

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA**  
**RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



Université El Hadj Lakhdar Batna  
Institut de Génie Civil, Hydraulique et Architecture  
Département de Génie Civil

***MÉMOIRE***

*Présenté en vue de l'obtention du diplôme de*  
*Magistère en Génie Civil*

*OPTION : Génie parasismique*

*Intitulé : Construction en zone sismique*

*Thème :*

Comportement dynamique d'une colonne ballastée

*Présenté par :*

**Ouahab Mohamed Younes**

*Devant le jury composé de :*

Président	: K.DEMAGH	M.C (classe A)	Université de BATNA
Rapporteur	: T.KARECH	M.C (classe A)	Université de BATNA
Examineurs	: M.N.AMRANE	Professeur	Université de BISKRA
	: K.ABBECHE	Professeur	Université de BATNA

*Soutenue le:16/02/2012*

## DÉDICACE

*A mes grands parents EL HADJ et EL HADJA*

*A ma chère mère*

*A mes frères ABDESSALEM et ABDELMOUMEN*

*A mes oncles et tantes*

*A tous mes amis*

*A tous les employés de l'OPGI de BISKRA*

*A la riche donnante malgré ces profondes blessures, notre amour  
l'ALGERIE.*

## REMERCIEMENTS

*Au terme de ce mémoire, mes remerciements s'adressent à tous ceux qui, directement ou indirectement, ont contribué à faciliter ma tâche.*

*Je tiens tout d'abord à remercier l'Université de BATNA pour m'avoir accueilli au sein de leurs locaux, et plus particulièrement le département de Génie Civil.*

*Je tiens à exprimer toute ma gratitude à mon directeur de thèse, monsieur KARECH TOUFIK, pour avoir guidé et enrichi mes réflexions tout au long de ce travail. Je le remercie très sincèrement pour sa disponibilité indéfectible et pour ses critiques constructives.*

*Je voudrais aussi remercier plus particulièrement Monsieur DEMAGH KAMEL, pour avoir accepté de présider le jury.*

*Je remercie également Monsieur ABECHHE KHELIFA, pour avoir accepté d'examiner ce mémoire.*

*Je tiens à remercier très sincèrement Monsieur AMRANE MOHAMED NADHIR, pour avoir accepté d'examiner ce mémoire et pour son soutien et ses précieux conseils.*

*Je remercie également Monsieur AMRANE FOUZI, pour son aide et ses remarques pertinentes.*

*Je tiens aussi à remercier Monsieur DEMAGH RAFIK, pour son soutien pendant la formation de post graduation, notamment l'utilisation du logiciel PLAXIS.*

*Je remercie également Monsieur MABROUKI ABDELHAK, pour son soutien et ses discussions fructueuses*

*Je remercie Monsieur ATALLAOUI SAMIR, pour son aide.*

*Mes remerciements vont aussi à tous mes enseignants, du primaire aux études supérieures.*

*Enfin, je souhaite une bonne continuation pour toute la promotion du Magistère Génie Civil.*

## RESUME

Le présent travail fait l'objet d'une étude numérique du comportement dynamique (cyclique) d'un sol renforcé par colonne ballastée. Une synthèse bibliographique sur la technique de renforcement des sols par colonnes ballastées est d'abords présentée. Ensuite, on présente les principes de bases décrivant le comportement dynamique des sols en général et le comportement au laboratoire lors de l'essai triaxial cyclique en particulier, en passant par le phénomène de liquéfaction des sols afin de savoir l'influence des colonnes ballastées sur ce phénomène.

L'étude est faite par le biais de la modélisation numérique d'un essai triaxial sous chargement cyclique d'un modèle réduit contenant un échantillon de sol avec colonne ballastée à l'aide du logiciel PLAXIS qui est un code de calcul géotechnique utilisant la méthode des éléments finis en utilisant le modèle de comportement élastoplastique de Mohr - Coulomb.

**Mots clés :** amélioration des sols, colonne ballastée, dynamique des sols, triaxial statique, triaxial cyclique, liquéfaction, simulation, loi de comportement Mohr – Coulomb, PLAXIS.

### ملخص

هذه الدراسة تبحث في تصرف تربة محسنة بتقنية الأعمدة المرصوفة بحجارة السكك الحديدية، تحت تأثير قوى ديناميكية.

في الشطر الأول لهذه الدراسة نعرض جملة من المعلومات التي تعرف هاته التقنية و مجالات استعمالاتها. كما نقدم في الشطر الثاني الأساسيات القاعدية التي تصف السيرة الديناميكية للتربة بصفة عامة وتصرفها في المخبر تحت تأثير الجهاز الديناميكي ثلاثي المحاور بصفة خاصة، ثم نتطرق إلى ظاهرة تميع التربة و تأثير تقنية الأعمدة المرصوفة بحجارة السكك الحديدية على هاته الظاهرة.

في هذه الدراسة اعتمدنا على النمذجة الرقمية لتجربة الجهاز ثلاثي المحاور تحت تأثير قوى ديناميكية على عينة مصغرة مكونة من تربة محسنة بعمود مرصوص بحجارة السكك الحديدية. النمذجة الرقمية تمت بواسطة طريقة العناصر المتناهية وذلك باستعمال برنامج (PLAXIS) مع استعمالنا لقانون سيرة التصرف المرن- اللدن Mohr – Coulomb.

**الكلمات المفتاحية :** طرق تحسين التربة، عمود مرصوص بحجارة السكك الحديدية، ديناميكا التربة، الجهاز الديناميكي ثلاثي المحاور، الجهاز الستاتيكي ثلاثي المحاور، تميع التربة، نمذجة رقمية، قانون سيرة التصرف Mohr-Coulomb ، برنامج PLAXIS.

## SOMMAIRE

<i>Introduction générale.....</i>	<i>08</i>
<i>Chapitre 1</i>	
<i>Partie bibliographique</i>	
<i>1.1 Techniques d'amélioration des sols.....</i>	<i>11</i>
<i>1.1.1 Technique d'amélioration de sol par colonnes ballastée.....</i>	<i>14</i>
<i>1.1.2 Domaines d'application.....</i>	<i>24</i>
<i>1.2 Mécanismes de comportement et dimensionnement des colonnes ballastées....</i>	<i>34</i>
<i>1.2.1 Fonctionnement des colonnes ballastées.....</i>	<i>34</i>
<i>1.2.2 Méthodes de dimensionnement.....</i>	<i>44</i>
<i>Chapitre 2</i>	
<i>Comportement dynamique des sols et des colonnes ballastées</i>	
<i>2.1 Comportement des sols sous chargement cyclique.....</i>	<i>54</i>
<i>2.1.1 Influence du profil du sol.....</i>	<i>54</i>
<i>2.1.2 Description du comportement des sols.....</i>	<i>56</i>
<i>2.2 Domaines de comportement cyclique des sols.....</i>	<i>62</i>
<i>2.3 Mesure des caractéristiques dynamiques des sols par des essais au laboratoire.....</i>	<i>64</i>
<i>2.3.1 Essais de vibration forcée.....</i>	<i>64</i>
<i>2.4 Comportement cyclique drainé et non drainé des sols au triaxial.....</i>	<i>69</i>
<i>2.4.1 Essai triaxial drainé.....</i>	<i>69</i>
<i>2.4.2 Evolution de la pression interstitielle en condition non drainée.....</i>	<i>70</i>
<i>2.5 Liquéfaction des sols.....</i>	<i>72</i>
<i>2.5.1 Définition.....</i>	<i>72</i>
<i>2.5.2 Evaluation du risque de liquéfaction par la méthode d'approche en contrainte totale.....</i>	<i>72</i>

<i>2.6 Comportement des colonnes ballastées sous chargement dynamique.....</i>	<i>78</i>
<i>2.6.1 Comportement sous séisme.....</i>	<i>78</i>
<i>2.6.1.1 Les travaux de Seed et Booker (1977) et de Priebe (1978, 1998).....</i>	<i>79</i>
<i>2.6.1.2 Evaluation et réduction du risque de liquéfaction.....</i>	<i>80</i>
<i>2.6.1.3 Exemples de justification.....</i>	<i>84</i>
<i>2.6.2 Comportement sous chargement cyclique.....</i>	<i>89</i>
<i>2.6.2.1 Les travaux de Kempfert et al (1999).....</i>	<i>89</i>
<i>2.6.2.2 Les travaux de Renton-Rose et al (2000).....</i>	<i>90</i>

### *Chapitre 3*

#### *Comportement dynamique d'un modèle réduit*

<i>3.1 Modélisation d'un essai triaxial CD sous chargement statique.....</i>	<i>92</i>
<i>3.1.1 Conditions aux limites.....</i>	<i>93</i>
<i>3.1.2 Chargement.....</i>	<i>93</i>
<i>3.1.3 Propriétés du matériau.....</i>	<i>93</i>
<i>3.1.4 Calculs.....</i>	<i>94</i>
<i>3.1.5 Résultats et discussion.....</i>	<i>94</i>
<i>3.1.5.1 Influence de la colonne ballastée sur la rigidité globale du sol.....</i>	<i>95</i>
<i>3.1.5.2 Influence de la colonne ballastée sur le tassement du sol.....</i>	<i>96</i>
<i>3.2 Modélisation d'un essai triaxial CD sous chargement cyclique.....</i>	<i>96</i>
<i>3.2.1 Chargement.....</i>	<i>97</i>
<i>3.2.2 Calculs.....</i>	<i>98</i>
<i>3.2.3 Résultats et discussion.....</i>	<i>99</i>
<i>3.2.3.1 Influence de la colonne ballastée .....</i>	<i>99</i>
<i>3.2.3.2 Influence du diamètre de la colonne ballastée.....</i>	<i>101</i>
<i>3.3 Modélisation d'un essai triaxial CND sous chargement cyclique.....</i>	<i>103</i>
<i>3.3.1 Résultats et discussion.....</i>	<i>103</i>
<i>3.3.1.1 Influence de la colonne ballastée sur le drainage.....</i>	<i>103</i>
<i>3.3.1.2 Influence de l'eau sur le comportement cyclique du complexe (sol-colonne ballastée).....</i>	<i>104</i>
<i>3.3.1.3 Influence du diamètre de la colonne ballastée.....</i>	<i>106</i>

*Conclusion générale*.....107

*Bibliographie*.....109

*Annexe 1*.....118

*Annexe 2*.....122

## INTRODUCTION GENERALE

Dans le contexte géologique, il existe différents types de sols. La construction sur n'importe quel sol nécessite une étude pour définir ses caractéristiques mécaniques afin d'optimiser le choix du type de fondation de l'ouvrage à construire sur ce sol.

Les sols compressibles ou pulvérulents lâches issus des dépôts alluvionnaires récents (vallées et autour des fleuves), où se développent les réseaux routiers et ferroviaires. La construction sur de tels sols fait appel à des techniques d'amélioration des caractéristiques mécaniques de ces sols. Ces techniques connaissent actuellement un essor considérable, tant du point de vue de la conception et de l'amélioration des matériels d'exécution que de celui des méthodes de dimensionnement des projets.

La technique d'amélioration par colonnes ballastées est souvent employée en génie civil dans le cas des ouvrages situés sur des sols mous, tels que les remblais, les fondations des réservoirs et les ouvrages ayant des charges moyennes. La technique des colonnes ballastées est intimement liée aux procédés de vibration profonde, dont le point commun entre ces procédés est l'exécution des travaux avec un vibreur.

La colonne ballastée est réalisée par la pénétration d'un vibreur « torpille » du type Keller ou équivalent par refoulement latéral du sol lâche à l'aide d'un fluide de lancement (air ou eau) afin de compacter le ballast. Les vibrations entraînent une liquéfaction du sol et par conséquent la dissipation des surpressions interstitielles s'effectue et engendre la densification, donc il s'agit d'un réarrangement des grains de sol dans un état plus compact.

Dans le domaine du génie civil, le cas où le sol est soumis à des actions vibratoires (cycliques) est rencontré dans différentes constructions (ponts, barrages, centrales électriques,...etc.). La transmission des vibrations ayant des amplitudes relativement importantes au sol, susceptible de mettre en danger sa stabilité et ce, par dépassement des déplacements admissibles ou des contraintes limites, ou par liquéfaction lorsque le sol est saturé.

La liquéfaction d'un sol est la perte de sa résistance au cisaillement, et par conséquent sa capacité portante et donc, par augmentation de la pression interstitielle et diminution de la contrainte effective.



Parmi les avantages du traitement d'un sol par colonnes ballastées la réduction du risque de liquéfaction ; les colonnes sont considérées comme éléments drainants permettant la dissipation des pressions interstitielles.

Le traitement d'un sol par colonne ballastée a pour effets :

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

Le but de ce mémoire est l'étude du comportement des colonnes ballastées lors d'un chargement cyclique par le biais de la modélisation d'un essai triaxial sous chargement cyclique, à l'aide du logiciel PLAXIS®2D V8.2 qui est un code de calcul géotechnique utilisant la méthode des éléments finis. Pour la modélisation on utilise un modèle réduit dont la cellule triaxiale contient un échantillon du sol amélioré par une colonne ballastée.

Ce mémoire est organisé comme suit :

Une introduction générale.

Un premier chapitre renferme la partie bibliographique, il présente l'état des connaissances concernant la technique d'amélioration de sol par colonnes ballastées : historique, différents modes de mise en œuvre, limites du domaine d'application, mécanismes de comportement et de dimensionnement.

Un second chapitre décrit le comportement dynamique des sols sans et avec colonne afin de montrer l'influence des colonnes ballastées sur la réduction du potentiel de liquéfaction.

Un dernier chapitre est consacré à l'étude du comportement dynamique du modèle réduit sus-cité : une modélisation adéquate a été élaborée et testée, des résultats de

celle-ci ont été dégagés, une discussion y est dressée pour l'analyse de comportement de ce type de traitement du sol étudié.

Une conclusion générale.

## CHAPITRE 1

### PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

Le premier chapitre de ce mémoire présente l'état des connaissances concernant la technique d'amélioration de sol par colonnes ballastées, de nombreuses publications lui sont consacrées sur ce domaine.

Ce chapitre est organisé en deux parties où :

La première décrit les modes de mise en œuvre et le domaine d'application de la technique d'amélioration de sol par colonnes ballastées.

La deuxième partie concerne les mécanismes de comportement ainsi que les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées isolées et réseau de colonnes.

#### 1.1 Techniques d'amélioration des sols

La construction sur des sols de mauvaises caractéristiques géotechniques fait appel à des techniques d'amélioration de ces caractéristiques et qui sont nombreuses et variées que l'on peut classer comme suit (ASEP-GI, 2004) :

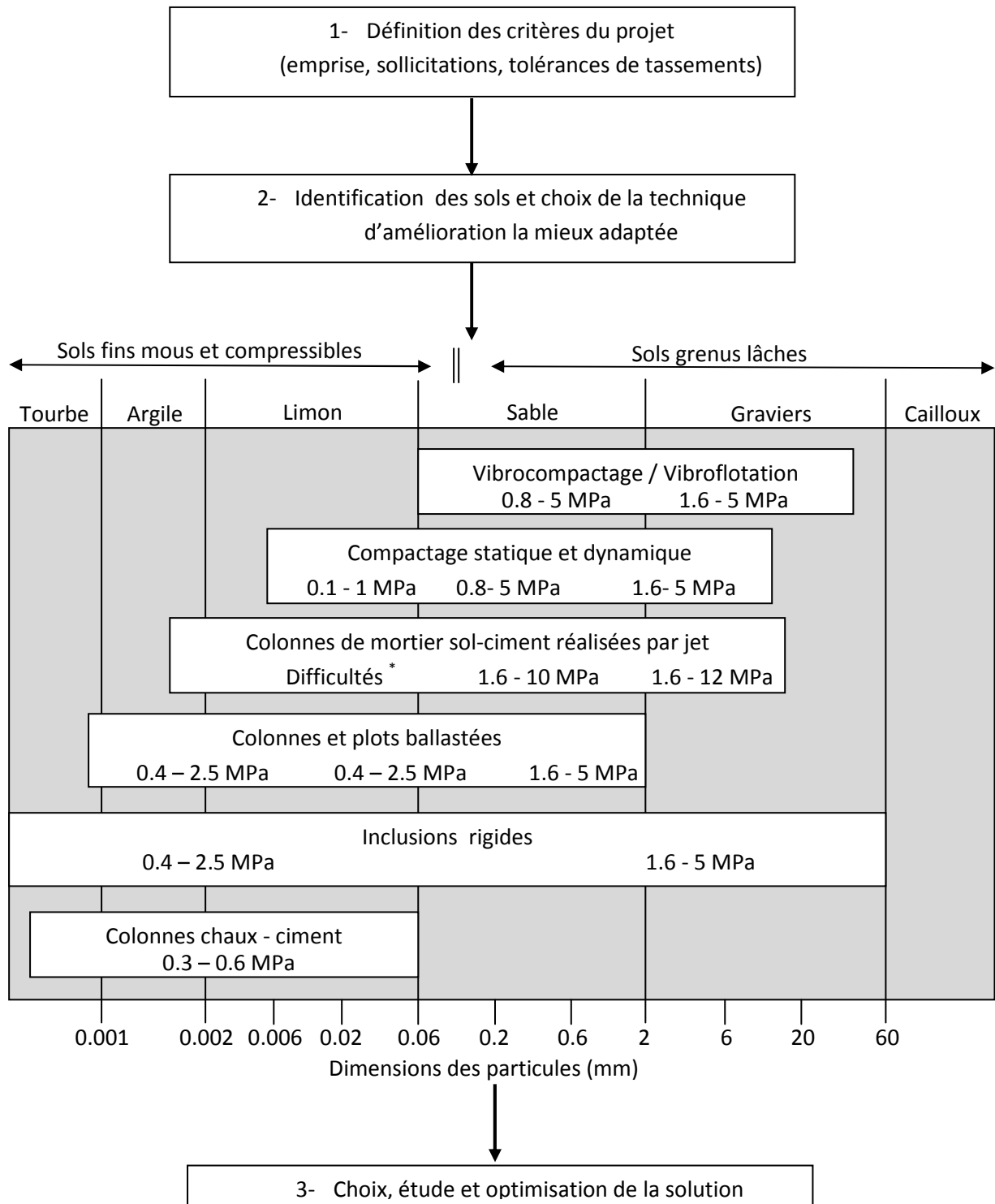
- Techniques d'amélioration des sols en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibroflottation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organiques, drains verticaux, préchargement par le vide, électro-consolidation),
- Injection des sols grenus et des sols fins,
- Amélioration des sols par inclusions verticales (colonnes ballastées, inclusions rigides, colonnes (jet grouting), colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment),
- Congélation des sols.

Les étapes d'application de chaque technique d'amélioration des sols sont [Dhouib et al., 2004c] :

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

#### 4- Optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Les figures 1.1 et 1.2 présente les schémas indiquant le domaine d'application de la technique d'amélioration des sols par colonne ballastée en fonction de la résistance du cône [Dhouib et al., 2004c ], en fonction de la granulométrie du sol initial [ Gambin, 1999-2000 ] respectivement.

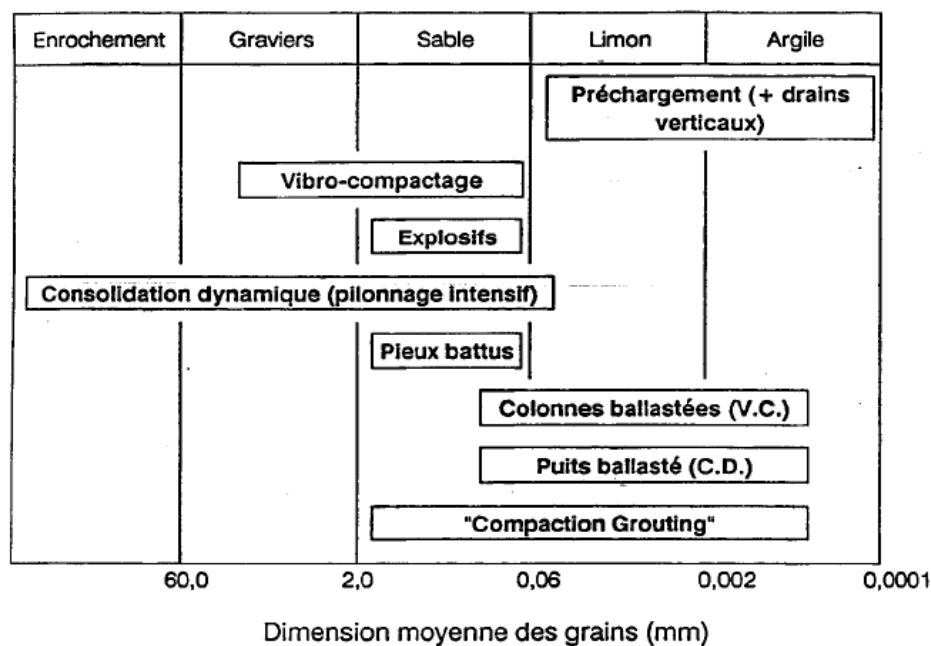


\* utilisation de grande énergie ou double-jet.

(Les chiffres indiqués dans la figure sont des résistances de cône  $q_c$  )

**Fig 1.1 Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols.**

**Limites et domaine de validité [Dhouib et al., 2004c]**



**Fig 1.2 Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initial [Gambin, 1999-2000] d'après [Auvray, 2010]**

Notre étude ne concerne que les colonnes ballastées. Nous ne présenterons que cette méthode.

### 1.1.1 Technique d'amélioration de sol par colonnes ballastées

#### 1.1.1.1 Définition

Le renforcement par colonnes (RpC) est l'une des méthodes d'amélioration d'un sol, dit initial, dont les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement, soit pression limite ou résistance de pointe) et de déformabilité (module de Young, module pressiométrique) sont faibles. En d'autre terme, le sol initial ne peut pas constituer l'assise d'une fondation à cause d'une capacité portante insuffisante et (souvent) en raison d'un tassement excessif (inadmissible) [M. Bouassida ,2008].

La colonne ballastée (de l'anglais *stone column*) a la forme d'inclusion constitué de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives remontantes.

Le but de toute réalisation de colonne ballastée est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre,...) aient un comportement prévisible, justifiable et

compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation. Les colonnes peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes ou en groupes ou même de manière isolée.

(Recommandations\_COPREC\_SOFONS\_colonnes ballastées).

### **1.1.1.2 Contexte historique et géographique du développement des colonnes ballastées**

En 1860 à Renchen, Land de Bade en Allemagne, Johann Keller a fondé son atelier de mécanique pour le creusement des puits de mine pour le céder, en 1900, à l'ingénieur Johann Degen. Le décès de ce dernier en 1903 a conduit Mme Antoine Degen à prendre la direction de la société et à réaliser à Strasbourg, en 1908, le premier rabattement de nappe souterraine. Les deux fils Johann et Wilhem Degen prennent en charge la société et, dès 1930, développent ( en même temps que le développement de la mécanique des sols ) leur activité en Suisse, en France, en Hollande et en d'autres pays européens et cela dans divers domaines concernant notamment le rabattement des nappes souterraines, les puits d'alimentation en eau, l'injection par ciment et produits chimiques des roches et maçonneries pour arrêter les circulations d'eau ou consolider leur propre structure, la mise en place des noyaux imperméables de moellons et d'argile dans le corps des barrages en terre, la réalisation de piliers enterrés pour assurer des fondations profondes, l'ancrage des radiers dans le sol pour s'opposer aux sous-pressions, ....

Pendant les opérations de forage, les ingénieurs remarquent que les vibrations verticales induites par les vibreurs produisent des phénomènes de liquéfaction des sables et d'importantes variations de volume visibles en surface. Cette observation conduit la société Johann Keller à développer, en association avec Sergey Steuerman, une première machine spécialisée en 1933. L'intérêt pour les techniques de vibration profonde grandit en Allemagne et conduit Loos ( 1936 ) à présenter un rapport sur les différentes techniques de vibrations dans la première Conférence Internationale de Mécanique de Sols tenue à Cambridge ( Massachusets, Etats-unis) en 1936 [ Dhouib et Blondeau, 2005].

### 1.1.1.3 Modes de mise en œuvre

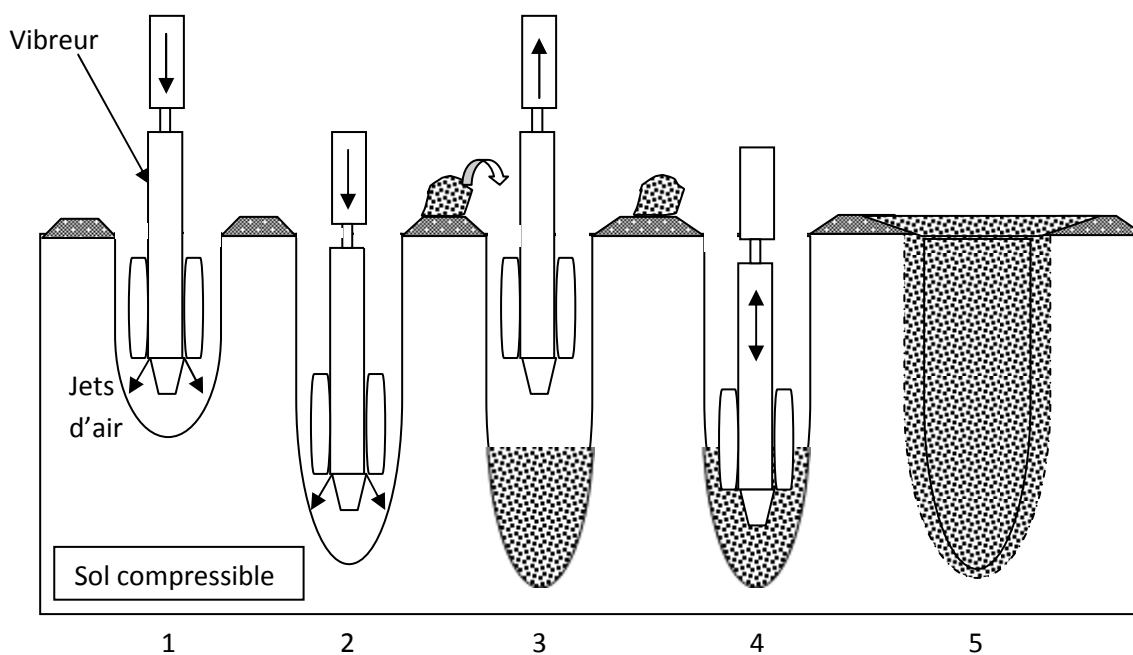
Les colonnes ballastées sont mise en œuvre :

- par voie sèche,
- par voie humide,
- par pilonnage.

#### 1.1.1.3.1 Colonne ballastée exécutée par voie sèche

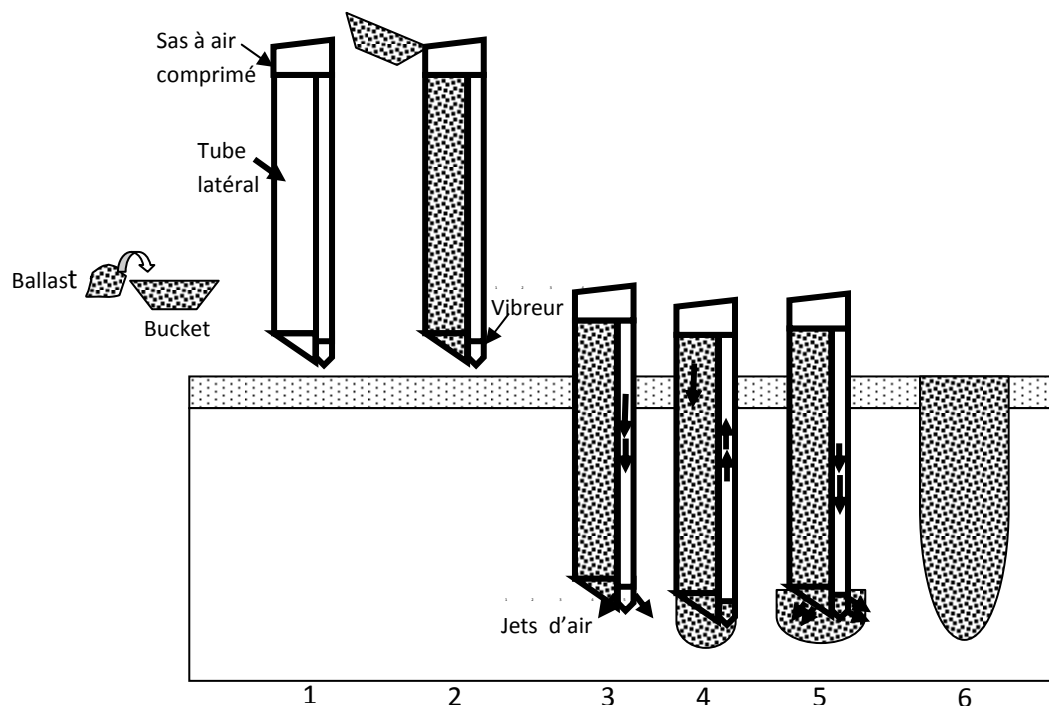
La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche ou par vibro – refoulement (en anglais *vibro-displacement*) consiste à :

- introduire le vibreur dans le sol sous l'effet de son poids propre et le jet d'air jusqu'à la profondeur désignée. (fig.1.3, phase 1 et 2),
- retrait du vibreur et alimentation du ballast par le haut en laissant descendre par gravité et par pression d'air (fig 1.3, phase 3) et alimentation du ballast par le bas par le vibreur à sas (fig 1.4, phase 4),
- Pénétration du vibreur dans le ballast afin de le compacter par passes successives remontantes jusqu'à la finition de la colonne (fig 1.3, phase 4 et 5) et (fig 1.4, phase 5 et 6).



**Fig 1.3. Schéma de l'exécution d'une colonne ballastée par voie sèche (lançage à l'air) et alimentation par le haut**





**Fig 1.4. Schéma de l'exécution d'une colonne ballastée par voie sèche (lançage à l'air) et alimentation par le bas par le vibreur à sas**



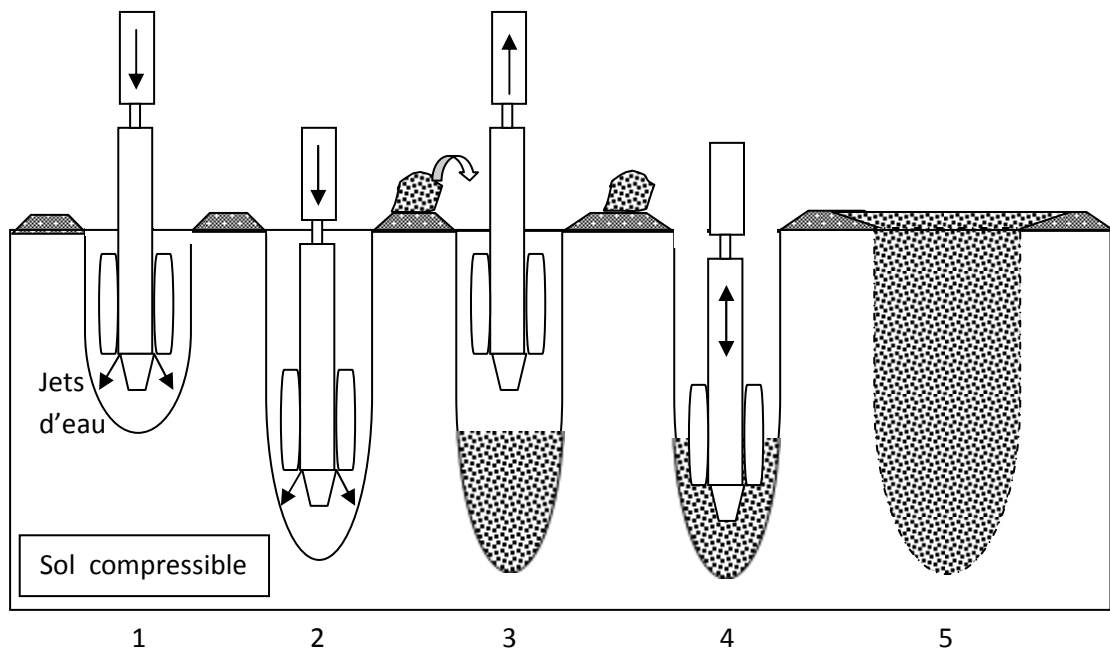
**Fig 1.5 Colonnes ballastées réalisées par voie sèche [doc. KELLER]**

#### 1.1.1.3.2 Colonne ballastée exécutée par voie humide

La réalisation des colonnes ballastées par voie humide ou par vibro – substitution ( en anglais *vibro-replacement* ) consiste à :

- introduire le vibreur dans le sol par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée ( fig 1.6, phase 1 et 2 ),
- retrait du vibreur et alimentation du ballast par le haut en le laissant descendre gravitairement ( fig 1.6, phase 3),

- Pénétration du vibreur dans le ballast afin de le compacter par passes successives remontantes jusqu'à la finition de la colonne ( fig 1.6, phase 4 et 5).



**Fig 1.6 Schéma de l'exécution d'une colonne ballastée par voie humide (lançage à l'eau) et alimentation par le haut**

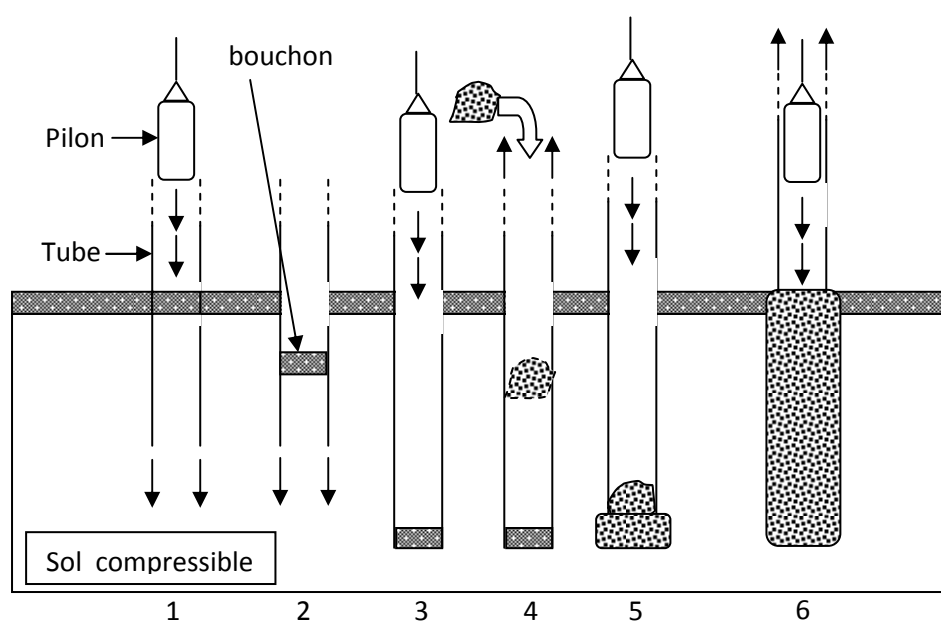


**Fig 1.7 Etapes de réalisation d'une colonne ballastée par voie humide [Benchelha et Saidi] (Cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de Nador)**

### 1.1.1.3.3 Colonne ballastée exécutée par pilonnage

Cette technique consiste à :

- Pénétrer dans le sol un tube métallique ouvert à sa base. La pénétration est faite soit par battage, fonçage ou vibro-fonçage ( fig 1.8, phase 1et 2 )
- Pilonner le bouchon ( fig 1.8, phase 3 )
- Déverser dans le tube le matériau désigné afin de le compacter en utilisant un pilon (fig 1.8, phase 4 et 5)
- Répéter la procédure jusqu'à la finition de la colonne ( fig 1.8, phase 6)



**Fig 1.8 Schéma de l'exécution d'une colonne pilonnée**

#### **Hauteur des passes**

La hauteur des passes du vibreur influe sur l'état de compacité du ballast et par conséquent influe sur la performance de la colonne, au fait que plus la hauteur de la passe est importante et plus la pénétration du vibreur est difficile et par suite la compaction de la base de la passe sera plus faible et moins homogène.

La hauteur de la passe dépend du type de sol traité, de la qualité souhaitée, de la méthode employée et du type de vibreur utilisé [S Corneille 2007]

Le tableau 1.1 illustre la hauteur des passes selon divers auteurs.

**Tableau 1.1 Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes [S Corneille 2007]**

Auteurs	Hauteur des passes (m)	Nature du sol	Méthode de mise en place des colonnes
Zaghouani <i>et al.</i> (2004)	0,5	Sable limoneux lâche Sable, limon et argile lâches	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Renton-Rose <i>et al.</i> (2000)	1 à 1,5	Remblai hydraulique	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Davie <i>et al.</i> (1991)	0,3 à 0,6	Stérile de charbon	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Goughnour <i>et al.</i> (1991)	0,9 à 1,2	Argile limoneuse molle	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas. Compactage de 0,9 à 1,2 m puis repénétration de 0,3 m
Drescher et Fritz (1989)	< 1	Remblai hydraulique et boue de betteraves à sucre	Voie humide et alimentation du ballast par le bas
Barksdale et Bachus (1983)	0,6 à 1,2	Argile et sable	Voie humide ou sèche et alimentation du ballast par le haut
Rathgeb et Kutzner (1975)	0,8	Sable, fin à moyen, lâche avec des lentilles de limon mou	Fluide de lançage non spécifié et alimentation du ballast par le haut

### Diamètre de la colonne

Selon la norme NF P 11-212 (DTU 13.2), paragraphe 1, les colonnes ballastées ont généralement un diamètre de 0,60 à 1,20 m.

Selon les (Recommandations\_COPREC\_SOFONS\_colonnes ballastées), le diamètre d'une colonne ballastée dépend :

- De l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré,
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques,
- De l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne ballastée peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

Le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau.

Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm.

### Longueur de la colonne

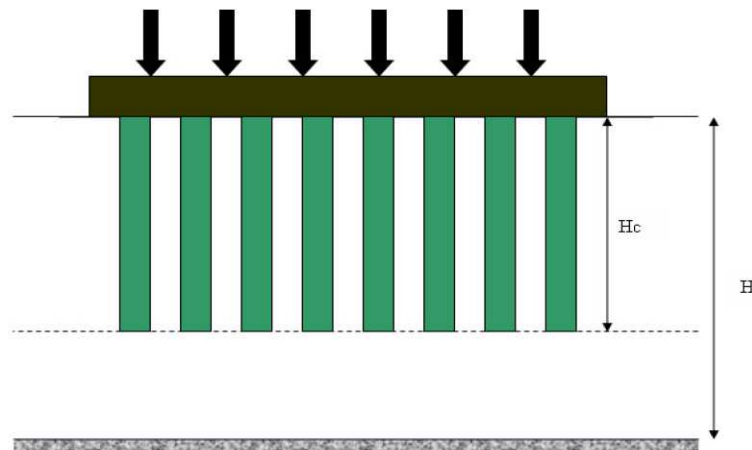
D'après l'entreprise KELLER (procédés de vibration profonde des sols), des profondeurs jusqu'à 20 m environ peuvent être atteintes avec un porteur sur chenilles équipé d'un sas.

D'après [Dhouib et Blondeau 2005], d'après les informations disponibles dans la littérature et recueillies auprès des entreprises spécialisées, la longueur de la colonne est importante en mer qu'à terre :

- Dans le cas des ouvrages marins les longueurs atteignent souvent 10 à 30 m ;
- Dans le cas des ouvrages terrestres les longueurs atteignent souvent 8 à 10 m, sans excéder 20 à 25 m.

La longueur des colonnes dépend, en premier lieu, de la présence ou non d'un substratum rigide qui en pratique s'identifie à une couche très résistante (argile raide, sable dense). La présence d'un substratum rigide est une situation idéale pour garantir davantage la réduction du tassement.

Lorsque le niveau d'un substratum rigide ne peut pas être atteint la solution « colonnes flottantes » reste envisageable, quoique demeurant relativement peu pratiquée, en particulier pour les structures sensibles au tassement [M. Bouassida, 2008].



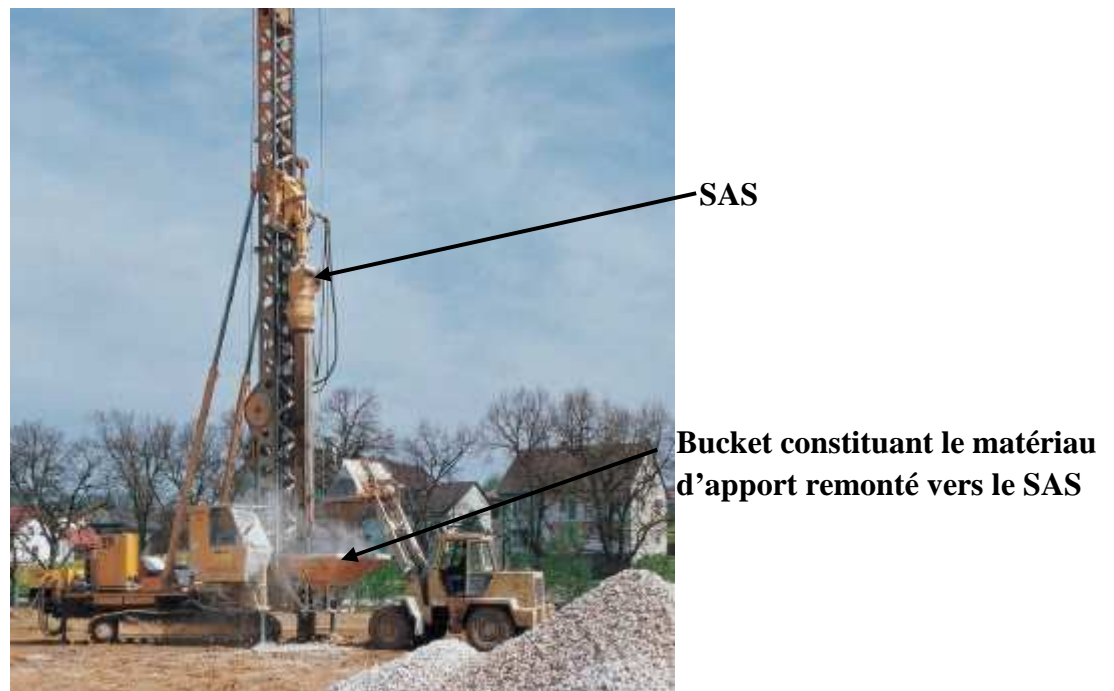
**Fig 1.9 Configuration de colonnes du type « flottant » [M Bouassida, 2008]**

#### 1.1.1.4 Matériel d'exécution

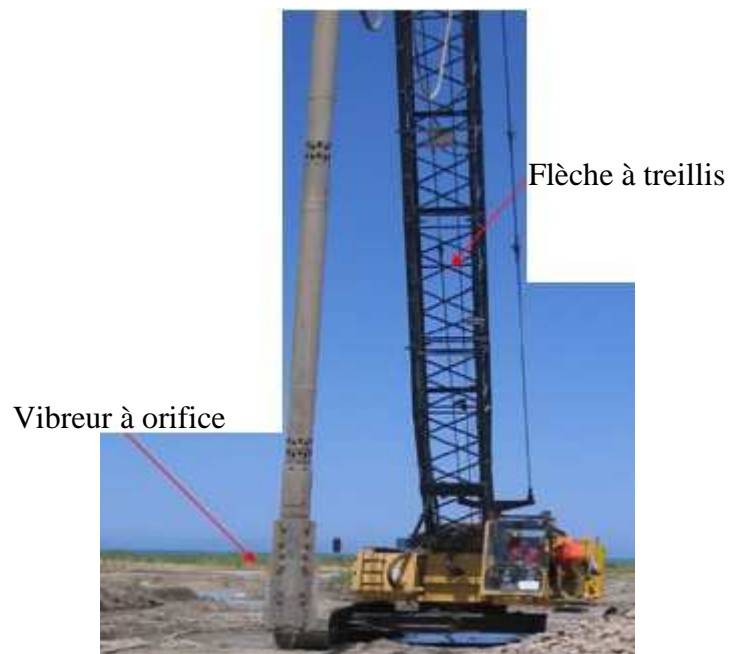
En général les colonnes ballastées sont réalisées par l'utilisation :

- des vibreurs spécifiques à basses fréquences suspendus à des grues ou montés sur porteurs dans le cas de faibles profondeurs (équipements KELLER),
- Vibreurs à sas montés sur des châssis porteurs, qui comporte à son extrémité supérieure, un sas et une trémie pour les matériaux d'apport (équipements KELLER).

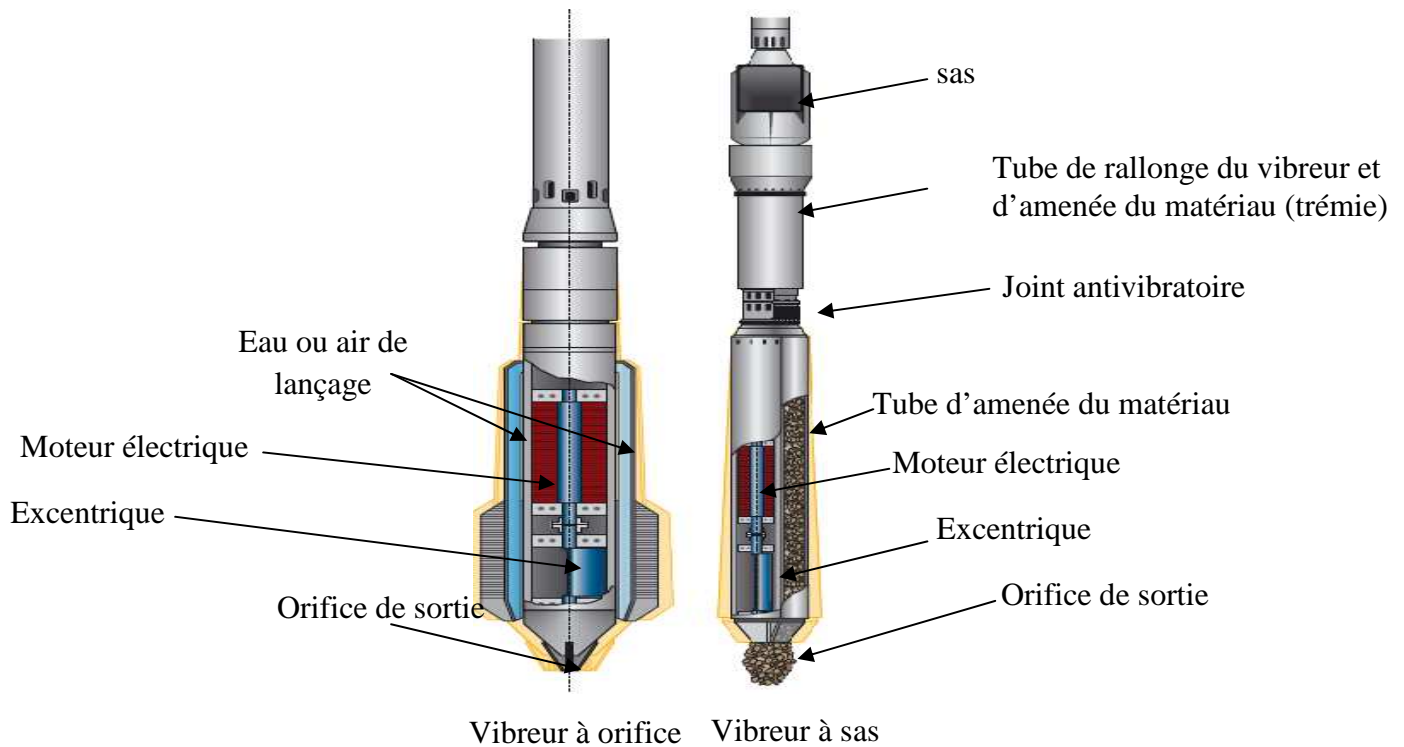




**Fig 1.10** Porteur sur chenilles équipé d'un vibreur à sas [doc. KELLER]



**Fig 1.11** Engin porteur (grue à flèche treillis)  
cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de Nador



**Fig 1.12 Vibreurs [doc. KELLER]**

### Vibreurs

Selon la norme NF P 11-212 (DTU 13.2) la pointe du vibreur ne doit pas être remontée au-dessus du matériau d'apport en place. La fréquence utilisée est généralement comprise entre 15 et 60 Hz.

Le type et la puissance du vibreur influent sur la qualité de la colonne. Il existe plusieurs types de vibreurs, qui se différencient par leur fréquence et par leur mode de fonctionnement : électrique ou hydraulique. D'après les informations disponibles dans la littérature et recueillies auprès des entreprises spécialisées, les avantages et les inconvénients majeurs des deux types de vibreurs sont :

- Le risque de pollution créé par le vibreur hydraulique,
- Le problème de sécurité posé par le vibreur électrique.

A cela s'ajoutent des avantages et des inconvénients plutôt mineurs relatifs aux poids et aux dimensions des vibreurs et des pièces annexes (flexibles et câbles) ainsi qu'à la variabilité de la fréquence (fréquence fixe ou variable avec variateur ou non de fréquence) et à la puissance de chaque type de vibreur [Dhouib et Blondeau 2005].

## **1.1.2 Domaines d'application**

### **1.1.2.1 Ouvrages**

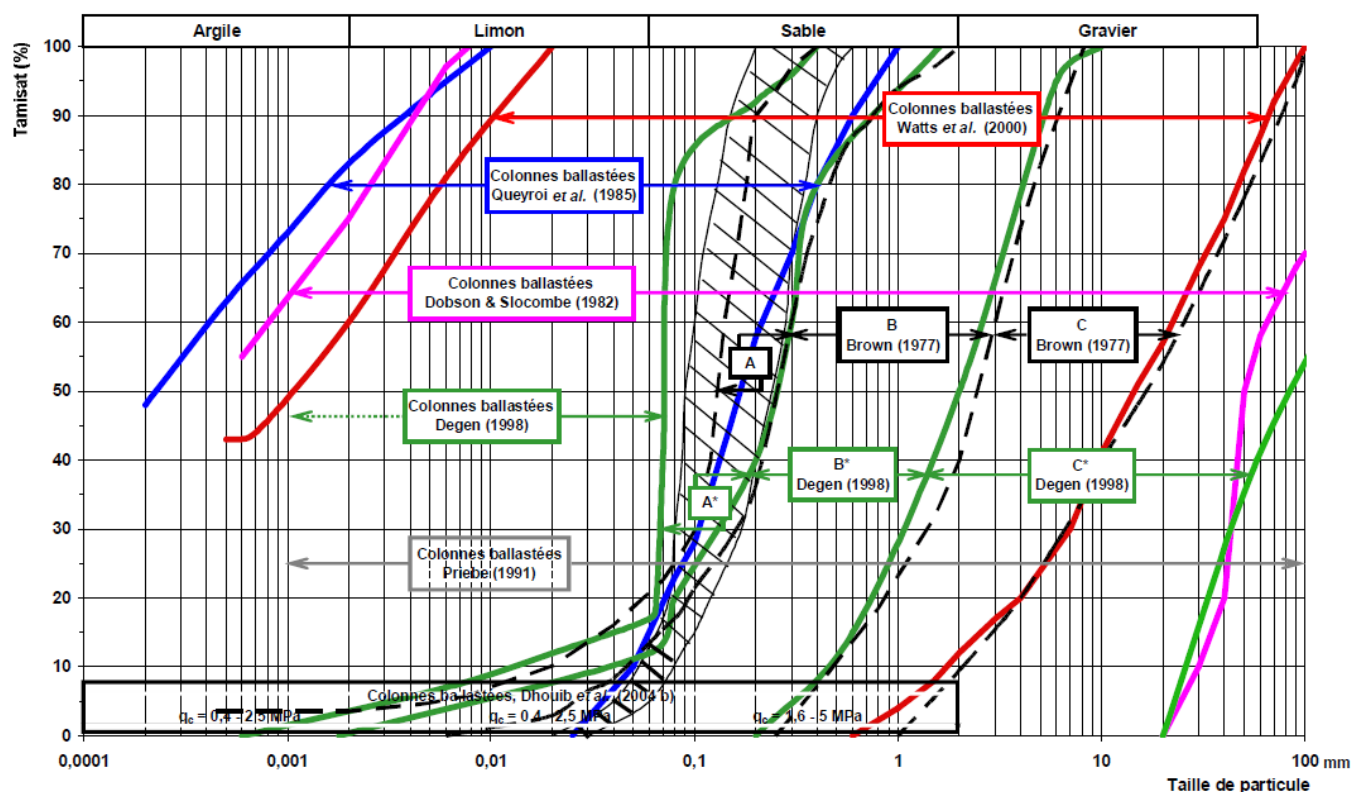
Le choix de la technique d'amélioration par colonnes ballastées provient de la nécessité de ces avantages. Les domaines d'application des colonnes ballastées sont nombreux et ont évolué en fonction des évolutions technologiques au cours des années, en général l'utilisation des colonnes ballastées dépend de l'amélioration souhaitée pour traiter le problème :

- Remblais routiers et ferroviaires;
- Bâtiments industriels et commerciaux;
- Halls de stockage, silos et réservoirs ;
- Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration) ;
- Pistes d'aéroport ;
- Stabilisation de talus.

### **1.1.2.2 Conditions géotechniques**

La figure 1.13 indique les champs d'application des techniques de vibrocompactage et colonnes ballastées selon la granulométrie, ainsi selon les paramètres mécaniques. La classification des sols adoptée et celle de Massachusetts Institute of Technology (Costet et Sanglerat, 1981).





### Légende :

A : Sols difficilement compactables par l'effet de la vibration uniquement.

B : Le vibrocompactage est le plus adapté à ce fuseau (sables lâches sous la nappe).

C : La pénétration du vibreur est difficile à cause de la taille des particules les plus grossières.

A\* : Ces sols sont aptes au vibrocompactage mais le temps nécessaire pour la compaction est nettement plus important que pour B\*.

B\* : Le vibrocompactage est le plus adapté à ce fuseau car les sols ont moins de 12% de particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$ .

C\* : Ces sols sont facilement compactables. La limite supérieure est définie par le fait que la quantité de blocs empêche la pénétration du vibreur.

**Fig 1.13 Techniques des colonnes ballastées vibrées ou du vibrocompactage selon les classes granulométriques des sols [S Corneille 2007]**

#### 1.1.2.3 En zone sismique

L'utilisation des colonnes ballastées en zone sismique a pour la diminution du potentiel de liquéfaction des sols. La figure 1.14 présente un enregistrement de la résistance du cône  $q_c$  en fonction de la profondeur, dans les milieux non traités et traités par colonnes ballastées.

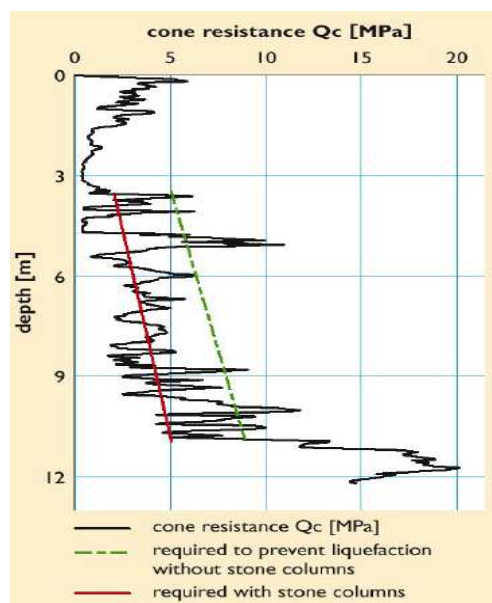


Fig 1.14 Mesure de la résistance du cône  $q_c$  sans et avec colonne [doc. KELLER]

#### 1.1.2.4 Type des sols

La figure 1.15 indique, selon Massarsch (1991 b), les zones d'application des techniques de vibroflottation et colonnes ballastées dans le cas des sols pulvérulents.

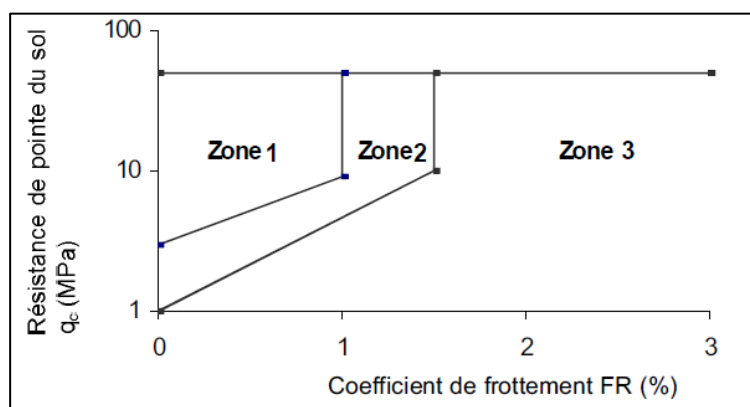


Fig 1.15 Compacité d'un sol pulvérulent en fonction de la résistance en pointe et du frottement latéral [Massarsch, 1991 b]

Où :

**Zone 1** : Sol compactable par simple vibration : **vibroflottation**.

**Zone 2** : Sol de faible compactabilité : **colonne ballastée**.

**Zone 3** : Sol non compactable par simple vibration : **colonne ballastée**.

Le coefficient de frottement  $FR$  (de l'anglais *Friction Ratio*) montré dans la figure 1.15 est défini par la relation :

$$FR = \frac{f_s}{q_c} \quad (\text{éq 1.1})$$

Avec :

$f_s$  : Frottement latéral ;

$q_c$  : Résistance de pointe (résultats d'essais de pénétration statique).

Le tableau 1.2 détaille les sols concernés par l'amélioration par colonnes ballastées et les résistances latérales (ou étreinte latérale) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

**Tableau 1.2 Champ d'application des colonnes ballastées :**  
**Nature et résistance des sols (étreinte latérale) [Dhouib et Blondeau 2005]**

Sols	Faisabilité	Étreinte latérale (1)				Remarques
		$p_l$ (KPa)	$q_c$ (MPa)	$N_{SPT}$ (coups)	$C_u$ (kPa)(2)	
Argile	Oui	150 – 400	0,6 - 1,2	4 - 6	25 – 50	-
Limon	Oui	150 – 400	0,6 - 1,2	4 - 6	25 – 50	-
Sable fin lâche	Oui	150 – 400	0,6 - 1,2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autre sols organiques	Non (3)	-	-	-	-	Matériau évolutif
Remblai inerte	Oui (4)	200 – 500	0,6 - 1,6	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

- (1) La valeur de l'étreinte latérale est la moyenne du profil de mesure sur la hauteur du traitement ou sur la hauteur de moindre résistance du sol ; les « Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2001) fixent une cohésion non drainée minimale de 40 kPa pour la faisabilité du traitement par colonnes ballastées , ce qui correspond à une pression limite nette  $p_l$  mesurée au pressiomètre Louis Ménard de 220 kPa, conformément aux corrélations usuelles,
- (2) Dans la littérature nationale et internationale, il y a quelques cas où les cohésions non drainées des sols traités par colonnes ballastées sont plus faibles (de l'ordre de 10 à 15 kPa) mais il s'agit généralement de traitement sous remblais ou sous radiers souples,

- (3) La possibilité du traitement par colonnes ballastées dépend de la teneur en matériaux organiques des sols mous ; lorsqu'elle dépasse 10 à 15 % sur des hauteurs dépassant le demi-diamètre de la colonne, le sol ne peut être stable dans le temps, et les colonnes ballastées sont à exclure,
- (4) Lorsque les remblais, même inertes, sont très hétérogènes (présence de blocs), la mise en œuvre des colonnes peut être rendue difficile (pré-forage) ; de plus, l'hétérogénéité globale entre points traités peut générer des tassements différentiels qu'il convient d'analyser avec précision en fonction de la nature de la structure projetée et des tolérances imposées.

### 1.1.2.5 Charges appliquées

Les colonnes ballastées sont utilisées pour fonder des remblais ( d'accès et de surélévation ), des radiers et dallages ( stations d'épuration et bâtiments industriels ) et des fondations superficielles de bâtiment essentiellement de logistique et parfois d'habitation. Donc l'examen détaillé des tassements au niveau des fondations s'impose.

Le tableau 1.3 donne les plages de variation des charges apportées aux fondations de projets fondés sur sols améliorés par colonnes ballastées ainsi que les tolérances des tassements absolus et différentiels imposées.

**Tableau 1.3 Limites d'application des colonnes ballastées :  
Charges appliquées et tolérances imposées [Dhouib et Blondeau 2005]**

Type d'ouvrage	Hauteur/épaisseur (m)	Contrainte appliquées (kPa)	Descente de charge	Tassements absolus (cm)	Tassements différentiels (cm)
Remblais	2 - 12*	40 - 250*	-	2 - 20	2 - 5
Dallages	0,12 - 0,20	10 - 50	-	< 2	< 1
Radiers	0,30 - 0,60	50 - 80	-	3 - 5	1
Semelles isolées	-	-	150 - 1500 KN	1 - 2	0,5
Semelles filantes	-	-	100-300 KN/m	1 - 2	0,5

\* Un remblai exceptionnel de 25 m de hauteur a été édifié sur des argiles consistantes ( $C_u$  de 40 à 120 kPa) traitées par colonnes ballastées sur la future ligne du TGV Est Européen en France [Hassen, 2003]

### 1.1.2.6 Choix des matériaux

#### 1.1.2.6.1 Matériaux constitutifs des colonnes

Selon la norme NF P 11 – 212 (DTU 13.2) le matériau d'apport doit descendre jusqu'à la pointe du vibreur, soit par le forage lui-même, soit par l'espace annulaire maintenu entre le vibreur et le sol environnant, soit par tube latéral associé au vibreur.

La granulométrie du matériau d'apport doit vérifier les trois conditions :

- $d_5 > 0.1 \text{ mm}$
  - $d_{30} > 10 \text{ mm}$
  - $d_{100} > 100 \text{ mm}$  ;
1. le choix du fuseau granulométrique résulte de la fonction essentielle que l'on veut conférer à la colonne ballastée ;
  2. le rôle porteur est accru par un fort pourcentage de cailloux ;
  3. Le matériau d'apport peut être un roulé ou un concassé en fonction des disponibilités locales.

La roche constituant les éléments du matériau d'apport a des caractéristiques mécaniques élevées et n'est pas délitable ni sujette à l'attrition. Ces propriétés sont déterminées par des essais adéquats. Si le critère adopté est la résistance à la compression simple : ( $R_c > 25 \text{ MPa}$ )

Selon les « Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2001) les diamètres  $D_{30}$  et  $D_{100}$  de cailloux d'apport sont plus importants pour la voie humide :

- $D_{30} > 40 \text{ mm}$
- $D_{100} > 160 \text{ mm}$

Selon les (Recommandations\_COPREC\_SOFONS\_colonnes ballastées) :

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

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

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

Où :

LA : essai Los Angeles, norme NF P 18573

MDE : essai Micro Deval, norme NF P 18572

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube.

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

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

Le critère de propreté au sens de la norme NFP 18591 est le suivant : le passant inférieur à 80µm est inférieur à 5%.

**Tableau 1.4 Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées**  
[Dhouib et Blondeau 2005]

Caractéristiques	Ordres de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40/60 12/40	voie humide voie sèche
Indice de concassage (%)	> 80	-
LA	< 25 – 35*	Essai «Los Angeles» (Norme NF EN 1097-2)
MDE	< 20 – 30*	Essai «Micro – Deval» (Norme NF EN 1097-1)
LA + MDE	< 40 – 60*	-
Pourcentage de fines	< 5 %	-

\*Valeurs limites

### 1.1.2.6.2 Matériaux du matelas de répartition

Selon le DTU 13.2 « un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition, colonne et terrain encaissant devant nécessairement travailler ensemble. Généralement, il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plate-forme de travail elle-même qui joue ce rôle de couche de répartition ».

Selon les « Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2001) :

Le matériau d'apport du matelas de répartition est une « grave naturelle de classe D, B, C ou R suivant la classification GTR 92 (Norme NF P 11-300) ou traitée au liant hydraulique ». Les matériaux de classe F (au sens de la norme) ne sont pas admis en couche de forme.

L'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs :

- La nature et l'intensité des charges,
- Le type de fondations (cas des dallages armés ou non),
- Le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant,
- Les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage).

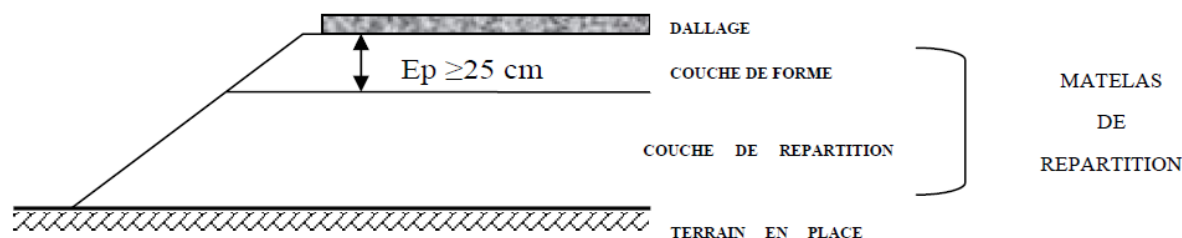
L'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.5 m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3 m et le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelles isolées, filantes).

En pratique courante, le matelas est mis en place par l'entreprise chargée des terrassements sous forme de grave naturelle (0-31.5 mm ou 0-80 mm) ou grave-ciment sur grave naturelle, effectivement de limon traité. D'après les informations disponibles dans la littérature et recueillies auprès des entreprises spécialisées, l'épaisseur du matelas varie en pratique entre 0.3 et 1 m.

Selon les (Recommandations\_COPREC\_SOFONS\_colonnes ballastées) Version du 15/10/04 :

L'épaisseur minimale d'un matelas de répartition en matériaux granulaires est supérieure à 40 cm.

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme, au sens du document GTR92.



**Fig 1.16 Vue en coupe d'un matelas de répartition.  
(Recommandations\_COPREC\_SOFONS\_colonnes ballastées)**

Pour la couche de forme :

- ✓ l'épaisseur minimale est de 25 cm,
- ✓ le module d'élasticité est supérieur à 50 MPa.

### 1.1.2.7 Essais d'information

Selon la norme NF P 11 – 212 (DTU 13.2), chapitre 8 paragraphe 4 :

Les essais d'information comportent en fonction de la profondeur :

- la coupe approximative des terrains rencontrés ;
- les volumes de matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne.

Le nombre d'essais d'information ne doit pas être inférieur à 1 sur 50 colonnes avec un minimum de 3 par ouvrage.

Le volume de matériau d'apport doit être au moins égal à 1,5 fois le volume théorique de la colonne ballastée correspondant au diamètre à prendre en compte dans les calculs.

### 1.1.2.8 Essais de contrôle

Selon la norme NF P 11 – 212 (DTU 13.2), chapitre 8 paragraphe 5 :

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 :



- pénétromètre dynamique  $R_d = 15$  MPa
- pénétromètre statique  $R_p = 10$  MPa
- pressiomètre  $P_l = 1,5$  MPa
- SPT N = 30 MPa

Le nombre de ces essais de contrôle est fixé par les documents particuliers du marché et doit être au minimum le même que celui des essais d'information.

Le nombre des essais de chargement (contrôle de portance à 1,5 fois la charge de service) est fixé par les documents particuliers du marché et ne sera pas inférieur à 1 par chantier.

Pour les chantiers de moins de 800 m de colonnes ballastées, le maître d'œuvre et le géotechnicien peuvent décider, après justification de l'entrepreneur, de ne pas procéder à un essai de chargement (contrôle de portance).

### 1.1.2.9 Contraintes admissibles

Selon la norme NF P 11 – 212 (DTU 13.2), chapitre 8 paragraphe 6 :

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 :

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \sigma_h \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{éq 1.2})$$

Où :

$\sigma_h$  est l'étreinte latérale

$\varphi$  est l'angle de frottement interne dans la colonne.

La contrainte admissible est calculée à partir de  $q_r$  avec un coefficient de sécurité supérieur à 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  $\sigma_h$  à la valeur de la pression limite.

## **1.2 Mécanismes de comportement et dimensionnement des colonnes ballastées**

### **1.2.1 Fonctionnement des colonnes ballastées**

Dans le complexe sol-colonne, l'étreinte latérale offerte par le sol dépend de ces caractéristiques mécaniques. Plus le sol impose un serrement moins la colonne va se déformer.

Sous l'effet d'un chargement, la déformation de la colonne à volume supposé constant sera verticalement et déterminée par le terme de tassement, et au même temps sera horizontalement et déterminée par le terme de l'expansion latérale. La transmission d'une partie des contraintes au sol est faite par la colonne grâce à ces deux mouvements horizontaux et verticaux. L'effet de confinement latéral est d'autant plus marqué dans le cas de réseau de colonnes qu'à dans le cas d'une colonne isolée car la procuration mutuelle de l'étreinte latérale de deux colonnes [Corneille 2007].

D'après [Barksdale et Bachus, 1983], dans un réseau de colonnes, les colonnes situées à l'intérieur sont confinées et ainsi rigidifiées par les colonnes environnantes.

#### **1.2.1.1 Colonne isolée**

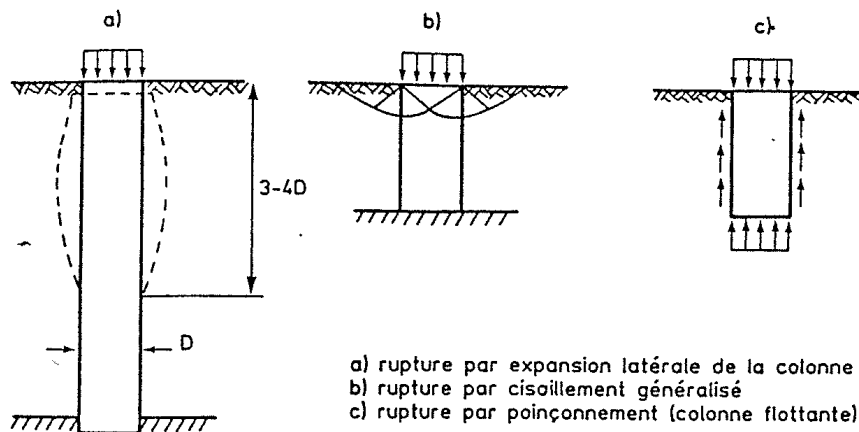
##### **1.2.1.1.1 Mécanismes de rupture**

D'après Datye (1982), dans un sol homogène il existe trois modes de rupture :

- a) Rupture par expansion latérale de la colonne
- b) Rupture par cisaillement généralisé
- c) Rupture par poinçonnement (colonne flottante)

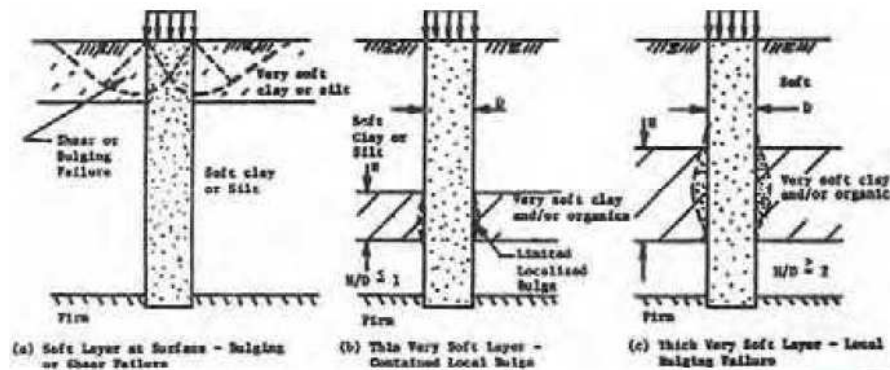
Les deux premiers modes de rupture sont destinés aux colonnes dont la base repose sur un horizon raide et qui doivent être dimensionnés, selon leurs longueurs et supérieure à quatre fois leurs diamètres  $D$ .

Le 3<sup>ème</sup> mode de rupture est destiné aux colonnes « flottantes », qui doivent vérifier une condition supplémentaire de « non poinçonnement ».



**Fig 1.17** Types de rupture d’une colonne isolée chargées en tête exécutée dans une couche compressible homogène [Datye, 1982]

La figure 1.18 indique les mécanismes de rupture dans un sol hétérogène [Barksdale et Bachus, 1983], dont les trois cas de rupture sont :



**Fig 1.18** Mécanismes de rupture des colonnes ballastées isolées dans les sols non homogènes [Barksdale et Bachus, 1983]

- a) La couche molle est en surface → rupture par cisaillement
- b) Une couche très molle en profondeur où le rapport  $\frac{H}{D} \leq 1$  → légère expansion latérale
- c) Une couche très molle en profondeur où :  $\frac{H}{D} \geq 2$  → rupture par expansion latérale

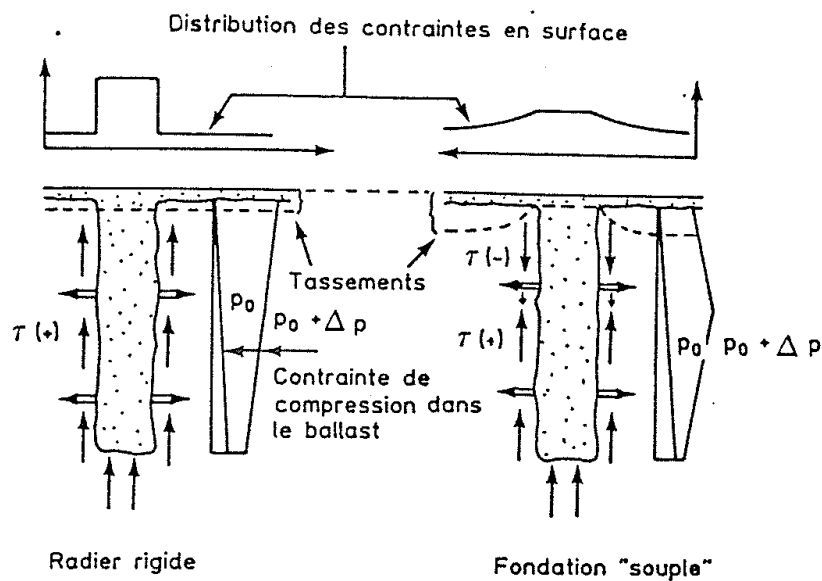
Où :

$H$  : Épaisseur de la couche

$D$  : Diamètre de la colonne

### 1.2.1.1.2 Comportement d'une colonne ballastée isolée sous chargement statique vertical

Dans l'analyse traditionnelle de l'interaction « sol-structure », il convient de citer un paramètre fondamental qui est la rigidité relative de la fondation par rapport à celle du sol qu'elle sollicite. La figure 1.19 donne une idée des mécanismes qui se développent dans le cas d'un radier rigide et d'une fondation souple [B Soyez, 1985].



**Fig 1.19 Report des charges sur les colonnes dans le cas d'un radier rigide et d'une fondation souple [Eggestad, 1983]**

#### *Mode de déformation axiale*

Dans le cas de la fondation souple (fig 1.19), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol et sur la colonne évoluent dans un rapport de 3 à 5 [Vautrain, 1980] et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne.

Dans le cas de la fondation rigide (fig 1.19), la concentration des contraintes est plus importante sur la colonne, un meilleur déchargement du sol et les tassements sont identiques en tenant compte du caractère « indéformable » de la fondation rigide [Soyez, 1985 ; Belcotec, 1985].

**Mode de déformation latérale**

Comme la figure 1.19 l'indique, la contrainte horizontale totale ( $P_T$ ) qui confine le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale ( $P_0$ ) qui règne dans le sol et de la contrainte de compression exercée dans le ballast ( $\Delta P$ ) :

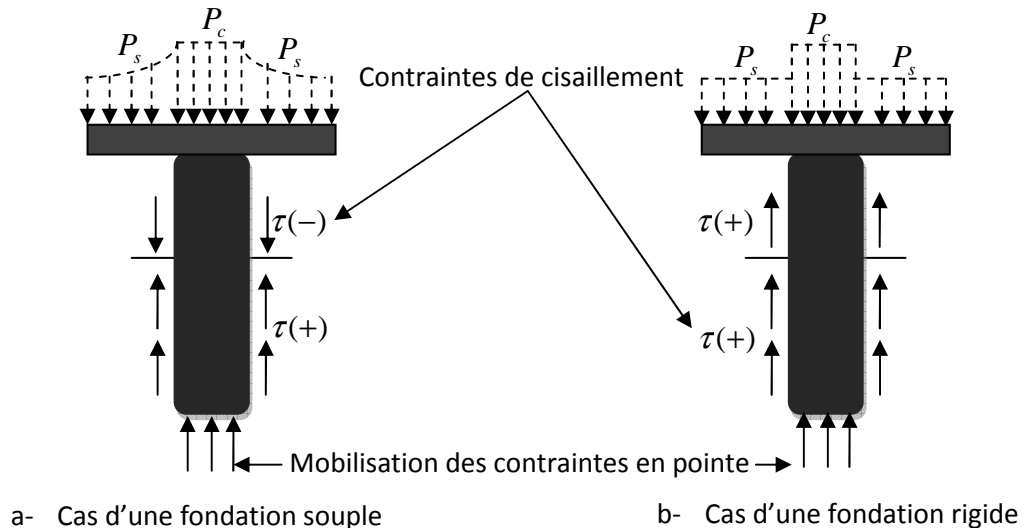
$$P_T = P_0 + \Delta P \quad (\text{éq 1.3})$$

Dans le cas de la fondation rigide (fig 1.19), la contrainte totale horizontale décroît linéairement en fonction de la profondeur alors que, dans le cas de la fondation souple (fig 1.19), la contrainte totale horizontale augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue (effet de l'interaction sol-colonne).

**Interaction sol-colonne ballastée**

L'interaction sol-colonne ballastée (fig 1.20) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise. D'après Eggestad (1983), dans les cas des colonnes courtes (« flottantes ») :

- dans le cas de la fondation souple (fig 1.20a), le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique où les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement « négatif », Combarieu, 1974 ; Belcotec, 1985).
- dans le cas de la fondation rigide (fig 1.20b), les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques ; les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol/ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à « freiner » le ballast (frottement « positif »).



**Fig 1.20 Interaction sol-colonne : répartition des contraintes de cisaillement le long de la colonne ballastée (courte) et effet de pointe [Eggestad, 1983]**

Lorsque la colonne atteint un horizon rigide (substratum), les contraintes verticales peuvent être équilibrées principalement en pointe de la colonne.

Les mécanismes d'interaction calés sur le mode de fonctionnement d'éléments de fondation profonde rigide (pieux, inclusions rigides, barettes,...etc.), ne sont pas directement applicables à l'interaction sol/colonne ballastée (même courte), qui dépend pour beaucoup de l'expansion latérale du ballast.

### 1.2.1.2 Réseau de colonnes ballastées

#### 1.2.1.2.1 Principe de la cellule unitaire

Les apports dus à l'installation des colonnes ballastées sont essentiellement la substitution d'une partie du sol mou par un matériau de meilleures caractéristiques mécaniques et hydrauliques. La concentration sur la colonne des charges transmises par l'ouvrage correspond à un déchargement du sol autour de la colonne, 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 [B Soyez, 1985].

Soit le domaine d'influence cylindrique (fig 1.21) caractérisé par les dimensions

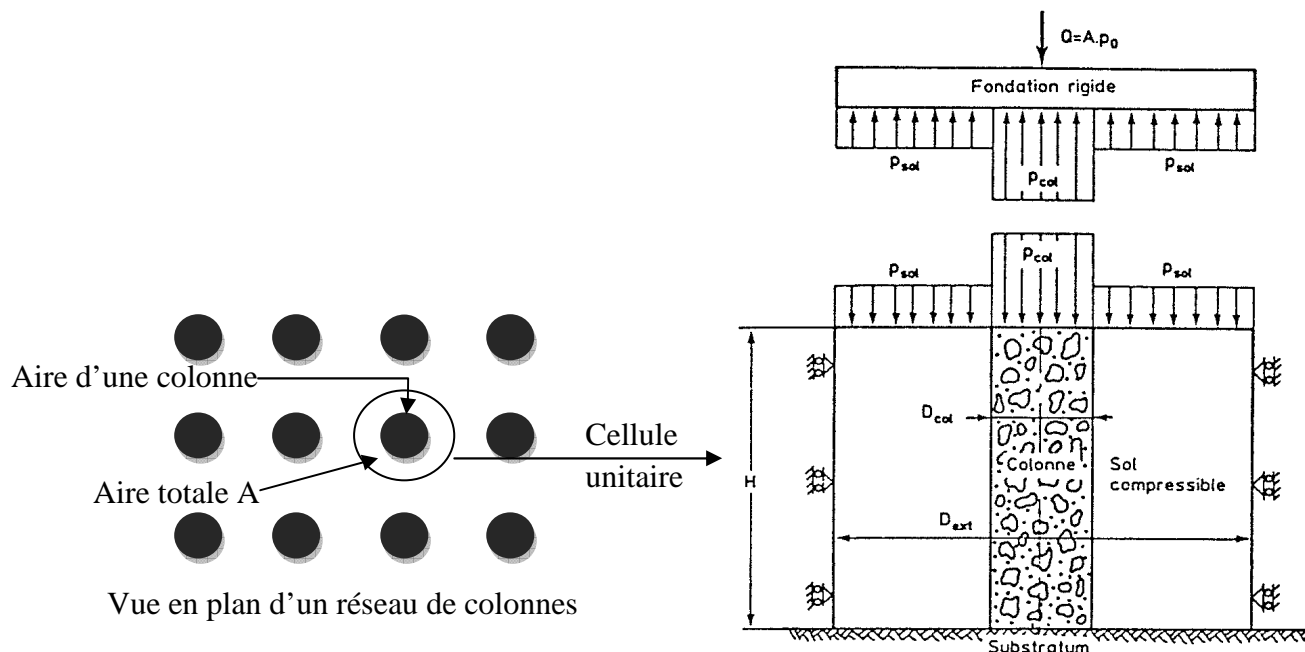
$H, A, A_{col}$  :

Aire de la colonne :  $A_{col} = \pi D_{col}^2 / 4$

$$\text{Aire totale} : A = \pi D_{ext}^2 / 4$$

$$R_{col} = D_{col} / 2$$

$$R_{ext} = D_{ext} / 2$$



**Fig 1.21 Principe de la cellule unitaire : répartition des contraintes en surface à long terme [Ghionna et Jamiolkowski, 1981]**

Le phénomène de concentration des charges sur la colonne est décrit par l'équation suivante :

$$P_0 A = P_{col} A_{col} + P_{sol} (A - A_{col}) \quad (\text{éq 1.4})$$

Dans laquelle :

$P_0$  : La contrainte verticale moyenne correspondant à la charge appliquée, uniformément distribuée sur toute la surface de la maille à l'instant initial

$P_{sol}$  : La contrainte verticale appliquée sur le sol autour de la colonne à long terme

$P_{col}$  : La contrainte verticale en tête de colonne à la fin de la consolidation du sol

#### 1.2.1.2.2 Coefficient de substitution $a$ et rapport de surface $A_s$

Le coefficient de substitution (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie humide) ou le taux d'incorporation (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie

sèche) est le rapport de l'aire traitée  $A_{col}$  à l'aire totale  $A$  du domaine d'influence de la colonne (fig 1.21) et est toujours inférieur à l'unité :

$$a = \frac{A_{col}}{A} < 1 \quad (\text{éq 1.5})$$

Le rapport de surface  $A_s$  (*area ratio*) est défini comme étant l'inverse de  $a$  et est toujours supérieur à l'unité :

$$A_s = \frac{A}{A_{col}} > 1 \quad (\text{éq 1.6})$$

Ces deux facteurs permettent de déterminer le pourcentage de matériau incorporé par rapport au sol naturel et l'amélioration qui en résulte. Le facteur de substitution de sol varie selon les conditions initiales du sol (avant amélioration) et selon l'objectif de l'amélioration (diminution des tassements, augmentation de la capacité portante, diminution des risques liés à la liquéfaction,...). [S Corneille, 2007]

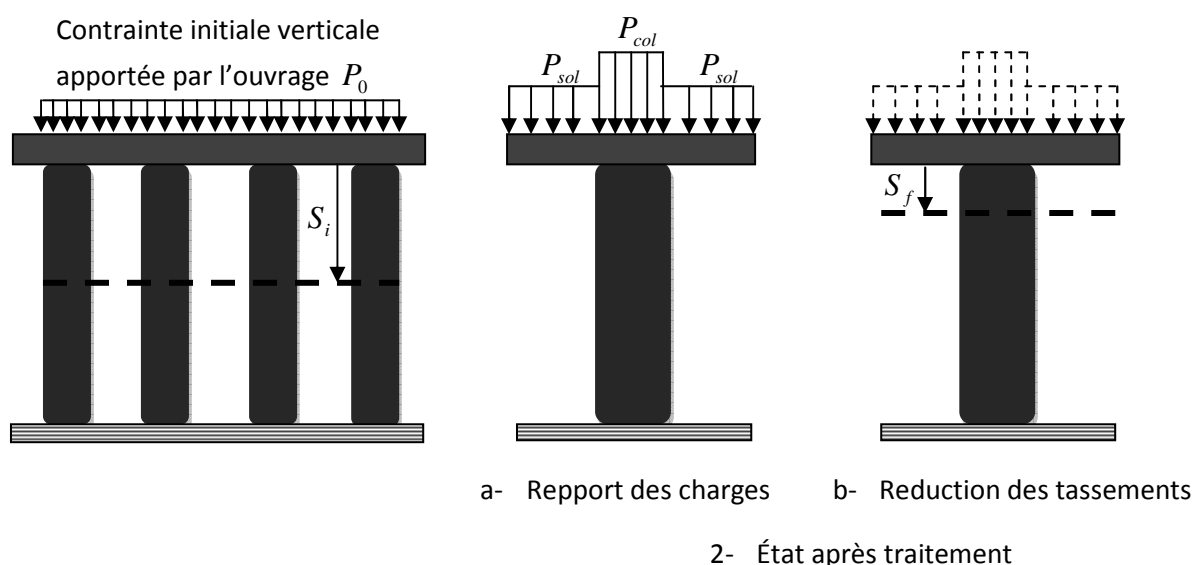
*In situ*, ce facteur varie 0.05 [ Maurya et al., 2005 ] à 0.5 [ Clemente et Davie, 2000 ], pour des chargements uniformes sous un réseau infini de colonnes et de 0.16 [Davie et al., 1991 et Greenwood, 1991] à 0.5 [ Dhouib et al., 2006 b ] pour des chargement sur semelles. D'après Corneille (2007), le facteur de substitution moyen se situe entre 0.2 et 0.35.

### 1.2.1.2.3 Rapport de concentration des contraintes $n$ et coefficient de réduction des tassements $\beta$

Comme les colonnes ont de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol à traité, il se développe pour cette raison dans le complexe sol-colonne-fondation un mécanisme de transfert de la charge  $P_0$  appliquée initialement par la fondation. Ce mécanisme consiste à concentrer la contrainte verticale initiale sur les colonnes ( $P_{col}$ ) et réduire la charge sur le sol ( $P_{sol}$ ), donc le rapport de concentration des contraintes ( $n$ ) est défini par (fig 1.22) :

$$n = \frac{P_{col}}{P_{sol}} \quad (\text{éq 1.7})$$





**Fig 1.22 Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements [Dhouib et Blondeau, 2005]**

**Tableau 1.5 Variation du facteur de concentration des contraintes [Guermazi, 1986]**

Etude	Contrainte verticale totale (kPa)	n initial	n intermédiaire	n final
Essai de chargement jusqu'à la rupture d'une colonne drainante	100 à 310	6,0	5,8 (au pic)	2,5
Essai de chargement jusqu'à la rupture d'une colonne non drainante	50 à 170	2,8	3,1 (plastification)	1,1
Essai de chargement d'une colonne non drainante comportant un palier de consolidation	40 à 150	2,7	3,2	1,6
	150 à 320	4,0	3,8	1,6

Dans l'état avant traitement (sol sans colonne), la charge ( $P_0$ ) appliquée par la fondation au sol impliquait un tassement moyen ( $S_i$ ), alors que dans l'état après traitement (sol avec colonne), les tassements diminuent globalement ( $S_f$ ). Le facteur de réduction des tassements  $\beta$  désigne le rapport du tassement ( $S_i$ ) du sol sans traitement au tassement ( $S_f$ ) du sol avec traitement (fig 1.22) :

$$\beta = \frac{S_i}{S_f} \quad (\text{éq 1.8})$$

Où :

$S_i$  : Tassement du sol non amélioré ;

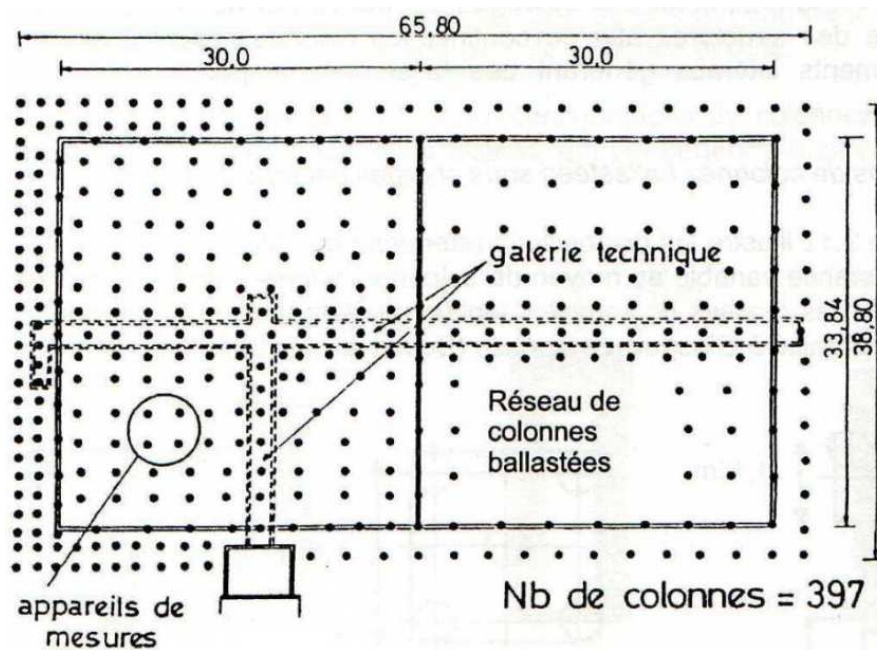
$S_f$  : Tassement du sol amélioré.

#### 1.2.1.2.4 Exemples réels de réseaux de colonnes ballastées

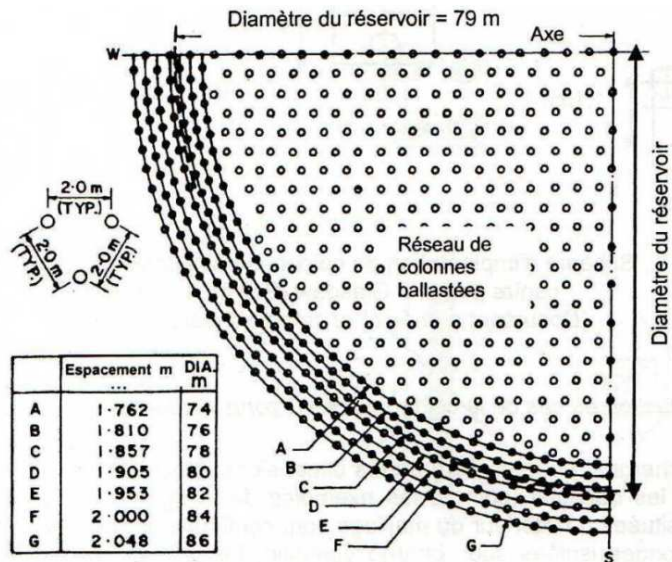
##### Exemples des réseaux de colonnes ballastées sous charges réparties

Le réseau indiqué dans la figure (1.23a) est un réseau de colonnes ballastées pilonnées, destiné à améliorer une couche d'argile molle d'épaisseur variable (4,5 à 9 m) afin de fonder un silo horizontal pour une coopérative agricole en France [Bustamante et al., 1991]. Le silo a pour dimensions 33,84×60 m et applique sur le sol des contraintes verticales allant de 110 kPa au centre à 43 kPa sur la périphérie.

La figure (1.23b) montre le quart de l'emprise traitée par un réseau de colonnes ballastées pour l'amélioration des alternances de sable limoneux lâche et d'argile molle sableuse surmontées Par un réservoir de 79 m de diamètre en Inde [Bhandari, 1983].



a- Silo en France [Bustamante et al., 1991]

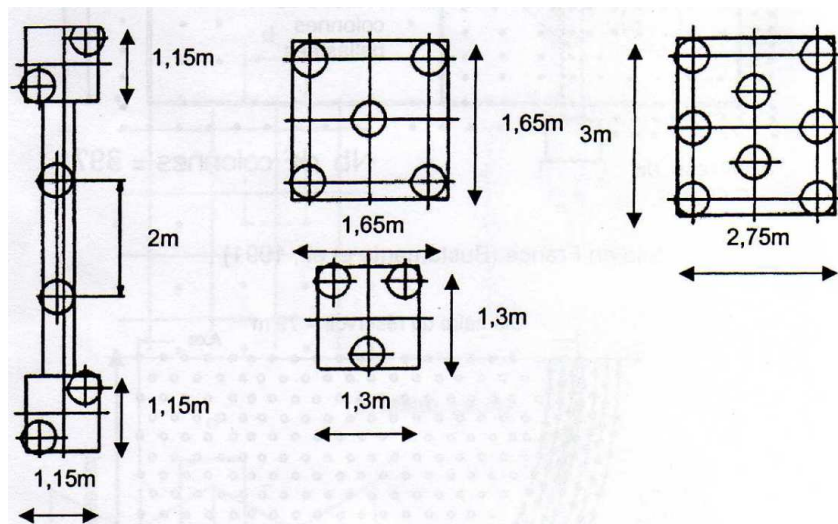


b- Réservoir en Inde [Bhandari, 1983]

**Fig 1.23 Exemples d'amélioration des sols par colonnes ballastées sous des charges réparties de grandes dimensions (Documents numérisés)**

**Exemples de colonnes ballastées sous charges centrées**

La figure 1.24 montre les dispositions des colonnes ballastées utilisées pour améliorer de limon sableux de consistance variable, afin de fonder des massifs de semelles isolées et filantes sous la structure d'un centre postal mécanisé à Glasgow en Ecosse [Bell et al., 1986].



**Fig 1.24 Schéma d'implantation de colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow [Bell et al., 1986]. (Documents numérisés)**

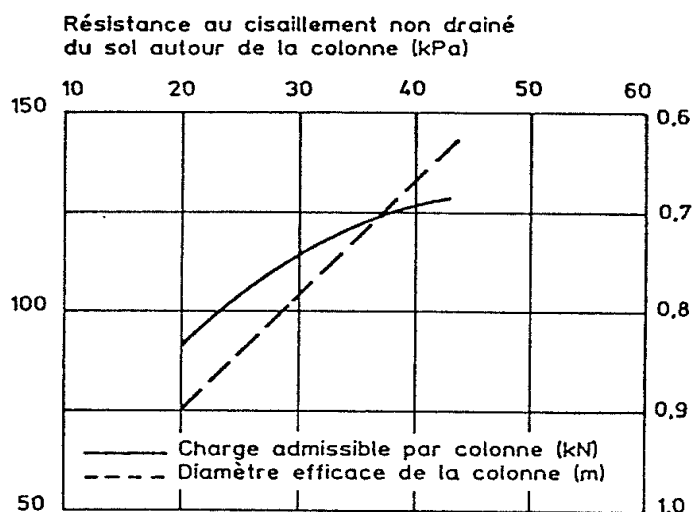
## 1.2.2 Méthodes de dimensionnement

### 1.2.2.1 Dimensionnement empirique des colonnes ballastées

#### 1.2.2.1.1 Les courbes de Thorburn (1975) et Thorburn et Mac Vicar (1968)

A partir des essais au laboratoire Thorburn et Mac Vicar avaient proposé En 1968 une règle de dimensionnement graphique de la charge admissible d'une colonne ballastée, où le modèle utilisé est un modèle de comportement du sol autour du ballast basé sur la théorie de Rankine pour les états limites de poussée – butée.

En 1975, Thorburn a proposé de nouveau cette règle sous forme d'abaque (fig 1.25), où l'on obtient à la fois la capacité portante de la colonne et son diamètre efficace en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol à traiter [B Soyez, 1985].



**Fig 1.25 Prévion 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 [Th<sup>2</sup>orburn, 1975]**

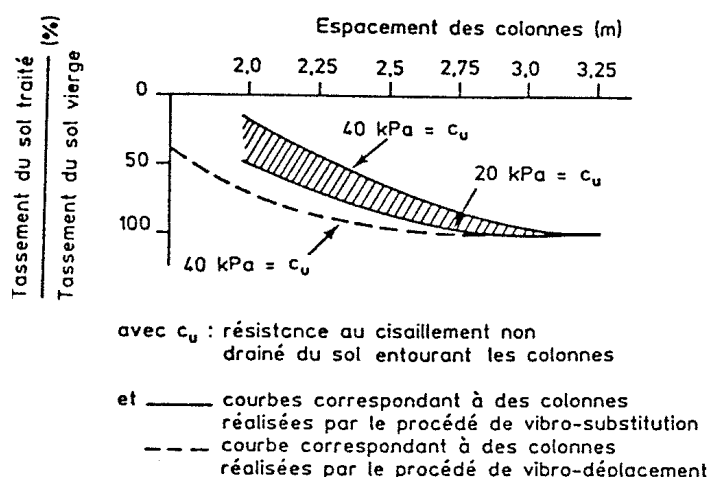
#### 1.2.2.1.2 L'abaque de Greenwood (1970)

Greenwood proposait<sup>2</sup> une règle sous forme des courbes (fig 1.26), permettant d'effectuer le pré dimensionnement en fonction de la réduction des tassements induits lors de la réalisation des colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Les deux facteurs suivants ont une influence sur cette règle [B Soyez, 1985] :

- la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes ;
- le procédé de réalisation des colonnes.

Cette règle est basée sur Les hypothèses suivantes :

- Les colonnes reposent sur une couche plus ferme,
- Le calcul ne tient pas compte des tassements « immédiats » et des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisés.



**Fig 1.26 Diagramme des réductions de tassement observées sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène [Greenwood, 1970]**

### 1.2.2.2 Dimensionnement d'une colonne ballastée isolée selon la capacité portante

#### Mise en équation de la rupture par expansion latérale

La première expérimentation de mise en équation du comportement des colonnes ballastées lors de la rupture par expansion latérale est celle élaborée par Greenwood en 1970

Greenwood a modélisé le cas réel (sol + colonne) par un essai triaxial (compression triaxiale) d'une éprouvette de matériau pulvérulent qui a le même angle de frottement  $\varphi_{col}$  que le ballast, la résistance latérale maximale offerte par le sol entourant la colonne est modélisée par l'application d'une contrainte de confinement en terme de contraintes effectives à l'intérieur de la colonne, ce qui permet d'écrire [ B Soyez, 1985 ] :

$$\sigma'_{v\lim} = tg^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2} \right) \sigma'_{h\max} = K_{pcol} \sigma'_{h\max}$$

(éq 1.9)

Où :

$u$	Auteurs	Remarques
$u = u_0$	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

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

$K_{pcol}$  : le coefficient de butée du ballast

$\sigma'_{h\max}$  : la contrainte effective maximale que le sol peut supporter autour de la colonne.

L'expansion latérale de la colonne a été précisément confrontée à celle d'une sonde pressiométrique, ce qui permet de poser :

$$\sigma'_{h\max} = P_{\lim} - u \quad (\text{éq 1.10})$$

Avec :

$P_{\lim}$  : Pression limite du sol ambiant,

$u$  : Pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

Concernant la pression interstitielle  $u$ , le tableau 1.6 permet de récapituler les deux approches qui se dégagent à ce sujet : (tableau 1.6 ANNEXE 2 PAGE 126)

Les différentes formulations proposées dans la littérature sont autant d'expressions analytiques possibles de la pression limite du sol ambiant, donc nous avons sous la forme générale :

$$P_{\lim} = (\sigma'_{h_0} + u_0) + kc_u \quad (\text{éq 1.11})$$

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 permet de définir le coefficient multiplicateur  $k$  selon divers auteurs :

**Tableau 1.7 Définition du coefficient multiplicateur  $k$  selon divers auteurs**

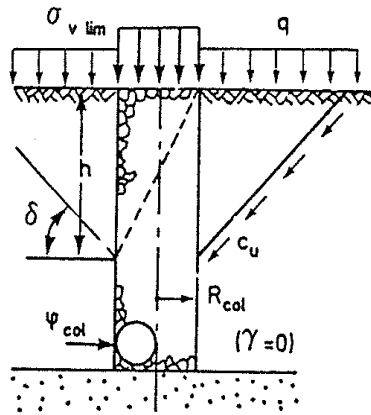
Expression de $k$	Auteurs	Remarques
$k = 1 + \ln \frac{E_{sol}}{2(1 + \nu_{sol})c_u}$	Hughes et Withers (1974)	Wroth et Hughes ont conseillé d'adopter $k = 4$ au vu d'essais drainés réalisés avec le pressiomètre autoforeur de Cambridge (Camkomètre)
$k = (1 + \ln I_r)$ $I_r = \frac{E_{sol}}{3c_u}$	Brauns (1978 a)	Cette formule est déduite des travaux de Vesic sur l'expansion des cavités cylindriques dans les milieux cohérents, dans laquelle $I_r$ est un indice de rigidité d'un sol lors d'une sollicitation non drainée
$k = 6.18$	Nahrgang (1976)	Cette valeur est le résultat des essais de laboratoire sur modèle réduit de colonne

Le paramètre fondamental de ce type de calculs est l'angle de frottement  $\varphi_{col}$  du matériau constitutif de la colonne [B Soyez, 1985]. Dans le cas d'un ballast, mis en place par un vibreur type Keller, une valeur prudente de  $38^\circ$  est couramment recommandée [Schulze, 1978].

### Mise en équation de la rupture par cisaillement généralisé

D'après Brauns (1978 a, b et 1980) la mise en équation de la rupture par cisaillement généralisé est inspirée de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « sol-ballast » limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne, cette contribution a pour but de pouvoir prendre en compte une surcharge  $q$  appliquée à la surface du sol, autour de la fondation placée en tête de la colonne.

$$h = 2R_{col} \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2} \right) \quad (\text{éq 1.12})$$



**Fig 1.27** Caractérisation de la surface de rupture [Brauns, 1978 a]

D'après quelques hypothèses simplificatrices en l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes, la contrainte verticale limite  $\sigma_{v \text{ lim}}$  en tête de colonne vérifie l'équation :

$$\frac{\sigma_{v \text{ lim}}}{c_u} = \left[ \frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin(2\delta)} \right] \left[ 1 + \frac{\text{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{\text{col}}}{2} \right)}{\text{tg} \delta} \right] \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{\text{col}}}{2} \right) \quad (\text{éq 1.13})$$

Dans laquelle :

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

$q$  : La surcharge appliquée à la surface du sol,

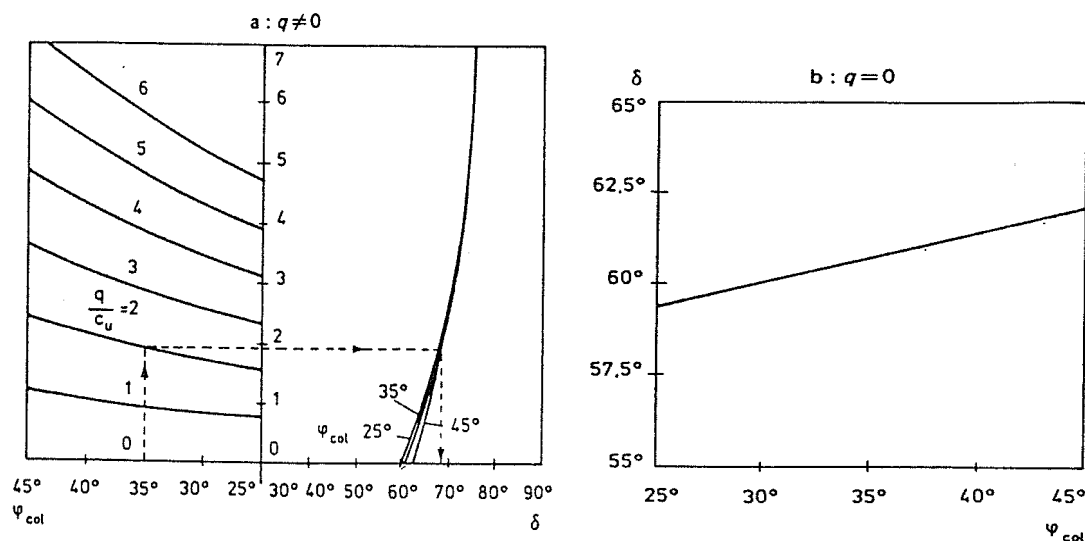
$\delta$  : L'angle que fait la génératrice du cône avec l'horizontale.

Les abaques indiqués dans la figure 1.28 permettent de déterminer l'angle  $\delta$  dans les cas suivants :

**Cas a** :  $q \neq 0$

**Cas b** :  $q = 0$  ( $\delta$  directement en fonction de  $\varphi_{\text{col}}$ )





**Fig 1.28 Détermination pratique de  $\delta$  [Brauns, 1978 b]**

### Mise en équation de la rupture par poinçonnement d'une colonne flottante

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

Considérons la colonne ballastée ( $\gamma, R_{col}$ ) montrée dans la figure 1.29, la contrainte verticale régnante à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne est :

$$\sigma_{v,z} = \sigma_{v,0} + z \left( \gamma - 2 \frac{c_u}{R_{col}} \right) \quad (\text{éq 1.14})$$

Où :

$\sigma_{v,0}$  : la contrainte verticale appliquée en tête.

Pour éviter le poinçonnement Il existe une longueur minimale ( $L_{min}$ ) de la colonne, qui peut déterminer en considérant que :

$\sigma_{v,L_{min}} = \sigma^*$  en pointe mobilisable par la couche du sol, donc :

$\sigma_{v,L_{min}} = 9c_u$  : valeur admise dans les dimensionnements des pieux traditionnels.

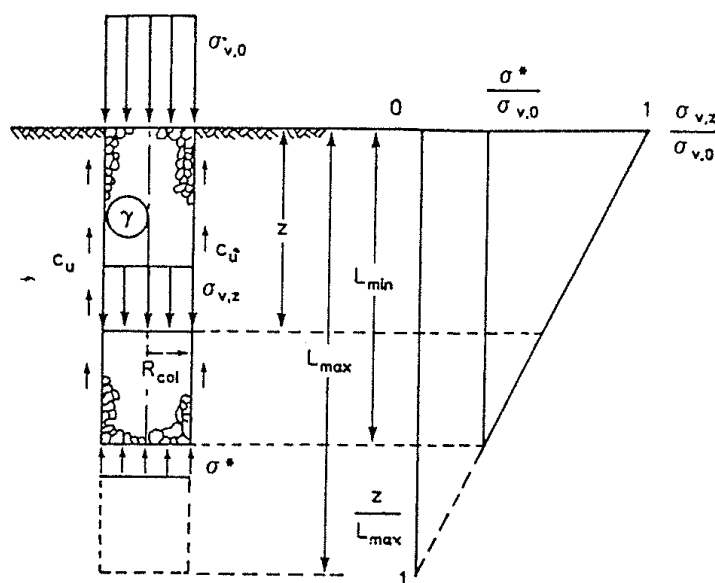
Si l'on néglige le poids propre du ballast,  $L_{\min}$  est donné par la relation :

$$L_{\min} = \frac{1}{2} R_{col} \left( \frac{\sigma_{v,0}}{c_u} - 9 \right) \quad (\text{éq 1.15})$$

Au même temps, il existe une longueur  $L_{\max}$ , caractérisé par  $\sigma_{v,L_{\max}} = 0$ , au-delà de laquelle le traitement sera inutile.

Si le poids propre du ballast est négligé,  $L_{\max}$  est égal à :

$$L_{\max} = \frac{1}{2} R_{col} \frac{\sigma_{v,0}}{c_u} \quad (\text{éq 1.16})$$



**Fig 1.29 Définition des longueurs  $L_{\min}$  et  $L_{\max}$  d'une colonne ballastée vis-à-vis de la rupture par poinçonnement [Brauns, 1980]**

La profondeur de traitement sur le terrain, sera finalement déterminée en fonction de  $L_{\min}$  et  $L_{\max}$ .

### 1.2.2.3 Tassement d'une colonne isolée chargée en tête

#### Les travaux de Mattes et Poulos (1969)

La formule développée par Mattes et Poulos est :

$$s = \frac{P}{L \cdot E_{sol}} I_p \quad (\text{éq 1.17})$$

Où :

$S$  : Le tassement en tête de la colonne,

$L$  : Longueur de la colonne,

$P$  : La charge appliquée a celle-ci,

$E_{sol}$  Le module d'élasticité de sol,

$I_p$  : Facteur d'influence dépendant du facteur de rigidité relative  $k$ ,

$$k = \frac{E_{col}}{E_{sol}} \quad (\text{éq 1.18})$$

Où :

$E_{col}$  : Le module d'élasticité de la colonne.

L'abaque indiquée dans la figure 1.30 permet de déterminer les valeurs de  $I_p$  en fonction de  $k$  et du rapport  $\frac{L}{d}$ .

Dans ce cas de chargement, il convient de rappeler que la fondation ne s'applique pratiquement que sur l'inclusion, et que les tassements immédiats pseudo-élastiques de celle-ci constituent la majeure partie de sa déformation finale [Greenwood et Kirsch, 1983].

Les tassements immédiats et finals 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.

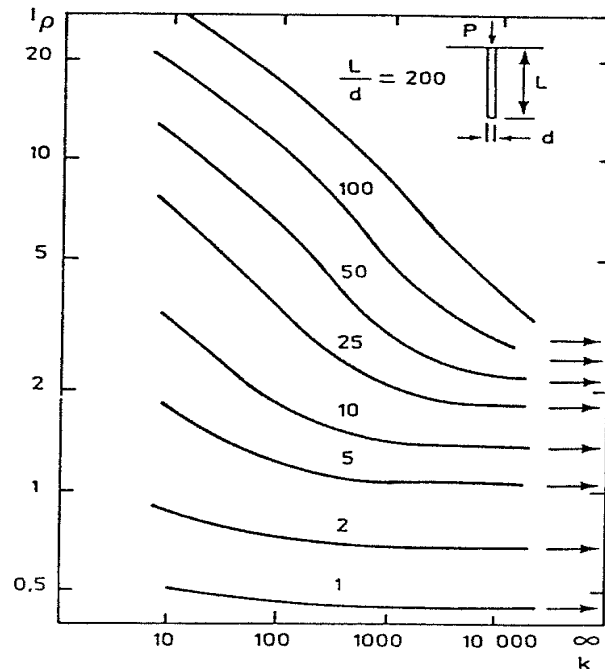


Fig 1.30 Facteur d'influence  $I_p$  [Mattes et Poulos, 1969]

#### 1.2.2.4 Dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées

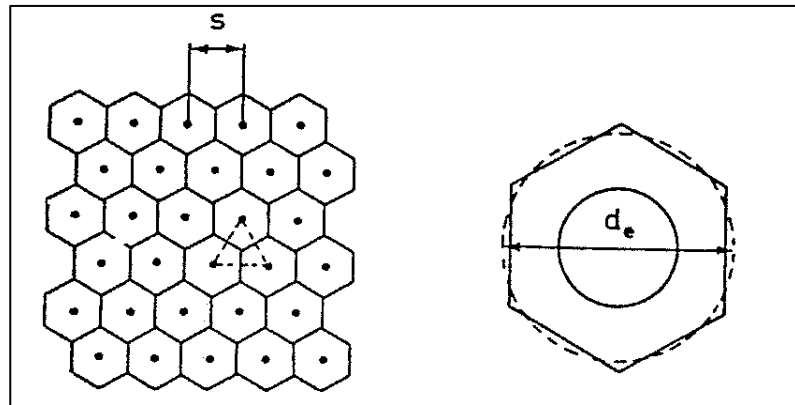
En pratique, les colonnes ballastées sont disposées (fig 1.31) :

- a- selon un maillage triangulaire ;
- b- selon un maillage carré ;
- c- selon un maillage hexagonale.

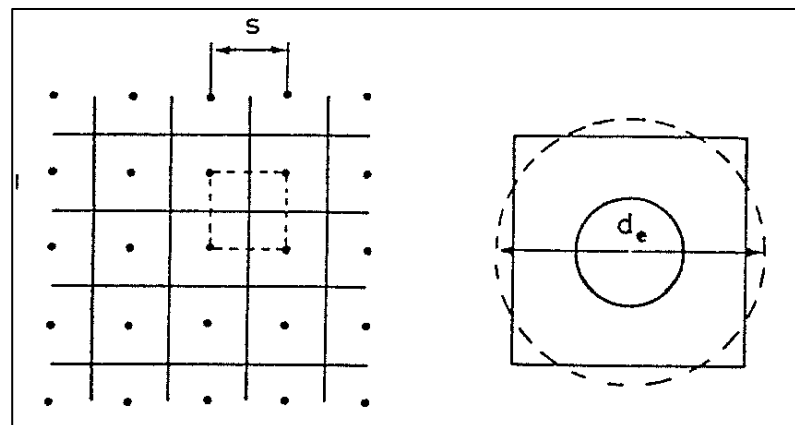
Pour un espacement  $S$  entre colonnes, l'équivalence entre la section de la maille et le cylindre équivalent de diamètre  $d_e$  conduit à :

- maille triangulaire (fig 1.31 a) :  $d_e = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{1/4} S = 1.05S$ ,
- maille carrée (fig 1.31 b) :  $d_e = \left(\frac{16}{\pi^2}\right)^{1/4} S = 1.13S$ ,
- maille hexagonale (fig 1.31 c) :  $d_e = \left(\frac{27}{\pi^2}\right)^{1/4} S = 1.29S$

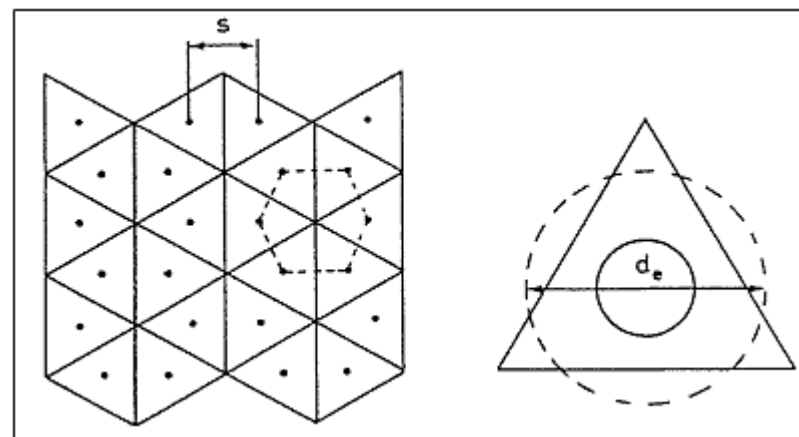
a- Maille triangulaire



b- Maille carrée



c- Maille hexagonale



**Fig 1.31 Réduction du problème pour l'étude des réseaux de colonnes ballastées**  
 [ Balaam et Poulos, 1983 ]

## CHAPITRE 2

### COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES SOLS ET DES COLONNES BALLASTÉES

#### 2.1 Comportement des sols sous chargement cyclique

##### 2.1.1 Influence du profil du sol

L'examen d'enregistrement du mouvement sismique en surface d'un sol ayant des caractéristiques géologiques et géotechniques différentes traduit l'influence de ces caractéristiques sur le mouvement sismique.

La figure 2.1 qui représente les spectres de réponses en vitesse et en accélération calculés à partir des accélérographes enregistrés dans la vallée de Caracas (Vénézuéla) lors du séisme de 1967 [Seed et al, 1972], montre cette influence.

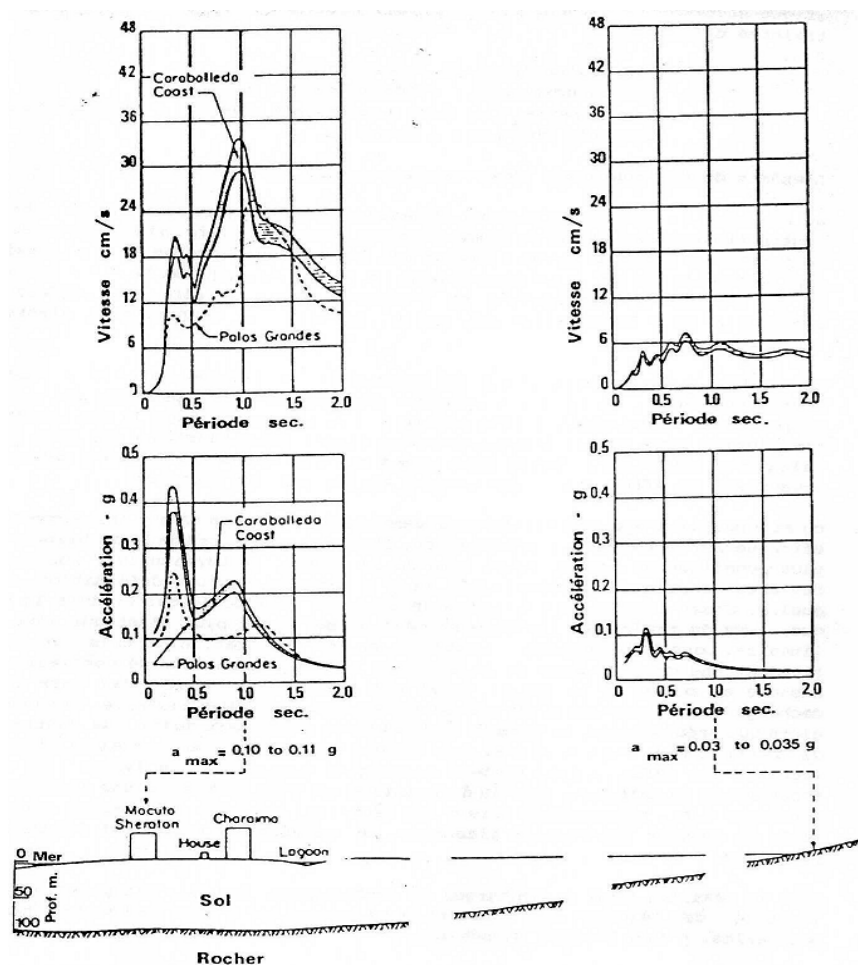


Fig 2.1 Spectre de réponse à CARABALLEDA (1967)

Le tableau 2.1 donne les accélérations enregistrées dans différents sites lors du séisme de Loma Prieta. On note que les accélérations maximales enregistrées dépendent d'une manière sensible de la nature du sous sol.

**Tableau 2.1 Accélérations maximales dans San Francisco ( d'après AFPS, 1990)**

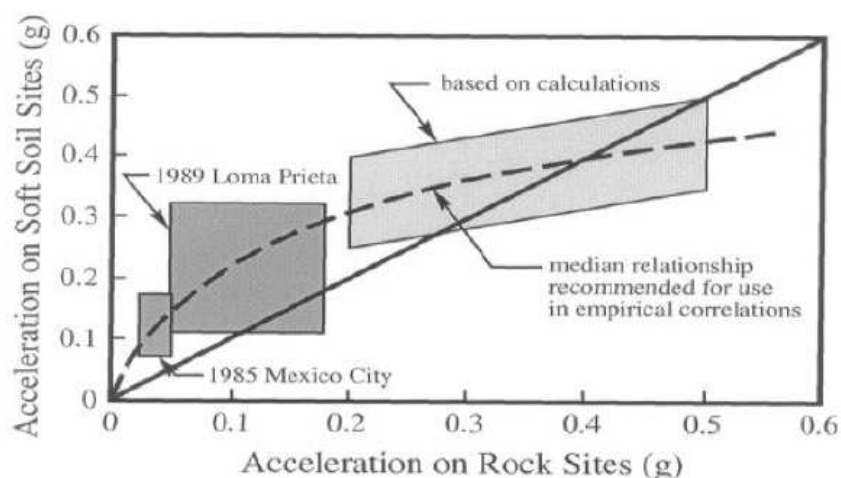
Station	Stratigraphie	Accélération maximale du sol	
		1957	1989
Golden Gate Park	Rocher	0,13	
Market/Guerrero St	Rocher	0,12	
State Building	Sable + Sable argileux ( 60 m)	0,10	
Mason/Pine St	Rocher	0,10	
Alexander Building	Silt Argileux + sable ( 45m )	0,07	0,17
Southern Pacific B	Argile molle	0,05	0,2
Rincon Hill	Rocher	0,10	0,09
Oakland City Hall	Argile, sable ( 30m ) + Argile raide ( 270 m )	0,04	0,26

Pour le séisme de 1957, les accélérations varient entre 0,04g et 0,13g et pour le séisme de 1989, elles varient entre 0,09g et 0,26g. Les enregistrements sur les sites alluvionnaires font apparaître des pics importants à basses fréquences.

Les divers codes parasismique et les différentes études analytiques, empiriques et numériques reconnaissant la nécessité de prendre en compte les conditions géotechniques du sol dans la définition des sollicitations sismiques (Seed et al, 1976 ; Idriss, 1990 ; Gazetas et al, 1998...etc.). Cette prise en compte se traduit par la définition des spectres de réponse selon la nature du sous sol, qui est caractérisée par la vitesse de propagation moyenne des ondes de cisaillement sur les 30 mètres supérieurs de la couche de sol.

A partir des enregistrements réels (Mexico city, 1985 et Loma Prieta, 1989), Idriss (1990) a proposé une courbe d'amplification des accélérations pour des différents types

de sol (fig 2.2). On note que le facteur d'amplification dépend des propriétés des sols et du niveau d'accélération [A Hatem, 2009].



## 2.2 Relation entre les accélérations maximales et les différents conditions des sols mous [Idriss, 1990, 1991]

### 2.1.2 Description du comportement des sols

Une description complète du comportement du sol est obtenue si, partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contrainte  $\sigma$  et un champ de déformation  $\varepsilon$ , il est possible de déterminer le nouvel état de déformation obtenue après application d'un incrément de contrainte  $d\sigma$ . Cette description est obtenue à l'aide de la loi de comportement du sol.

$$\sigma = E \varepsilon : \text{En état d'équilibre} \quad (\text{éq 2.1})$$

$$d\sigma = E d\varepsilon : \text{Après incrément de chargement} \quad (\text{éq 2.2})$$

$$\varepsilon^{tot} = \varepsilon_{int} + \Delta\varepsilon \rightarrow \sigma^{tot} + \Delta\sigma : \text{Loi de comportement} \quad (\text{éq 2.3})$$

La loi de comportement est une relation liant le tenseur de contrainte  $\sigma$ , le tenseur de déformation  $\varepsilon$  et leurs incréments  $d\sigma$  et  $d\varepsilon$ . La formulation de la loi de comportement est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée, à partir d'un petit nombre de résultats expérimentaux. Le modèle ainsi déterminé permet d'évaluer le comportement du sol soumis à des chemins de contraintes quelconques, tels que ceux suivis in situ lors d'un séisme [Alain Pecker, 1984].



### Description expérimentale

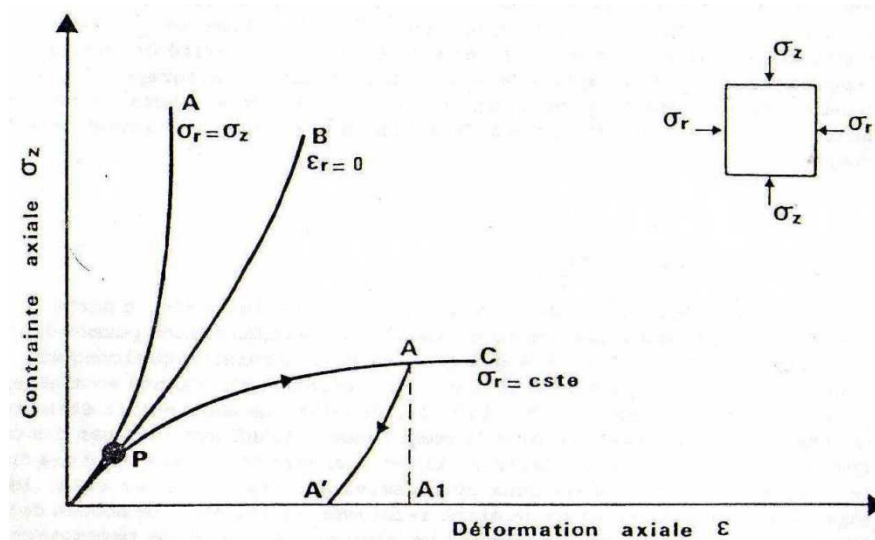
La deuxième approche consiste à anticiper le mode de chargement auquel va être soumis en place un élément de sol lors de la sollicitation sismique. Ce mode de chargement est reproduit au laboratoire de façon aussi fidèle que possible, compte tenu des moyens expérimentaux qu'il est possible de concevoir. Le comportement du sol sous ce type de chargement est alors caractérisé par une courbe effort – déformation, qui est directement utilisée pour rendre compte du comportement du sol en place [Alain Pecker, 1984].

### Observations expérimentales

Avant d'approcher l'étude du comportement des sols sous chargement cyclique, il est nécessaire de faire un passage sur le comportement des sols sous chargement quasi – statique monotone.

#### 2.1.2.1 Sous chargement monotone

La figure 2.3 schématise les courbes effort-déformation obtenues à l'appareil triaxial pour trois chemins de contraintes différents :



### 2.3 Courbe effort – déformation : chargement quasi statique monotone [Alain Pecker, 1984]

- Courbe A : compression isotrope ( $\sigma_r = \sigma_z$ )

- Courbe B : essai à déformation latérale nulle ( $\varepsilon_r = 0$ ) Courbe C : essai triaxial classique à contrainte radiale ( ou pression de confinement ) constante ( $\sigma_r = cste$ )

L'examen de ces résultats expérimentaux montre que :

**Courbe A :** Il existe un domaine de faibles déformations pour lequel la relation entre la contrainte appliquée et la déformation associée est linéaire. Le trajet suivi lors de décharge est identique à celui de la charge.

**Courbe B :** au-delà d'un certain seuil de contrainte et quelque soit le chemin de contrainte suivi, la relation effort – déformation n'est plus une droite. Le comportement du sol cesse d'être linéaire. Notons cependant que le non linéarité n'exclurait pas a priori l'hypothèse d'un comportement élastique qui se traduirait par un trajet de décharge identique à celui de la charge. Certains matériaux présentent en effet des comportements élastiques non linéaires.

**Courbe C :** le trajet suivi lors de décharge n'est plus identique au trajet suivi lors de la charge (point A sur la courbe C) et le comportement du sol est dit élasto-plastique. Pour certains trajets de chargement la déformation devient très importante pour une valeur finie de la contrainte appliquée. Le sol atteint un état de rupture.

### **Conclusion de cet examen :**

Sous chargement quasi-statique monotone le comportement du sol est donc caractérisé par un domaine d'élasticité (domaine à l'intérieur duquel les déformations restent élastiques), variable au cours du chargement, et au-delà duquel apparaissent des déformations plastiques irréversibles. Pour certains chemins de contraintes le sol peut atteindre un état de rupture [Alain Pecker, 1984].

#### **2.1.2.2 Sous chargement cyclique**

La figure 2.4 présente l'état d'un élément de sol pris à une profondeur h dans un profil de sol horizontal soumis au cycle de chargement sismique en prenant compte la considération dans laquelle le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement. Cette considération est apportée dans les

calculs de réponse dynamique d'un profil de sol ou dans les problèmes d'interaction sol-structure.

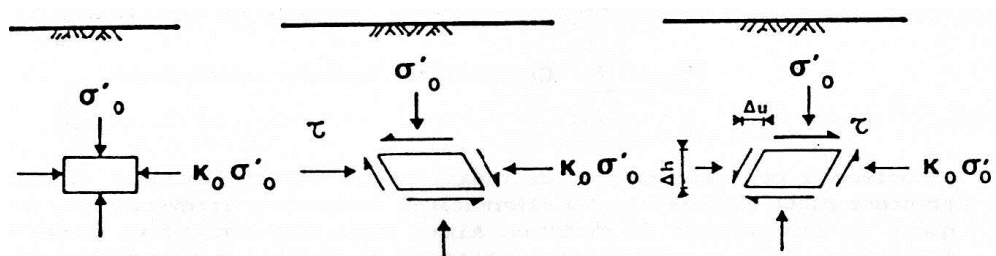


Fig 2.4 Séquence de chargement idéalisée [Alain Pecker, 1984]

### En état d'équilibre

L'élément de sol est en équilibre sous les contraintes verticale effective  $\sigma'_v$  et horizontale effective  $\sigma'_h$  (fig 2.4)

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (\text{éq 2.4})$$

Où :

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos.

$K_0$  Voisin de 0,5 pour les sols normalement consolidés et peut être supérieur à 1,0 dans les sols fortement surconsolidés.

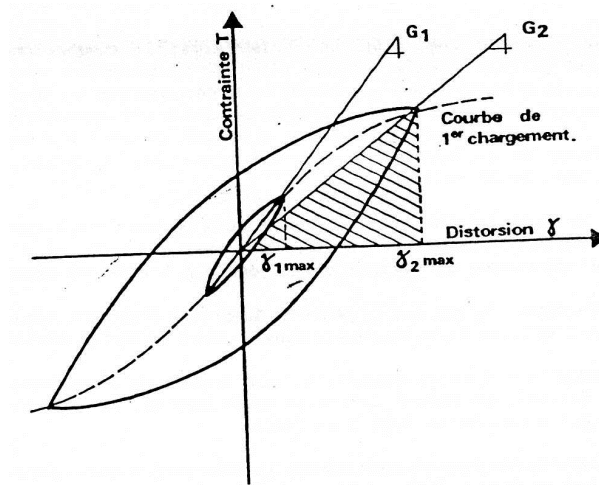
### Après passage de l'onde sismique (onde de cisaillement)

Ce passage est traduit par l'application d'une contrainte de cisaillement  $\tau(t)$  sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre. Sous l'effet de cette contrainte l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple qui, pour un matériau à comportement élastique, se traduirait par une variation de volume nulle.

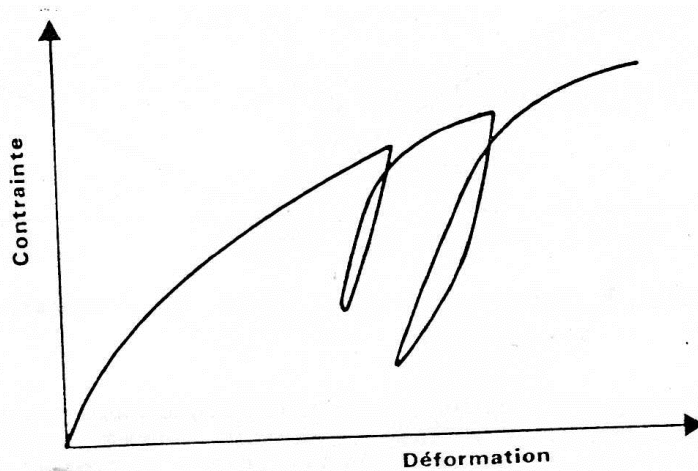
La déformation de cisaillement, également appelée distorsion, est définie par (fig 2.4) :

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h} \quad (\text{éq 2.5})$$

Au laboratoire, l'enregistrement d'une courbe effort – déformation  $\tau = f(\gamma)$  pour un cycle de contrainte fermé est montré dans les figures 2.5 et 2.6



**Fig 2.5 Courbe effort – déformation cyclique [Alain Pecker, 1984]**



**Fig 2.6 Chargement cyclique fermé non centré à l'origine [Alain Pecker, 1984]**

La figure 2.5 montre que pour un cycle fermé, le comportement du sol est caractérisé par une boucle appelée boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation au cours du cycle. Plus cette dernière est grande, plus l'aire de la boucle est importante et plus celle-ci est inclinée sur l'horizontale. Par ailleurs, on constate expérimentalement que la forme de la boucle d'hystérésis n'est pas affectée par la vitesse d'application de la sollicitation.

Les extrémités des boucles, correspondant à des cycles d'amplitudes différentes, sont situées sur la courbe de premier chargement passant par l'origine. Il est commode et classique de définir cette boucle à l'aide de deux paramètres qui sont :

- Le module sécant  $G_s$  qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle (ou l'origine à une extrémité dans le cas d'un cycle centré à l'origine)
- Le coefficient d'amortissement  $\beta$ , qui est une mesure de l'aire de la boucle. Il caractérise l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle.

La figure 2.7 décrit la dépendance de ces deux paramètres sur la déformation cyclique. La valeur maximale  $G_{\max}$  du module est la pente de la tangente à l'origine à la courbe de premier chargement.

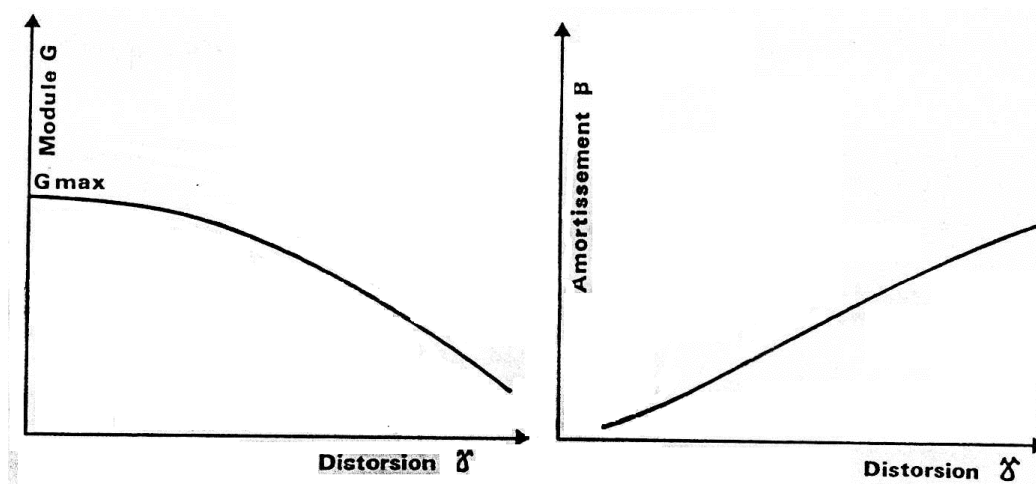


Fig 2.7 Variation de  $G$  et  $\beta$  avec la déformation [Alain Pecker, 1984]

Pour caractériser le comportement du sol, plusieurs travaux sont consacrés à ce domaine, on citera :

Les travaux de Bichop et Henkel (1962) sur l'appareil triaxial, Ménard (1955), Jamiolkowski et al. ( 1985 ), sur le pressiomètre, Tavenas et Leroueil ( 1987 ) concernant le cisaillement scissomètre, aux Etats-Unis Reiffsteck ( 2002) concernant le « *borehole shear test* » et aussi les travaux de Leidwanger, Flavigny et Ofer sur la caractérisation de l'état de contrainte et les modules de déformations axisymétriques pour la mesure du fluage et du gonflement des sols, les travaux de Tatsuoka et Shibuya ( 1991), Burland ( 1989) sur l'intervalle des faibles déformations.

La figure 2.8 présente la forme expérimentale de la courbe contrainte – déformation du sol lors d'une sollicitation cyclique Hardin et Drnevich (1972).

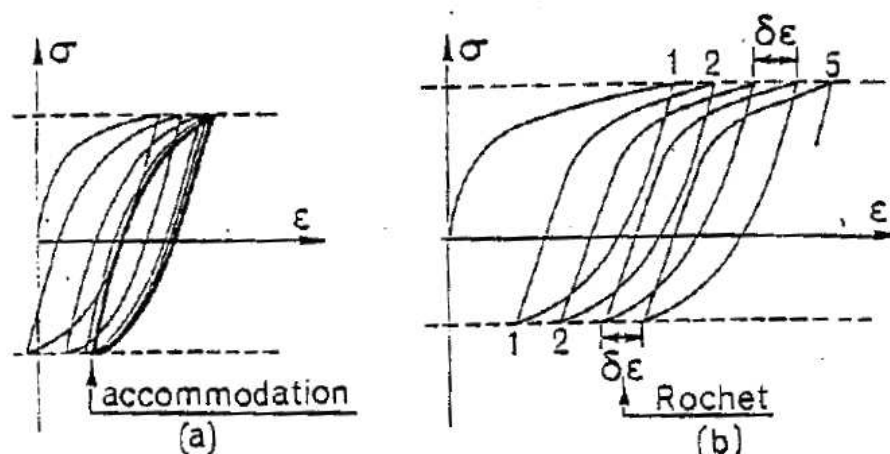


Fig 2.8 Courbe de chargement cyclique (contrainte - déformation) [Hardin et Drnevich, 1972]

## 2.2. Domaines de comportement cyclique des sols

Hardin et Drnevich (1972) et Di Benedetto (1987) classifient le comportement des sols en quatre domaines distincts selon la valeur de l'amplitude de déformation pour n'importe quel type de sollicitation cyclique :

- Le domaine des très petites déformations ou domaine linéaire ( $0 < \varepsilon < 10^{-5}$ ), dans ce cas, le comportement du sol est considéré comme élastique linéaire pour des cycles d'amplitude inférieure à  $10^{-5}$  autour d'un état de contrainte-déformation donné. Les paramètres du comportement sont ceux de l'élasticité linéaire. Cependant, et en raison des valeurs très faibles mais non nulles du coefficient d'amortissement le comportement du sol n'est pas totalement élastique.
- Le domaine des petites déformations ou hystérétique stabilisé ( $10^{-5} < \varepsilon < 10^{-4}$ ), où le comportement du sol est hystérétique jusqu'à un niveau de déformation  $10^{-4}$ . Les boucles des cycles contrainte – déformation sont en effet, nettement plus ouvertes. Cependant ces boucles se stabilisent c'est-à-dire qu'elles adoptent la même forme quel que soit le nombre de cycles. Les modules d'Young et de cisaillement décroissent avec le niveau de déformation. L'amortissement augmente avec la déformation et peut atteindre 7%.
- Le domaine des moyennes déformations ou domaine hystérétique non stabilisé ( $10^{-4} < \varepsilon < 10^{-3}$ ), dans ce cas la non linéarité est plus évidente. Une augmentation de la pression interstitielle est constatée en conditions non

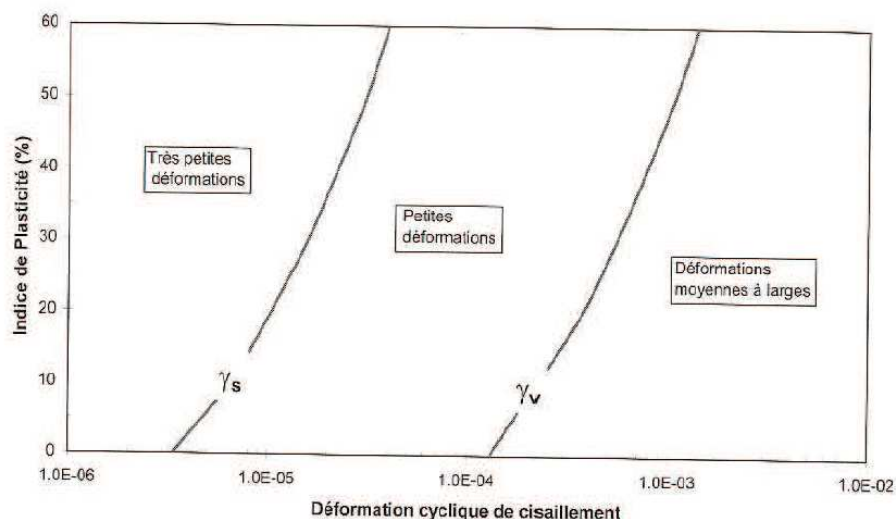
- drainées et une augmentation de la déformation volumique en conditions drainées, l'accroissement de la pression interstitielle mène directement à la liquéfaction où le sol perd de sa résistance au cisaillement et jusqu'à 75% des modules initiaux avec augmentation rapide de l'amortissement.
- Le domaine des grandes déformations ( $10^{-3} < \varepsilon$ ), dans ce cas, on constate une irréversibilité inélastique avec prédominance de l'effet visqueux, une approche incrémentale avec intégration pas à pas le long du chemin de sollicitation permet de décrire le phénomène. Le coefficient d'amortissement se stabilise vers une valeur maximale, et les modules d'Young et de cisaillement deviennent très faibles par rapport à ceux du domaine élastique [F Meribout].

D'après Idriss et Seed (1968), la non-linéarité de sol est considérée en prenant en compte des caractéristiques (module de cisaillement  $G$  et amortissement  $\beta$ ) compatibles avec la déformation moyenne induite par la sollicitation sismique. Le tableau 2.2 et la figure 2.9 définissent les domaines de comportement de sol en fonction du niveau de cisaillement. Pour des niveaux de déformation élevés, il faut considérer le comportement non-linéaire et irréversible des sols. Des modèles de comportement élastoplastique avec écrouissage sont alors nécessaires pour décrire correctement le comportement des sols sous chargement sismique, notamment pour la partie des déformations volumiques [A Hatem, 2009].

**Tableau 2.2 Domaines de comportement des sols [A Hatem, 2009]**

Déformation de cisaillement cyclique $\gamma$		Linéarité du comportement	Elasticité et plasticité	Dégradation cyclique pour sols saturés	Méthodes d'analyse
Très faible	$0 \leq \gamma \leq \gamma_s$	Pratiquement linéaire	Pratiquement élastique	Non dégradable	Linéaire
Faible	$\gamma_s \leq \gamma \leq \gamma_r$	Non-linéaire	Faiblement élasto-plastique	Pratiquement non dégradable	Linéaire équivalent
Moyenne à large	$\gamma_r \leq \gamma$	Non-linéaire	Elasto-plastique	dégradable	Non-linéaire

Où :  $\gamma_s, \gamma_r$  les seuils d'apparition de non linéarités réversibles ou quasi- réversibles et non linéarités irréversibles, respectivement.



**Fig 2.9 Domaines de comportement des sols [A Hatem, 2009]**

### 2.3 Mesure des caractéristiques dynamiques des sols par des essais au laboratoire

Le problème des mesures des caractéristiques des sols constitue l'un des aspects fondamentaux de la mécanique des sols, en général, et de la dynamique des sols en particulier. Les modèles les plus élaborés, les calculs les plus compliqués ne sont d'aucune utilité si les paramètres à entrer dans ces modèles, ou ces calculs, sont incorrects ou mal connus. Actuellement, les aspects théoriques de la dynamique des sols sont souvent privilégiés par rapport aux aspects expérimentaux, ce qui crée une certaine disproportion entre notre faculté à bâtir des modèles sophistiqués et nos possibilités de mesurer les paramètres adaptés à ces modèles [Alain Pecker, 1984].

Il existe plusieurs types d'essais au laboratoire:

- Essais de vibration libre
- Essais de résonance
- Essais de vibration forcée

#### 2.3.1 Essais de vibration forcée

Ce type d'essais est principalement développé pour reproduire au laboratoire de la façon la plus fidèle possible les conditions de contraintes réels (en place) par un élément de sol en informant qu'il n'y a aucun essai qui permet cette simulation exacte.

On distingue quatre types d'essai de vibration forcée :

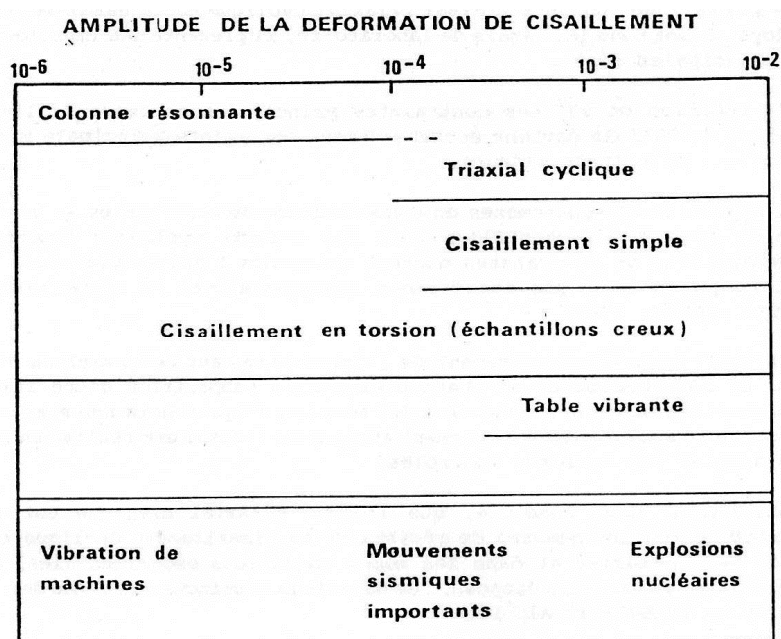


- ❖ Essai triaxial cyclique ;
- ❖ Essai de cisaillement simple ;
- ❖ Essai de cisaillement en torsion ;
- ❖ Essai de table vibrante.

Ces essais consistent à appliquer sur un échantillon de sol un effort (ou une déformation) cyclique connu et à mesurer la déformation (ou l'effort) résultant dont la boucle qui caractérise le comportement de sol sous chargement cyclique appelée boucle d'hystérésis est entièrement connue avec la possibilité de déduire les paramètres utiles à la définition de la loi de comportement adoptée.

Les essais de vibration forcée permettent la mesure des caractéristiques dans une plage de déformation allant de  $5 \cdot 10^{-5}$  à  $10^{-2}$  environ.

La figure 2.10 [Woods, 1978], résume les domaines d'application de chaque type d'essai.



## 2.10 Domaine d'application des essais de laboratoire [Woods, 1978]

### 2.3.1.1 Essai triaxial cyclique

L'essai triaxial cyclique a été pour la première fois utilisé par Seed et Lee (1966). Comme un appareil de laboratoire, l'appareil triaxial cyclique est actuellement le plus développé, en particulier pour l'évaluation des caractéristiques de résistance des sols

sous chargement cyclique. Grâce à certaines adaptations le triaxial cyclique est peut différent à celui du triaxial statique tels que : la plus grande rigidité des colonnes supports de la cellule, la nécessité impérieuse de disposer d'un capteur de force à l'intérieur de la cellule pour s'affranchir des frottements du piston à l'entrée dans la cellule,...etc.

Les avantages de l'appareil triaxial cyclique sont :

- ✓ La bonne définition des contraintes ;
- ✓ La possibilité de saturation des éprouvettes et mesure des pressions interstitielles ;
- ✓ La possibilité de consolidation isotrope ou anisotrope ;

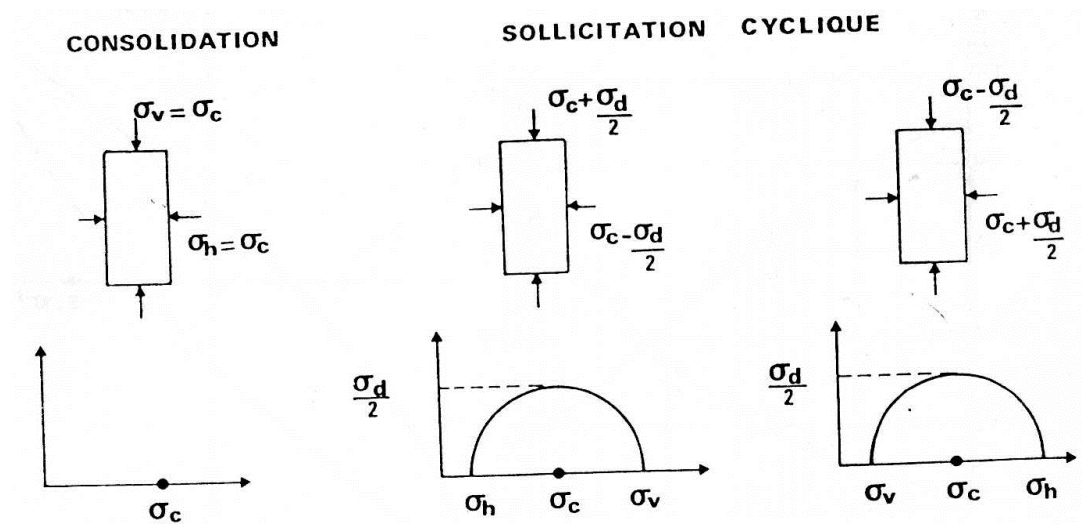
### **Principe de l'essai**

L'échantillon de sol est consolidé isotropiquement et est ensuite soumis, à drainage fermé, à un accroissement de la contrainte axiale d'une quantité  $\sigma_d/2$  et à une diminution simultanée et égale de la pression de cellule. La contrainte normale sur le plan à  $45^\circ$  dans l'échantillon est constante et la contrainte de cisaillement varie entre  $+\sigma_d/2$  et  $-\sigma_d/2$  (fig 2.11), l'essai est souvent réalisé en maintenant la pression de la cellule constante.

Les essais triaxiaux sont réalisés en asservissant la sollicitation cyclique sur une grandeur choisie (force, déformation, contrainte). L'essai est alors dit à force contrôlée, déformation contrôlée ou contrainte contrôlée.

La sollicitation est généralement imposée par l'intermédiaire de presses hydrauliques, systèmes pneumatiques ou hydro-pneumatiques.

La figure 2.11 présente le principe de l'essai triaxial cyclique.



**Fig 2.11 Principe de l'essai triaxial cyclique [Alain Pecker, 1984]**

Pour les mesures des caractéristiques de déformation, les essais sont conduits à déformation contrôlée. Le module d'Young est obtenu comme le rapport de la contrainte axiale à la déformation axiale  $\varepsilon$ .

Le module de cisaillement  $G$  (module sécant) et la déformation de cisaillement  $\gamma$  sont donnés par :

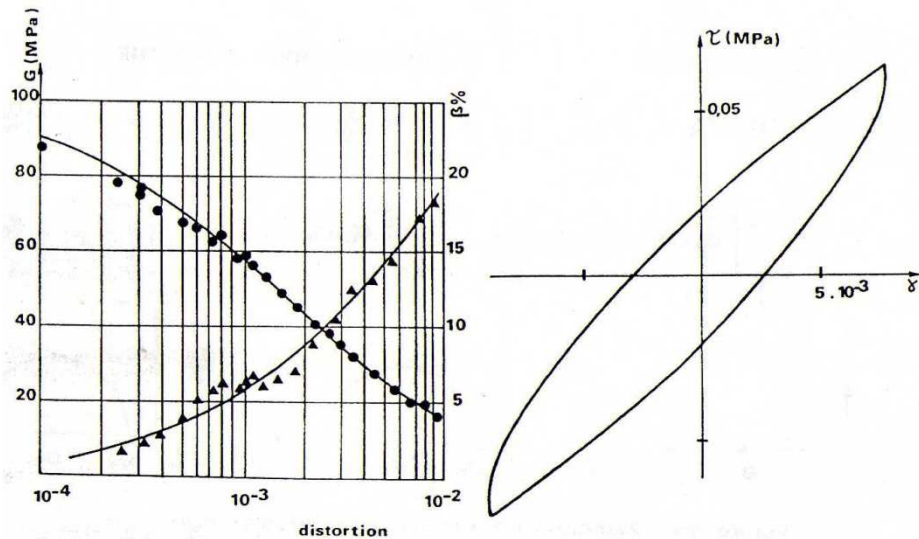
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{éq 2.6})$$

$$\gamma = (1+\nu)E \quad (\text{éq 2.7})$$

Dans la pratique, l'échantillon est saturé et le coefficient de Poisson peut être pris égal à 0,5. Le pourcentage d'amortissement critique est obtenu à partir du déphasage  $\phi$  entre la contrainte et la déformation :

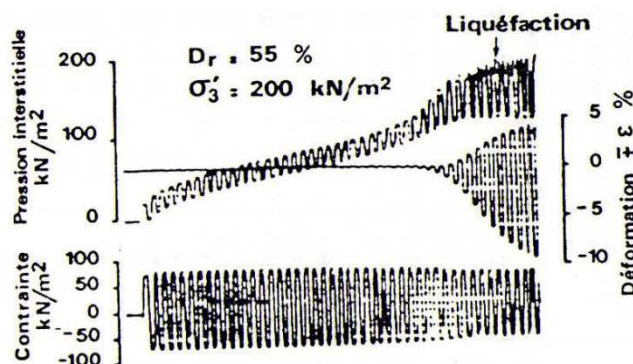
$$\beta = \sin \frac{\phi}{2} \quad (\text{éq 2.8})$$

La figure 2.12 montre un résultat typique d'un essai triaxial cyclique sur une vase [Pecker – Dupas, 1981].



**Fig 2.12 Résultat d'un essai triaxial cyclique [Pecker – Dupas, 1981]**

L'essai triaxial cyclique est également utilisé pour évaluer la résistance au cisaillement cyclique des sables. L'essai est poursuivi jusqu'à rupture de l'échantillon par liquéfaction. Pendant l'essai la contrainte, la déformation et la pression interstitielle sont enregistrées en continu. La figure 2.13 montre un exemple d'enregistrement d'un essai triaxial cyclique.



**Fig 2.13 Enregistrement d'un essai triaxial cyclique [Alain Pecker, 1984]**

Comme tous les essais de laboratoire, L'essai triaxial cyclique présente des imperfections dont les principales sont :

- La rotation de  $90^\circ$  des contraintes principales au cours de l'essai : la pression de cellule devient successivement contrainte principale mineure puis contrainte principale majeure,

- L'apparition de phénomènes de concentration de contraintes au voisinage de tête et base de l'échantillon pour les efforts cycliques importants. Ces concentrations de contraintes donnent naissance à des surpressions interstitielles qui ne sont pas entièrement représentatives du comportement du sol [Pecker – Dupas, 1981],
- La différence de comportement de l'éprouvette aux déformations, aux déformations élevées, en phase de compression et en phase d'extension (apparition d'une striction de l'éprouvette) donnent naissance à des boucles d'hystérésis non symétriques. Ce phénomène de striction est fortement atténué si l'essai est réalisé en contrainte contrôlée et non en force contrôlée.

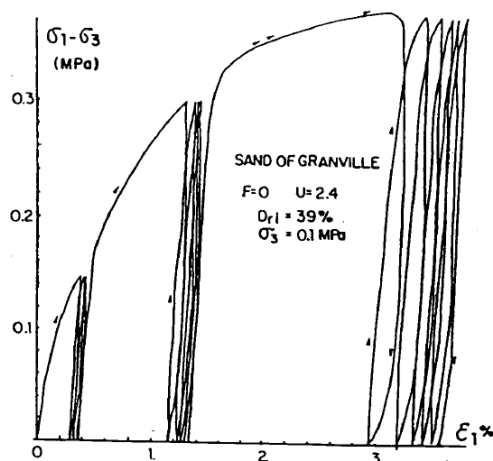
Des mesures de résistance au cisaillement cyclique réalisées, sur le même matériau et dans les mêmes conditions expérimentales, dans huit laboratoires différents disposant de matériels distincts ont donné des résultats semblables [Silver et al, 1976]. Donc l'essai triaxial cyclique est fiable et reproductible [Alain Pecker, 1984]

## **2.4 Comportement cyclique drainé et non drainé des sols au triaxial**

### **2.4.1 Essai triaxial drainé**

La figure 2.14 montre le comportement expérimental cyclique d'un sol. Hicher (1989) le décrit comme suit :

"Les essais répétés montrent un écrouissage important au cours du premier cycle. Les cycles conservent pratiquement la même forme en se décalant le long de l'axe correspondant à la déformation axiale.



### 2.14 Comportement cyclique d'un sol sur chemin triaxial drainé (Franco Vilela) [P Dubujet, 1992]

L'écroûissage est donc important au premier chargement. Il l'est nettement moins pour les cycles suivants mais des déformations plastiques continuent à se créer.

Si après un ou quelques cycles à même amplitude de contrainte, nous augmentons la contrainte maximale, nous voyons apparaître un coude dans la courbe contrainte - déformation: la pente diminue nettement au passage pour une valeur voisine de la contrainte maximale des cycles précédents. Par contre, les cycles suivants ont une allure plus régulière avec une pente plus raide vers le haut du cycle."

Son interprétation est alors la suivante :

"Il y a donc un phénomène de mémoire qui peut être caractérisé par la valeur maximale de la contrainte cyclique. Il sera effacé par une contrainte supérieure qui devient à son tour paramètre de mémoire. Ce mécanisme joue le rôle d'une surface de charge. Le passage de cette surface crée des déformations plastiques importantes. Par contre à l'intérieur de cette surface, il se crée également des déformations plastiques (au moins sur certains chemins) mais d'amplitude plus faible." [P Dubujet, 1992]

### 2.4.2 Evolution de la pression interstitielle en condition non drainée

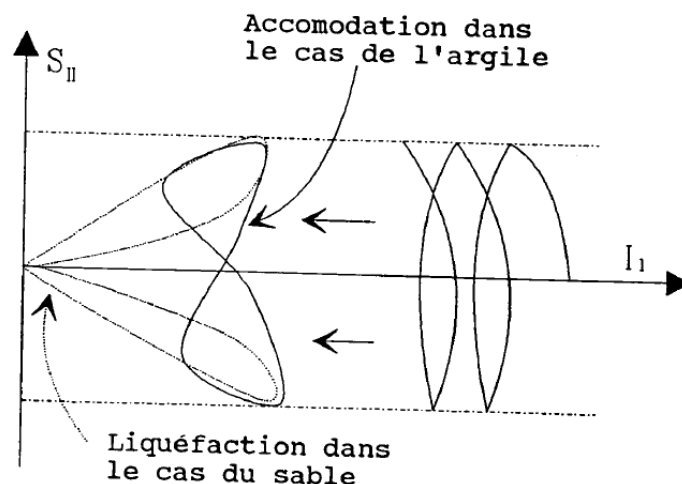
Globalement les comportements sous sollicitations cycliques du sable et de l'argile sont assez similaires.

En particulier, il faut noter un phénomène assez général dans le comportement de ces matériaux sous sollicitations cycliques en condition drainée: l'augmentation de la déformation volumique au cours des cycles. Dans le cas d'essais non drainés, ceci se

traduit par une augmentation de la pression interstitielle. Celle-ci va de pair avec une diminution de la pression effective.

Le comportement de l'argile soumise à une sollicitation alternée cyclique non drainée dépend très fortement du niveau de contrainte imposé. Si celui-ci est bas, il y a possibilité d'obtenir une stabilisation des cycles, qui se reproduisent sur eux-mêmes. Dans le cas d'essais à fort niveau de contrainte, quelques cycles peuvent mener dans le domaine des grandes déformations. Dans le cas des sables, la diminution de pression moyenne effective se poursuit jusqu'à l'annulation des contraintes: c'est le phénomène de liquéfaction. Par contre, pour les argiles, l'augmentation de pression interstitielle se produit jusqu'à la rencontre de la droite de plasticité parfaite (au sens des modèles de Cam-Clay), sans jamais aboutir à l'annulation des contraintes effectives (fig 2.15). Des discontinuités cinématiques, dues à la grande déformabilité des argiles, en seraient responsables d'après Hicher (1985).

Les essais réalisés sur des argiles surconsolidées montrent que plus le degré de surconsolidation est grand, plus l'augmentation de pression interstitielle est faible. L'aboutissement à une pression interstitielle donnée, réclame, dans le cas d'une argile surconsolidée, un nombre de cycles plus importants [P Dubujet, 1992]



### 2.15 Comparaison du comportement d'une argile et d'un sable lors d'un essai triaxial cyclique alterné non drainé [P Dubujet, 1992]



## 2.5 Liquéfaction des sols

### 2.5.1 Définition

La liquéfaction est le processus de transformation d'une substance solide ou gazeuse, en un liquide. Pour un sol pulvérulent saturé, la transformation de l'état solide à l'état liquide se fait par augmentation de la pression interstitielle et par conséquence une diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle [Alain Pecker, 1984].



Fig 2.21 Cratère dû à une liquéfaction [F Benneker, 2004]

### 2.5.2 Evaluation du risque de liquéfaction par la méthode d'approche en contrainte totale

Cette méthode consiste à comparer la résistance au cisaillement cyclique du sol aux sollicitations appliquées. Elle nécessite la détermination de la contrainte de cisaillement développée par la sollicitation sismique,  $\tau_a$  et de la résistance au cisaillement cyclique du sable  $\tau_l$ . La comparaison des deux permet la définition du coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de liquéfaction donné par :

$$F_s = \frac{\tau_l}{\tau_a} \quad (\text{éq 2.9})$$

#### 2.5.2.1 Détermination de la contrainte appliquée par le séisme

Le calcul nécessite la connaissance du mouvement, sous forme d'accélérogramme, en un point du profil de sol. Il est nécessaire de prendre en compte, même de façon



approchée, les propriétés non linéaire et dissipatives du sol. On obtient ainsi par ces calculs, à toute profondeur, la variation de la contrainte de cisaillement  $\tau(t)$  en fonction du temps.

La détermination au laboratoire de la résistance au cisaillement cyclique non drainée est réalisée sous sollicitation cyclique d'amplitude constante. Il est donc nécessaire de convertir le diagramme temporel calculé  $\tau(t)$  en un diagramme " équivalent " de  $N_{eq}$  cycles, d'amplitudes constantes  $\tau_{eq}$ .

### 2.5.2.1.1 Les travaux de Seed et Idriss (1971)

Pour des études préliminaires, Seed et Idriss (1971) proposent une méthode simplifiée pour la détermination de la contrainte  $\tau_{eq}$ . Cette méthode consiste à appliquer l'équation fondamentale de la dynamique à une colonne de section unité et de hauteur  $h$  (fig 2.22).

Si la colonne de sol était parfaitement rigide, la contrainte de cisaillement maximale serait, dans l'hypothèse d'ondes de cisaillement à propagation verticale ( $\sigma = 0$  sur les faces verticales) :

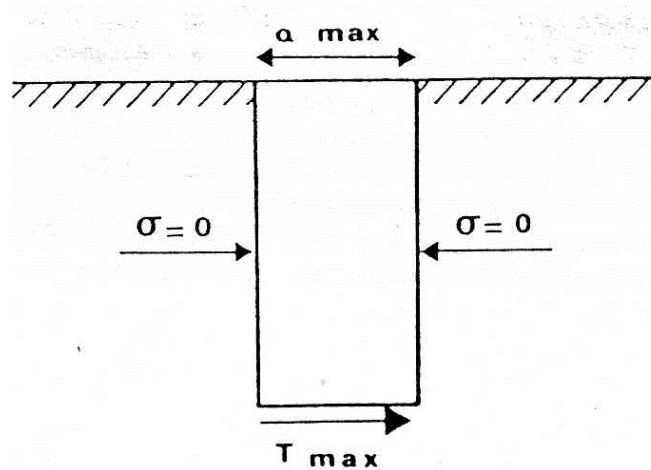
$$\tau = \frac{\gamma h}{g} a_{\max} \quad (\text{éq 2.10})$$

Avec :

$g$  = Accélération de la pesanteur

$\gamma$  = Poids spécifique total du sol

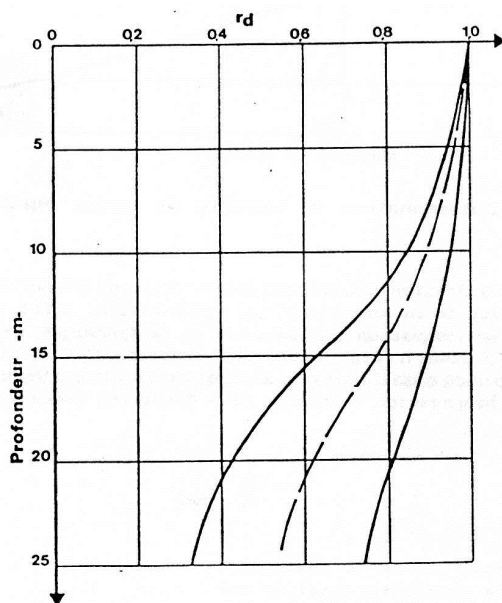
$a_{\max}$  = Accélération maximale de surface



**Fig 2.22 Détermination approchée de  $T_{\max}$  [Alain Pecker, 1984]**

En réalité, le sol possède une certaine flexibilité ;  $\tau$  sera inférieure à la valeur calculée par l'équation (2.10). Seed et Idriss ont proposé une modification de cette équation par l'introduction d'un coefficient multiplicateur  $r_d$  qui est égale à 1 en surface et décroît en profondeur.

A partir de calculs de réponse dynamique de sol sur des sites sableux de densités différentes, soumis à divers séismes, Seed et Idriss ont proposé la variation de  $r_d$  en fonction de la profondeur montrée dans la figure 2.23.



**Fig 2.23 Variation du coefficient  $r_d$  avec la profondeur [ Seed et Idriss, 1971]**

La contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_{eq}$  est alors donnée par :

$$\tau_{eq} = \frac{2}{3} \frac{\gamma h}{g} a_{\max} r_d \quad (\text{éq 2.11})$$

Cette équation ne doit être utilisée que pour des sites sableux, homogènes, correspondant aux conditions d'établissement de la courbe de variation de  $r_d$ .

Pour le calcul du nombre de cycles équivalents et à partir des études statistiques, portant sur un grand nombre d'accélérogrammes réels, Seed et al (1975) ont montré que le  $N_{eq}$  pouvait être relié à la magnitude  $M$  du séisme. Les valeurs moyennes proposées, associées à une valeur  $R = 2/3$ , sont données dans le tableau 2.3.

**Tableau 2.3 Correspondance entre magnitude et nombre de cycles équivalents [Alain Pecker, 1984]**

Magnitude	Nombre de cycles équivalents
5,5 à 6	5
6,5	8
7	12
7,5	15
8	20

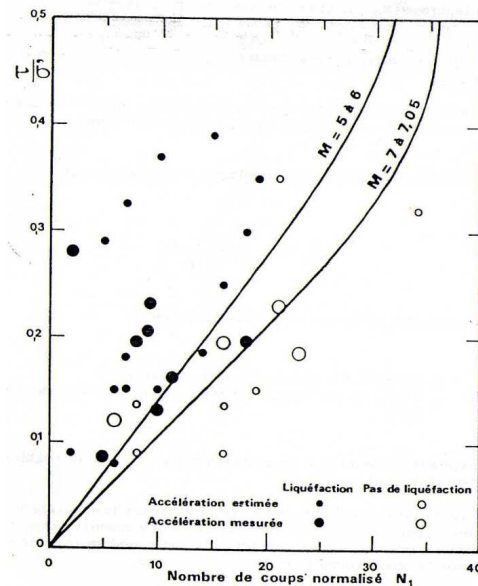
### 2.5.2.2 Evaluation de résistance au cisaillement non drainé par essai en place

A partir de l'essai SPT, pour des sites ayant subi des séismes, Seed ( 1976 ) a proposé la courbe ( fig 2.24 ) pour la détermination de la valeur du nombre  $N_1$  de coups SPT en fonction de la contrainte de cisaillement  $\tau_a$  appliquée par le séisme et calculée par l'équation (2.11) à la profondeur critique.

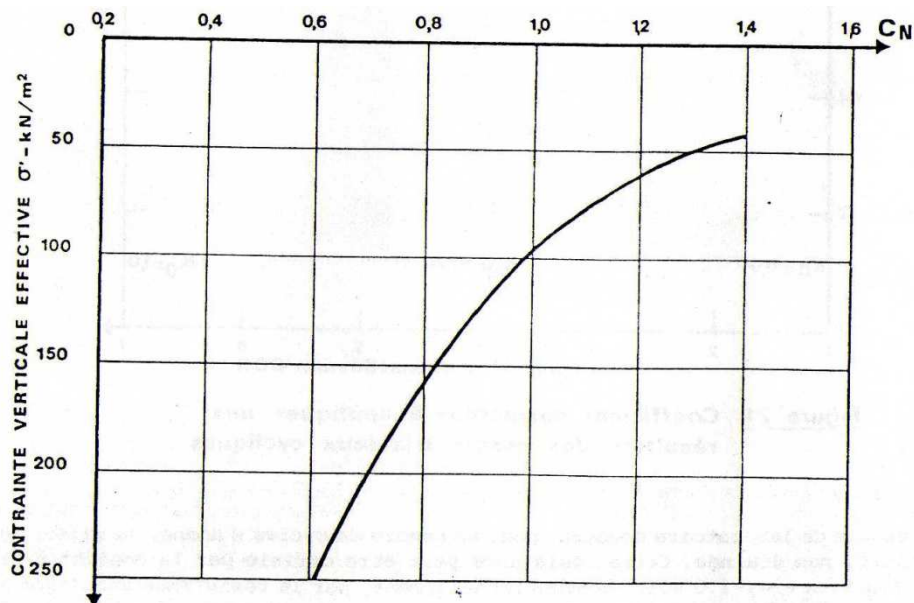
Pour éliminer l'influence de la profondeur, la valeur brute  $N$  du nombre de coups SPT est convertie en  $N_1$  par l'introduction d'un coefficient  $C_N$  :

$$N_1 = C_N N \quad (\text{éq 2.12})$$

La variation de  $C_N$  est donnée sur la figure 2.25



**Fig 2.24 Détermination de la résistance au cisaillement cyclique à partir de l'essai SPT [Seed, 1976]**



**Fig 2.25 Coefficient de normalisation de l'essai SPT [Alain Pecker, 1984]**

Sur le diagramme de la figure 2.24 la courbe de séparation, qui dépend de la magnitude  $M$  du séisme, représente la résistance au cisaillement cyclique du sol.

D'après une étude en laboratoire, conduite par le corps *of Engineers* [Marcuson – Bieganouski, 1976], la valeur du nombre  $N$  de coups SPT est influencé par :

- La structure du matériau ;
- Son degré de surconsolidation ;
- Sa densité relative ;
- La contrainte verticale effective qu'il supporte

Ces paramètres intervenant également sur la résistance au cisaillement cyclique.

La corrélation de la figure 2.24 ne peut servir à évaluer la résistance au cisaillement cyclique d'un site où les sols présentent des caractéristiques (granulométrie, surconsolidation...) différentes de celles des sites ayant servi à l'établir.

Dans une étude [Seed et al, 1983], une tentative a été faite pour tenir compte de la granulométrie, et en particulier du pourcentage de fines du matériau [Alain Pecker, 1984].

### 2.5.2.3 Evaluation du coefficient de sécurité

La valeur minimale du  $F_s$  (éq 2.9) acceptable pour un site ne peut être fixée a priori. Sa détermination doit nécessairement intégrer, même de façon empirique ou qualitative, les paramètres suivants :

- Le degré de connaissance de la géologie et des caractéristiques du sol qui dépend du nombre et de la qualité des reconnaissances.
- La nature des matériaux rencontrés qui influe sur la fiabilité de la reconnaissance, un sable lâche uniforme étant par exemple plus difficile à prélever, et sur les conséquences d'une liquéfaction, la liquéfaction des sables denses ne s'accompagnant que de faibles déformations.
- Les conséquences d'une rupture sous les ouvrages : la liquéfaction d'une couche de sable compact peu épaisse peut n'avoir aucune influence sur la bonne tenue d'un ouvrage capable d'absorber quelques tassements différentiels.
- Le degré de sophistication de l'étude.

Usuellement, les valeurs du coefficient de sécurité requises dans une étude de liquéfaction varient de 1,3 à 1,5. Il peut cependant, dans certains cas, être nécessaire d'envisager des valeurs plus élevées. En règle générale, les valeurs les plus élevées doivent correspondre à des sables de faible compacité et les valeurs les plus faibles à des sables de forte compacité.

Le choix du coefficient de sécurité est une question de jugement faisant appel à l'expérience et à l'art de l'ingénieur. Il est parfois possible, à l'aide d'essais de laboratoire et de calculs simples de préciser la valeur du  $F_s$  minimal en se basant sur les déformations consécutives à la dissipation des pressions interstitielles engendrées par la sollicitation sismique [Dupas et al, 1979].

## 2.6 Comportement des colonnes ballastées sous chargement dynamique

### 2.6.1 Comportement sous séisme

Il convient de rappeler que le traitement des sols par colonnes ballastées permet [Dhouib et Blondeau, 2005] :

- D'accélérer le drainage car les colonnes agissent comme des drains permettant de dissiper les surpressions interstitielles ;
- D'atténuer l'incidence de l'action sismique, car la contrainte de cisaillement induite par le séisme est répartie entre le sol et la colonne ballastée, et ce en proportion du report de charge et des raideurs relatives sol/colonne ;
- De réduire le risque de liquéfaction du sol par l'effet drainant du ballast.

Certains auteurs ont élaboré des approches pour étudier le comportement sous séisme des sols traités par colonnes ballastées et évaluer le risque de liquéfaction.

### 2.6.1.1 Les travaux de Seed et Booker (1977) et de Priebe (1978, 1998)

Seed et Booker (1977) utilisent la théorie des drains pour étudier la réduction du potentiel de liquéfaction par le biais du caractère drainant des colonnes ballastées.

Dans les zones sismique, Priebe (1978, 1998) propose une approche basée sur des corrélations analogues à celles de Seed et al. (1983), qui permet d'exprimer le rapport de la contrainte de cisaillement cyclique générée par le séisme  $\tau_h$  à la contrainte verticale effective  $\sigma'_{v_0}$  régnant dans le sol, par l'expression suivante (Suzuki et Koyamada, 1997) :

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_{v_0}} = 0,1(M - 1) \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}} r_d \quad (\text{éq 2.13})$$

Où :

$M$  : Magnitude du séisme,

$g$  : L'accélération de la pesanteur,

$\sigma_{v_0}$  : La contrainte verticale totale dans le sol,

$r_d$  : Coefficient réducteur dépend de la profondeur  $z$

Pour introduire l'influence des colonnes ballastées sur la contrainte de cisaillement induite par le séisme, Priebe (1998) apporte une correction au rapport des contraintes cycliques (éq 2.13) par le biais du facteur d'amélioration  $n_0$ , soit :

$$\left( \frac{\tau_h}{\sigma'_{v_0}} \right)_{\text{corrigé}} = \frac{1}{n_0} \left[ 0,1(M - 1) \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}} r_d \right] \quad (\text{éq 2.14})$$

La prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement est caractérisée par le facteur d'amélioration  $n_0$  (analogue au facteur de réduction des tassements  $\beta$ , éq 1.9) donné par la relation (Priebe, 1976, 1995) :

$$n_0 = 1 + a \left[ \frac{0,5 + f(\nu_s, a)}{K_{ac} f(\nu_s, a)} - 1 \right] \quad (\text{éq 2.15})$$

Où :

$K_{ac}$  : Coefficient de poussée du ballast,

$$K_{ac} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{\text{colonne}}}{2} \right) \quad (\text{éq 2.16})$$

$\nu_s$  désigne le coefficient de poisson du sol,

$f(\nu_s, a)$  est une fonction donnée par :

$$f(\nu_s, a) = \frac{(1 - \nu_s)(1 - a)}{(1 - 2\nu_s) + a} \quad (\text{éq 2.17})$$

En fonction du taux d'incorporation  $a$  (éq 1.6), qui pour des déformations à volume constant ( $\nu = 0,5$ ), le facteur d'amélioration  $n_0$  est donné par :

$$n_0 = 1 + a \left[ \frac{1}{K_{ac}(1 - a)} - 1 \right] \quad (\text{éq 2.18})$$

$$r_d = 1 - 0,015z \quad (\text{éq 2.19})$$

### 2.6.1.2 Evaluation et réduction du risque de liquéfaction

Il convient de rappeler que, selon les règles PS92, les sols sableux lâches sont considérés comme potentiellement liquéfiables et ayant les caractéristiques suivantes :

- Degré de saturation voisin de 100%
- Coefficient d'uniformité de Hazen  $C_u (D_{60} / D_{10})$  inférieur à 15
- Diamètre à 50% de passant ( $D_{50}$ ) compris entre 0,05 et 1.5 mm
- Sols soumis à une contrainte effective verticale  $\sigma'_v$  inférieure à 0,3 MPa en l'état final du projet



L'évaluation du risque de liquéfaction d'un milieu traité par colonnes ballastées nécessite d'abord de préciser les points suivants [Dhouib et Blondeau, 2005] :

- Dans les sols fins cohérents (argiles, limons avec un pourcentage élevé de fines), l'incorporation du ballast purement frottant élimine totalement le risque de liquéfaction de ces matériaux déjà non liquéfiables en raison de la présence importante de fines (> 35 / 40% )
- Lorsque la perméabilité des sols fins augmente et leur indice de plasticité diminue, il peut y avoir risque de liquéfaction
- Par contre, dans les sables fins lâches (y compris avec un pourcentage de fines élevé mais inférieur à 35%), donc liquéfiables, le ballast a pour rôle d'améliorer, comme dans les sols fins, le drainage, d'accélérer la dissipation des surpressions interstitielles et de réduire le potentiel de liquéfaction du milieu traité par colonnes ballastées ;

Lorsque les sables lâches présentent un pourcentage de fines inférieur à 10-12% et sont donc liquéfiables, l'exécution de colonnes ballastées permet de réduire le risque de liquéfaction mais elle peut être remplacée par une procédure de densification ( vibroflottation, compactage dynamique ) qui offre généralement, sur le plan technique, une compacité meilleure et une assise plus homogène : l'augmentation de l'indice de densité des sables diminue le potentiel de liquéfaction et cette solution est souvent plus économique que les colonnes ballastées.

L'évaluation du risque de liquéfaction consiste donc à calculer la contrainte de cisaillement cyclique induite par la sollicitation sismique  $\tau_h$  à chaque profondeur (éq 2.13) et à déterminer le coefficient de sécurité  $\Gamma_s$  donné par :

$$\Gamma_s = \frac{\tau_l}{\tau_h} \quad (\text{éq 2.20})$$

Où :

$\tau_l$  : La résistance au cisaillement cyclique (R.C.C)

$\tau_h$  : La contrainte de cisaillement cyclique induite par la sollicitation sismique

la résistance au cisaillement cyclique  $\tau_l$  peut être donné par une formulation analogue à celle proposée par le « Guide méthodologique du micro zonage sismique » (AFPS, 1993), soit :

$$\tau_l = A_z N_1^{0,755} \exp(0,006 N_1) \sigma'_{v_0} \quad (\text{éq 2.21})$$

Avec :

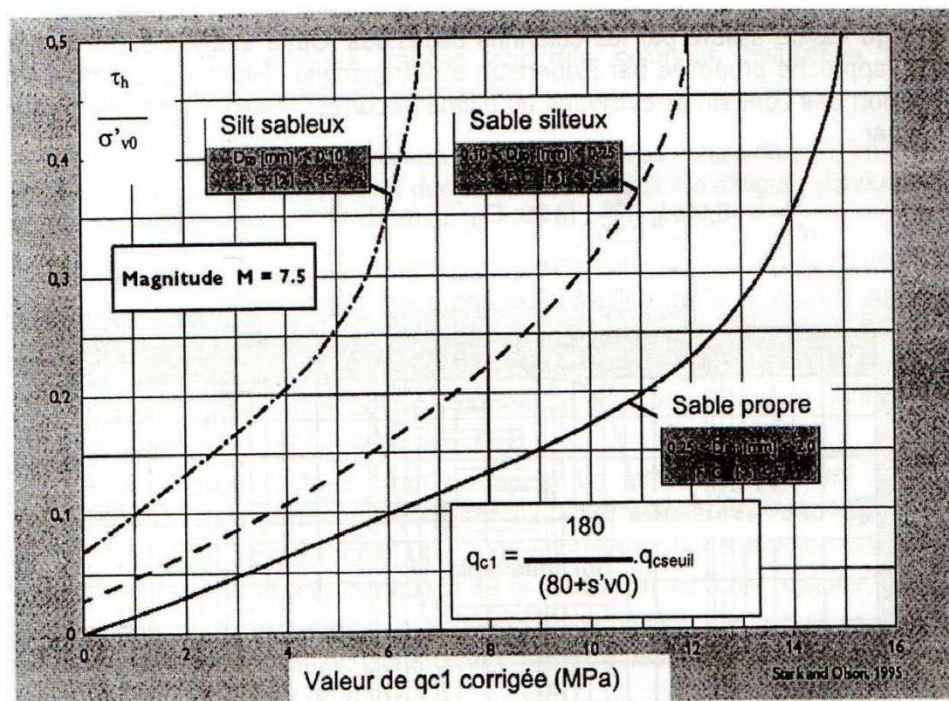
$A_z$  : Coefficient fonction de la zone de sismicité et du passant à  $80\mu\text{m}$ ,

$N_1$  : Valeur donnée par Seed en fonction de résistance en pointe  $q_c$  mesurée au pénétromètre statique ( $N_1 = q_c/4$ )

Priebe (1998) utilise les résultats du pénétromètre statique Pour l'évaluation du risque de liquéfaction et s'appuie, à l'instar des corrélations classiques avec le SPT (Seed, 1976, figure 2.25), sur la relation entre la résistance en pointe corrigée ( $q_{cl}$ ) et le rapport des contraintes cycliques, donnée par Stark et Olson (1995) et représenter sur la figure 2.26

On note, comme pour les corrélations avec le SPT (fig 2.24), que :

- La relation entre la résistance de pointe corrigée ( $q_{cl}$ ) et le rapport des contraintes cycliques  $\left( \frac{\tau_h}{\sigma'_{v_0}} \right)$  dépend, pour une magnitude M donnée, du pourcentage des fines
- La courbe « caractéristique » sépare un domaine (intérieur) liquéfiable et un domaine (extérieur) non liquéfiable.



**Fig 2.26** Liquéfaction : corrélation entre le rapport corrigé des contraintes cycliques et la résistance de cône (Stark et Olson, 1995) (*Document numérisé, Priebe 1998*)

La correction  $q_{c1}$  apportée à la résistance de pointe au pénétromètre statique est donnée par (Stark et Olson, 1995) comme suit :

$$q_{c1} = C_q q_{cseuil} \quad (\text{éq 2.22})$$

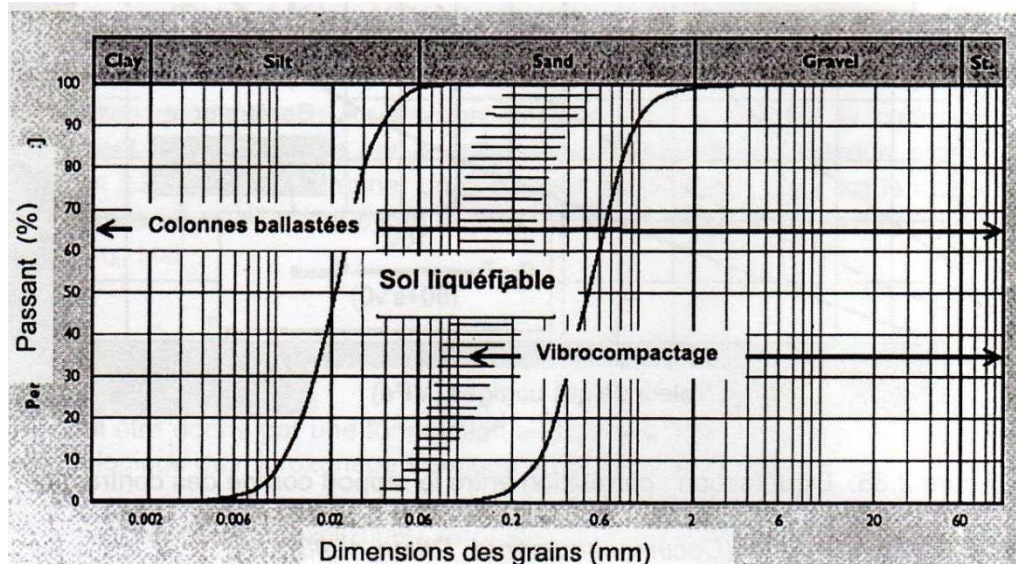
$$C_q = \frac{180}{\sigma'_{v0} + 80} \quad (\text{éq 2.23})$$

L'abaque de la figure 2.26 permet, pour un rapport de contraintes cycliques corrigé (éq 2.14) et un séisme de magnitude  $M$  donné, de déterminer la valeur de  $q_{cseuil}$  (éq 2.22) qui est à comparer à la valeur de la résistance de cône mesurée sur chantier ou déterminée par corrélations à partir d'autres mesures sur site.

Pour évaluer le risque de liquéfaction, Priebe (1998) considère aussi que les colonnes ballastées sont constituées de gros éléments qui, au regard des courbes granulométriques (fig 2.27) ne se liquéfient pas et que le potentiel de liquéfaction du sol encaissant (éventuellement liquéfiable) diminue en raison du drainage rapide assuré par les colonnes ballastées. Cette analyse est compatible avec l'approche proposée par

Robertson et Campanella (1985), qui consiste à lier le rapport des contraintes cycliques au diamètre correspondant à 50% de passant ( $D_{50}$ ) [Dhouib et Blondeau, 2005] :

$$\frac{\tau_h}{\sigma_{v_0}} = -0,1461g \frac{D_{50}}{0,35} \quad , \text{ (Avec } D_{50} \text{ en mm)} \quad (\text{éq 2.24})$$



**Fig 2.27** Courbes et fuseaux granulométriques des sables liquéfiables (*Document numérisé, Priebe, 1998*)

### 2.6.1.3 Exemples de justification

#### Dhouib et Blondeau (2005)

Considérons la coupe de sols représentée sur la figure 2.28, il s'agit de sables fins lâches.

La figure 2.29a illustre Les pressions limites nettes mesurées au pressiomètre Louis Ménard et la figure 2.29b illustre les résistances de pointe ( $q_{cm}$ ) déterminées par simple corrélation à partir des pressions limites ( $q_{cm} = 8 p_l^*$ ).

Compte tenu des caractéristiques mécaniques faibles et la proximité de la nappe (sables saturés à partir de 1.5 m de profondeur), le risque de liquéfaction sans traitement par colonnes ballastées est très élevé.

#### Données sismiques et de sol

Séisme de magnitude :  $M = 6.5$

Zone de sismicité III :  $A_z = 5.10^{-3}$  (éq 2.21)

Accélération maximale :  $a_{\max} = 0.30$

Pressions limites nettes :  $p_l^* = 0.12$  à  $0.38$  Mpa

Valeur de  $q_c$  corrélées :  $q_{cm} = 1$  à  $3$  Mpa

Pourcentage de fines :  $C = 20$  à  $30\%$

Poids volumique total :  $\gamma = 17$  KN/m<sup>3</sup>

Poids volumique déjaugé :  $\gamma' = 9$  KN/m<sup>3</sup>

$z(m)$		$p_i^* (MPa)$	$E_M (MPa)$
1		0,1	1,9
2		0,1	2,4
3	Sables fins	0,3	4,8
4	lâches	0,4	4,8
5		0,3	2,0
6		0,4	5,7

$z(m)$	$q_{cm} (MPa)$
1,0	1,0
2,0	1,0
3,0	2,5
4,0	3,0
5,0	2,4
6,0	3,0

a- Profil pressiométrique  
( Document Solen)

b- valeurs CPT

**Fig 2.28 Etude de liquéfaction : exemple de sables lâches améliorés par colonnes ballastées [Dhouib et Blondeau, 2005]**

### Etat avant traitement

Avant traitement, la vérification du risque de liquéfaction peut être conduite selon les étapes suivantes :

- Calcul, en fonction de la profondeur  $z$ , des contraintes verticales effectives  $\sigma'_v$  et totales  $\sigma_v$  qui règnent dans le sol avant traitement
- Détermination de la contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_h$  (éq 2.13) et du coefficient réducteur  $r_d$  (éq 2.19)
- Calcul du rapport  $N_1 = \frac{q_c}{4}$
- Calcul de la résistance au cisaillement cyclique  $\tau_l$  (éq 2.21)
- Evaluation du coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de liquéfaction  $\Gamma_s$  (éq 2.20)

Le tableau 2.4 résume les résultats de la vérification du risque de liquéfaction avant traitement par colonnes ballastées.

**Tableau 2.4 Vérification du risque de liquéfaction avant traitement par colonnes ballastées [Dhouib et Blondeau, 2005]**

$z (m)$	$\sigma_{v_0} (KPa)$	$\sigma'_{v_0} (KPa)$	$r_d$	$\tau_h (KPa)$	$N_1$	$\tau_l (KPa)$	$\Gamma_s = \tau_l / \tau_h$	Remarque
0	0	0	1	0	0	0	-	-
1	17	17	0,98	2,8	2,5	1,7	0,61	Liquéfiable
2	34	30	0,97	5,5	2,5	3	0,55	Liquéfiable
3	51	39	0,95	8,1	6,2	8	0,99	Liquéfiable
4	68	48	0,94	10,7	7,5	11,5	1,07	Limite
5	85	57	0,92	10	6,2	11,7	0,9	Liquéfiable
6	102	66	0,91	15,6	7,5	15	1,01	Limite

### Remarques

- Les coefficients de sécurité vis-à-vis du risque de liquéfaction sont, dans l'ensemble, inférieurs à 1 ou proches de 1 ;
- Le site est donc potentiellement liquéfiable.

### Etat après traitement

L'approche proposée par Priebe (1998), permet d'évaluer le potentiel de liquéfaction selon les étapes suivantes :

- Calcul, en fonction de la profondeur  $z$ , des contraintes verticales effectives  $\sigma'_v$  et totales  $\sigma_v$  qui règnent dans le sol avant traitement
- Détermination du coefficient réducteur  $r_d$  (éq 2.19)
- Calcul du rapport des contraintes cycliques  $\rho = \tau_h / \sigma'_{v_0}$  (éq 2.13)
- Correction de ce rapport en fonction du facteur d'amélioration par colonnes ballastées  $1/n_0$  (éq 2.14)
- Estimation de la résistance en pointe corrigée  $q_{c1}$  à partir de l'abaque de la figure 2.26
- Détermination du facteur de correction  $C_q$  (éq 2.23) et de  $q_{cseuil}$  (éq 2.22) ;
- Comparaison de la valeur de  $q_{cseuil}$  aux valeurs mesurées  $q_{cm}$

### Données de traitement

Maille carrée  $d = 2 m \rightarrow$  section totale :  $A = 4 m^2$  ;



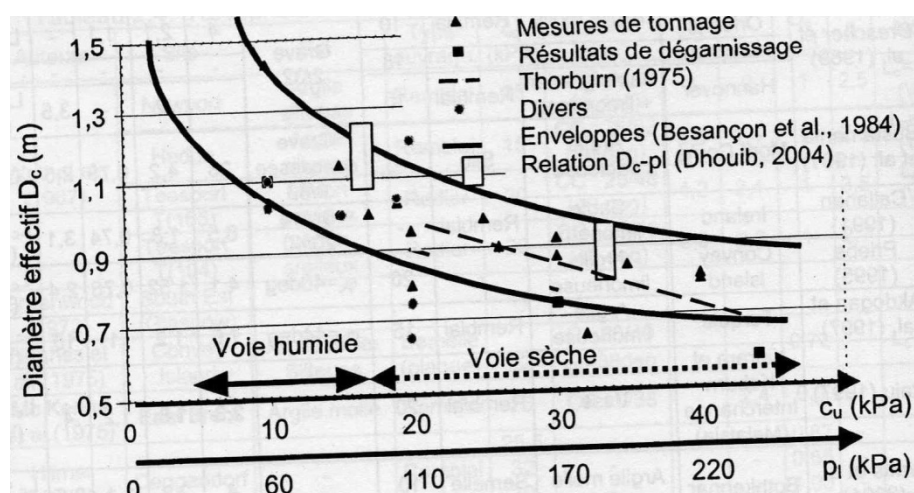
Colonne ballastée de diamètre (fig 2.29) :  $D_c = 1m \rightarrow A_c = 0,8m^2$  ;

Taux d'incorporation  $a = 0,15$  ;

Ballast standard  $\phi'_c = 40^\circ \rightarrow K_{ac} = 0,22$  ;

Coefficient d'amélioration  $n_0 = 1,92$  ;

Charge appliquée par l'ouvrage  $\sigma_0 = 30 KPa$



**Fig 2.29 Dimensions réels de colonnes ballastées : diamètre effectif en fonction de la résistance du sol encaissant [Dhouib et Blondeau, 2005]**

Le tableau 2.5 résume les résultats de justification du risque de liquéfaction après traitement par colonnes ballastées.

**Tableau 2.5 Justification du risque de liquéfaction après traitement par colonnes ballastées [Dhouib et Blondeau, 2005]**

$z(m)$	% des fines	$\sigma_{v_0}$ (KPa)	$\sigma'_{v_0}$ (KPa)	$r_d$	$\rho$ ( $\tau_h / \sigma'_{v_0}$ )	$\frac{\rho}{n_0}$	$q_{cl}$ (MPa)	$C_q$	$q_{cseuil}$ (MPa)	$q_{cm}$ (MPa)	Remarque
0,000	30,000	30,000	30,000	1,000	0,000	0,000	0,000	2,250	0,000	0,000	-
1,000	30,000	47,000	47,000	0,980	0,162	0,084	1,200	1,410	0,900	1,000	Non liquéfiable
2,000	30,000	64,000	60,000	0,970	0,171	0,087	1,300	1,290	1,000	1,000	Limite
3,000	20,000	81,000	69,000	0,950	0,184	0,092	2,400	1,210	2,000	2,500	Non liquéfiable
4,000	20,000	98,000	78,000	0,940	0,194	0,097	2,700	1,140	2,400	3,000	Non liquéfiable
5,000	22,000	115,000	87,000	0,920	0,200	0,099	2,600	1,080	2,400	2,400	Limite
6,000	20,000	132,000	96,000	0,910	0,206	0,102	3,000	1,020	2,900	3,000	Non liquéfiable

**Remarques**

- Les résistances de pointe seuil  $q_{cseuil}$ , estimées après traitement, sont toutes supérieures aux valeurs déduites des mesures pressiométriques  $q_{cm}$ , à l'exception des valeurs calculées à 2 et 5 m de profondeur où les résistances de pointe imposées sont identiques à celles « mesurées », le site est, donc, non liquéfiable après traitement par colonnes ballastées ;
- Avant traitement, les valeurs de  $q_{cseuil}$  varient de 4 à 6 MPa et confirment le caractère liquéfiable du site.

**Benchelha et Saidi (cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de Nador)****Données géotechniques**

Les reconnaissances effectuées aux niveaux des appuis des deux ouvrages d'art sur Oued Rhiss et Nekor ont montré qu'il y a un risque de liquéfaction certain au niveau du sous-sol ; et ce jusqu'à 16 à 20m de profondeur. En effet, le sous-sol est constitué en grande partie des alluvions sableuses avec parfois des passages qui contiennent des graviers et d'autres qui sont franchement argileux. Des formations dont les essais d'identification ont montré leur susceptibilité à la liquéfaction, et celle-ci a été confirmée par les essais SPT (Standard Penetration Test) réalisés in situ et qui ont montré que la résistance au cisaillement est inférieure à celle induite par le séisme pris en compte pour la région.

**Solution retenue**

En vue d'améliorer les caractéristiques du sol ainsi que la résistance cyclique au cisaillement et en tenant compte de la nature du sol, la solution retenue est la vibroflottation avec substitution par du ballast (colonnes ballastées par voie humide).

L'intérêt de cette méthode c'est qu'elle traite tout le sol :

- Les passages sableux par densification ;
- Les passages argileux par substitution.

Les essais réalisés aux droits des colonnes ballastées (pénétrömètre statique et dynamique) ont donné refus à des faibles profondeurs. Pour s'assurer de la fiabilité du traitement, qui est la vibroflottation avec substitution par du ballast (colonnes



ballastées), vis-à-vis du phénomène de liquéfaction du sol, des essais SPT ont été réalisés entre colonnes jusqu'à 25m de profondeur.

Les résultats obtenus ont montré que le cisaillement induit par le séisme, et majoré de 1.3, reste toujours inférieur à la résistance du sol après traitement ; et ce, pour toutes les profondeurs traitées.

$a_{\max}$  : Accélération au niveau de site (0.18g au niveau de Nekor et 0.2g au niveau de Ghiss) ;

Taux d'incorporation  $a = 0,12$  ;

$$K_{ac} = 0,22 (\varphi'_c = 40^\circ)$$

### **Conclusion :**

La solution qui consiste à renforcer le sol par des colonnes ballastées a permis de :

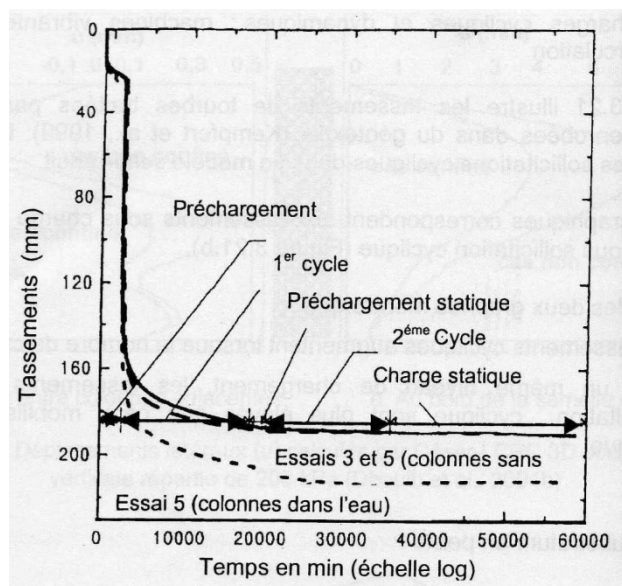
- Supprimer le risque de liquéfaction de sol
- Garantir une contrainte admissible ELS de 0,3 MPa sous les massifs de gros béton
- Garantir des tassements admissibles
- Economiser un montant d'environ 1.240.000,00 Dhs
- Réduire le délai d'exécution des deux Ouvrages d'Art de 5 mois

## **2.6.2 Comportement sous chargement cyclique**

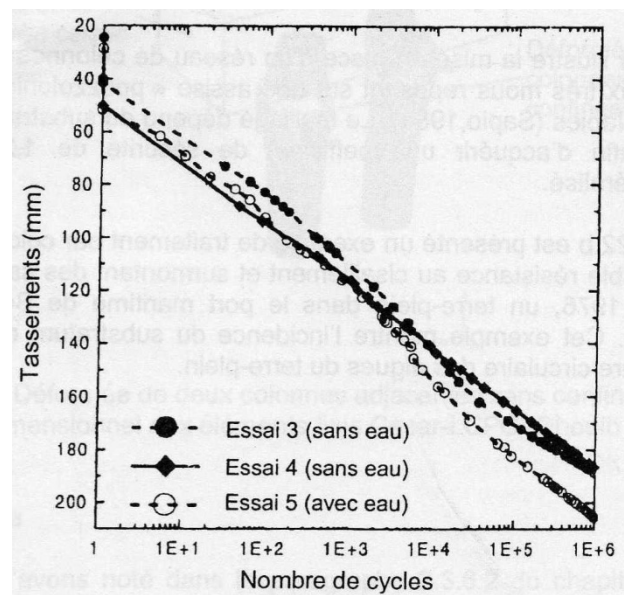
### **2.6.2.1 Les travaux de Kempfert et al (1999)**

La figure 2.30 illustre les tassements de tourbes traitées par des colonnes ballastées enrobées dans du géotextile. Le sol traité est soumis à des sollicitations cycliques dans un modèle semi-réduit.

La figure 2.30a correspond aux tassements sous charge statique et la figure 2.30b correspond aux tassements sous charge cyclique.



b- Sous charge statique



a- Sous charge cyclique

**Fig 2.30 Tassements en fonction du nombre de cycles [Kempfert et al., 1999]  
(Document numérisé)**

L'examen des deux graphes montre que :

- Les tassements cycliques augmentent lorsque le nombre de cycles croit ;

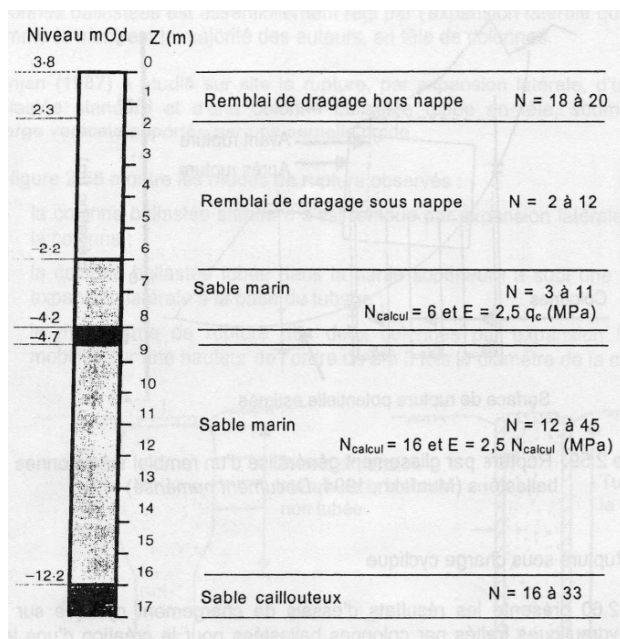
Pour un même niveau de chargement, les tassements induits par la sollicitation cyclique sont plus élevés que ceux mobilisés par l'action statique.

### 2.6.2.2 Les travaux de Renton-Rose et al (2000)

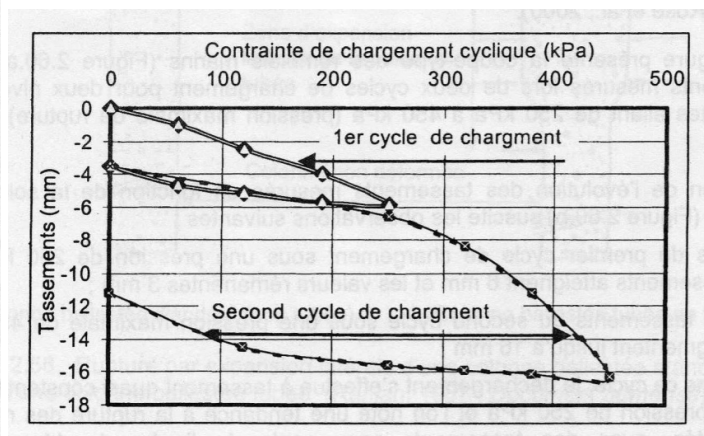
La figure 2.31 présente les résultats d'essais de chargement cyclique sur des remblais hydrauliques traités par colonnes ballastées pour la création d'une jetée permettant l'accès à une plate-forme d'usine en mer à Bahrein (Site d'Alba )

La figure 2.31a présente la coupe-type des remblais marins et de sol et la figure 2.31b présente les tassements mesurés.

Les tassements indiqués dans la figure 2.31b sont les résultats d'un chargement de deux cycles pour deux niveaux de contrainte allant de 250 à 450 KPa (pression maximale de rupture)



a- Coupe des sols et caractéristiques mécaniques



b- Tassements mesurés lors de 2 cycles de chargement

**Fig 2.31 Rupture sous charge cyclique [ Renton-Rose et al., 2000]**

L'examen de l'évolution des tassements mesurés en fonction de la sollicitation cyclique montre que :

- Lors du premier cycle de chargement sous une pression de 250 KPa, les tassements atteignent 6 mm et les valeurs résiduelles 3 mm ;
- Lors du second cycle de chargement sous une pression maximale de 450 KPa, les tassements augmentent jusqu'à 16 mm ;
- Le déchargement dans le second cycle s'effectue à tassement quasi constant jusqu'à la pression de 250 KPa et l'on note une tendance à la rupture des remblais traités, avec des tassements permanents de l'ordre de 11 mm, qui représentent environ 70% des tassements totaux obtenus dans le second cycle.

## CHAPITRE 3

### COMPORTEMENT DYNAMIQUE D'UN MODELE REDUIT

La modélisation d'un essai triaxial permet de contrôler l'aptitude d'un modèle à représenter correctement le comportement d'un sol observé à l'appareil triaxial [Bruno Simon].

Dans le but d'étudier le comportement dynamique d'un sol renforcé par colonne ballastée, nous avons modélisé à l'aide du logiciel PLAXIS des essais triaxiaux sur des échantillons de sol sans colonne et des échantillons constituant un sol renforcé par colonne dont le déviateur de contrainte est appliqué sous forme d'un chargement cyclique et ce, dans les conditions drainées ( CD ) et non drainées ( CND).

Comme un passage nécessaire, nous avons étudié le comportement sous chargement statique du complexe (sol-colonne) ; par le biais de la modélisation des essais triaxiaux sous chargement statique.

#### 3.1 Modélisation d'un essai triaxial CD sous chargement statique

L'éprouvette sera modélisée en deux dimensions, en axisymétrie avec élancement 2 (50 cm de diamètre sur 100 cm de hauteur). Dans nos calculs, juste le quart de l'éprouvette est retenue en raison de la symétrie de celle-ci.

Le diamètre de la colonne ballastée est fixé à 6 cm.

Le maillage est constitué d'éléments triangulaires à 15 nœuds.

#### Propriétés mécaniques des matériaux

Le tableau 3.1 présente l'ensemble des propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans les modélisations.

**Tableau 3.1. Propriétés mécaniques utilisés dans les modélisations**

Matériau	Catégorie	Loi de comportement	Critère de rupture	$\nu$	$c'$ (KP a)	$\phi'$	$E'$ (MPa)
Argile (Kaolinite)	sol	Elasto-plastique	Mohr-Coulomb	0,33	17	22	7
Ballast	colonne	Elasto-plastique	Mohr-Coulomb	0,33	0	40	69

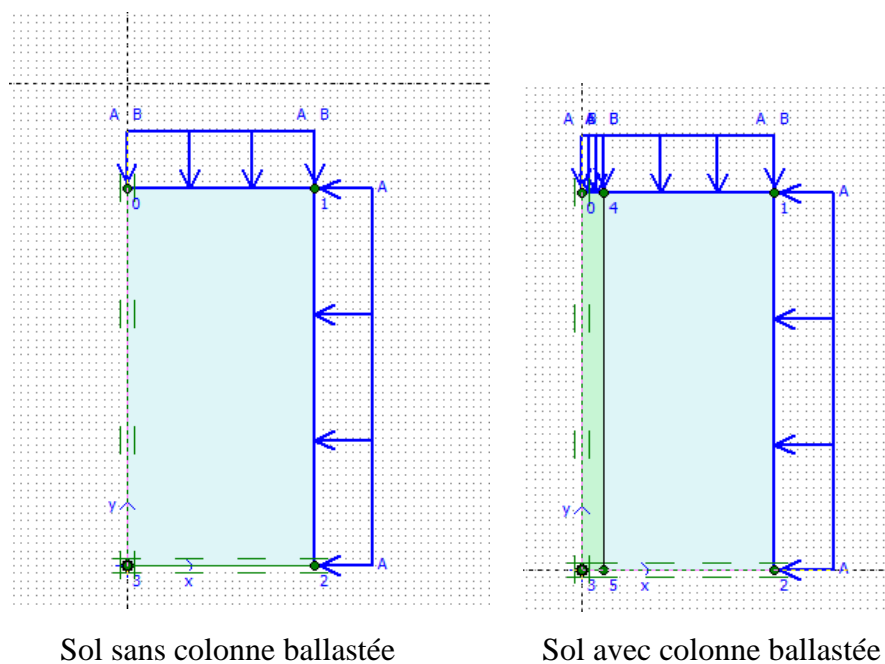
### 3.1.1 Conditions aux limites

Pour les conditions aux limites on applique « *horizontal fixities* » sur la limite gauche du modèle et « *vertical fixities* » sur la limite inférieure du modèle, les limites supérieures et droites sont libres.

### 3.1.2 Chargement

Deux systèmes de charge vont permettre de représenter la phase de consolidation puis la phase de cisaillement :

- *Load A* pour représenter la contrainte isotrope de consolidation  $\sigma_3$  appliquée sur le bord supérieur du modèle et le bord droit.
- *Load B* pour représenter le déviateur ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ): appliqué sur le bord supérieur du modèle.



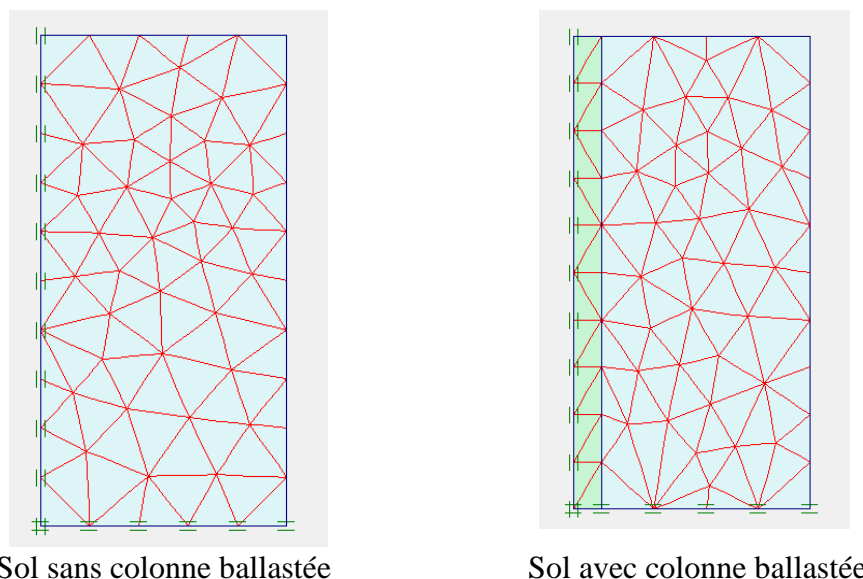
**Fig 3.1 Géométrie des modèles, contraintes réparties et conditions aux limites.**

### 3.1.3 Propriétés du matériau

On choisit  $\gamma_{unsat} = \gamma_{sat} = 0$  pour que les contraintes dues au poids propre soient négligeables sur la hauteur du modèle. C'est l'activation du système *Load A* qui créera l'état de contrainte isotrope existant au démarrage de la phase de cisaillement. On entrant les paramètres pour le sol et la colonne comme sont indiquées dans le tableau 3.1

## Maillage

Après génération du maillage :



**Fig 3.2 Maillage du modèle**

### 3.1.4 Calculs

#### Phase 1 : consolidation isotrope

On applique un chargement isotrope  $\sigma_1 = \sigma_3 = 30$  KPa (système *load A*)

#### Phase 2 : cisaillement

On applique un déviateur de contrainte  $\sigma_1 - \sigma_3$  (système *load B*) jusqu'à la rupture de l'échantillon.

#### Choix de points pour suivi des contraintes et déplacements :

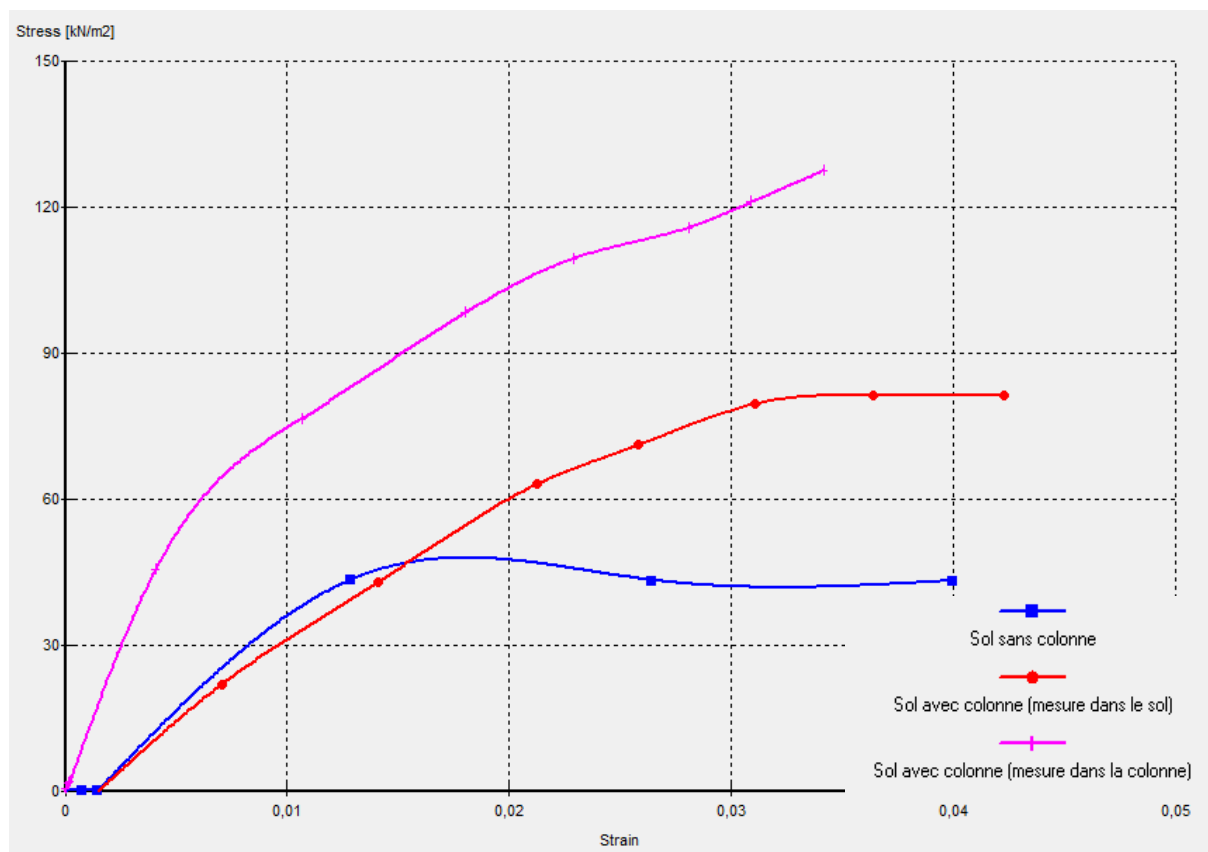
PLAXIS offre l'option pour choisir des points témoins pour le suivi des contraintes et déplacements. Donc on a choisit des nœuds dans la colonne et le sol pour suivre les déplacements et des points d'intégration dans le sol et la colonne pour suivre les contraintes au sein du modèle.

### 3.1.5 Résultats et discussion

A l'aide du module « *Curves* » on établit les graphiques utiles pour une comparaison aux résultats.

### 3.1.5.1 Influence de la colonne ballastée sur la rigidité globale du sol

La figure 3.3 présente la courbe « déviateur de contrainte – déformation axiale » pour le milieu traité par colonne ballastée et pour le milieu non traité.



**Fig 3.3 Courbe « contrainte – déformation » : échantillon de sol sans et avec colonne ballastée**

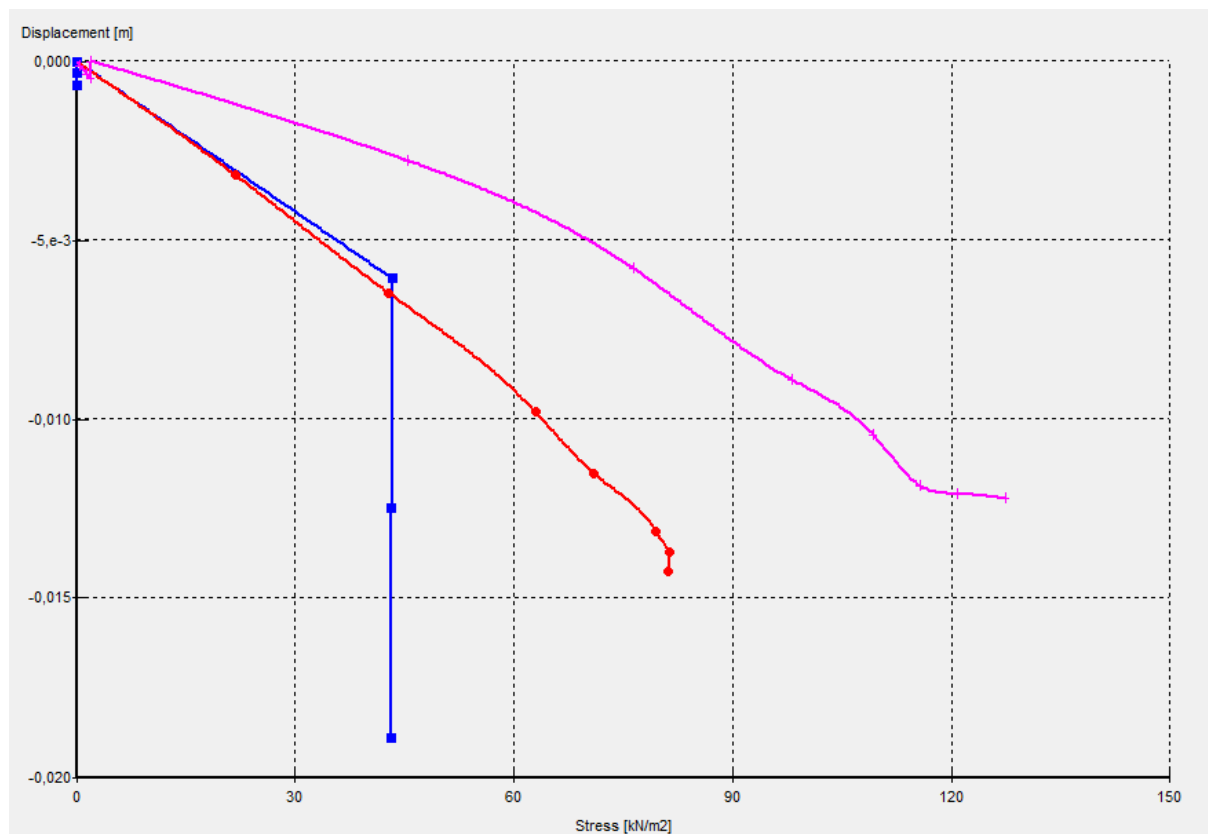
Ce graphique permet de noter que :

La contrainte verticale dans le milieu traité est très élevée par rapport au sol non traité. Un palier de contrainte de l'ordre de 47 KPa dans le sol non traité et de 81 KPa dans le sol traité, la contrainte verticale est presque le double, ce qui montre l'effet de la colonne ballastée sur la rigidité globale du milieu.

Dans le milieu traité le pic ne semble être atteint qu'à 3.4 % de déformation mais dans le milieu non traité le pic ne semble être atteint qu'à 1.7%

### 3.1.5.2 Influence de la colonne ballastée sur le tassement du sol

La figure 3.4 présente la courbe « déviateur de contrainte – déplacement » pour le milieu traité par colonne ballastée et pour le milieu non traité.



**Fig 3.4 Courbe « contrainte – déplacement » : échantillon de sol sans et avec colonne ballastée**

L'examen de ce graphique permet de noter que :

Le tassement (déplacement vertical) dans le sol non traité est de l'ordre de 1.9 cm sous un déviateur de contrainte de 43 KPa par contre dans le milieu traité par colonne ballastée le tassement amoindrit et sera de l'ordre de 1.4 cm sous un déviateur de contrainte de 81 KPa. Le tassement mesuré en tête de la colonne est de l'ordre de 1.2 cm sous un déviateur de contrainte de 127 KPa, ce qui montre l'influence de la colonne sur le tassement du sol.

### 3.2 Modélisation d'un essai triaxial CD sous chargement cyclique

Pour la modélisation d'un essai triaxial sous chargement cyclique, on suivra les mêmes étapes que dans le cas précédent avec modification du type de chargement du déviateur vers un chargement dynamique.



Dans PLAXIS, le chargement dynamique est défini par :

- Chargement harmonique (sinusoïdale) avec un amplitude et une fréquence.
- Chargement issu d'un séisme (fichier DATA du type SMC ou ASCII) sous forme d'accélérogramme ou spectre de réponse.

Dans notre application on a choisi le chargement harmonique.

### Chargement harmonique (*Harmonic Load*)

Dans PLAXIS le chargement harmonique est défini par (Dynamics Manual of PLAXIS) :

$$F = \hat{M}\hat{F} \sin(\omega t + \phi_0)$$

Où :

$\hat{M}$  : Amplitude multiplier

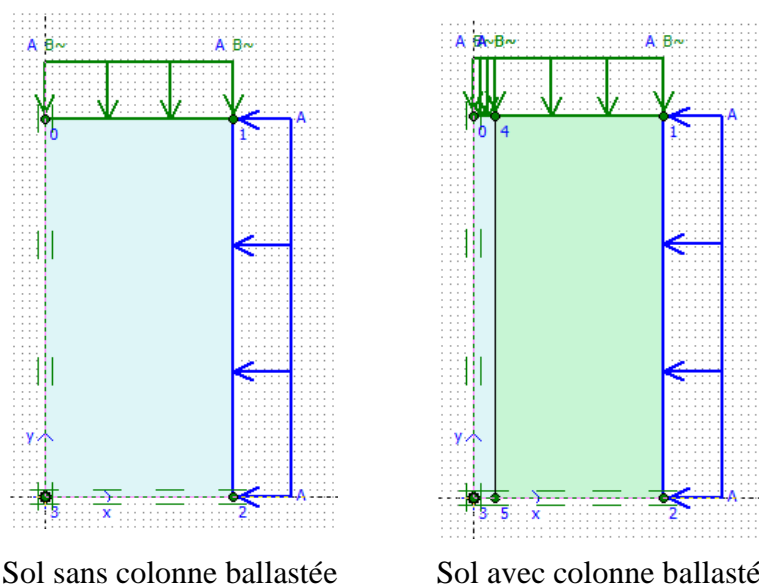
$\hat{F}$  : La valeur *Input* de la charge

$\omega = 2\pi f$ , avec :

$f$  = La fréquence dans les cycles de chargement par unité de temps de calcul dynamique (*Dynamic time*) en seconds (s).

$\phi_0$  : Angle initiale de phasage en degrés (°)

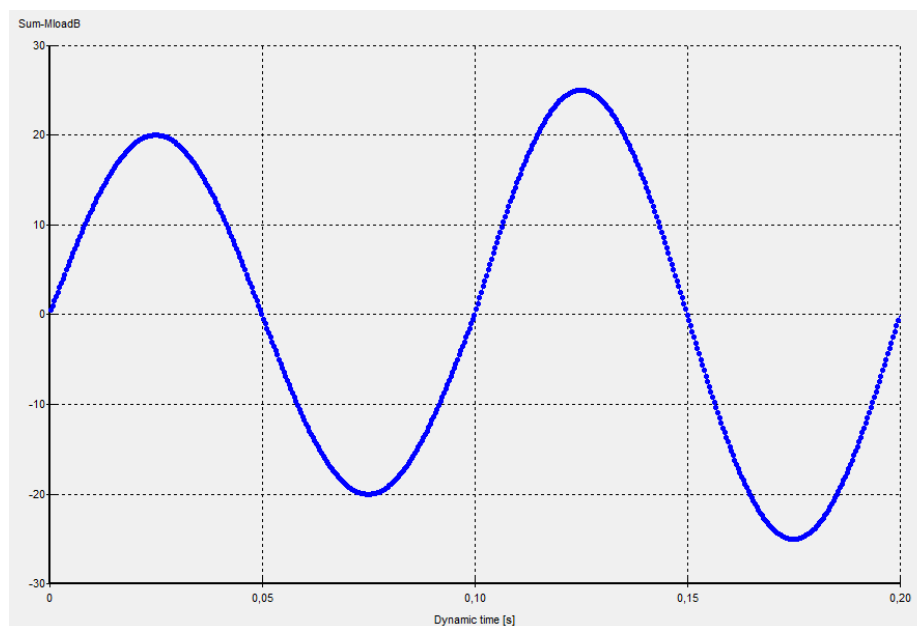
#### 3.2.1 Chargement



**Fig 3.5 Géométrie des modèles, contraintes réparties et conditions aux limites**

Le chargement est appliqué en deux cycles de 20 et 25 KPa respectivement.

### Chargement appliqué



**Fig 3.6 Chargement de 45 KPa appliqué en deux cycles**

### 3.2.2 Calculs

La phase initiale de calcul est la phase de consolidation sous 30 KPa.

Dans la deuxième phase on applique un déviateur cyclique en amplifiant par palier jusqu'à 45 KPa.

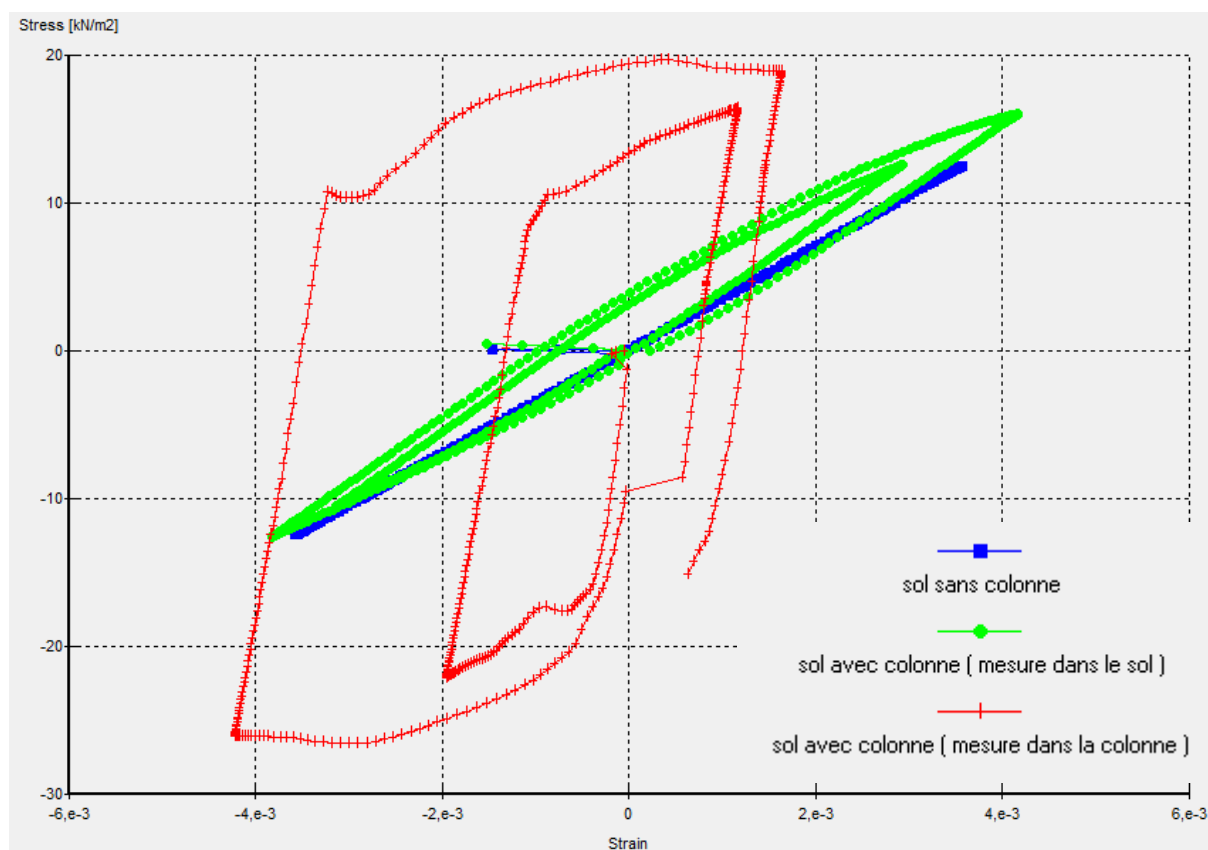
### Choix de points pour suivi des contraintes et déplacements :

PLAXIS offre l'option pour choisir des points témoins pour le suivi des contraintes et déplacements. Donc on a choisit des nœuds dans la colonne et le sol pour suivre les déplacements et des points d'intégration dans le sol et la colonne pour suivre les contraintes au sein du modèle.

### 3.2.3 Résultats et discussion

#### 3.2.3.1 Influence de la colonne ballastée

La figure 3.7 présente la courbe « déviateur de contrainte – déformation axiale » pour un chargement de deux cycles pour les milieux non traité et traité par colonne ballastée.



**Fig 3.7 Courbe « contrainte – déformation » : échantillon de sol sans et avec colonne ballastée sous chargement cyclique (02 cycles)**

L'examen de la courbe présenté dans la figure 3.7 montre :

- L'apparition de la boucle qui caractérise le comportement cyclique des sols nommé boucle d'hystérésis pour un chargement de deux cycles.
- L'amplitude de déformations ( $\times 10^{-3}$ ) est analogue à l'amplitude de déformations cycliques indiqué dans le chapitre 2 tableau 2.2 pour le comportement élastoplastique.

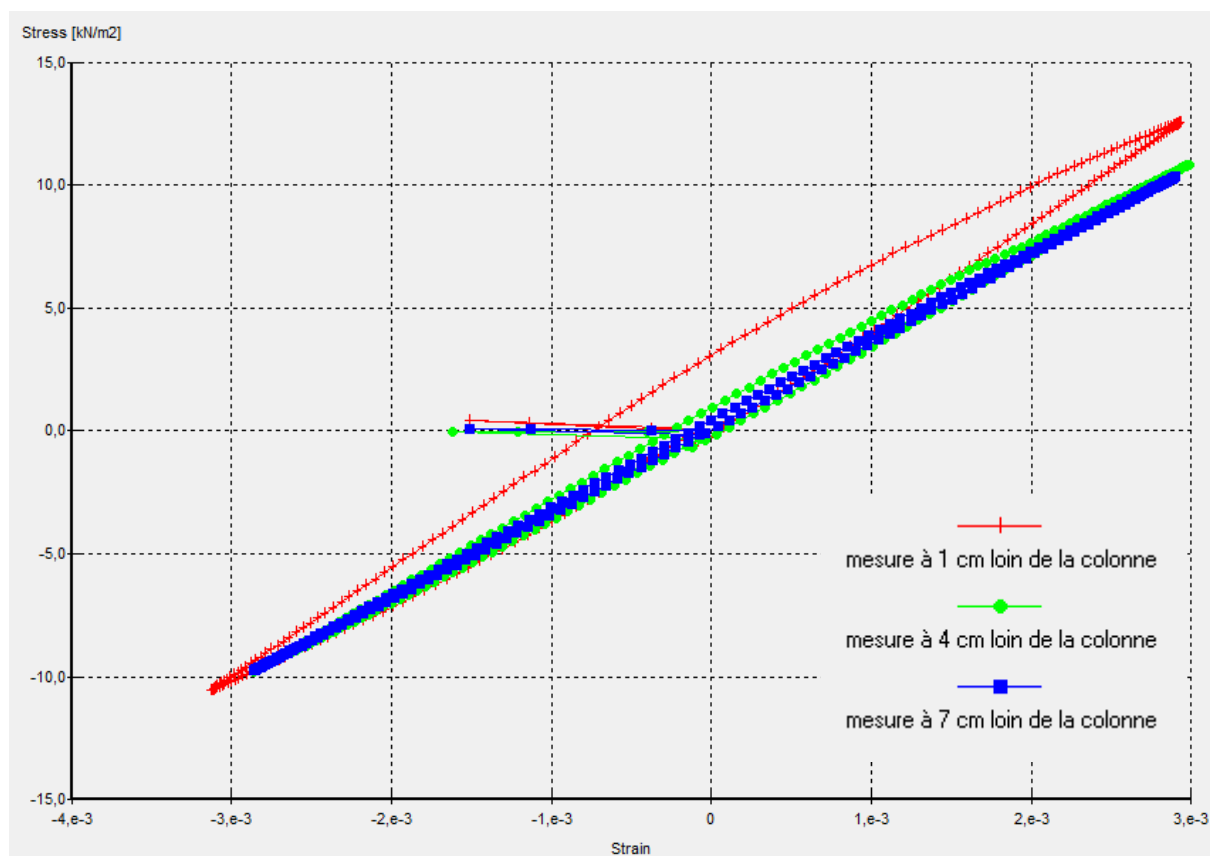
- Dans le milieu traité ( mesure dans la colonne ), lors du deuxième cycle de chargement, les extrémités de la boucle d'hystérésis correspond à des amplitudes de contrainte cyclique de 20 et 25 KPa, par contre dans le milieu non traité, les extrémités de la boucle d'hystérésis correspond à des amplitudes de 12 KPa.
- Dans le milieu traité (mesure dans le sol), l'aire de la boucle d'hystérésis est plus importante que celle du milieu non traité.

L'amplitude de la contrainte cyclique supportée sera le double en présence de la colonne ballastée.

La comparaison des déformations cyclique dans les deux milieux, permet de constater que, dans le sol amélioré, la boucle d'hystérésis a pour déformations inférieure à celle dans le sol non amélioré par colonne ballastée.

Donc, la colonne ballastée donne au sol une grande résistance avec moins de déformation et améliore le sol entourant.

Pour mieux analyser les résultats, on a modélisé des essais triaxiaux sous chargement d'un (01) cycle. La figure 3.8 présente la courbe « déviateur de contrainte – déformation axiale » pour un chargement d'un ( 01 ) cycle pour les milieux non traité et traité par colonne ballastée où les mesures sont effectués dans différents points en fonction de leur distance par rapport à la colonne.



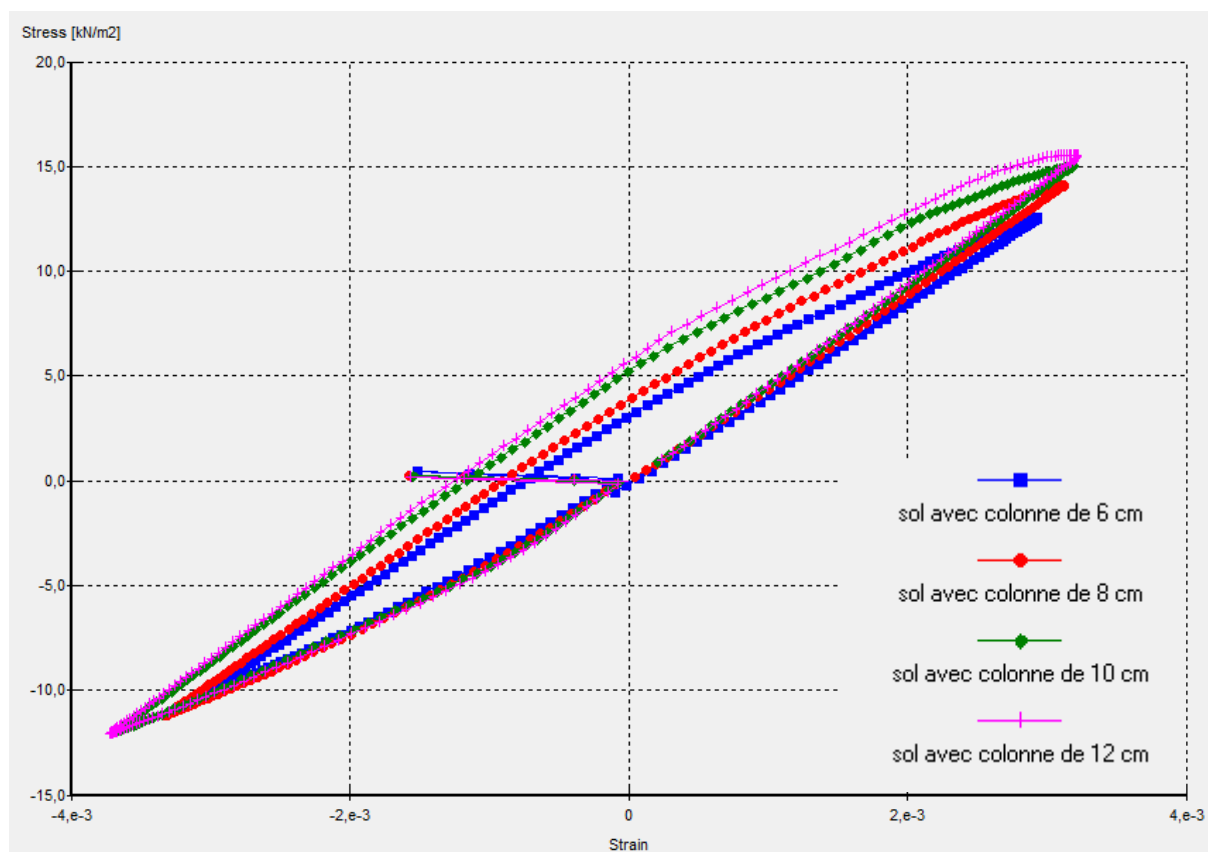
**Fig 3.8 Courbe « contrainte – déformation » : échantillon de sol avec colonne ballastée sous un (01) cycle de chargement**

L'examen de ce graphique montre :

Plus la distance par rapport la colonne diminue, plus l'aire de la boucle d'hystérésis agrandit, ce qui montre la zone d'influence de la colonne ou bien la zone du sol amélioré.

### 3.2.3.2 Influence du diamètre de la colonne ballastée

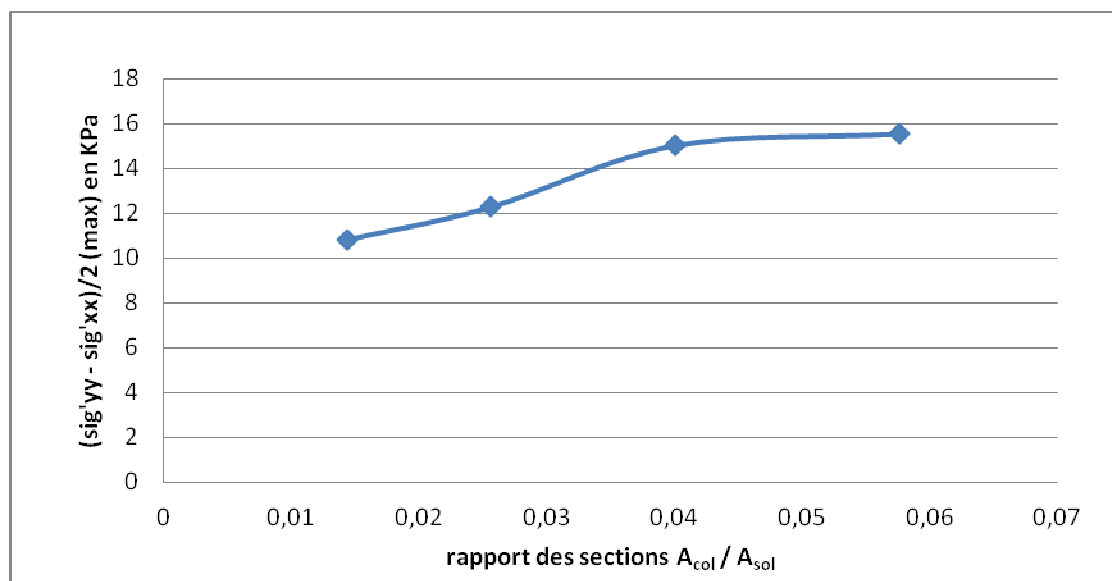
Pour étudier l'influence du diamètre de la colonne ballastée sur le sol, on a modélisé quatre essais triaxiaux sous chargement cyclique pour des diamètres différents de la colonne 6, 8, 10 et 12 cm. Les résultats sont présentés dans la figure 3.9



**Fig 3.9 Courbe « contrainte – déformation » : échantillon de sol avec colonnes de différents diamètres sous un (01) cycle de chargement en condition drainée**

Pour un diamètre d'échantillon de sol donnée, plus le diamètre de la colonne augmente, plus l'aire de la boucle d'hystérésis s'agrandit, et par conséquent l'amplitude de la contrainte supportée par le sol augmente.

La figure 3.10, présente le rapport des sections des colonnes par rapport à la section de l'échantillon de sol en fonction des valeurs extrêmes du déviateur de contrainte correspondants aux diamètres de la colonne.



**Fig 3.10 Influence du diamètre de la colonne**

Pour le cas des diamètres 10 et 12 cm de la colonne les valeurs du déviateur de contrainte sont très proches et tendent vers une stabilisation, ce qui traduit le diamètre efficace de la colonne ou, en d'autres termes, pour une surface de sol donnée, à certain diamètre la colonne n'a pas d'influence sur le sol.

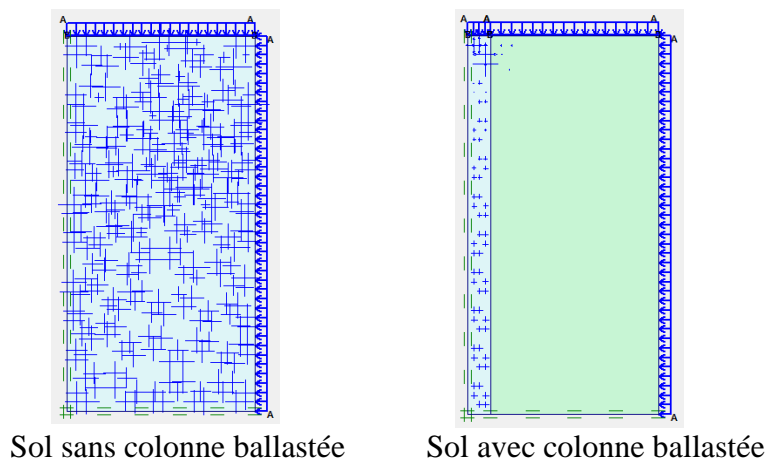
### 3.3 Modélisation d'un essai triaxial CND sous chargement cyclique

Pour avoir l'effet de l'eau sur le comportement cyclique du complexe (sol-colonne), nous avons modélisé un essai triaxial non drainé.

#### 3.3.1 Résultats et discussion

##### 3.3.1.1 Influence de la colonne ballastée sur le drainage

A l'état non drainé, il est nécessaire de vérifier la pression interstitielle « *excess pore pressure* ». La figure 3.11 présente cet état.



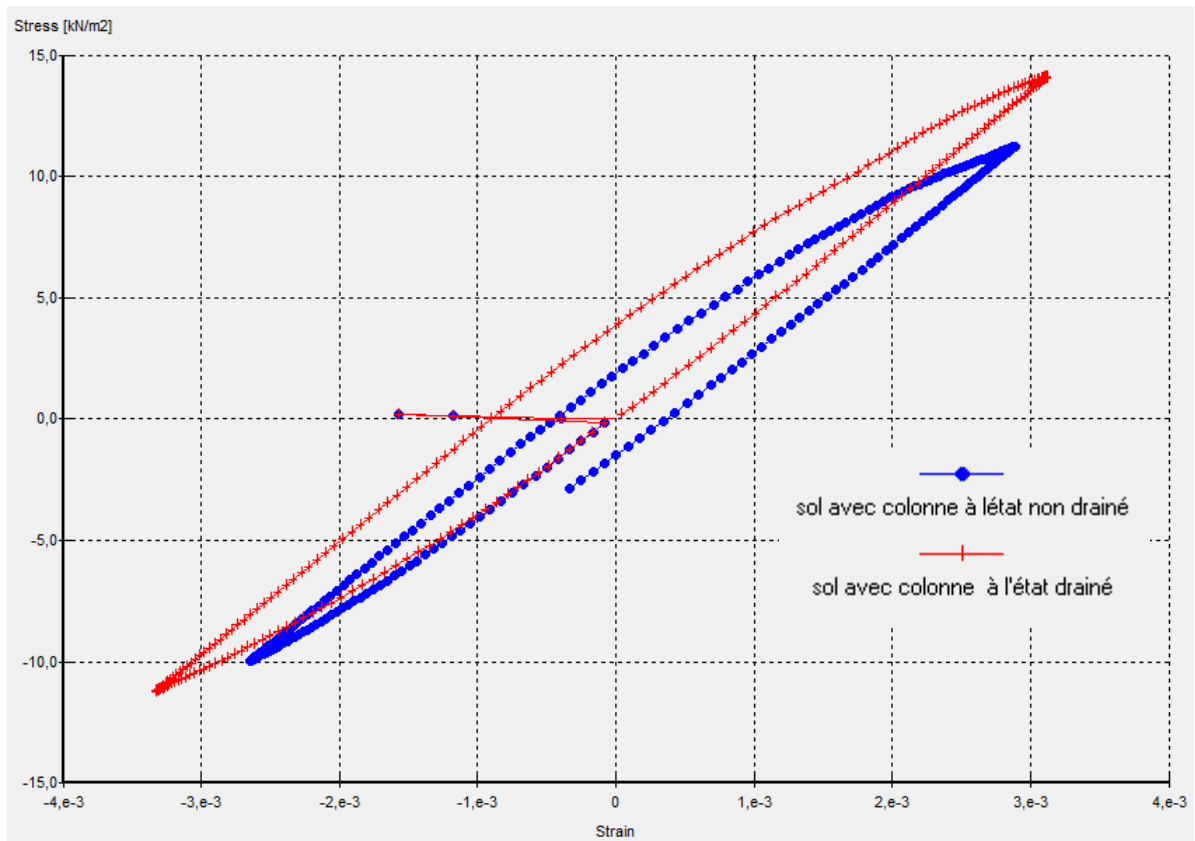
**Fig 3.11 Etat de pression interstitielle**

La figure montre que dans le milieu traité la pression interstitielle a concentré dans la colonne. Ce qui traduit l'effet drainant du ballast.

### **3.3.1.2 Influence de l'eau sur le comportement cyclique du complexe (sol-colonne ballastée)**

La figure 3.12 présente la courbe « déviateur de contrainte – déformation axiale » pour un chargement d'un (01) cycle pour les milieux non traité et traité par colonne ballastée dans les conditions drainé et non drainé.





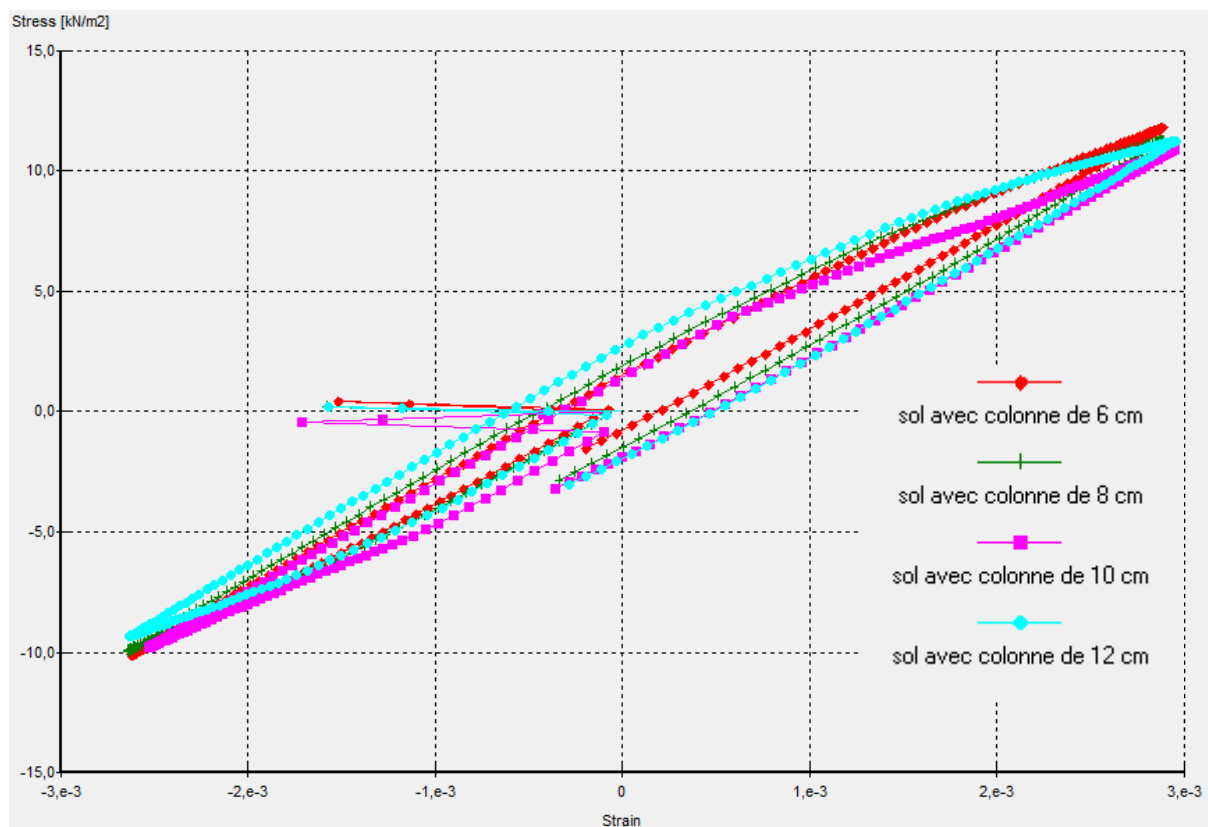
**fig 3.12** Courbe « contrainte – déformation » : échantillon de sol avec colonne ballastée sous un (01) cycle de chargement à l'état drainé et non drainé

L'examen de ce graphique permet de constater que :

A l'état non drainé, la boucle d'hystérésis est centrée par rapport à celle de l'état drainé.

L'aire de la boucle d'hystérésis dans le cas drainé est plus grande que dans le cas non drainé, ce qui montre l'effet de la pression interstitielle sur la diminution de la résistance du sol.

### 3.3.1.3 Influence du diamètre de la colonne ballastée



**Fig 3.13** Courbe « contrainte – déformation » : échantillon de sol avec colonnes de différents diamètres sous un (01) cycle de chargement en condition non drainée

Les boucles correspondantes aux diamètres 6, 8, 10 et 12 cm sont quasiment superposées, la comparaison entre les résultats de l'état drainé et l'état non drainé montre qu'en présence d'eau le diamètre de la colonne n'a aucune influence.

## CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans ce mémoire avait pour objectif de caractériser numériquement le comportement dynamique d'un sol renforcé par une colonne ballastée.

Le premier chapitre, dans sa première partie, était consacré à la détermination du procédé de renforcement par colonne ballastée, ces différents modes de mise en œuvre et son domaine d'application selon différents critères. La deuxième partie concernait les mécanismes de comportement ainsi que le dimensionnement d'une colonne et d'un réseau de colonnes et les facteurs permettant de qualifier et de quantifier l'amélioration. Ce chapitre a permis de mettre en évidence les informations nécessaires pour appréhender le fonctionnement des colonnes ballastées dans un massif de sol.

Le second chapitre a été l'occasion de présenter les notions de base pour le comportement cyclique des sols en général et en laboratoire en particulier ainsi que le comportement des colonnes ballastées sous séisme et sous sollicitations cycliques, en se basant sur des travaux publiés et qui lui sont consacrés sur ce domaine. Ce chapitre a montré le comportement cyclique des sols et des colonnes ballastées ainsi que l'influence des colonnes dans la réduction du potentiel de liquéfaction.

Le dernier chapitre est une interprétation des résultats des modélisations en deux dimensions, en axisymétrie, du modèle réduit de sol avec colonne ballastée. Ce chapitre a permis de montrer l'influence des colonnes ballastées sur le comportement statique et cyclique d'un sol ayant de faibles caractéristiques mécaniques :

- Effet de la colonne ballastée sur la rigidité globale du sol
- Effet de la colonne ballastée sur le tassement du sol
- Effet du diamètre de la colonne ainsi que l'effet de la pression interstitielle sur le complexe sol-colonne.

Arrivant à la fin de ce mémoire, nous avons pu comprendre les principes de bases du comportement cyclique des sols et l'influence des colonnes ballastées sur ce comportement.

**Perspectives**

Etude en 3D du comportement dynamique d'un réseau de colonnes. Cas des colonnes ballastées utilisées sous fondations d'un pont portant chemin de fer.

## BIBLIOGRAPHIE

AFPS; Collectif, AFPS, Rapport de mission, Séisme de Loma Prieta, 1990.

Auvray R., (2010). « Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux ». PFE, *Institut Nationale des Sciences Appliquées de Strasbourg*. Juin 2010.

Balaam N. P., Poulos H. G., (1983). The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns, *C. R. 8<sup>th</sup> European Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Vol. 1, pp. 199-204.

Barksdale R. D., Bachus R. C., (1983). *Design and Construction of Stone Columns*. Volume 1, Federal Highway Administration, United States Department of Transportation.

Belcotec., (1985). Reinforcement of cohesive soils. *1985 Golden jubilee volume of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*. pp. 111-116.

Bell A. L., Kirkland D. A., Sinclair A., (1986). Vibro-replacement ground improvement at General Terminus Quay, Glasgow. *Building on marginal and derelict land*, Thomas Telford. London, pp. 697-712.

Benchelha T., Saidi A., « Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées ». Cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de Nador.

Bhandari R. K. M., (1983). Behaviour of a tank founded on soil reinforced with stone columns. *Proceedings of the 8<sup>th</sup> European Conference on soil mechanics and Foundation Engineering*. Helsinki, Speciality Session 3, pp. 209-212.

Bouassida M. Cours « Techniques d'amélioration des sols ». Polycoopié ENIT, 2008

Bouassida M. Cours « Techniques d'amélioration des sols ». Université de Sherbrooke - Juillet 2009.

Brauns J., (1978 a). Die Anfangstraglast von Schottersäulen im bindigen Untergrund, *Die Bautechnik*, Vol. 55, n° 8, pp. 263-271.

Brauns J., (1978 b). Initial bearing capacity of stone columns and sand piles, CR. Symposium " Soil reinforcing and stabilizing techniques in Engineering practice ", Sydney, oct. 1978, Vol. 1, pp. 497-512.

Brauns J., (1980). Untergrund Verbesserung mittels Sandpfählen oder Schottersäulen, *tiefbau* 22 (1980), n° 8, pp. 678-683.

Broms B., Anttikoski U., (1983). Soil stabilization. General Report, *C. R. 8<sup>th</sup> European Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, Speciality Session 9, Vol. 3, pp. 1289-1301.

Bruno S., modélisation par PLAXIS d'un essai triaxial sur un sable coquillier de la région du Havre, formation PLAXIS.

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.

Clemente J. L. M., Davie J.R., (2000). Stone Columns for settlement reduction. *Proc. of GEOENG2000 Australia*. 6 p.

Combarieu O., (1974). Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 71, Paris, pp. 93-107.

Corneille S., (2007). « Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides ». Thèse de Doctorat d'état, Institut National Polytechnique de Lorraine. 2007

Costet J., Sanglerat G., (1981). Cours pratique de mécanique des sols, tome 1, Plasticité et calcul des tassements, 3<sup>e</sup> édition, ISBN 2-04-015793-X, 285 p.

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.

Davie J. R., Young L. W., Lewis M. R., Swecosky F. J., (1991). Use of stone columns to improve the structural performance of coal waste deposits, *Deep Foundation improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 116-130.

Dhouib A., Blondeau F., (2005). Colonnes ballastées. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

Dhouib A., Magnan J. P., Guilloux A., (2004c). Méthodes de reconnaissance et application aux sols et aux techniques d'amélioration. *Actes du Symposium International sur l'Amélioration des Sols en Place (ASEP-GI 2004)*. Edition Presses de l'ENPC-LCPC. Paris, Vol. 2.

Dhouib A., Soyez L., Soyez B., (2006 b). Comportement à la rupture de colonnes ballastées sous semelles : étude de quelques cas. *ELU-ULS 2006*, Vol.1, 471-480.

Di Benedetto H, (1987). *Modélisation du comportement des geomatériaux : application aux enrobes et aux bitumes*. Thèse de Docteur d'état, Grenoble, USTMG 1987.

DTU 13.2, norme NF P 11-212 (1992), Travaux de fondations profondes pour le bâtiment, Chapitre 8, Colonnes ballastée.

Dubujet P., (1992). Modélisation du comportement cyclique des argiles. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon -1992.

Dupas J. M., Dore M., Pecker A., (1979). Choix du coefficient de sécurité dans une étude de liquéfaction. *Proceedings, 7<sup>ème</sup> Congrès Européen de Mécanique des sols*, Brighton.

Eggestad A., (1983). Improvement of cohesive soils. State of the art report. *Proc. Of the 8<sup>th</sup> ECSMFEE*, Main Session A, Vol. 3, 991-1007.

Etienne Flavigny., Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS, formation PLAXIS.

F Bennecer, Comportement non drainé des sables argileux dans l'essai triaxial, Mémoire de magistère, Université de M'sila, 2004.

Gazetas G., Mylonakis G., (1998). "Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues". Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geotechnical Institute ASCE Conference, Seattle 3-6 August, pp. 1-56.

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.

Greenwood D. A., (1991). Load tests on stone columns. *Deep Foundation improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089*, 148-171.

Greenwood D. A., (1970). Mechanical improvement of soils below ground surface, *C. R. conf. on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers*, Londres, paper II, pp. 11-22.

Greenwood D. A., Kirsch K., (1983). Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods, state of the art, *C. R. int. Conf. Advances in piling and ground treatment for foundations*, Londres, mars 1983, Version provisoire, pp. 17- 45.

Guermazi A., (1986). Analyse théorique et expérimentale du comportement d'un sol renforcé par colonnes ballastées, Thèse de l'Université de Pierre et Marie Curie, Paris VI-ENPC.

Hardin B.O., Drnevich V.P., (1972). Shear modulus and damping in soils. Measurement and parameter effects. *ASCE J Soil Mech Found Div*, vol. 98, N°SM6., pp 603-624.



Hatem A., (2009). « Comportement en zone sismique des inclusions rigides, Analyse de l'interaction sol-inclusion-matelas de répartition-structure », Université des sciences et technologies de Lille, 2009.

Hicher P. Y., (1985). Comportement mécanique des argiles sautées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques- Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique. Thèse de Doctorat d'état, Université Paris-1985.

Hicher P. Y., Biarez J., (1989). Lois de comportement des sols remaniés et des matériaux granulaires - tome 1 : approche expérimentale, Cours de DEA, ECP-1989.

Hughes J.M.O., Withers N. J., (1974). Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns, *Ground Engineering*, Vol.7, n° 3, mai 1974, pp. 42-49.

Hughes J.M.O., Withers N.J., Greenwood D.A., (1975). A field trial of reinforcing effect of a stone column in soil , *Geotechnique*, Vol. 25, n° 1, pp. 31-44.

Idriss I. M., (1990). "Response of Soft Soil Sites During Earthquakes." In Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed, Berkeley, May, 273-289.

Idriss I. M., (1991). "Earthquake ground motions at soft soil sites". Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MO, III, 2265-2273.

Keller Fondations Spéciales SAS. « Les procédés de vibration profonde des sols »

Kempfert H. G., Raithel M., Jaup A., (1999). Model tests for analysis of the bearing and deformation behaviour of column foundations. *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, Barends et al. (eds), 1999 *Balkema*, ISBN 90 5809 047 7. Rotterdam, Vol. 3, pp. 1521-1526.

Marcuson W. F., Bieganouski W. A., (1976). Laboratory standard penetration tests on fine sands. *Liquefaction problems in Geotechnical Engineering*, ASCE annual convention, Philadelphia.

Massarsch K. R., (1991b). Deep Vibratory Compaction of Land Fill using Soil Resonance, Proceedings, "Infrastructure'91", Intern. Workshop on Technology for Hong Kong's Infrastructure Development, 677-697.

Mattes N. S., Poulos H. G., (1969). Settlement of single compressible pile, *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol. 95, SM 1, pp. 189-207.

Maurya R. R., Sharma B.V.R., Naresh D.N., (2005). Footing Load tests on single and group of stone columns. *Proc. of the 16<sup>th</sup> ICSMGE*, 1385-1388.

Meribout F., « Analyse de la transmission au sol des vibrations a partir d'une structure vibrante ». Thèse de magistère, université Mentouri Constantine.

Nahrgang E., (1976). Untersuchung des Tragverhaltens von eingrüttelten Schottersäulen anhand von Modellversuchen, *Baumaschine und Bautechnik*, Vol. 23 (1976), n° 8, pp. 391-404.

Pecker A., ( 1984). Dynamique des sols, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1984.

Pecker A., Dupas J. M., (1981). Etude expérimentale du comportement d'une vase sous chargement cyclique. *Revue Française de Géotechnique*, n°5.

PLAXIS V8.2. Reference manual and Dynamics manual.

Priebe H. J., (1976). Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik Vol.53*, n° 5, pp. 160-162.

Priebe H. J., (1978a). Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik Vol.53*.

Priebe H. J., (1978b). Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik Vol.55*.

Priebe H. J., (1995). The design of Vibro-replacement. *Reprinted from: Ground Engineering, Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12-61E*. 16 pages.

Priebe H. J., (1998). Vibro-replacement to prevent earthquake induced liquefaction. *Proceedings of the Geotechnique-Colloquium at Darmstadt, Germany. Technical paper 12-57E*. 13 pages.

Recommandations\_COPREC\_SOFONS\_colonnes ballastées. Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement. Version du 15/10/2004.

Renton-Rose D. G., Bunce G. C., Finalay D. W., (2000). Vibro-replacement for industrial plant on reclaimed land, Bahrain. *Géotechnique*, Vol. 50, No. 6. pp. 727-737.

Schulze G., (1978). Consolidation des sols par vibration profonde et par compactage dynamique, *C. R. Séminaire sur la consolidation des sols et des roches in situ dans le génie civil*, Stresa, mai 1978, pp. 83-115.

Seed H. B., (1976). Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes. *State of the Art. Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering*, ASCE annual convention, Philadelphia.

Seed H. B., Arango I., Chan C. K., (1975). Evaluation of soil liquefaction potential during earthquakes. *Earthquake Engineering Research Center, Report EERC 75-28*, University of California, Berkeley.

Seed H. B., Booker J. R., (1977). Stabilisation of potentially liquefaction sand deposits using gravel drains. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. Vol 97, n°SM9.

Seed H. B., Idriss I. M., (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 97, n°SM9.

Seed H. B., Idriss I. M., Arango I., (1983). Evaluation of liquefaction potential using field data. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 109, n°GT3.

Seed H. B., Idriss I. M., Makdisi F., Banerjee N., (1975). Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, Report EERC 75-29.

Seed H. B., Lee K. L., (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol 97, n° SM8.

Seed H. B., Murarka R., Lysmer J., Idriss I. M., (1976 a). "Relationships between Maximum Acceleration, Maximum velocity, Distance from Source and Local Site conditions for Moderately Strong Earthquakes." *Bulletin of the Seismological Society of America* 66 (4): 1323-1342.

Seed H. B., Ugas C., Lysmer J., (1976 b). "Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design." *Bulletin of the Seismological Society of America* 66 (1): 221-244.

Seed H. B., Whitman R. V., Dezfulian H., Dobry R., Idriss I. M., (1972). Relationships between soil conditions and building damage in the 1967 Caracas earthquake. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol. 98, n° SM7.

Silver M. L., et al., (1976). Cyclic triaxial strength of standard test sand. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol 102, n°GT5.

Smoltczyk U., (1983). Deep compaction-General Report, *C. R. 8<sup>th</sup> European Conf. on SMFE*, Helsinki, mai 1983, 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*, n° 135. Paris, pp. 35-51.

Suzuki Y., Koyamada K., (1997). Prediction of liquefiable resistance based on CPT tip resistance and sleeve friction. *Proceedings of the 14<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.*, Hamburg.

Thorburn S., (1975). Building structures supported by stabilized ground, *Géotechnique*, Vol.25 (1975), n° 1, pp. 83-94.

Thorburn S., Mac Vicar R. S. L., (1968). Soil stabilization employing surface and depth vibrators, *The structural engineer*, Vol. 46 (1968), n° 10, pp. 309-316.

Vautrain J., (1980), Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées, *Rev. française de géotechnique*, n° 11, mai 1980, pp. 59-73.

Vesic A.S., (1972). Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, *J. SM and FE Div.*, ASCE, Vol 98, SM3, pp. 265 –290.

Woods R. D., (1978). Measurement of dynamic soil properties. *Proceedings of the Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Pasadena.

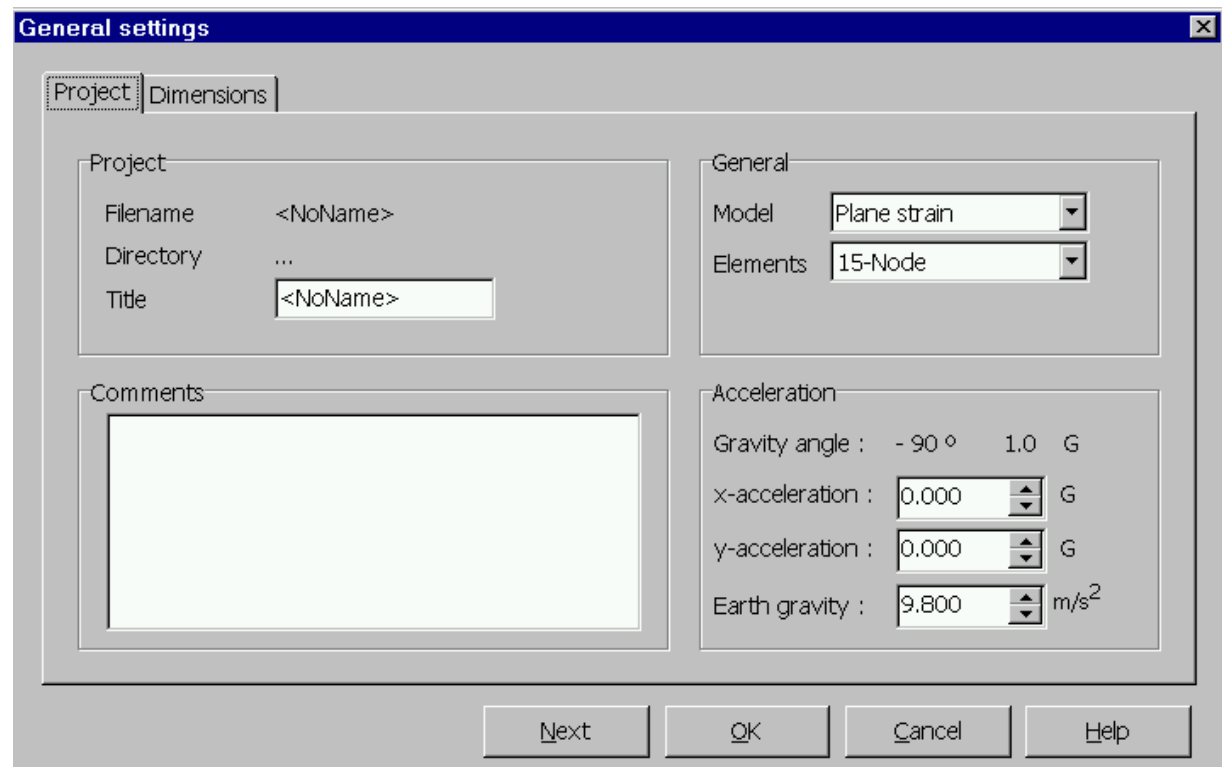
## ANNEXE 1

### PRÉSENTATION DU LOGICIEL PLAXIS

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

#### **Règlages généraux**

La fenêtre des réglages généraux (*General settings*) apparaît lors de la création d'un nouveau projet et peut ensuite être ouverte depuis le menu *File*. Cette fenêtre contient les onglets de projet (*Project*) et de dimensions (*Dimension*). L'onglet *Project* contient le nom du projet, une description, le type de projet et les données d'accélération. L'onglet *Dimensions* contient les unités fondamentales de longueur, de force et de temps et les dimensions de la table à dessin.



**Figure 1 :** Fenêtre de réglages généraux (onglet *Project*)

### **Le type de modèle (Model) :**

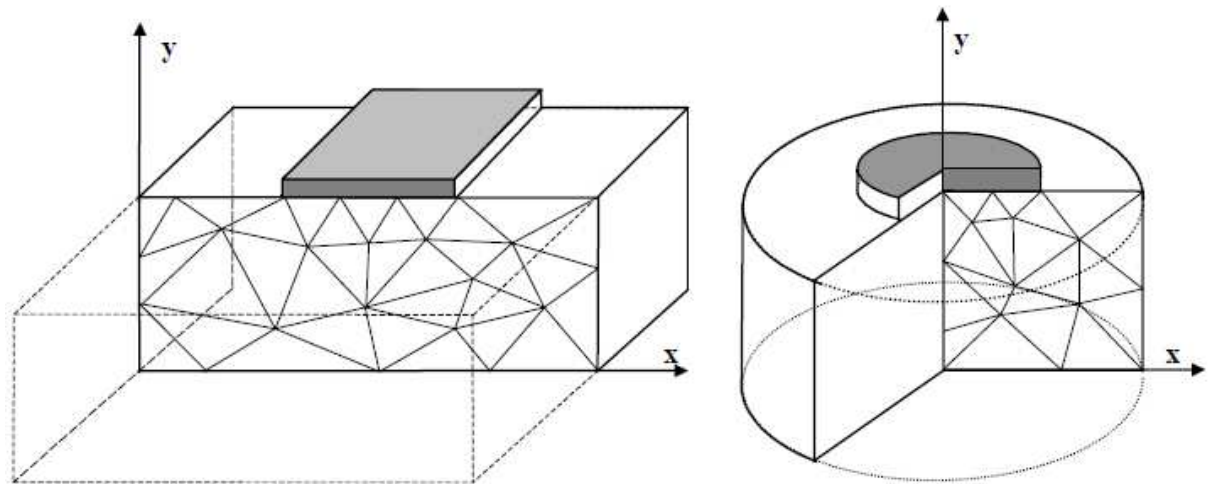
PLAXIS Version 8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymmetric*).

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

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

coordonnée  $x$  représente le rayon et la coordonnée  $y$  correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées  $x$  négatives.

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



**Figure 2 :** Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.

**Les éléments :**

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure 3) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume.

L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

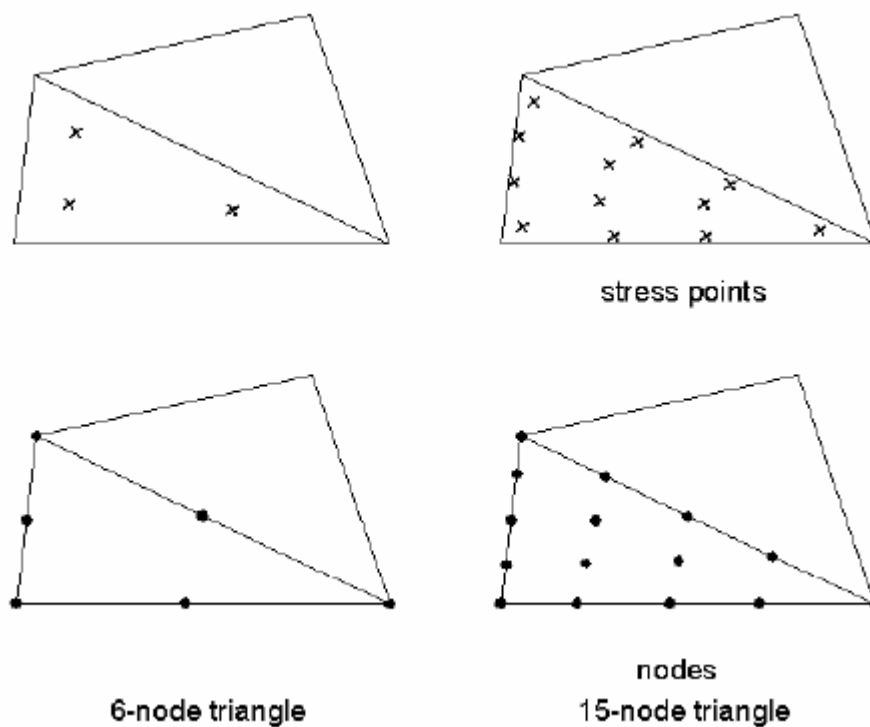
Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs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



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

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

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



**Figure 3 :** Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

## ANNEXE 2

### LE MODELE DE MOHR-COULOMB DANS PLAXIS

D'après Etienne Flavigny [Formation PLAXIS]

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (figure 1). Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\varphi$ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

The image shows a software dialog box titled "Mohr-Coulomb - argile non drainée". It has three tabs: "General", "Parameters", and "Interfaces". The "Parameters" tab is active. The dialog is divided into three sections: "Stiffness", "Strength", and "Alternatives".

Section	Parameter	Value	Unit
Stiffness	$E_{ref}$	10000,000	kN/m <sup>2</sup>
	$\nu$ (nu)	0,490	
Strength	$c_{ref}$	50,000	kN/m <sup>2</sup>
	$\varphi$ (phi)	0,000	°
	$\psi$ (psi)	0,000	°
Alternatives	$G_{ref}$	1677,852	kN/m <sup>2</sup>
	$E_{oed}$	8,557E+04	kN/m <sup>2</sup>

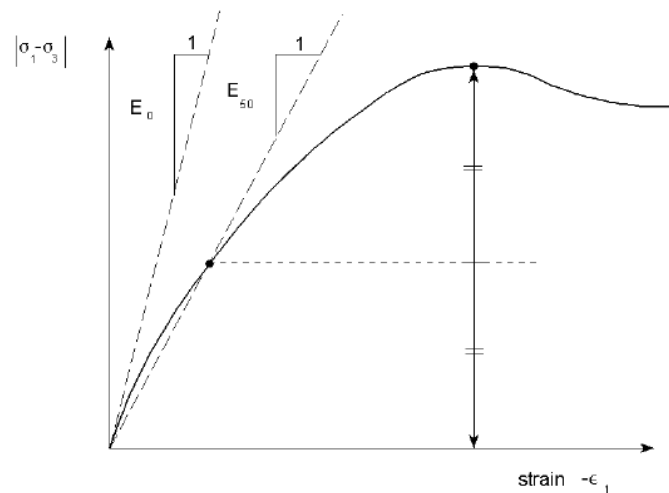
At the bottom right of the dialog is an "Advanced..." button. At the bottom of the window are four buttons: a red button, "Next", "Ok", "Cancel", and "Help".

Figure 1 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

#### Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au  $G_{max}$ , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (voir figure 2). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du

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



**Figure 2** : Définition du module à 50% de la rupture.

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

### **Coefficient de Poisson**

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### **Angle de frottement**

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement "de pic" soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à  $35^\circ$  peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{CV}$  (à volume constant, au palier).

### **Cohésion**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\phi_u = 0$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m). Cette option permet aussi de faire varier le module de déformation E avec la profondeur (voir figure 4 ).

### **L'angle de dilatance**

Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ \\ \text{ou } \psi = 0^\circ$$

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

### **Les contraintes de traction**

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 3). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de "couper" ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

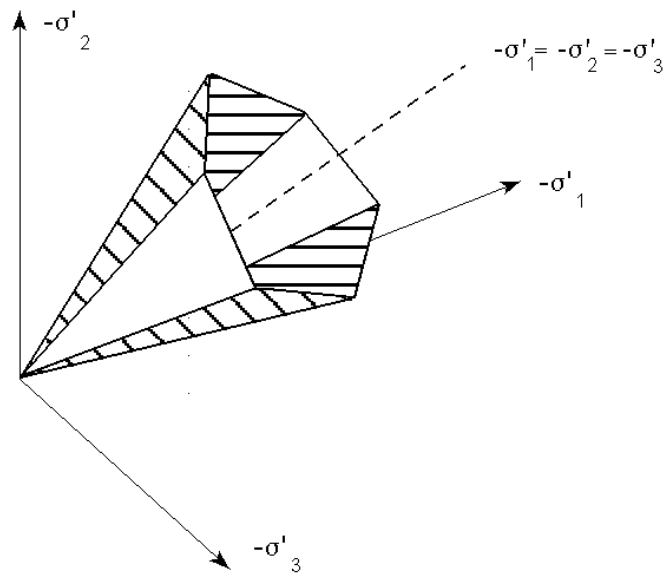


Figure 3 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c = 0$ .

### Paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure 4).

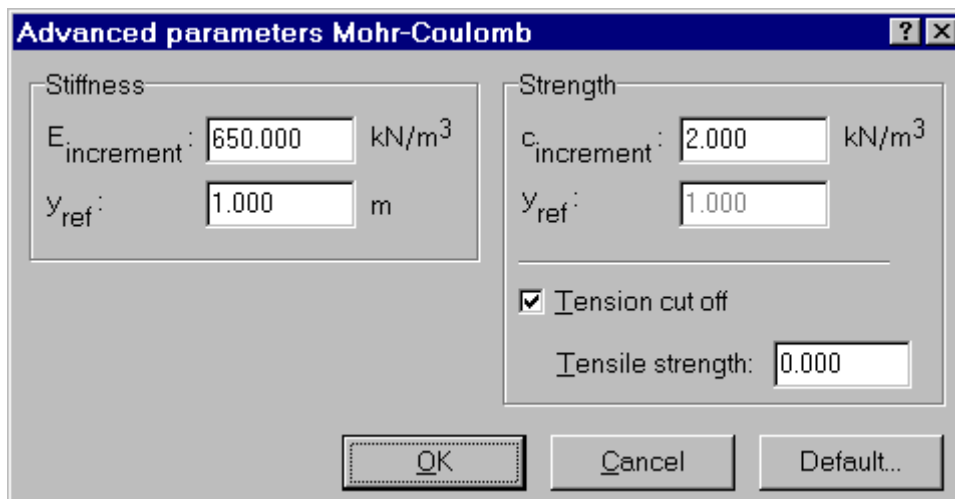


Figure 4 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb.

**Tableau 1.6 Définition de la pression interstitielle  $u$** 

$u$	Auteurs	Remarques
$u = u_0$	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