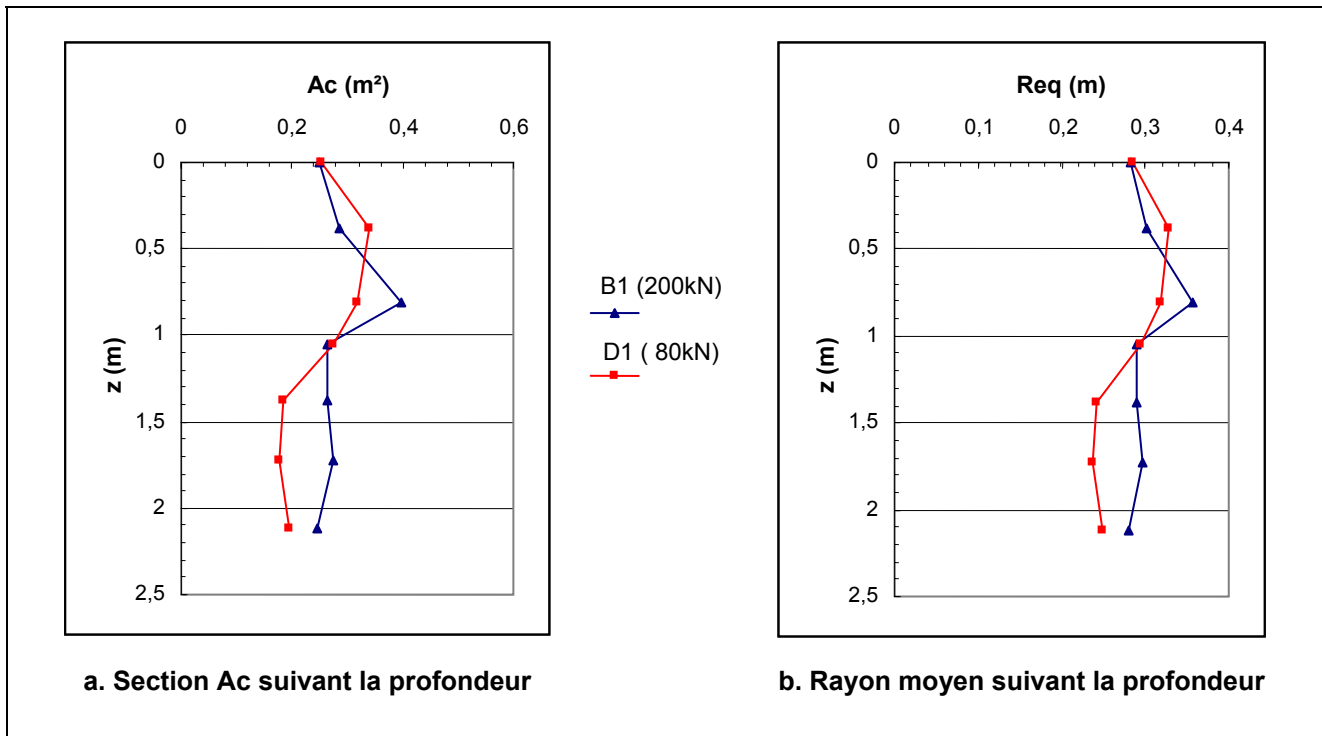


Figure 5-8 – Influence de l'effort de compactage sur la section de colonne après essai de chargement

### 5.3.2 Essais pressiométriques

Les essais ont été réalisés par l'entreprise SOLEN.

#### 5.3.2.1 Description de l'essai

L'essai est réalisé classiquement suivant la norme NF P 94-110. Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement, introduite dans un forage.

L'essai permet d'obtenir la courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la pression appliquée.

On peut déterminer trois paramètres : le module de déformation du sol, la pression de fluage, et la pression limite pressiométrique du sol.

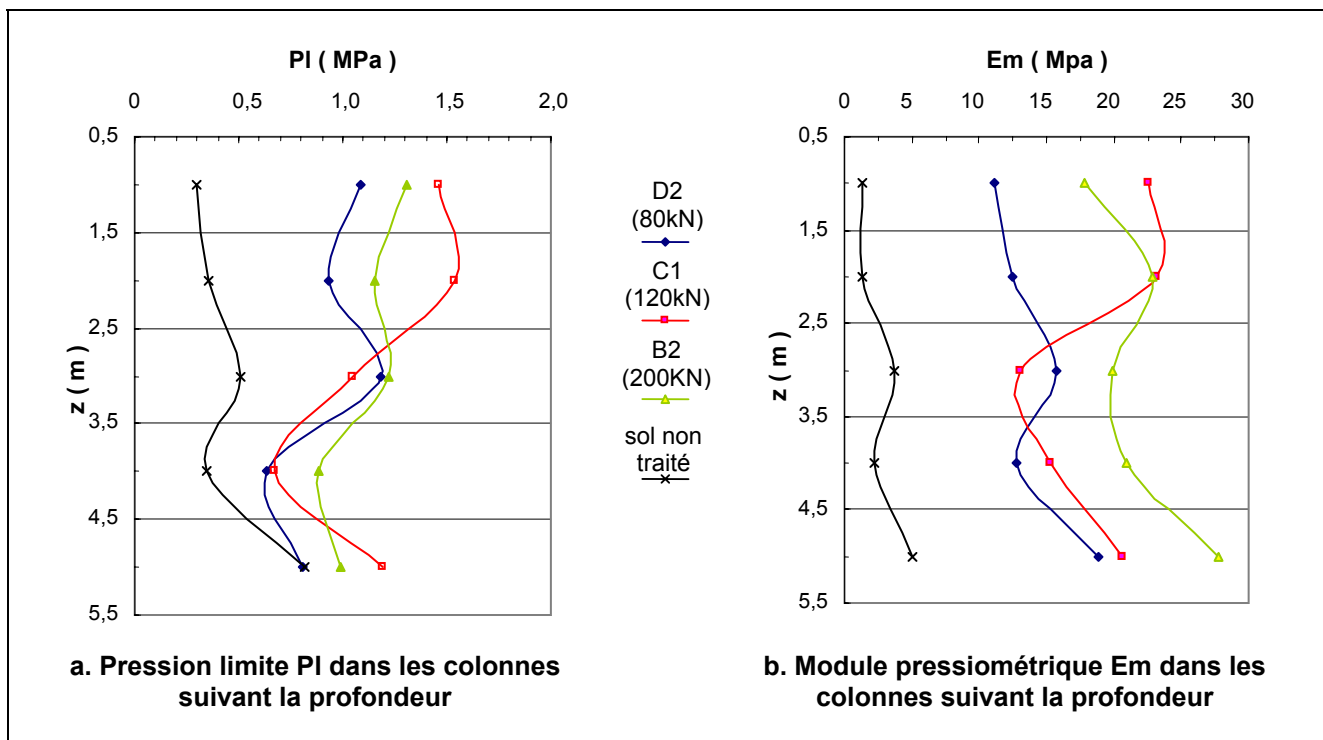
#### 5.3.2.2 Résultats des essais

Les résultats d'analyse des essais sont présentés dans le tableau 5-5. On peut vérifier de prime abord que les valeurs des pressions limites et des modules pressiométriques sont plus élevées que les valeurs du sol avant traitement.

CB	80 kN		120 kN		200 kN		Sol non traité	
z (m)	PI (MPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	PI (MPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	PI (MPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	PI (MPa)	E <sub>M</sub> (MPa)
1	1,1	11,1	1,5	22,5	1,3	17,8	0,3	1,3
2	0,9	12,5	1,5	23,1	1,2	22,9	0,4	1,4
3	1,2	15,8	1,1	13,1	1,2	19,9	0,5	3,8
4	0,6	12,8	0,7	15,3	0,9	21,0	0,3	2,2
5	0,8	18,9	1,2	20,6	1,0	27,8	0,8	5,0

**Tableau 5-5 – Tableau de résultats des essais pressiométriques**

La figure 5-9a présente le graphe des pressions limites en fonction de la profondeur pour les colonnes B2, C1 et D2 compactées respectivement à 200kN, 120kN et 80kN. La colonne B2 présente des valeurs de pressions limites supérieures aux valeurs de la colonne D2. En revanche, les valeurs de la colonne intermédiaire C1 sont particulières et ne suivent pas la même évolution.

**Figure 5-9 – Graphe des résultats des essais pressiométriques**

L'évolution des modules pressiométriques en fonction de la profondeur est présentée sur la figure 5-9b. On retrouve également des valeurs plus élevées pour la colonne B2 (200 kN) que pour la colonne D2 (80 kN). La courbe concernant la colonne C1 (120 kN) reste atypique, avec en tête de colonne, des valeurs plus élevées que pour la colonne B2.

### 5.3.2.3 Discussion

Si l'on fait exception des résultats issus de la colonne C1, l'intensité de l'effort de compactage semble donc avoir une influence favorable sur le renforcement de sol et entraîne une



augmentation des caractéristiques mécaniques apparente du complexe sol-colonne. La réalisation d'autres essais pressiométriques devrait permettre de lever le doute sur cette tendance.

### 5.3.3 Essais de chargement

Il s'agit d'un essai de chargement statique sur une colonne ballastée. Celui-ci permet généralement d'observer le tassement grandeur nature d'une colonne ballastée afin de comparer les résultats avec les estimations faites dans la note de calcul.

#### 5.3.3.1 Appareillage

La figure 5-10 présente l'appareillage.



**Figure 5-10 – Appareillage de l'essai de chargement**

Le dispositif de réaction est un système d'ancrage. Le massif de réaction est constitué d'une poutre HEB500 de longueur 6m qui prend appui sur 4 ancres de type ARTEON scellés sur une profondeur de 6m avec du béton B25 dosé à 350 kg.

Le dispositif de mise en charge est constitué par un vérin hydraulique double effet dont la force et le déplacement doivent évidemment être compatibles avec la charge finale de l'essai et l'enfoncement prévisible de la colonne. Il est de capacité maximale de 1380 kN et la course maximale du piston de section 197 cm<sup>2</sup> est de 30 cm. Il est intercalé entre la poutre métallique et une plaque de répartition circulaire d'un diamètre de 80 cm (au moins égal à celui de la colonne ballastée) et de 12 cm d'épaisseur. Ce vérin est actionné par une pompe est muni d'une rotule pour assurer la verticalité des efforts et éviter les pertes par frottement.

Un lit de sable est mis en place entre la plaque et la tête de la colonne afin de garantir une parfaite répartition des contraintes.

#### 5.3.3.2 Instrumentation

L'enfoncement du massif est mesuré par 3 comparateurs dont la course est compatible avec les tassements à mesurer. Ils sont disposés de part et d'autres de la plaque de répartition et solidaires de poutrelles indépendantes IPE100 de 6m de long, servant de référence "zéro". Leur pointe s'appuie sur la plaque de répartition. A l'aide d'une pompe reliée directement au manomètre, on assure une charge constante pour chaque palier.

### 5.3.3.3 Exécution de l'essai

Conformément aux prescriptions et à la procédure de réalisation du DTU 13.2, un essai de chargement permet de vérifier la portance des colonnes ballastées sous 1,5 fois la charge de service, ainsi que le tassement sous la charge de service. Celle-ci généralement transmise par le Maître d'œuvre a été arrêtée à  $Q_s = 250$  kN

Avant toute mise en charge, on procède au calage du vérin, à une mise à zéro des appareils de mesure. L'essai se déroule ensuite selon un programme soigneusement défini au préalable. Ce programme se définit comme suit : un pré-chargement progressif est appliqué jusqu'à 25% de la charge de service ( $Q_s$ ). Le tassement de pré-chargement est ainsi relevé à la suite de stabilisation de la course des comparateurs. On procède ensuite au déchargement du vérin, jusqu'à désolidarisation entre le piston et la poutre de réaction. Une lecture du tassement résiduel est effectuée.

L'essai de chargement se déroule en 4 phases :

- chargement de 0 à  $Q_s$  par paliers égaux de  $Q_s/4$  maintenus chacun pendant 30 minutes (ou bien inférieur si stabilisation de la course du piston),
- déchargement jusqu'à 0 par paliers égaux de  $Q_s/4$  maintenus chacun pendant 15 minutes avec les lectures relatives à ces paliers,
- chargement de 0 à  $1,5Q_s$  par paliers égaux de  $Q_s/4$  maintenus chacun pendant 60 minutes (ou bien inférieur si stabilisation de la course du piston),
- déchargement jusqu'à 0 par paliers égaux de  $Q_s/4$  maintenus chacun pendant 15 minutes avec les lectures relatives à ces paliers

La déformation est dite stabilisée lorsque la vitesse d'enfoncement n'excède pas 0,02 mm/min.

### 5.3.3.4 Résultats des essais

La première colonne testée (B1) a été compactée avec un effort de 200 kN, le tableau 5-6 précise les valeurs des tassements moyens obtenues lors de l'essai.

Palier de charge [%]	Tassement moyen [mm]			
	Charge	Décharge	Charge	Décharge
0	0,00	4,35	4,35	11,44
25	1,33	5,09	5,28	11,68
50	4,03	6,00	6,80	12,98
75	5,59	6,72	7,78	12,68
100	6,94	6,94	8,88	13,11
125			11,65	14,31
150			15,73	15,73

**Tableau 5-6 – Résultats de l'essai de chargement colonne B1 (20t)**

Le tassement obtenu sous  $Q_s$  est de 6,94 mm et diminue à la décharge pour finalement se maintenir à 4,35 mm. Sous la charge de  $1,5Q_s$ , le tassement atteint 15,73 mm et se stabilise après décharge à 11,44 mm.

Le graphe de la figure 5-11 permet de mieux représenter l'évolution des tassements en fonction du chargement.

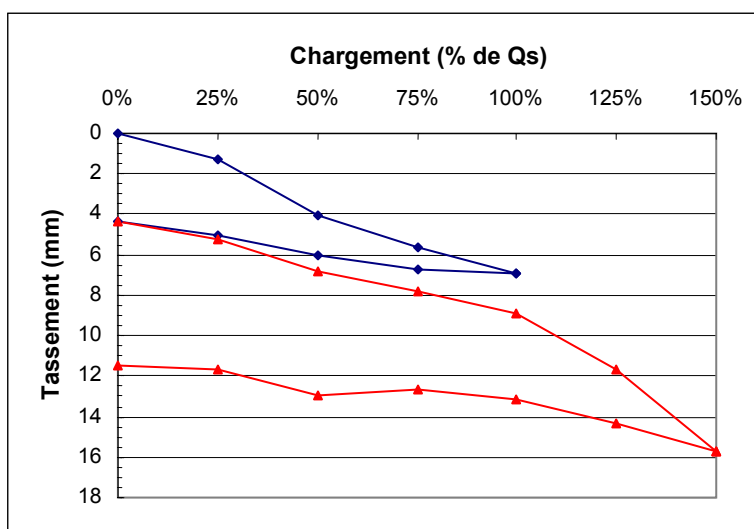


Figure 5-11 – Graphe des tassements / Essai de chargement / Colonne B1 (200kN)

L'autre essai de chargement a été réalisé sur une colonne compactée avec un effort de 80 kN (colonne D1). Le tableau 5-7 récapitule les résultats obtenus.

Palier de charge [%]	Tassement moyen [mm]			
	Charge	Décharge	Charge	Décharge
0	0,00	7,78	7,78	14,26
25	3,48	8,14	9,82	14,88
50	6,14	8,80	11,87	15,65
75	8,70	10,47	13,55	16,29
(250 kN) 100	11,09	11,09	15,19	17,31
125			16,24	20,39
(375 kN) 150			21,33	21,33

Tableau 5-7 – Résultats de l'essai de chargement colonne D1 (80kN)

Le tassement obtenu sous  $Q_s$  est de 11,09 mm et diminue à la décharge pour finalement se maintenir à 7,78 mm. Sous la charge de  $1,5Q_s$ , le tassement atteint 21,33 mm et se stabilise après décharge à 14,26 mm.

On retrouve sur la figure 5-12 l'évolution des tassements en fonction du chargement pour la colonne D1 compactée à 80 kN. A titre de comparaison, la courbe relative à la colonne B1 y est reportée en pointillés. On constate dans un premier temps que les tassements relevés sont plus importants que précédemment. Lors des chargements du premier et deuxième cycle, la courbe relative à la colonne D1 présente des pentes supérieures à celles issues de la colonne B1 traduisant ainsi une colonne D1 moins raide que la colonne B1.

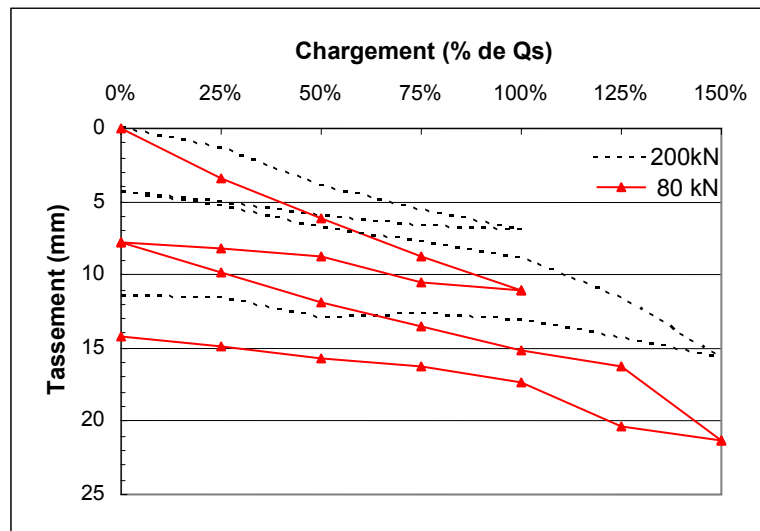


Figure 5-12 – Graphe des tassements / Essai de chargement / Colonne D1 (80kN)

La figure 5-13 présente les réductions tassements obtenus pour la colonne B1 par rapport à la colonne D1. Les réductions sont exprimées en pourcentages.

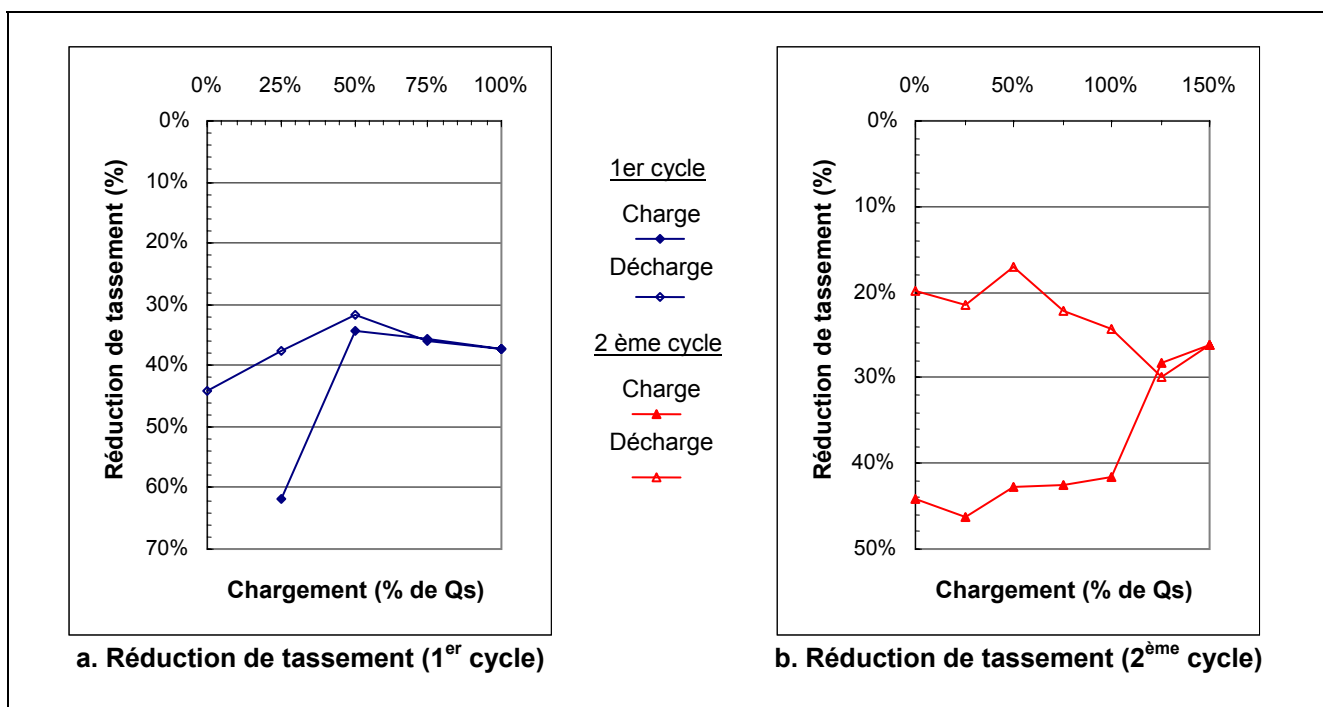


Figure 5-13 – Réductions de tassement 1<sup>er</sup> cycle et 2<sup>ème</sup> cycle

La figure 5-13a présente les réductions de tassements relatifs au premier cycle de charge décharge. Hormis les points relatifs aux faibles chargements ( $\leq 25\%$   $Q_s$ ), pour la charge et pour la décharge, la colonne B1 présentent des tassements de l'ordre de 30 à 40% inférieurs à la colonne D1 plus faiblement compactée.

La figure 5-13b présente les réductions de tassements relatifs au deuxième cycle de charge décharge. Lors du chargement et jusqu'à 100% de  $Q_s$ , les tassements relevés sur la colonne B1 sont inférieurs de 45% environ aux tassements de la colonne D1. Au-delà et à la décharge, la

réduction de tassement se situe entre 20 et 30%. On peut donc distinguer deux comportements pour la colonne B1 lors du chargement.

La colonne B1 déjà plus fortement compactée semble donc plus raide que la colonne D1 après le 1<sup>er</sup> cycle de charge décharge. Ceci va bien dans le sens que l'effort de compactage peut améliorer la performance d'une colonne.

### 5.3.3.5 Discussion

Les résultats obtenus montrent que la colonne compactée avec un effort important présente lors de l'essai de chargement un tassement inférieur à la colonne faiblement compactée.

Le tableau 5-8 rappelle les tassements obtenus lors du 2<sup>ème</sup> cycle de chargement.

% de Qs	Tassements (mm)	
	D1 (80 kN)	B1 (200 kN)
25	-9,82	-5,28
50	-11,87	-6,80
75	-13,55	-7,78
100	-15,19	-8,88
125	-16,25	-11,65
150	-21,33	-15,73

**Tableau 5-8 – Tableau de résultats des essais de chargement en 2<sup>ème</sup> cycle**

Les réductions de tassement vont donc de 4 à 6mm environ. Suivant le chargement et le cycle, la colonne B1 présente ainsi des tassements inférieurs de 20 à 45% à ceux de la colonne D1.

Plus significatifs que les essais précédents, les essais de chargements semblent donc bien confirmer l'importance d'une meilleure évaluation de l'incidence de l'effort de compactage sur l'étreinte latérale.

## 5.4 Conclusion

A la vue des dégarnissages de colonnes et des essais pressiométriques, l'effort de compactage influe le comportement des colonnes ballastées. Il ne s'agit bien entendu que d'une tendance concernant ces essais, mais il semble qu'un compactage élevé soit favorable vis-à-vis de l'étreinte latérale mobilisable.

Les résultats des essais de chargement sont sans doute plus significatifs et l'on peut retenir que les réductions de tassements obtenus lors des phases de chargement varient de 20 à 45%. Ceci peut paraître important et il faut toutefois nuancer ce commentaire en précisant que les réductions de tassements portent sur quelques millimètres seulement. Néanmoins, il ne semble pas incorrect de penser qu'un effort de compactage élevé est profitable à la bonne tenue des colonnes ballastées.

Des essais complémentaires sur d'autres sites pourraient être menés afin de conforter ces commentaires.

## Conclusion générale

Le travail de thèse a été consacré à une étude approfondie du comportement mécanique des colonnes ballastées, et plus particulièrement sur l'influence des conditions initiales et de la mise en place des colonnes sur leur comportement mécanique.

La synthèse bibliographique a montré que le dimensionnement des colonnes ballastées constitue un exercice délicat à cause de la difficulté de définir les paramètres intervenant dans leur dimensionnement (nature du ballast, hétérogénéité du sol en place, état de contraintes initial) et la complexité des modèles de calcul.

L'étude numérique menée dans le deuxième chapitre a montré que le facteur de réduction des tassements représenté par le coefficient d'amélioration  $\beta$  évolue avec le chargement en raison de la mise en plasticité progressive de la colonne ; il se stabilise lorsque la colonne est entièrement plastifiée. Le rapport de concentration de contraintes  $n$  n'est quasiment pas influencé par la valeur du chargement dans la mesure où la colonne plastifie très rapidement en tête. Ce rapport augmente avec la profondeur traduisant ainsi un report de charge plus important en pied de la colonne. L'étreinte latérale  $p$  augmente de manière plus importante en tête qu'en pied de la colonne lors du chargement. Le coefficient  $K_0$  a une influence sur la valeur de  $\beta$ . Une valeur élevée de  $K_0$  génère une meilleure étreinte latérale de la colonne. Pour la détermination du facteur d'amélioration  $\beta$ , les méthodes analytiques développées par Ghionna et Goughnour donnent des résultats très proches de ceux obtenus par éléments finis et donnent accès aux variations avec la profondeur. Des différences existent néanmoins vis-à-vis de la sensibilité relative au paramètre  $K_0$ .

Une analyse élastique peut fournir une première approche convenable du dimensionnement pour des valeurs du rapport des modules d'élasticité  $E_{\text{colonne}}/E_{\text{sol}}$  ne dépassant pas 10 et elle s'éloigne ensuite très rapidement des modèles prenant en compte la plasticité.

Une amélioration de la méthode de Poorooshasb (1997) a été proposée. Elle porte sur la discrétisation du sol en sous-couches. Cette méthode présente une alternative intéressante à l'approche par éléments finis pour le calcul des réseaux de colonnes ballastées. De bons résultats ont été obtenus pour les facteurs  $\beta$  et  $n$  qui caractérisent l'efficacité du traitement. Elle permet également un accès direct aux contraintes verticales, à l'étreinte latérale et à la déformation radiale suivant la profondeur pour différents niveaux de chargement.

L'influence de l'enfoncement du vibreur sur l'état de contraintes dans le sol a été étudiée à l'aide de deux approches. La première approche s'inspire des travaux réalisés à l'ENIT (Guétif, 2004). Elle est basée sur le modèle d'expansion de cavité avec prise en compte des non linéarités liées aux grands déplacements. On obtient dans ce cas des valeurs du coefficient  $K_0$  supérieures à 1, qui dépassent les valeurs utilisées dans les approches analytiques. La seconde approche est basée sur une modélisation dynamique par éléments finis intégrant le vibreur. Elle donne des valeurs pour le coefficient  $K_0$  proches des valeurs issues du modèle par expansion sauf à proximité de la surface du sol et de la pointe du vibreur.

Une expérimentation en vraie grandeur a permis d'évaluer l'incidence de la force de compactage du ballast sur le comportement des colonnes. Elle a montré qu'un compactage élevé est favorable vis-à-vis de l'étreinte latérale mobilisable et de la rigidité des colonnes ballastées.

Le travail réalisé présente des perspectives. La méthode développée dans le troisième chapitre permet d'obtenir très rapidement les résultats suivant la profondeur et pour différents niveaux de chargement. Cette approche pourrait être étendue à des sols composés de plusieurs couches, ce qui ouvrirait la perspective de réalisation d'abaques de dimensionnement. Le modèle par expansion semble constituer une bonne première approche pour la simulation de l'enfoncement du

vibreux permettant ainsi la prise en compte de lois de comportement plus élaborées pour le sol ambiant. Ceci permettrait éventuellement la mise en évidence d'une consolidation du sol compressible. Un compactage élevé semble indiqué vis-à-vis de l'étreinte latérale mobilisable. Des approches numériques et des essais complémentaires sur d'autres sites sont nécessaires pour conforter cette tendance.

## Notations

$A$	: section de la cellule
$A_c$	: section de la colonne
$A_s$	: section du sol ambiant
$D_c$	: diamètre de la colonne
$D_e$	: diamètre de la cellule élémentaire (diamètre d'influence de la colonne)
$E'_c$	: module d'élasticité drainé du matériau constitutif de la colonne
$E'_s$	: module d'élasticité drainé du sol
$K_{0c}$	: coefficient de poussée de la colonne au repos
$K_{0s}$	: coefficient de poussée du sol au repos
$K_{ac}$	: coefficient de poussée actif de la colonne
$L$	: longueur de la colonne
$M_c$	: module oedométrique de la colonne
$M_s$	: module oedométrique du sol
$a$	: rayon de la colonne
$b$	: rayon de la cellule
$f_d$	: facteur de profondeur
$n$	: rapport de concentration de contrainte défini par $\Delta p_c / \Delta p_s$
$p$	: étreinte latérale de la colonne ( $p = p_0 + \Delta p$ )
$p_0$	: étreinte latérale initiale de la colonne (contrainte horizontale effective initiale dans la colonne)
$q_c$	: contrainte verticale effective dans la colonne
$q_{c,0}$	: contrainte verticale effective initiale dans la colonne
$q_s$	: contrainte verticale effective dans le sol
$q_{s,0}$	: contrainte verticale effective initiale dans le sol
$q$	: charge appliquée sur la cellule
$s_{col}$	: tassement au niveau de la colonne
$s_{sol}$	: tassement au niveau du sol
$s_a$	: tassement du sol amélioré
$s_{na}$	: tassement du sol non amélioré
$u$	: déplacement radial
$z$	: profondeur d'un point considéré par rapport à la tête de la colonne
$z_w$	: profondeur d'un point considéré par rapport à la surface de la nappe
$\Delta p$	: incrément de l'étreinte latérale de la colonne
$\Delta q_c$	: incrément de contrainte effective verticale dans la colonne
$\Delta q_s$	: incrément moyen de la contrainte verticale effective dans le sol
$\Delta q$	: incrément de contrainte verticale uniformément répartie sur la cellule due à l'application de la charge $q$
$\beta$	: facteur de réduction de tassement défini par $s_{na}/s_a$
$\varepsilon_{rr}$	: déformation radiale
$\varepsilon_{zz}$	: déformation verticale ( $\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{zz}^{col} = \varepsilon_{zz}^{sol}$ )
$\varphi_c$	: angle de frottement à long terme du matériau constitutif de la colonne
$\varphi_s$	: angle de frottement à long terme du sol
$\gamma_c$	: poids volumique du matériau constitutif de la colonne



$\gamma_s$  : poids volumique du matériau constitutif du sol  
 $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau  
 $\sigma_{rr}$  : contrainte radiale effective  
 $\sigma_{rr,0}$  : contrainte radiale effective initiale  
 $\sigma_{\theta\theta}$  : contrainte circonférentielle effective  
 $\sigma_{\theta\theta,0}$  : contrainte circonférentielle effective initiale  
 $\nu_c$  : coefficient de Poisson du matériau constitutif de la colonne  
 $\nu_s$  : coefficient de Poisson du sol  
 $\lambda, \mu$  : coefficients de LAME

## Références bibliographiques

- Aboshi H., Ichimoto E., Enoki M., Harada K. (1979). The Compozer, a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. *Actes du Colloque international sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes*, Paris, Vol.1, pp 211-216.
- Alamgir M., Miura N., Poorooshab H.B., Madhav M.R. (1996). Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. *Computers and Geotechnics*, Vol. 18, No 4, pp 267-290.
- Balaam N.P., Booker J.R. (1985). Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*. Vol. 9, pp. 331-351.
- Balaam N.P, Poulos H.G. (1983). The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns. *Proceedings of the 8<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Helsinki, Vol.1, pp. 199-204.
- Besançon G., Iorio J.P., Soyez B. (1984). Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées. *Actes du Colloque International : Renforcement en place des sols et des roches*. Paris, Vol.1, pp. 119-126.
- Bouassida M. (2001). Sur une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations sur sol renforcé par colonnes. *Actes du 15<sup>ème</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et de la Géotechnique*. Istanbul, Vol. 4, pp. 2783-2790.
- Brauns J. (1978a). Initial bearing capacity of stone columns and sand piles. *Proceedings of the Symposium on soil reinforcing and stabilising techniques*. Sydney, Australia, pp. 477-496.
- Brauns J. (1978b). Die Anfangstraglast von Schotterssäulen im bindigen Untergrund. *Die Bautechnik*, Vol. 55, No.8, pp. 263-271.
- Brauns J. (1980). Untergrund Verbesserung mittels Sandpfählen oder Schotterssäulen. *Tiefbau* 22, No 8, pp 678-683.
- Broms B. B., Anttikoski U. (1983). Soil stabilization. General Report, *8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Helsinki, pp. 1289-1301.
- Bustamante M., Jacquard C., Berthelot P. (1991). Comportement à long terme de colonnes ballastées pilonnées. *Actes de la 10<sup>ème</sup> Conférence Européenne de Mécanique des Sols et des Travaux de fondations*. Florence, pp 345-348.
- Datye K.R (1982). Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns. *Proceedings of the Symposium on Recent developments in ground improvement techniques*. Bangkok, pp. 85-103.
- Dhouib A., Blondeau F. (2005). Colonnes ballastées. Presse de l'école nationale des Ponts et chaussée. Paris
- Dhouib A., Soyez B., Wehr J. Priebe H.J. (2004). Méthode de Priebe : Origine, Développement et applications. *Actes du Symposium International sur l'Amélioration des Sols en Place (ASEP-GI 2004)*. Edition Presses de l'ENPC-LCPC. Paris, Vol.1, pp. 131-146.

Document Keller Ground Engineering : Vibro Ground Improvement Systems

Documents Techniques Unifiés (DTU n°13.2) (1978). Fondations profondes : Colonnes ballastées. *Chap. VIII*. Paris, pp. 57-59.

Faure C. (1982). Communication personnelle.

Fournol G., Juillié Y. (1986). Reconstruction du canal d'aménée de Maillot : les fondations sur picots de sable de Solcompact-Ménard. *Chantiers de France n°195*. Paris, pp. 28-33.

Gambin M. (1984). Puits ballastés à la Seyne-sur-Mer. *Actes du Colloque International : Renforcement en place des sols et des roches*. Paris, Vol.1, pp. 139-144.

Ghionna V., Jamiolkowski M. (1981). Colonne di ghiaia. X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni. *Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle costruzioni*, n°507

Goughnour R. R. (1983). Settlement of vertically loaded stone columns in soft ground. *Proceedings of the 8<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Helsinki, Speciality Session 3, pp. 235-240.

Goughnour R. R., Bayuk A. A. (1979). Analysis of stone column – Soil matrix interaction under vertical load. *Actes du Colloque international sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes*, Paris, Vol.1, pp 271-277.

Greenwood D.A. (1970). Mechanical improvement of soils below ground surface. *Proceedings of the Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers*. London, paper II, pp. 11-22.

Greenwood D.A., Kirsch K. (1983). Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods. State of the art. *Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and ground Treatment for Foundations*. London.

Guétif Z. (2003). Sur l'estimation du tassement des fondations sur sol renforcé par colonnes. *Thèse de Doctorat*, Département Génie Civil, ENIT, Décembre 2003

Hughes J. M.O., Withers N. J. (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone column. *Ground Engineering*, n°3, Vol.7, pp. 42-49.

Hughes J. M.O., Withers N. J., Greenwood D.A. (1975). A field trial of the reinforcing effect of stone column in soil. *Ground Treatment by Deep Compaction, Géotechnique*, Vol. 25, No 1, pp 31-44.

Jardin J., Toutlouyan M. (1974) . Traitement d'alluvions compressibles par pieux colonnes ballastées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No 69. Paris, pp 30-33.

Liausu P., Juillié Y. (1990). Procédures de contrôles sur un chantier de plots ballastés, Voies ferrées ELA 3 à Kourou (Guyane Française). *Revue Travaux* n°655, 1990.

Mattes N. S., Poulos H. G. (1969), Settlement of single compressible pile, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 95, SM1, pp. 189-207.

Nahrgahg E. (1976). Untersuchung des Tragverhaltens von eingrüttelten Schotterssäulen anhand von Modellversuchen. *Baumaschine und Bautechnik*, Vol 23, n°8. pp. 391-404.

Poorooshab H. B., Meyerhof G. G. (1997). Analysis of behavior of stone columns and lime columns. *Computer and Geotechnics*, Vol. 20, N°1. pp. 47-70.

- Priebe H.J. (1976). Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik*, Vol. 53, No. 5, pp. 160-162.
- Priebe H.J. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering, Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12-61E*. 16 pages.
- Schlosser F., Jacobsen H.M., Juran I. (1984). Le renforcement des sols. *Revue Française de Géotechnique*, No 29, pp 7-33.
- Schulze G. (1978). Consolidation des sols par vibration profonde et par compactage dynamique. *Actes du Séminaire sur la consolidation des sols et des roches in situ dans le génie civil*. Stresa, Partie IV, pp. 83-115.
- Smoltczyk U. (1983). Deep compaction-general report. *Proceedings of the 18th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Helsinki, Speciality Session 3, Vol. 3, pp. 1105-1116.
- Soyez B. (1985). Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No 135. Paris, pp. 35-51.
- Teh Cee-Ing. (1987). An analytical study of the cone penetration test. *Thèse de Doctorat*, Hertford College, Université d'Oxford, 1987
- Thorburn S. (1975). Building structures supported by stabilized ground. *Géotechnique*, Vol. 25, No 1, pp. 83-94.
- Vautrain J. (1980). Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. *Revue Française de Géotechnique n°11*. Paris, pp. 59-73.
- Wroth, Hughes J.M.O. (1973). Undrained plane strain expansion of cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. *Géotechnique*, Vol. 23, n°2, june 1973, pp. 284-291.

## Annexe A1 – Méthode de Priebe

Cette partie présente le développement de la méthode de PRIEBE

Priebe assimile les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celles d'un tube épais, de mêmes caractéristiques drainées  $E$  et  $\nu$  que le terrain compressible.

L'ensemble "sol-colonne" est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux ( $s_{sol} = s_{col}$ ).
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre "actif" contenu; les déformations de la colonne "suivent" celles du sol
- Le matériau de la colonne est incompressible; les déformations de la colonne se font à volume constant.
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité  $E_{sol}$  et un coefficient de Poisson  $\nu_{sol}$  constant sur toute la profondeur.
- Il y a conservation des sections planes.
- Dans tous les cas, les déformations du sol et ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge  $\Delta q$  en surface, c'est-à-dire que l'on considère comme égaux les poids volumiques de ces deux matériaux et que la géométrie initiale est celle existant après la réalisation de la colonne.

Priebe considère les déformation élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale  $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{hcol} - \Delta\sigma_{hsol}$ . Dans cette relation :

- $\Delta\sigma_{hcol}$  représente l'accroissement de la contrainte horizontale dû à  $q_{col}$  avec,

$$\Delta\sigma_{hcol} = \Delta q_{col} \cdot K_{acol} = \Delta q_{col} \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{col}}{2}\right)$$

- $\Delta\sigma_{hsol}$  représente l'accroissement de la contrainte horizontale dû à  $q_{sol}$ .

Priebe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol à l'interface avec le ballast, attribué aux conditions d'exécution :

$$\Delta\sigma_{hsol} = \Delta q_{sol}$$

La seconde condition aux limites est la nullité du déplacement radial des points de la surface extérieure du tube.

## Détermination du facteur d'amélioration de base

Cylindre infiniment long

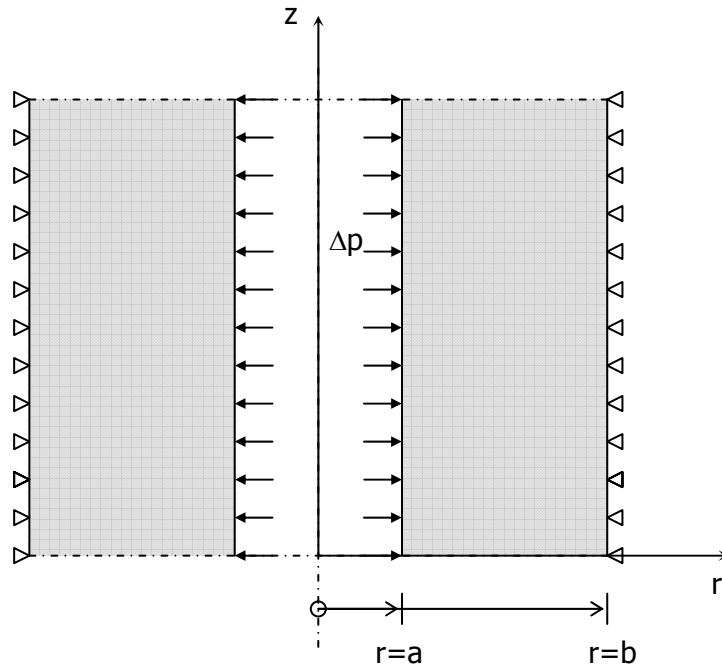
Pression interne  $\Delta p = \Delta q_{\text{col}} \cdot K a_{\text{col}} - \Delta q_{\text{sol}}$

$$u_r|_{r=b} = 0$$

$$\sigma_{zz} = \Delta q_{\text{sol}}$$

$$E = E_{\text{sol}}$$

$$\nu = \nu_{\text{sol}}$$



$$u_r = A \cdot r + \frac{B}{r}$$

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r} = A - \frac{B}{r^2}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r} = A + \frac{B}{r^2}$$

$$u_r|_{r=b} = 0$$

$$A = -\frac{B}{b^2}$$

$$\varepsilon_{rr} = \frac{1}{E} \cdot (-\sigma_{rr} + \nu \cdot (\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{zz}))$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{E} \cdot (-\sigma_{\theta\theta} + \nu \cdot (\sigma_{rr} + \sigma_{zz}))$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -E \cdot \varepsilon_{\theta\theta} + \nu \cdot (\sigma_{rr} + \sigma_{zz})$$

$$\varepsilon_{rr} = \frac{1}{E} \cdot \left[ -(1-\nu^2) \cdot \sigma_{rr} + \nu \cdot (1+\nu) \cdot \sigma_{zz} - \nu \cdot E \cdot \varepsilon_{\theta\theta} \right]$$

$$\sigma_{rr} = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot (-\varepsilon_{rr} - \nu \cdot \varepsilon_{\theta\theta}) + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_{zz}$$

$$\sigma_{rr} = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot B \cdot \left[ \frac{b^2 + r^2}{r^2 \cdot b^2} - \nu \cdot \frac{b^2 - r^2}{r^2 \cdot b^2} \right] + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_{zz}$$

$$\sigma_{rr}|_{r=a} = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot B \cdot \left[ \frac{b^2 + a^2}{a^2 \cdot b^2} - \nu \cdot \frac{b^2 - a^2}{a^2 \cdot b^2} \right] + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot \Delta q_{sol} = \Delta p$$

$$B = \frac{a^2 \cdot b^2}{b^2 + a^2 - \nu_{sol} \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 + \nu_{sol}}{E} \cdot [\Delta p \cdot (1 - \nu_{sol}) - \nu_{sol} \cdot \Delta q_{sol}]$$

$$A = \frac{-a^2}{b^2 + a^2 - \nu_{sol} \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 + \nu_{sol}}{E} \cdot [\Delta p \cdot (1 - \nu_{sol}) - \nu_{sol} \cdot \Delta q_{sol}]$$

$$\varepsilon_{rr} = A - \frac{B}{r^2} = \frac{a^2}{b^2 + a^2 - \nu \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 + \nu}{E} \cdot [\Delta p \cdot (1 - \nu) - \nu \cdot \Delta q_{sol}] \cdot \left[ -1 - \frac{b^2}{r^2} \right]$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = A + \frac{B}{r^2} = \frac{a^2}{b^2 + a^2 - \nu \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 + \nu}{E} \cdot [\Delta p \cdot (1 - \nu) - \nu \cdot \Delta q_{sol}] \cdot \left[ -1 + \frac{b^2}{r^2} \right]$$

$$\varepsilon_{\theta\theta}|_{r=a} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 + \nu}{E} \cdot [\Delta p \cdot (1 - \nu) - \nu \cdot \Delta q_{sol}]$$

Avec  $\sigma_{zz} = 0$  (cylindre infiniment long, pression interne p)

$$\varepsilon_{\theta\theta}|_{r=a} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot \Delta p$$

Du point de vue de la colonne ballastée, déformation à volume constant

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} + \varepsilon_{zz} = 0 \quad \text{et} \quad \varepsilon_{rr} = \varepsilon_{\theta\theta}$$

La colonne ballastée suit les déformations du sol, d'où :

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot \Delta p$$

$$\varepsilon_{zz} = -2 \cdot \varepsilon_{\theta\theta} = -\frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{2 \cdot (1 - \nu^2)}{E} \cdot \Delta p$$

Du point de vue du cylindre, dans le cas où  $\Delta p = 0$  et  $\sigma_{zz} \neq 0$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{-a^2}{b^2 + a^2 - \nu \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{\nu \cdot (1 + \nu)}{E} \cdot \sigma_{zz} \cdot \left[ -1 + \frac{b^2}{r^2} \right]$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} \cdot [-\sigma_{zz} + \nu \cdot (\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta})]$$

$$\varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{E} \cdot [-(1-\nu) \cdot (\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}) + 2\nu \cdot \sigma_{zz}]$$

$$\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta} = \frac{E}{1-\nu} \cdot (-\varepsilon_{rr} - \varepsilon_{\theta\theta}) + \frac{2\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_{zz}$$

$$\varepsilon_{zz} = - \left[ \frac{1-\nu-2\nu^2}{1-\nu} \cdot \frac{\sigma_{zz}}{E} + \frac{\nu}{1-\nu} \cdot (\varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta}) \right]$$

$$\sigma_{zz} = -E \cdot \frac{(1-\nu) \cdot \varepsilon_{zz} + \nu \cdot (\varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta})}{1-\nu-2\nu^2}$$

$$\Delta q_{sol} = -E \cdot \frac{(1-\nu) \cdot \varepsilon_{zz} + \nu \cdot (\varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta})}{1-\nu-2\nu^2}$$

En adoptant :

$$\varepsilon_{zz} = - \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{2 \cdot (1-\nu^2)}{E} \cdot \Delta p$$

$$\varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = 2 \cdot A = \frac{2 \cdot a}{b^2 - a^2 - \nu \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1+\nu}{E} \cdot \nu \cdot \Delta q_{sol}$$

Et avec :

$$\Delta p = \Delta q_{col} \cdot K_{a_{col}} - \Delta q_{sol}$$

Il vient :

$$\frac{\Delta q_{col}}{\Delta q_{sol}} = \frac{(1-\nu^2) \cdot (b^2 - a^2) \cdot (1-2\nu) + \frac{1}{2} \cdot (1-\nu-2\nu^2) \cdot (b^2(1-2\nu) + a^2)}{(1-\nu^2) \cdot (1-2\nu) \cdot (b^2 - a^2) \cdot K_{a_{col}}}$$

ou encore

$$\frac{\Delta q_{col}}{\Delta q_{sol}} = \frac{\frac{(1-\nu^2) \cdot (1-2\nu) \cdot (b^2 - a^2)}{(1-\nu-2\nu^2) \cdot [b^2 \cdot (1-2\nu) + a^2]} + \frac{1}{2}}{\frac{(1-\nu^2) \cdot (1-2\nu) \cdot (b^2 - a^2)}{(1-\nu-2\nu^2) [b^2 \cdot (1-2\nu) + a^2]} \cdot K_{a_{col}}}$$

En posant :

$$f\left(\nu, \frac{A_{col}}{A}\right) = \frac{1-\nu^2}{1-\nu-2\nu^2} \cdot \frac{(1-2\nu) \cdot \left(1 - \frac{A_{col}}{A}\right)}{1-2\nu + \frac{A_{col}}{A}}$$



$$\frac{\Delta q_{\text{col}}}{\Delta q_{\text{sol}}} = \frac{f\left(v, \frac{A_{\text{col}}}{A}\right) + \frac{1}{2}}{f\left(v, \frac{A_{\text{col}}}{A}\right) \cdot Ka_{\text{col}}}$$

$$A \cdot \Delta q = A_{\text{col}} \cdot \Delta q_{\text{col}} + (A - A_{\text{col}}) \cdot \Delta q_{\text{sol}}$$

$$n_0 = \frac{\Delta q}{\Delta q_{\text{sol}}} = \frac{A_{\text{col}}}{A} \cdot \frac{\Delta q_{\text{col}}}{\Delta q_{\text{sol}}} + \frac{A - A_{\text{col}}}{A} = 1 + \left( \frac{\Delta q_{\text{col}}}{\Delta q_{\text{sol}}} - 1 \right) \cdot \frac{A_{\text{col}}}{A}$$

$$n_0 = 1 + \frac{A_{\text{col}}}{A} \cdot \left[ \frac{f\left(v, \frac{A_{\text{col}}}{A}\right) + \frac{1}{2}}{f\left(v, \frac{A_{\text{col}}}{A}\right) \cdot Ka_{\text{col}}} - 1 \right]$$

Dans le cas courant où  $v = \frac{1}{3}$  :

$$n_0 = 1 + \frac{A_{\text{col}}}{A} \cdot \left[ \frac{5 - \frac{A_{\text{col}}}{A}}{4 \cdot Ka_{\text{col}} \cdot \left(1 - \frac{A_{\text{col}}}{A}\right)} - 1 \right]$$

Données numériques :

$$v = \frac{1}{3}$$

$$\varphi = 38^\circ$$

$$\frac{A_{\text{col}}}{A} = \frac{1}{3}$$

Application numérique :

$$Ka_{\text{col}} = 0,238$$

$$f = 0,667$$

$$\frac{\Delta q_{\text{col}}}{\Delta q_{\text{sol}}} = 7,357$$

$$n_0 = \frac{\Delta q}{\Delta q_{\text{sol}}} = 3,119$$

## Considération de la compressibilité de la colonne

Dans le cas où  $\frac{A_{col}}{A} = 1$ , le facteur d'amélioration  $n_0$  détermine une valeur théorique infinie définie pour les matériaux incompressibles.

En fait, ce facteur doit correspondre au mieux au rapport des modules oedométriques de la colonne et du sol.

En posant :

$$n_0 = \frac{E_{col}}{E_{sol}}$$

Dans le cas où  $\nu = \frac{1}{3}$

$$n_0 = 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left[ \frac{5 - \frac{A_{col}}{A}}{4 \cdot Ka_{col} \cdot \left(1 - \frac{A_{col}}{A}\right)} - 1 \right]$$

Il vient l'équation suivante :

$$\left(\frac{A_{col}}{A}\right)^2 + \frac{5 + 4 \cdot Ka_{col} \cdot (n_0 - 2)}{4 \cdot Ka_{col} - 1} \cdot \left(\frac{A_{col}}{A}\right) - 4 \cdot Ka_{col} \cdot (n_0 - 1) = 0$$

D'où :

$$\left(\frac{A_{col}}{A}\right)_1 = -\frac{4 \cdot Ka_{col} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot Ka_{col} - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{5 + 4 \cdot Ka_{col} \cdot (n_0 - 2)}{4 \cdot Ka_{col} - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot Ka_{col} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot Ka_{col} - 1}}$$

$$\Delta\left(\frac{A}{A_{col}}\right) = \left(\frac{A}{A_{col}}\right)_1 - 1 = \frac{1}{\left(\frac{A_{col}}{A}\right)_1} - 1$$

$$\frac{\bar{A}_{col}}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_{col}} + \Delta\left(\frac{A}{A_{col}}\right)}$$

Cette procédure correspond à une translation de l'origine de l'axe des abscisses

$$n_1 = 1 + \frac{\bar{A}_{col}}{A} \cdot \left[ \frac{f\left(\nu, \frac{\bar{A}_{col}}{A}\right) + \frac{1}{2}}{f\left(\nu, \frac{\bar{A}_{col}}{A}\right) \cdot Ka_{col}} - 1 \right]$$

Données numériques :

$$n_0 = \frac{E_{\text{col}}}{E} = 40$$

Application numérique :

$$\left( \frac{A_{\text{col}}}{A} \right)_{1^+} = 848,286 \quad \left( \frac{A_{\text{col}}}{A} \right)_{1^-} = 0,903 \quad \Delta \left( \frac{A}{A_{\text{col}}} \right) = 0,108 \quad \frac{\bar{A}_{\text{col}}}{A} = 0,322$$
$$f = 0,690 \quad n_1 = 3,011$$

## Considération du facteur de profondeur

Si le poids propre de la colonne et du sol n'est pas considéré, la différence de pression entre la colonne et le sol, dont résulte l'élargissement de la colonne, reste constante suivant la profondeur et dépend uniquement de la distribution de charge entre la colonne et le sol. Cependant, les pressions du sol et de la colonne augmentent avec la profondeur, ainsi la différence de pression diminue avec la profondeur et la colonne est mieux maintenue. Avec cela, la colonne peut absorber plus de charge avant plastification.

Ainsi, le facteur d'amélioration  $n_1$  est multiplié par le facteur de profondeur  $f_d$ . Le facteur d'amélioration final est donc déterminé par :

$$n_2 = f_d \cdot n_1$$

Le facteur de profondeur  $f_d$  est calculé sur la supposition d'une diminution linéaire de la différence de pression de la colonne  $(q_{col} + \gamma_{col} \cdot z) \cdot K_{a_{col}}$  et du sol  $(q_{sol} + \gamma_{sol} \cdot z) \cdot (K_{sol} = 1)$ .

Cependant, il est considéré qu'avec la diminution des déformations latérales, le coefficient de poussée passe de la valeur active  $K_{a_{col}}$  à la valeur au repos  $K_{0_{col}}$ . Ceci va dans le sens de la sécurité.

$$K_{0_{col}} = 1 - \sin \varphi_{col}$$

Egalement, des considérations de sécurité recommandent de ne pas considérer la charge externe  $p_{sol}$  qui est favorable.

$$f_d = \frac{K_{0_{col}} \cdot q_{col}}{K_{0_{col}} \cdot q_{col} + K_{0_{col}} \cdot \sum (\gamma_{col} \cdot z) - \sum (\gamma_{sol} \cdot z)}$$

En posant :

$$W_{col} = \sum (\gamma_{col} \cdot z)$$

$$W_{sol} = \sum (\gamma_{sol} \cdot z)$$

Il vient :

$$f_d = \frac{1}{K_{0_{col}} - \frac{W_{sol}}{W_{col}} \cdot \frac{W_{col}}{q_{col}}}$$

Avec :

$$\frac{q_{col}}{q_{sol}} = \frac{f \left( v, \frac{\bar{A}_{col}}{A} \right) + \frac{1}{2}}{f \left( v, \frac{\bar{A}_{col}}{A} \right) \cdot K_{a_{col}}}$$

$$q_{col} = \frac{p_0}{\frac{\bar{A}_{col}}{A} + \frac{1 - \frac{\bar{A}_{col}}{A}}{\frac{q_{col}}{q_{sol}}}}$$

## Annexe A2 – Méthode de Ghionna et Jamiolkowski

Cette partie présente le développement de la méthode de GHIONNA et JAMIOLKOWSKI

### Hypothèses

- Fondation rigide  $s_{sol} = s_{col}$
- Mise en plasticité de la colonne
- Déformation de la colonne à volume constant
- Sol environnant élastique (module d'élasticité constant ou variable avec la profondeur)

$$q = \Delta q_{sol} \cdot A_{sol} + \Delta q_{col} \cdot A_{col} \quad (1)$$

$$\Delta q \cdot A = \Delta q_{sol} \cdot A_{sol} + \Delta q_{col} \cdot A_{col} \quad (2)$$

$$s_{sol} = s_{col} \quad (3)$$

$$s_{col} = -\varepsilon_{zz}^{col} \cdot L \quad (4)$$

$$s_{sol} = -\varepsilon_{zz}^{sol} \cdot L \quad (5)$$

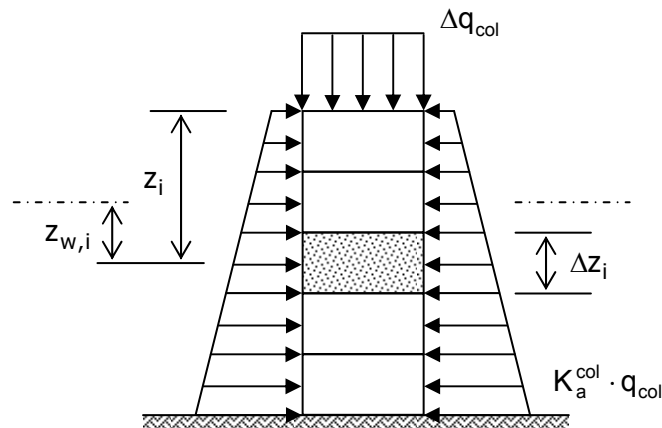
ou encore en considérant n couches

$$s_{col} = -\sum_{i=1}^n \varepsilon_{zz,i}^{col} \cdot \Delta z_i \quad (6)$$

$$s_{sol} = -\sum_{i=1}^n \varepsilon_{zz,i}^{sol} \cdot \Delta z_i \quad (7)$$

### Expression de l'étreinte latérale p

*p est variable suivant la profondeur*



$$q_{col} = q_{col,0} + \Delta q_{col} \quad (8)$$

$$\mathbf{p} = \mathbf{K}_a^{\text{col}} \cdot \mathbf{q}_{\text{col}} = \mathbf{K}_a^{\text{col}} \cdot (\mathbf{q}_{\text{col},0} + \Delta \mathbf{q}_{\text{col}}) \quad (9)$$

$$p = p_0 + \Delta p \quad (10)$$

$$\Delta p = p - p_0$$

$$\mathbf{q}_0 = \mathbf{K}_0^{\text{col}} \cdot \mathbf{q}_{\text{col},0} \quad (11)$$

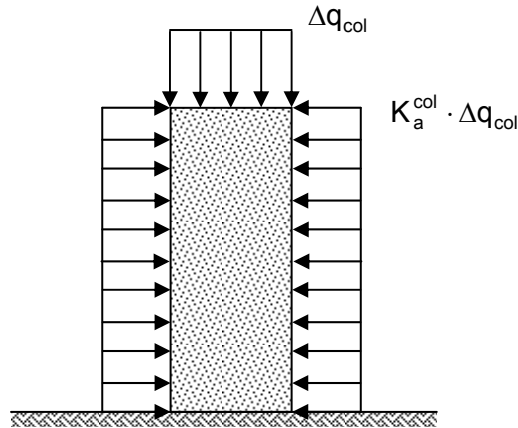
$$q_{col,0} = \gamma_{col} \cdot Z - \gamma_w \cdot Z_w \quad (12)$$

$$K_0^{\text{col}} = 1 - \sin \varphi'_{\text{col}} \quad (13)$$

$$\Delta \mathbf{p} = \mathbf{K}_a^{\text{col}} \cdot (\gamma_{\text{col}} \cdot \mathbf{z} - \gamma_w \cdot \mathbf{z}_w + \Delta \mathbf{p}_{\text{col}}) - \mathbf{K}_0^{\text{col}} \cdot (\gamma_{\text{col}} \cdot \mathbf{z} - \gamma_w \cdot \mathbf{z}_w)$$

$$\Delta \mathbf{p} = \mathbf{K}_a^{\text{col}} \cdot \Delta \mathbf{p}_{\text{col}} - (\mathbf{K}_0^{\text{col}} - \mathbf{K}_a^{\text{col}}) \cdot (\boldsymbol{\gamma}_{\text{col}} \cdot \mathbf{z} - \boldsymbol{\gamma}_{\text{w}} \cdot \mathbf{z}_{\text{w}}) \quad (14)$$

*p est constante suivant la profondeur*



$$\Delta p = K_a^{\text{col}} \cdot \Delta q_{\text{col}} \quad (15)$$

### Déformation à volume constant

$$\pi \cdot \mathbf{a}^2 \cdot \mathbf{L} = \pi \cdot (\mathbf{a} + \Delta \mathbf{a})^2 \cdot (\mathbf{L} - \mathbf{s}_{\text{col}}) \quad (16)$$

Par couche, on obtient :

$$\pi \cdot \mathbf{a}^2 \cdot \Delta \mathbf{z}_i = \pi \cdot (\mathbf{a} + \Delta \mathbf{a}_i)^2 \cdot (\Delta \mathbf{z}_i + \varepsilon_{zz,i}^{\text{col}} \cdot \Delta \mathbf{z}_i)$$

$$\varepsilon_{zz,i}^{\text{col}} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\Delta a_i}{a}\right)^2} - 1 \quad (17)$$

$$\Delta \mathbf{a}_i = \mathbf{u}_i|_{r=a} \quad (18)$$

Dans le cas d'une seule couche :

$$\varepsilon_{zz}^{col} = \frac{1}{\left(1 + \frac{\Delta a}{a}\right)^2} - 1 \quad (19)$$

### **Déformation du sol ambiant**

$$u|_{r=b} = 0 \quad (20)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^2} = 0 \quad (21)$$

$$u = A \cdot r + \frac{B}{r} \quad (22)$$

$$u|_{r=b} = 0 = A \cdot b + \frac{B}{b} \quad \Rightarrow \quad A = -\frac{B}{b^2}$$

$$\sigma_{rr} = \frac{E_{sol}}{1 - \nu_{sol}^2} \cdot \left[ -\varepsilon_{rr} - \nu \cdot \varepsilon_{\theta\theta} + \frac{\nu_{sol} \cdot (1 + \nu_{sol})}{E_{sol}} \cdot \sigma_{zz} \right] \quad (23)$$

$$\sigma_{rr}|_{r=a} = \Delta p$$

$$\sigma_{zz} = \Delta q_{sol}$$

*Cas où  $\Delta p$  et  $E_{sol}$  sont constants suivant la profondeur*

$$u = A \cdot r + \frac{B}{r}$$

$$\text{Avec } B = -A \cdot b^2$$

$$u = A \cdot r - \frac{A \cdot b^2}{r} = A \cdot \left( r - \frac{b^2}{r} \right)$$

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u}{\partial r} = A \cdot \left( 1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (24)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u}{r} = A \cdot \left( 1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \quad (25)$$

$$\sigma_{rr}|_{r=a} = \frac{E_{sol}}{1 - \nu_{sol}^2} \cdot \left[ -A \cdot \left( 1 + \frac{b^2}{a^2} \right) - \nu_{sol} \cdot A \cdot \left( 1 - \frac{b^2}{a^2} \right) \right] + \frac{\nu_{sol}}{1 - \nu_{sol}} \cdot \Delta q_{sol} = \Delta p$$

D'où

$$\Delta p - \frac{v_{\text{sol}}}{1 - v_{\text{sol}}} \cdot \Delta q_{\text{sol}} = -A \cdot \frac{E_{\text{sol}}}{1 - v_{\text{sol}}^2} \cdot \left[ 1 + v_{\text{sol}} + (1 - v_{\text{sol}}) \cdot \frac{b^2}{a^2} \right]$$

$$A = - \frac{\Delta p - \frac{v_{\text{sol}}}{1 - v_{\text{sol}}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}}{E_{\text{sol}} \cdot \left[ \frac{1}{1 - v_{\text{sol}}} + \frac{1}{1 + v_{\text{sol}}} \cdot \frac{b^2}{a^2} \right]}$$

En posant :

$$E_{\text{sol}}^* = E_{\text{sol}} \cdot \left[ \frac{1}{1 - v_{\text{sol}}} + \frac{1}{1 + v_{\text{sol}}} \cdot \frac{b^2}{a^2} \right] \quad (26)$$

$$K_0^{\text{sol}} = \frac{v_{\text{sol}}}{1 - v_{\text{sol}}} \quad (27)$$

$$A = - \frac{\Delta p - K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}}{E_{\text{sol}}^*} \quad (28)$$

$$B = \frac{\Delta p - K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}}{E_{\text{sol}}^*} \cdot b^2 \quad (29)$$

$$u|_{r=a} = \frac{\Delta p - K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}}{E_{\text{sol}}^*} \cdot \left( \frac{b^2}{a^2} - 1 \right) \cdot a \quad (30)$$

$$\varepsilon_{\text{zz}}^{\text{sol}} = \frac{1}{E_{\text{sol}}} \cdot \left[ -\sigma_{\text{zz}} + v_{\text{sol}} \cdot (\sigma_{\text{rr}} + \sigma_{\theta\theta}) \right]$$

$$\sigma_{\text{rr}} + \sigma_{\theta\theta} = - \frac{E_{\text{sol}}}{1 - v_{\text{sol}}} \cdot (\varepsilon_{\text{rr}} + \varepsilon_{\theta\theta}) + \frac{2 \cdot v_{\text{sol}}}{1 - v_{\text{sol}}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}$$

$$\varepsilon_{\text{rr}} + \varepsilon_{\theta\theta} = 2 \cdot A = - \frac{2 \cdot [\Delta p - K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}]}{E_{\text{sol}}^*}$$

$$\varepsilon_{\text{zz}}^{\text{sol}} = \frac{1}{E_{\text{sol}}} \cdot \left[ -\Delta p_{\text{sol}} + v_{\text{sol}} \cdot \left[ - \frac{E_{\text{sol}}}{1 - v_{\text{sol}}} \cdot \left( \frac{-2 \cdot [\Delta p - K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}]}{E_{\text{sol}}^*} \right) + \frac{2 \cdot v_{\text{sol}}}{1 - v_{\text{sol}}} \cdot \Delta q_{\text{sol}} \right] \right]$$

$$\varepsilon_{\text{zz}}^{\text{sol}} = \Delta q_{\text{sol}} \cdot \left[ - \frac{(1 + v_{\text{sol}}) \cdot (1 - 2 \cdot v_{\text{sol}})}{E_{\text{sol}} \cdot (1 - v_{\text{sol}})} - \frac{2 \cdot v_{\text{sol}}^2}{(1 - v_{\text{sol}})^2} \cdot \frac{1}{E_{\text{sol}}^*} \right] + \frac{2 \cdot K_0^{\text{sol}}}{E_{\text{sol}}^*} \cdot \Delta p$$



En posant :

$$M_{\text{sol}} = \frac{E_{\text{sol}} \cdot (1 - \nu_{\text{sol}})}{(1 + \nu_{\text{sol}}) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_{\text{sol}})} \quad \text{Module oedométrique du sol} \quad (31)$$

$$\varepsilon_{zz}^{\text{sol}} = -\frac{\Delta q_{\text{sol}}}{M_{\text{sol}}} - \frac{2 \cdot \nu_{\text{sol}}^2}{(1 - \nu_{\text{sol}})^2} \cdot \frac{\Delta q_{\text{sol}}}{E_{\text{sol}}} + \frac{2 \cdot K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta p}{E_{\text{sol}}} \quad (32)$$

Cas où  $\Delta p$  et  $E_{\text{sol}}$  sont variables suivant la profondeur

$$E_{\text{sol},i}^* = E_{\text{sol},i} \cdot \left[ \frac{1}{1 - \nu_{\text{sol}}} + \frac{1}{1 + \nu_{\text{sol}}} \cdot \frac{b^2}{a^2} \right] \quad (33)$$

$$A_i = -\frac{\Delta p_i - K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}}{E_{\text{sol},i}^*} \quad (34)$$

$$B_i = -A_i \cdot b^2 = \frac{\Delta p_i - K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}}{E_{\text{sol},i}^*} \cdot b^2 \quad (35)$$

$$M_{\text{sol},i} = \frac{E_{\text{sol},i} \cdot (1 - \nu_{\text{sol}})}{(1 + \nu_{\text{sol}}) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_{\text{sol}})} \quad (36)$$

$$\varepsilon_{zz,i}^{\text{sol}} = -\frac{\Delta q_{\text{sol}}}{M_{\text{sol},i}} - \frac{2 \cdot \nu_{\text{sol}}^2}{(1 - \nu_{\text{sol}})^2} \cdot \frac{\Delta q_{\text{sol}}}{E_{\text{sol},i}^*} + \frac{2 \cdot K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta p_i}{E_{\text{sol},i}^*} \quad (37)$$

Résolution du système pour une seule couche

$$\Delta q \cdot A = \Delta q_{\text{sol}} \cdot A_{\text{sol}} + \Delta q_{\text{col}} \cdot A_{\text{col}}$$

$$\Delta q_{\text{col}} = \frac{\Delta q \cdot A - \Delta q_{\text{sol}} \cdot A_{\text{sol}}}{A_{\text{col}}} \quad (38)$$

$$\Delta p = K_a^{\text{col}} \cdot \frac{\Delta q \cdot A - \Delta q_{\text{sol}} \cdot A_{\text{sol}}}{A_{\text{col}}} \quad (39)$$

$$\frac{s_{\text{col}}}{L} = -\varepsilon_{zz}^{\text{col}} = 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{\Delta a}{a}\right)^2}$$

avec :

$$\frac{\Delta a}{a} = \frac{u|_{r=a}}{a} = \frac{\Delta p - K_0^{\text{sol}} \cdot \Delta q_{\text{sol}}}{E_{\text{sol}}} \cdot \left( \frac{b^2}{a^2} - 1 \right)$$

$$\frac{s_{col}}{L} = -\varepsilon_{zz}^{col} = 1 - \frac{1}{\left[1 + \frac{\Delta p - K_0^{sol} \cdot \Delta q_{sol}}{E_{sol}^*} \cdot \left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right)\right]^2} \quad (40)$$

$$\frac{s_{sol}}{L} = -\varepsilon_{zz}^{sol} = \frac{\Delta q_{sol}}{M_{sol}} + \frac{2 \cdot v_{sol}^2}{(1 - v_{sol})^2} \cdot \frac{\Delta q_{sol}}{E_{sol}^*} - \frac{2 \cdot K_0^{sol} \cdot \Delta p}{E_{sol}^*} \quad (41)$$

Avec (3), (40) et (41), on obtient :

$$\Delta q_{sol} \cdot \left[ \frac{1}{M_{sol}} + \frac{2 \cdot v_{sol}^2}{(1 - v_{sol})^2} \cdot \frac{1}{E_{sol}^*} \right] = 1 + \frac{2 \cdot K_0^{sol} \cdot \Delta p}{E_{sol}^*} - \frac{1}{\left[1 + \frac{\Delta p - K_0^{sol} \cdot \Delta q_{sol}}{E_{sol}^*} \cdot \left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right)\right]^2} \quad (42)$$

*Résolution du système pour plusieurs couches*

$$\Delta q_{col} = \frac{\Delta q \cdot A - \Delta q_{sol} \cdot A_{sol}}{A_{col}} \quad (38)$$

$$\Delta p_i = K_a^{col} \cdot \frac{\Delta q \cdot A - \Delta q_{sol} \cdot A_{sol}}{A_{col}} - (K_0^{col} - K_a^{col}) \cdot (\gamma_{col} \cdot z_i - \gamma_{w,i} \cdot z_{w,i}) \quad (43)$$

$$\frac{s_{col,i}}{\Delta z_i} = -\varepsilon_{zz,i}^{col} = 1 - \frac{1}{\left[1 + \frac{\Delta p_i - K_0^{sol} \cdot \Delta q_{sol}}{E_{sol,i}^*} \cdot \left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right)\right]^2}$$

$$s_{col,i} = -\varepsilon_{zz,i}^{col} \cdot \Delta z_i = \Delta z_i - \frac{\Delta z_i}{\left[1 + \frac{\Delta p_i - K_0^{sol} \cdot \Delta q_{sol}}{E_{sol,i}^*} \cdot \left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right) + 1\right]^2}$$

$$s_{col} = L - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i}{\left[1 + \frac{\Delta p_i - K_0^{sol} \cdot \Delta q_{sol}}{E_{sol,i}^*} \cdot \left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right) + 1\right]^2} \quad (44)$$

$$\frac{s_{sol,i}}{\Delta z_i} = -\varepsilon_{zz,i}^{sol} = \frac{\Delta q_{sol}}{M_{sol,i}} + \frac{2 \cdot v_{sol}^2}{(1 - v_{sol})^2} \cdot \frac{\Delta q_{sol}}{E_{sol,i}^*} - \frac{2 \cdot K_0^{sol} \cdot \Delta p_i}{E_{sol,i}^*}$$

$$s_{sol,i} = \Delta z_i \cdot \left[ \frac{\Delta q_{sol}}{M_{sol,i}} + \frac{2 \cdot v_{sol}^2}{(1 - v_{sol})^2} \cdot \frac{\Delta q_{sol}}{E_{sol,i}^*} - \frac{2 \cdot K_0^{sol} \cdot \Delta p_i}{E_{sol,i}^*} \right]$$

$$s_{sol} = \sum_{i=1}^n \Delta z_i \cdot \left[ \frac{\Delta q_{sol}}{M_{sol,i}} + \frac{2 \cdot v_{sol}^2}{(1 - v_{sol})^2} \cdot \frac{\Delta q_{sol}}{E_{sol,i}^*} - \frac{2 \cdot K_0^{sol} \cdot \Delta p_i}{E_{sol,i}^*} \right] \quad (45)$$

Avec (3), (44) et (45), on obtient l'équation (46) :

$$\Delta q_{sol} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta z_i \cdot \left[ \frac{1}{M_{sol,i}} + \frac{2 \cdot v_{sol}^2}{(1 - v_{sol})^2} \cdot \frac{1}{E_{sol,i}^*} \right] = L + \sum_{i=1}^n \Delta z_i \cdot \frac{2 \cdot K_0^{sol} \cdot \Delta p_i}{E_{sol,i}^*} - \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i}{\left[ 1 + \frac{\Delta p_i - K_0^{sol} \cdot \Delta q_{sol}}{E_{sol,i}^*} \cdot \left( \frac{b^2}{a^2} - 1 \right) \right]^2}$$

## Annexe A3 – Méthode de Goughnour

Cette partie présente le développement de la méthode de GOUGHNOUR

### Analyse de l'interaction colonne ballastée – Sol sous charge verticale

#### *Comportement élastique de la colonne*

$$\Delta q_{col} = E_{col} \cdot \varepsilon_{zz} \quad (1)$$

$$\varepsilon_{zz}^{col} = \varepsilon_{zz}^{sol} = \varepsilon_{zz}$$

#### *Comportement plastique de la colonne*

$$q_{col,0} + \Delta q_{col} = (p_0 + \Delta p) \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_{col}}{2} \right) \quad (2)$$

L'équation (2) peut s'écrire :

$$\Delta q_{col} = p \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_{col}}{2} \right) - q_{col,0} \quad (3)$$

avec  $p = p_0 + \Delta p$

$$\Delta q \cdot A = \Delta q_{col} \cdot A_{col} + \Delta q_{sol}^* \cdot A_{sol} \quad (4)$$

En substituant l'équation (3) dans l'équation (4), on obtient :

$$p = \frac{\Delta q \cdot A + q_{col,0} \cdot A_{col} - \Delta q_{sol}^* \cdot A_{sol}}{A_{col} \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_{col}}{2} \right)} \quad (5)$$

Conditions initiales dans le sol ambiant :

$$\sigma_{rr,0} = \sigma_{\theta\theta,0} = K_0 \cdot q_{sol,0}$$

$$p = \sigma_{rr} \Big|_{r=a} \quad (6)$$

$K_0$  peut être pris approximativement à 0,6 ou estimé par (Abdelhamid et Krizek, 1967) :

$$K_0 = 0,95 - \sin \varphi'_{sol} \quad (7)$$

$$\Delta \sigma_{rr}^* = K \cdot \Delta q_{sol}^* \quad (8)$$

$$K_0 \leq K \leq \frac{1}{K_0} \quad (\text{Lambe et Whitman, 1969})$$

Le chemin de contrainte effective  $\sigma_{rr} = f(\sigma_{zz})$  est supposé bilinéaire et supposé dépendre de  $\varepsilon_{zz}$  et de  $\varepsilon_{rr}$ . Les pentes sont données par  $S_1$  et  $S_2$ .

$$S_1 = \frac{K_0 \cdot \varepsilon_{zz} + \varepsilon_{rr}}{\varepsilon_{zz}} \quad (9)$$

$$S_2 = \frac{K_0 \cdot \varepsilon_{zz} + \varepsilon_{rr}}{\varepsilon_{zz} + K_0 \cdot \varepsilon_{rr}} \quad (10)$$

Les déformations  $\varepsilon_{rr}$  et  $\varepsilon_{zz}$  sont définies de la façon suivante :

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\Delta a}{b-a}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\Delta h}{h}$$

La colonne est supposée se déformer à volume constant.

D'où

$$\varepsilon_{rr} = \left[ \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_{zz}}} - 1 \right] \cdot \frac{a}{b-a} \quad (11)$$

K peut être défini par :

$$K_1 = S_1 = \frac{K_0 \cdot \varepsilon_{zz} + \varepsilon_{rr}}{\varepsilon_{zz}}$$

$$K_1 = K_0 + \frac{1}{\varepsilon_{zz}} \cdot \left[ \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_{zz}}} - 1 \right] \cdot \frac{a}{b-a} \quad (12)$$

et par :

$$K_2 = \frac{K_0 \cdot \varepsilon_{zz} + \left[ \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_{zz}}} - 1 \right] \cdot \frac{a}{b-a}}{\varepsilon_{zz} + K_0 \left[ \sqrt{\frac{1}{1-\varepsilon_{zz}}} - 1 \right] \cdot \frac{a}{b-a}} \cdot \frac{q_{sol,0} + \Delta q_{sol}^*}{\Delta q_{sol}^*} - \frac{K_0 \cdot q_{sol,0}}{\Delta q_{sol}^*} \quad (13)$$

$$K = K_1 \text{ jusqu'à la limite } \frac{\sigma_{rr,0} + \Delta \sigma_{rr}^*}{q_{sol,0} + \Delta q_{sol}^*} \leq S_2 \quad (14)$$

et  $K = K_2$  par la suite.

$$\sigma_{\theta\theta,0} + \Delta \sigma_{\theta\theta} = \max \left\{ \begin{array}{l} K_0 \cdot (q_{sol,0} + \Delta q_{sol}) = \sigma_{rr,0} + \frac{K_0}{K} \cdot \Delta \sigma_{rr} \\ \sigma_{rr,0} + K_0 \cdot \Delta \sigma_{rr} \end{array} \right. \quad (15)$$

La suite est extension de la théorie déjà présentée par d'autres. (Kirpatrick,1957; Whitman et Lusher,1962; Wu, Loh, et Malvern,1963)

Dans le sol, l'équilibre donne :

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = 0$$

ou encore :

$$\frac{\partial(\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr})}{\partial r} + \frac{(\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr}) - (\sigma_{\theta\theta,0} + \Delta\sigma_{\theta\theta})}{r} = 0$$

ce qui revient à :

$$\frac{\partial(\Delta\sigma_{rr})}{\partial r} + \frac{\Delta\sigma_{rr} - \Delta\sigma_{\theta\theta}}{r} = 0$$

Ainsi, il vient :

$$\Delta\sigma_{rr} = \begin{cases} C_1 \cdot r^{\left(\frac{K_0}{K} - 1\right)} & \text{si } K \leq 1 \\ C_2 \cdot r^{(K_0 - 1)} & \text{si } K \geq 1 \end{cases} \quad (16)$$

En posant :

$$(\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr})^* = \int_a^b \frac{2 \cdot \pi \cdot r \cdot (\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr})}{\pi \cdot (b^2 - a^2)} \cdot dr \quad (17)$$

où  $(\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr})^*$  représente une valeur moyenne de la contrainte radiale dans le sol, il est possible de définir un facteur F tel que :

$$F = \frac{\Delta\sigma_{rr}|_{r=a}}{\Delta\sigma_{rr}^*}$$

$$F = \begin{cases} \frac{\left(b^2 - a^2\right) \cdot \left(\frac{K_0}{K} + 1\right) \cdot a^{\left(\frac{K_0}{K} - 1\right)}}{2 \cdot \left[b^{\left(\frac{K_0}{K} + 1\right)} - a^{\left(\frac{K_0}{K} + 1\right)}\right]} & \text{si } K \leq 1 \\ \frac{\left(b^2 - a^2\right) \cdot (K_0 + 1) \cdot a^{(K_0 - 1)}}{2 \cdot \left[b^{(K_0 + 1)} - a^{(K_0 + 1)}\right]} & \text{si } K \geq 1 \end{cases} \quad (18)$$

Alors :

$$(\sigma_{rr,0} + \Delta\sigma_{rr})|_{r=a} = \sigma_{rr,0} + F \cdot \Delta\sigma_{rr}^* = K_0 \cdot q_{sol,0} + F \cdot K \cdot \Delta q_{sol}^*$$

Et l'équation (5) devient :

$$K_0 \cdot q_{sol,0} + K \cdot F \cdot \Delta q_{sol}^* = \frac{\Delta q \cdot A + q_{col,0} \cdot A_{col} - \Delta q_{sol}^* \cdot A_{sol}}{A_{col} \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_{col}}{2} \right)}$$

Le compactage du ballast durant l'installation de la colonne ballastée peut augmenter le coefficient de poussée des terre du sol ambiant.

Si  $K_{comp}$  est défini comme le coefficient de poussée des terres qui tient compte de l'installation de la colonne, alors l'équation (5) devient :

$$K_{comp} \cdot q_{sol,0} + K \cdot F \cdot \Delta q_{sol}^* = \frac{\Delta q \cdot A + q_{col,0} \cdot A_{col} - \Delta q_{sol}^* \cdot A_{sol}}{A_{col} \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_{col}}{2} \right)} \quad (19)$$

Cette équation (19), avec les définitions appropriées (Equations (12), (13), (14), (18)), contient seulement 2 inconnues :  $\Delta q_{sol}^*$  et  $\varepsilon_{zz}$ .

La théorie de consolidation de Terzaghi donne :

$$\Delta e = -C_c \cdot \log_{10} \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (20)$$

où :

$\Delta e$  : variation de l'indice de vides

$C_c$  : indice de compression

$P_0$  : contrainte de consolidation du sol (correspondant à  $P_{sol,0}$ )

$\Delta P$  : incrément de contrainte sur le sol (correspondant à  $\Delta P_{sol}$ )

Cette équation est conventionnellement applicable dans les conditions suivantes :

$$\varepsilon_{rr} = \varepsilon_{\theta\theta} = 0$$

$$\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} = K_0 \cdot q_{sol}$$

Il est possible de supposer, dans les conditions du problème, que  $\Delta e$  est fonction des composantes hydrostatiques du tenseur de contraintes et  $\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$  représente cette fonction sous la conditions que  $\varepsilon_{rr}$  et  $\varepsilon_{\theta\theta}$  soient bloquées.

On suppose donc que :

$$\Delta P = \left[ \sum (\text{incrément de contraintes principales}) \right] \cdot M$$

$$P_0 = \left[ \sum (\text{contraintes principales initiales}) \right]$$

$M$  = coefficient de proportionnalité constant

Ainsi

$$\Delta P = \left[ \Delta q_{sol} + K_0 \cdot \Delta q_{sol} + \Delta q_{sol} \right] \cdot M = \Delta q_{sol}$$

$$M = \frac{1}{1 + 2 \cdot K_0} \quad (21)$$

$$\Delta P = [\Delta q_{sol}^* + \Delta \sigma_{rr}^* + \Delta \sigma_{\theta\theta}^*] \cdot M = \left[ \Delta q_{sol}^* + K \cdot \Delta q_{sol}^* + \max \left\{ \frac{K_0}{K} \cdot K \cdot \Delta q_{sol}^*, K_0 \cdot K \cdot \Delta q_{sol}^* \right\} \right] \cdot M$$

$$\Delta P = \Delta q_{sol}^* \cdot \left[ 1 + K + K_0 \cdot \begin{cases} 1 & \text{si } K \leq 1 \\ K & \text{si } K > 1 \end{cases} \right] \cdot M \quad (22)$$

De la même façon :

$$P_0 = [q_{sol,0} + \sigma_{rr,0} + \sigma_{\theta\theta,0}] \cdot M = [q_{sol,0} + K_0 \cdot q_{sol,0} + K_0 \cdot q_{sol,0}] \cdot M$$

$$P_0 = q_{sol,0}$$

Dans la mesure où la colonne se déforme à volume constant, le changement de volume de la cellule est égal au changement de volume du sol ambiant.

Ainsi, une diminution de volume étant comptée positivement :

$$\Delta V = A \cdot \Delta h \quad (23)$$

De la mécanique des sols, il vient :

$$\Delta V = \frac{-\Delta e \cdot V_{sol,0}}{1 + e_0} \quad (24)$$

$$V_{sol,0} = A_{sol} \cdot h \quad (25)$$

$$\frac{\Delta V}{V_{sol,0}} = \frac{A \cdot \Delta h}{A_{sol} \cdot h} = \frac{-\Delta e}{1 + e_0}$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\Delta h}{h} = -\frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \cdot \frac{A_{sol}}{A} = \frac{A_{sol}}{A} \cdot \frac{C_c}{(1 + e_0)} \cdot \log_{10} \left( \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right) \quad (26)$$

Une légère surconsolidation peut être traitée en remplaçant  $P_0$  par  $P_c$  au dénominateur du log.

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\Delta h}{h} = -\frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \cdot \frac{A_{sol}}{A} = \frac{A_{sol}}{A} \cdot \frac{C_c}{(1 + e_0)} \cdot \log_{10} \left( \frac{P_c + \Delta P}{P_c} \right) \quad (27)$$

### Analyse plastique

Les équation (19) et (27) contiennent seulement 2 inconnues  $\Delta q_{sol}^*$  et  $\varepsilon_{zz}$ . La résolution permet de fournir une solution à long terme pour une colonne considérée dans un état rigide plastique.

### Analyse élastique

L'équation (1) décrit le comportement de la colonne dans un état élastique.



L'équation (4) devient :

$$\Delta q \cdot A = E_{col} \cdot \varepsilon_{zz} \cdot A_{col} + \Delta q_{sol}^* \cdot A_{sol} \quad (28)$$

L'équation (27) est indépendante du comportement contrainte-déformation de la colonne.

Aussi, la résolution de (27) et (28) donne les solutions  $\Delta q_{sol}^*$  et  $\varepsilon_{zz}$  à long terme lorsque la colonne est considérée dans un comportement élastique.

Balaam (1978) définit l'équation suivante :

$$\varepsilon_{zz} = F_2 \cdot m_v \cdot \Delta q \quad (30)$$

Avec les paramètres de LAME suivants :

$$\lambda = \frac{E \cdot \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (31)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (32)$$

$m_v$  est donné par :

$$\frac{1}{m_v} = \frac{A_{col}}{A} \cdot (\lambda_{col} + 2 \cdot G_{col}) + \left(1 - \frac{A_{col}}{A}\right) \cdot (\lambda_{sol} + 2 \cdot G_{sol}) \quad (33)$$

et

$$F_2 = \frac{1}{1 - 2 \cdot \frac{A_{col}}{A} \cdot (\lambda_{col} + \lambda_{sol}) \cdot m_v \cdot F_1} \quad (34)$$

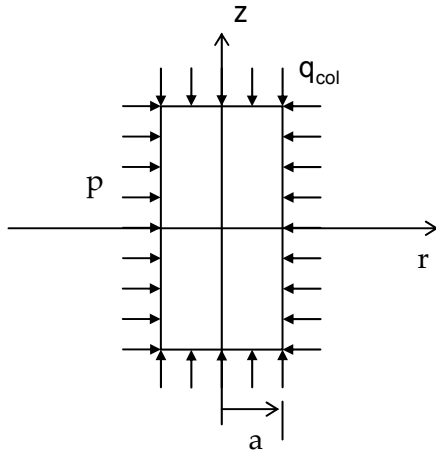
et

$$F_1 = \frac{(\lambda_{col} - \lambda_{sol}) \cdot \left(1 - \frac{A_{col}}{A}\right)}{2 \cdot \left[ \frac{A_{col}}{A} \cdot (\lambda_{sol} + G_{sol} - \lambda_{col} - G_{col}) + (\lambda_{col} + G_{col} + G_{sol}) \right]} \quad (35)$$

## Annexe A4 – Méthode inspirée de l'approche de Poorooshasb & Meyerhof

Cette partie présente le développement de la méthode inspirée de l'approche de POOROOSHASB & MEYERHOF

### Cas I – Colonne ballastée



$$\sigma_{zz} = q_{col}$$

$$\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} = p$$

$$E = E_{col}$$

$$\nu = \nu_{col}$$

#### Equation d'équilibre

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} = \frac{1}{r} \cdot (\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{rr}) \quad (1)$$

#### Loi de comportement

$$\varepsilon_{rr} = \frac{1}{E} \cdot (-\sigma_{rr} + \nu \cdot (\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{zz})) \quad (2)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{E} \cdot (-\sigma_{\theta\theta} + \nu \cdot (\sigma_{rr} + \sigma_{zz})) \quad (3)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} \cdot (-\sigma_{zz} + \nu \cdot (\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta})) \quad (4)$$

#### Equation de compatibilité

$$\frac{\partial \varepsilon_{\theta\theta}}{\partial r} = \frac{1}{r} \cdot (\varepsilon_{rr} - \varepsilon_{\theta\theta}) \quad (5)$$

Avec (2) et (3), on obtient :

$$\sigma_{rr} = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \left[ -\varepsilon_{rr} - \nu \cdot \varepsilon_{\theta\theta} + \frac{\nu \cdot (1+\nu)}{E} \cdot \sigma_{zz} \right] \quad (6)$$

$$\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta} = \frac{E}{1+\nu} \cdot (\varepsilon_{\theta\theta} - \varepsilon_{rr}) \quad (7)$$

$$\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta} = -\frac{E}{1-\nu} \cdot (\varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta}) + \frac{2\nu}{1-\nu} \cdot \sigma_{zz} \quad (8)$$

Avec (6) et (7) dans (1), il vient :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} - \frac{u}{r^2} = 0 \quad (9)$$

Une solution de l'équation est :

$$u = A \cdot r + \frac{B}{r}$$

Comme pour  $r = 0$ ,  $u = 0 \Rightarrow B = 0$

$$u = A \cdot r$$

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u}{\partial r} = A$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u}{r} = A$$

Comme pour  $r = a$ ,  $\sigma_{rr} = p$ , il vient :

$$A = -p \cdot \frac{(1-\nu)}{E} + \nu \cdot \frac{\sigma_{zz}}{E}$$

Avec  $\sigma_{zz} = q_{col}$

$$u^I = -\frac{1}{E_{col}} \cdot [(1-\nu_{col}) \cdot p - \nu_{col} \cdot q_{col}] \cdot r$$

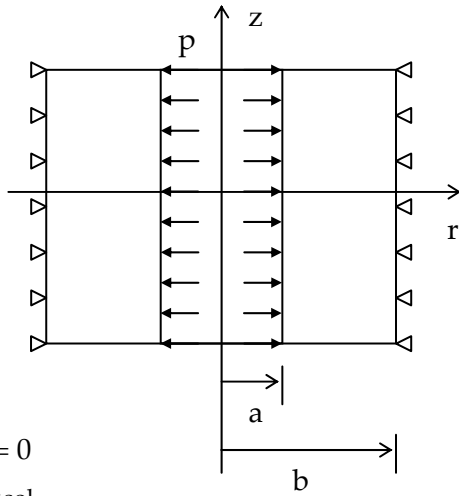
$$\varepsilon_{rr}^I = -\frac{p \cdot (1-\nu_{col})}{E_{col}} + \frac{\nu_{col} \cdot q_{col}}{E_{col}}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta}^I = -\frac{p \cdot (1-\nu_{col})}{E_{col}} + \frac{\nu_{col} \cdot q_{col}}{E_{col}}$$

$$\varepsilon_{zz}^I = \frac{1}{E} \cdot (-\sigma_{zz} + \nu \cdot (\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}))$$

$$\varepsilon_{zz}^I = \frac{1}{E_{col}} \cdot (-q_{col} + 2 \cdot \nu_{col} \cdot p)$$

## Cas II - Sol ambiant soumis à une pression radiale



$$\sigma_{zz} = 0$$

$$E = E_{\text{sol}}$$

$$\nu = \nu_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{rr}|_{r=a} = p$$

$$u|_{r=b} = 0$$

$$u = A \cdot r + \frac{B}{r}$$

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u}{\partial r} = A - \frac{B}{r^2}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u}{r} = A + \frac{B}{r^2}$$

Comme pour  $r = b$ ;  $u = 0 \Rightarrow A = -\frac{B}{b^2}$

Et pour  $r = a$ ;  $\sigma_{rr} = p$

Avec (6), il vient :

$$\sigma_{rr}|_{r=a} = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \left[ -\varepsilon_{rr} - \nu \cdot \varepsilon_{\theta\theta} + \frac{\nu \cdot (1+\nu)}{E} \cdot \sigma_{zz} \right] = p$$

D'où :

$$B = \frac{(1-\nu^2)}{E} \cdot p \cdot \left[ \frac{a^2 \cdot b^2}{(a^2 + b^2) + \nu \cdot (a^2 - b^2)} \right]$$

$$A = -\frac{(1-\nu^2)}{E} \cdot p \cdot \left[ \frac{a^2}{(a^2 + b^2) + \nu \cdot (a^2 - b^2)} \right]$$

Ainsi :

$$u^{\text{II}} = \frac{1 - v_{\text{sol}}^2}{E_{\text{sol}}} \cdot \frac{p \cdot a^2}{(a^2 + b^2) + v_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot \left[ -r + \frac{b^2}{r} \right]$$

$$\varepsilon_{\text{rr}}^{\text{II}} = A - \frac{B}{r^2} = \frac{1 - v_{\text{sol}}^2}{E_{\text{sol}}} \cdot \frac{p \cdot a^2}{(a^2 + b^2) + v_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot \left[ -1 - \frac{b^2}{r^2} \right]$$

Pour  $r = a$

$$\varepsilon_{\text{rr}}|_{r=a} = -\frac{1 - v_{\text{sol}}^2}{E_{\text{sol}}} \cdot p \cdot \frac{a^2 + b^2}{(a^2 + b^2) + v_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta}^{\text{II}} = A + \frac{B}{r^2} = \frac{1 - v_{\text{sol}}^2}{E_{\text{sol}}} \cdot \frac{p \cdot a^2}{(a^2 + b^2) + v_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot \left[ -1 + \frac{b^2}{r^2} \right]$$

Pour  $r = a$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1 - v_{\text{sol}}^2}{E_{\text{sol}}} \cdot p \cdot \frac{b^2 - a^2}{(a^2 + b^2) + v_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)}$$

Comme  $\sigma_{zz} = 0$ , avec (4) il vient :

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} \cdot \nu \cdot (\sigma_{\text{rr}} + \sigma_{\theta\theta})$$

Avec (8) :

$$\sigma_{\text{rr}} + \sigma_{\theta\theta} = -\frac{E}{1 - \nu} \cdot (\varepsilon_{\text{rr}} + \varepsilon_{\theta\theta})$$

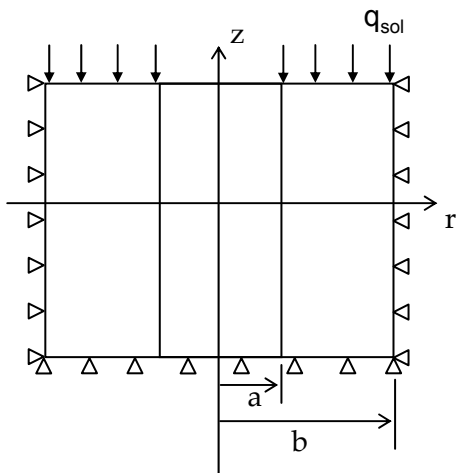
$$\varepsilon_{\text{rr}} + \varepsilon_{\theta\theta} = 2 \cdot A$$

On obtient ainsi :

$$\varepsilon_{zz}^{\text{II}} = \frac{2\nu \cdot (1 + \nu) \cdot p}{E} \cdot \left[ \frac{a^2}{(a^2 + b^2) + \nu \cdot (a^2 - b^2)} \right] \quad \text{Ne dépend pas de } r$$

$$\varepsilon_{zz}^{\text{II}} = \frac{2\nu_{\text{sol}} \cdot (1 + \nu_{\text{sol}}) \cdot p}{E_{\text{sol}}} \cdot \left[ \frac{a^2}{(a^2 + b^2) + \nu_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)} \right]$$

### Cas III – Sol ambiant sous charge verticale



$$\sigma_{zz} = q_{sol}$$

$$E = E_{sol}$$

$$\nu = \nu_{sol}$$

$$\sigma_{rr}|_{r=a} = 0$$

$$u|_{r=b} = 0$$

$$u = A \cdot r + \frac{B}{r}$$

$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u}{\partial r} = A - \frac{B}{r^2}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u}{r} = A + \frac{B}{r^2}$$

Comme pour  $r = b$ ,  $u = 0 \Rightarrow A = -\frac{B}{b^2}$

Et pour  $r = a$ ,  $\sigma_{rr} = 0$

$$\sigma_{rr} = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot \left[ -\varepsilon_{rr} - \nu \cdot \varepsilon_{\theta\theta} + \frac{\nu \cdot (1+\nu)}{E} \cdot \sigma_{zz} \right]$$

Ainsi, il vient :

$$B = -\frac{\nu \cdot (1+\nu)}{E} \cdot \sigma_{zz} \cdot \frac{a^2 \cdot b^2}{a^2 + b^2 + \nu \cdot (a^2 - b^2)}$$

$$A = \frac{\nu \cdot (1+\nu)}{E} \cdot \sigma_{zz} \cdot \frac{a^2}{a^2 + b^2 + \nu \cdot (a^2 - b^2)}$$

Et donc :

$$u^{III} = \frac{v_{sol} \cdot (1 + v_{sol})}{E_{sol}} \cdot q_{sol} \cdot \frac{a^2}{a^2 + b^2 + v_{sol} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot \left[ r - \frac{b^2}{r} \right]$$

$$\varepsilon_{rr}^{III} = \frac{v_{sol} \cdot (1 + v_{sol})}{E_{sol}} \cdot q_{sol} \cdot \frac{a^2}{a^2 + b^2 + v_{sol} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot \left[ 1 + \frac{b^2}{r^2} \right]$$

Pour  $r = a$

$$\varepsilon_{rr}|_{r=a} = \frac{v_{sol} \cdot (1 + v_{sol})}{E_{sol}} \cdot q_{sol} \cdot \frac{a^2 + b^2}{a^2 + b^2 + v_{sol} \cdot (a^2 - b^2)}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta}^{III} = \frac{v_{sol} \cdot (1 + v_{sol})}{E_{sol}} \cdot q_{sol} \cdot \frac{a^2}{a^2 + b^2 + v_{sol} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot \left[ 1 - \frac{b^2}{r^2} \right]$$

Pour  $r = a$

$$\varepsilon_{\theta\theta}|_{r=a} = \frac{v_{sol} \cdot (1 + v_{sol})}{E_{sol}} \cdot q_{sol} \cdot \frac{a^2 - b^2}{a^2 + b^2 + v_{sol} \cdot (a^2 - b^2)}$$

Comme :

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} \cdot (-\sigma_{zz} + \nu \cdot (\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}))$$

$$\sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta} = -\frac{E}{1 - \nu} \cdot (\varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta}) + \frac{2\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_{zz} \quad \text{cf. (8)}$$

$$\varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = 2 \cdot A$$

Ainsi, il vient :

$$\varepsilon_{zz}^{III} = \frac{1}{E} \cdot \frac{\sigma_{zz}}{1 - \nu} \cdot \left( -1 + \nu + 2\nu^2 - \frac{2 \cdot \nu^2 \cdot (1 + \nu) \cdot a^2}{a^2 + b^2 + \nu \cdot (a^2 - b^2)} \right)$$

$$\varepsilon_{zz}^{III} = \frac{1}{E_{sol}} \cdot \frac{q_{sol}}{1 - \nu_{sol}} \cdot \left( -1 + \nu_{sol} + 2 \cdot \nu_{sol}^2 - \frac{2\nu_{sol}^2 \cdot (1 + \nu_{sol}) \cdot a^2}{a^2 + b^2 + \nu_{sol} \cdot (a^2 - b^2)} \right)$$

Superposition des résultats (cas II + Cas III)

$$u = \frac{(1 + \nu_{\text{sol}})}{E_{\text{sol}}} \cdot \frac{a^2}{(a^2 + b^2) + \nu_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot \left( -r + \frac{b^2}{r} \right) \cdot [(1 - \nu_{\text{sol}}) \cdot p - \nu_{\text{sol}} \cdot q_{\text{sol}}]$$

$$\varepsilon_{rr} = \frac{(1 + \nu_{\text{sol}})}{E_{\text{sol}}} \cdot \frac{a^2}{(a^2 + b^2) + \nu_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot \left( -1 - \frac{b^2}{r^2} \right) \cdot [(1 - \nu_{\text{sol}}) \cdot p - \nu_{\text{sol}} \cdot q_{\text{sol}}]$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{(1 + \nu_{\text{sol}})}{E_{\text{sol}}} \cdot \frac{a^2}{(a^2 + b^2) + \nu_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot \left( -1 + \frac{b^2}{r^2} \right) \cdot [(1 - \nu_{\text{sol}}) \cdot p - \nu_{\text{sol}} \cdot q_{\text{sol}}]$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{2 \cdot \nu_{\text{sol}}}{E_{\text{sol}} \cdot (1 - \nu_{\text{sol}})} \cdot \left[ \frac{(1 + \nu_{\text{sol}}) \cdot a^2}{(a^2 + b^2) + \nu_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot [p \cdot (1 - \nu_{\text{sol}}) - \nu_{\text{sol}} \cdot q_{\text{sol}}] - \frac{1 - \nu_{\text{sol}} - 2 \cdot \nu_{\text{sol}}^2}{2 \cdot \nu_{\text{sol}}} \cdot q_{\text{sol}} \right]$$

$$\varepsilon_{\theta\theta}|_{r=a} = \frac{(1 + \nu_{\text{sol}})}{E_{\text{sol}}} \cdot \frac{b^2 - a^2}{(a^2 + b^2) + \nu_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)} \cdot [(1 - \nu_{\text{sol}}) \cdot p - \nu_{\text{sol}} \cdot q_{\text{sol}}]$$

En posant :

$$\lambda = -\nu_{\text{sol}} \cdot q_{\text{sol}} + p \cdot (1 - \nu_{\text{sol}})$$

Il vient :

$$\lambda = \frac{E_{\text{sol}}}{(1 + \nu_{\text{sol}})} \cdot \frac{(a^2 + b^2) + \nu_{\text{sol}} \cdot (a^2 - b^2)}{b^2 - a^2} \cdot \varepsilon_{\theta\theta}|_{r=a}$$

On peut écrire à partir de  $\varepsilon_{zz}$

$$\sigma_{zz}^{\text{III}} = \frac{(1 - \nu_{\text{sol}}) \cdot E_{\text{sol}}}{1 - \nu_{\text{sol}} - 2 \cdot \nu_{\text{sol}}^2} \cdot \left[ \frac{2 \cdot \nu_{\text{sol}}}{(1 - \nu_{\text{sol}})} \cdot \frac{a^2}{b^2 - a^2} \cdot \varepsilon_{\theta\theta}|_{r=a} - \varepsilon_{zz} \right]$$

Comme :

$$\lambda = -\nu_{\text{sol}} \cdot q_{\text{sol}} + p \cdot (1 - \nu_{\text{sol}})$$

$$p = \frac{E_{\text{sol}} \cdot \varepsilon_{\theta\theta}|_{r=a}}{1 - \nu_{\text{sol}}^2} \cdot \frac{(1 + \nu_{\text{sol}}) \cdot a^2 + (1 - \nu_{\text{sol}}) \cdot b^2}{b^2 - a^2} + \frac{\nu_{\text{sol}}}{1 - \nu_{\text{sol}}} \cdot q_{\text{sol}}$$

Comme pour la colonne,  $\varepsilon_{rr}^{\text{I}} = \varepsilon_{\theta\theta}^{\text{I}}$  (indépendant de r)

$$q_{\text{sol}} = \frac{(1 - \nu_{\text{sol}}) \cdot E_{\text{sol}}}{1 - \nu_{\text{sol}} - 2 \cdot \nu_{\text{sol}}^2} \cdot \left[ \frac{2 \cdot \nu_{\text{sol}}}{(1 - \nu_{\text{sol}})} \cdot \frac{a^2}{b^2 - a^2} \cdot \varepsilon_{rr}^{\text{I}} - \varepsilon_{zz} \right]$$



ou encore

$$q_{sol} = A \cdot (B \cdot \varepsilon_{rr}^I - \varepsilon_{zz})$$

avec

$$A = \frac{(1 - \nu_{sol}) \cdot E_{sol}}{1 - \nu_{sol} - 2 \cdot \nu_{sol}^2}$$

et

$$B = \frac{2 \cdot \nu_{sol}}{(1 - \nu_{sol})} \cdot \frac{a^2}{b^2 - a^2}$$

$$p = C \cdot q_{sol} + D \cdot \varepsilon_{rr}^I$$

avec

$$C = \frac{\nu_{sol}}{1 - \nu_{sol}}$$

et

$$D = \frac{(1 + \nu_{sol}) \cdot a^2 + (1 - \nu_{sol}) \cdot b^2}{(b^2 - a^2) \cdot (1 - \nu_{sol}^2)} \cdot E_{sol}$$

Avec les résultats du cas I (colonne ballastée)

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E_{col}} \cdot [-q_{col} + 2 \cdot \nu_{col} \cdot p]$$

$$\Delta q \cdot \pi \cdot b^2 = q_{sol} \cdot \pi \cdot (b^2 - a^2) + q_{col} \cdot \pi \cdot a^2$$

$$\Delta q = q_{sol} \cdot \frac{(b^2 - a^2)}{b^2} + q_{col} \cdot \frac{a^2}{b^2}$$

Pour le cas I

$$\varepsilon_{rr}^I = \frac{1}{E_{col}} \cdot (-\sigma_{rr}^I + \nu_{col} \cdot (\sigma_{\theta\theta}^I + q_{col}))$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E_{col}} \cdot (-q_{col} + \nu_{col} \cdot (\sigma_{rr}^I + \sigma_{\theta\theta}^I))$$

$$q_{col} = -E_{col} \cdot \varepsilon_{zz} + \nu_{col} \cdot (\sigma_{rr}^I + \sigma_{\theta\theta}^I)$$

Comme  $\sigma_{rr}^I = \sigma_{\theta\theta}^I$

$$\varepsilon_{rr}^I = -\nu_{col} \cdot \varepsilon_{zz} - (1 - \nu_{col} - 2 \cdot \nu_{col}^2) \frac{\sigma_{rr}^I}{E_{col}}$$

Et comme  $\sigma_{rr}^I = p$

$$\varepsilon_{rr}^I = -\nu_{col} \cdot \varepsilon_{zz} - (1 - \nu_{col} - 2 \cdot \nu_{col}^2) \frac{p}{E_{col}}$$

Avec :

$$p = C \cdot q_{\text{sol}} + D \cdot \varepsilon_{\text{rr}}^I$$

Il vient :

$$p = - \frac{E_{\text{col}} \cdot [(A \cdot B \cdot C + D) \cdot v_{\text{col}} + A \cdot C] \cdot \varepsilon_{\text{zz}}}{E_{\text{col}} + (1 - v_c - 2 \cdot v_c^2) \cdot (A \cdot B \cdot C + D)}$$

Et avec :

$$q_{\text{sol}} = A \cdot (B \cdot \varepsilon_{\text{rr}}^I - \varepsilon_{\text{zz}})$$

On obtient :

$$q_{\text{sol}} = -A \cdot \left[ 1 + B \cdot v_{\text{col}} - B \cdot \frac{(1 - v_{\text{col}} - 2 \cdot v_{\text{col}}^2) \cdot [(A \cdot B \cdot C + D) \cdot v_{\text{col}} + A \cdot C]}{E_{\text{col}} + (1 - v_{\text{col}} - 2 \cdot v_{\text{col}}^2) \cdot (A \cdot B \cdot C + D)} \right] \cdot \varepsilon_{\text{zz}}$$

Comme :

$$\varepsilon_{\text{zz}} = \frac{1}{E_{\text{col}}} \cdot [-q_{\text{col}} + 2 \cdot v_{\text{col}} \cdot p]$$

$$q_{\text{col}} = 2 \cdot v_{\text{col}} \cdot p - E_{\text{col}} \cdot \varepsilon_{\text{zz}}$$

D'où :

$$q_{\text{col}} = - \left[ 1 + \frac{2 \cdot v_{\text{col}} \cdot [(A \cdot B \cdot C + D) \cdot v_{\text{col}} + A \cdot C]}{E_{\text{col}} + (1 - v_{\text{col}} - 2 \cdot v_{\text{col}}^2) \cdot (A \cdot B \cdot C + D)} \right] \cdot E_{\text{col}} \cdot \varepsilon_{\text{zz}}$$