

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement

## Mémoire de Master Géotechnique et environnement

### Renforcement des sols par colonnes ballastées \*cas de la zone portuaire de Bejaia\*

08/Juillet/2010



**Mémoire de Master**  
**Géotechnique et environnement**

**Renforcement des sols par Colonnes Ballastées**

**\*cas de la zone portuaire de Bejaia\***

*Proposé par : P<sup>er</sup> BAHAR Ramdene*

*Réalisé par : M<sup>elle</sup> BAZIZI Hamida*

*Encadré par : P<sup>er</sup> BAHAR Ramdene*

*et: M<sup>elle</sup> KARA Daya*

*et : M<sup>elle</sup> BELHASSANI Ouarda*

*Master juillet 2010*



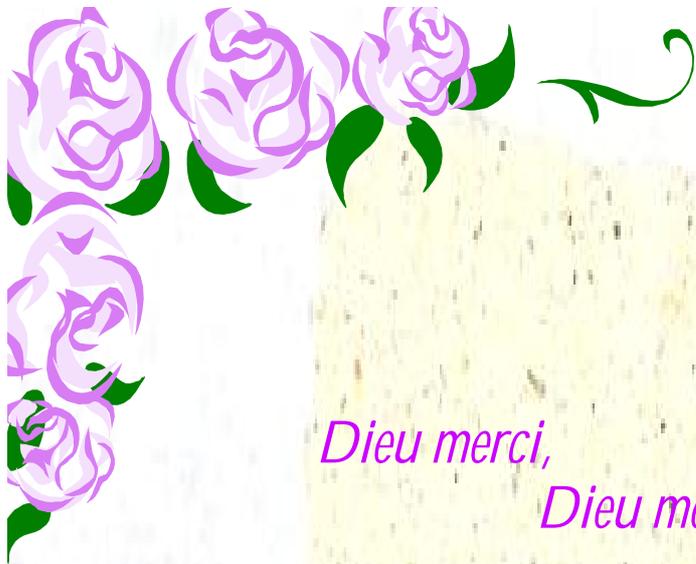
*Ce présent travail est préparé au sien du Laboratoire de  
Géomatériaux, environnement et Aménagement.*

# REMERCIEMENTS

- Ø *Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur, M<sup>r</sup> BAHAR et M<sup>elle</sup> BELHASSANI ,pour tous leurs aides et les nombreux conseils éclairés qu'il nous ont cessé de nous prodiguer ,pour leurs disponibilité et leurs encouragements afin de réaliser ce travail.*
- Ø *A M<sup>r</sup> Noel «conducteur des travaux de Keller, au niveau du centre enfuteur de Naftel \*Bejaia\* »,*
- Ø *A M<sup>r</sup> Ben-Slimen : (Ingénieur des traveaux)*
- Ø *A toutes les personnes qui nous ont aidé à suivre notre stage pratique et pour tous leurs conseils. (équipe de Keller & Siraga)*
- Ø *Nous vifs remerciements les plus sincères s'adressent aux :*
  - Membres de jury pour avoir bien voulu juger ce travail.*
- Ø *On exprime nos sincère remerciements aux membre du laboratoire G.E.A.*
- Ø *On tient à remercier aussi toutes les personnes qui ont apporté leur aide de prés ou de loin.*

*Merci Dieu !*





## *Dédicace*

*Dieu merci,*

*Dieu merci*

*Dieu merci... !*

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents pour leur aide et leur soutien tout au long de mes études, et qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de leur donner au moins le minimum car quoiqu'on face on arrivera jamais à leurs rendre tout.*

*A mes très chers frères : Iyece et Rafik*

*A mes très chères sœurs : Lynda , Razika et Melaaz .*

*A mon chère future marie Khaled et sa famille Oughlis.*

*A mes beaux frères Kamel et Nour-Dine.*

*A mes chères neveux : Fouad, Aghis ; Faiz et Fathi .*

*A ma chère nièce Chafia.*

*A tout mes cousins (es), tantes et oncles et leurs enfants.*

*A tout mes amis(es) de près et de loin*

*A toute la section de Génie civil(LMD).*

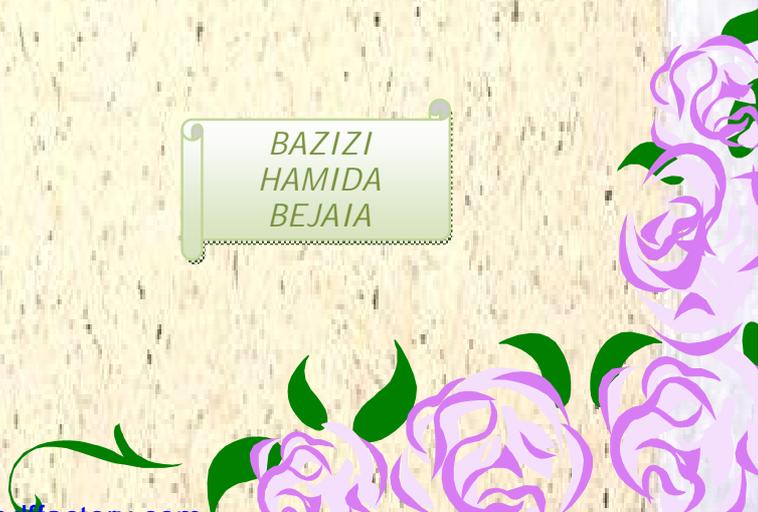
*A Ma chère binôme Kara Daya et sa famille.*

*A tous ceux qu'ils m'ont formé*

*A Tous les bons cœurs*



BAZIZI  
HAMIDA  
BEJAIA



## Dédicace

*Dieu merci,*

*Je dédie ce travaille a la mémoire de mon père. S'il était parmi nous, il sera fier de sa fille.*

*A ma très chère maman, pour son soutien sans faille, sa compréhension, son encouragement.*

*Je remercie mes très chers parents pour l'éducation et l'amour qui mont transmis, pour leur aide et leur soutien tout au long de mes études, et qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui. J'espère qu'un jour je serai capable de leur donner au moins le minimum car quoiqu'on face on arrivera jamais à leurs rendre tout.*

*A mes chers frères Hichem et Salim*

*A mes grands parents*

*A mes tantes et oncles et toute ma famille*

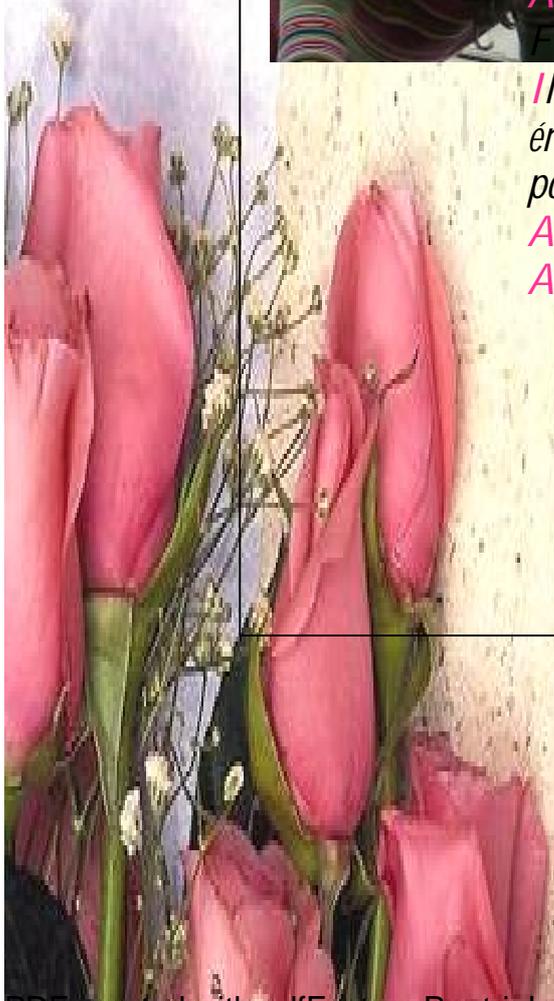
*A tous mes amis (es) : Kahina, Messaoud, Amel, Fatima, Nacer, Lakhder et tous ceux qui sont chers,*

*Il faudra m'excuser de ne pas m'être lancé dans une énumération exhaustive de tous mes amis (es), pourtant chacun garde une place dans mon cœur*

*A notre promotion*

*A mon équipe de basket*

*KARA DAYA*



**PARTIE I**  
**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

# Sommaire

Liste des figures.....

Liste des tableaux.....

Liste d'abréviations et notations.....

Introduction générale.....

**CHAPITRE I**  
**TECHNIQUES DE TRAITEMENT DES SOLS INSTABLES**

**I.1 Introduction..... 1**

**I.2 Objectif du traitement..... 1**

**I.3 Domaine d'application des techniques ..... 1**

I.3.1 Substitution des sols ..... 4

    a. Principe..... 4

    b. Domaine d'application ..... 4

    c. Techniques de mise en œuvre..... 4

I.3.2 Pré chargement..... 4

    a. Principe..... 4

    b. But de la technique..... 5

    c. Domaine d'application ..... 5

    d. Techniques de mise en œuvre..... 5

I.3.3 Compactage..... 6

I.3.3.1. compactage horizontal statique (CHS).....	6
a. Principe.....	6
b. Domaine d'application. ....	7
c. Techniques de mise en œuvre.....	7
I.3.3.2. Compactage dynamique par pilonnage.....	9
a. Principe.....	9
b. Domaine d'application. ....	9
c. Techniques de mise en œuvre.....	10
I.3.3.3. vibroflottation (vibrocompactage).....	11
a. Objectif.....	11
b. Principe.....	11
c. Domaine d'application. ....	13
d. Techniques de mise en œuvre.....	13
e. Avantage et inconvénient.....	14
I.3.3.4. compactage dynamique par explosifs. ....	15
a. Principe.....	15
b. Domaine d'application. ....	15
c. Techniques de mise en œuvre.....	16
I.3.4 Jet grouting. ....	17
a. Principe.....	17
b. Domaine d'application.....	18
c. Techniques de mise en œuvre.....	18
I.3.5 Deep Soil mixing. ....	20
a. Objectif.....	20
b. Principe.....	20
c. Domaine d'application. ....	21
d. Techniques de mise en œuvre.....	21
e. Avantages et inconvénients. ....	23
I.3.6 Colonne traité en place. ....	24
a. Principe.....	24
b. Domaine d'application.....	24
c. Techniques de mise en œuvre.....	25
I.3.7 Colonne ballastée.....	26
a. Objectif.....	26

b. Principe. ....	27
c. Domaine d'application. ....	27
d. Techniques de mise en œuvre. ....	30
1) Colonnes exécutées par voie humide.....	31
2) Colonnes exécutées par voie sèche.....	34
3) Colonnes ballastées pilonnées « pieux de gravier Franki ».....	36
4) Colonnes ballastées en mer (Dhouib et Blondeau).....	38
5) Colonne ballastée en zone sismique.....	39
I.3.8 Colonne à module mixte (CMM). ....	40
a. Principe.....	40
b. Domaine d'application. ....	40
c. Techniques de mise en œuvre.....	42
d. Avantages et inconvénients. ....	42
<b>I.4. Conclusion. ....</b>	<b>43</b>

Sommaire

## CHAPITRE II

### SITE EXPÉRIMENTALE :

#### CARACTÉRISATION ET PRÉSENTATION DES DISPOSITIFS

<b>II.1</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>44</b>
<b>II.2</b>	<b>Contexte géologique et hydrogéologique. ....</b>	<b>45</b>
<b>II.3</b>	<b>Reconnaissance du site (plaine alluviale de Bejaia).....</b>	<b>46</b>
II.3.1.	L'essai à la pénétration statique (CPT). ....	47
II.3.2.	L'essai péssiométrique. ....	50
II.3.3.	L'essai de pénétration dynamique. ....	51
<b>II.4</b>	<b>Equipement publique au niveau de la plaine alluviale de Bejaia.....</b>	<b>52</b>
II.4.1.	Programme de reconnaissance.....	52
<b>II.5</b>	<b>Comportement des fondations de quelques ouvrages fondés sur les sols compressibles de la plaine de Bejaia.....</b>	<b>55</b>
II.5.1.	Affaissement des bacs de pétrole et leur reprise en sous œuvre (Terminal marin de Bejaia).....	56
II.5.1.1.	Analyse des données géotechniques et dommages relevés sur les bacs. ....	56
II.5.2.	Comportement des pieux de la Sphère de stockage butane du centre emplisseur GPL de Bejaia. ....	61
II.5.2.1.	Description du système de fondation et données géotechniques. ....	61
II.5.2.2.	Tassement des pieux après exploitation de l'ouvrage. ....	62
II.5.3.	Comportement des radiers caissons pour silos de stockage de céréales de l'UCA port de Bejaia. ....	63
II.5.3.1.	Description et contexte géotechnique du site. ....	63
II.5.4.	Affaissement de la culée du pont de oued Seghir (RN 9) Bejaia. ....	64
II.5.4.1.	Description et analyse des dommages.....	64
II.5.5.	Tassement des Silos de stockage de Bejaia.....	65
II.5.5.1.	Le silo de stockage de sucre roux. ....	65
II.5.5.2.	La batterie de stockage de céréale de Cevital. ....	66
II.5.5.3.	Les silos de stockage de l'ECI Bejaia. ....	67
<b>II.6.</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>68</b>

## CHAPITRE III

### TRAITEMENT DES SOLS PAR COLONNES BALLASTÉES

<b>III.1 Introduction.</b> .....	<b>69</b>
<b>III.2 Dispositions constructives.</b> .....	<b>70</b>
III.2.1 Dimensions des colonnes ballastées. ....	70
III.2.2 Choix des matériaux. ....	70
a. Matériaux constructifs des colonnes. ....	70
b. Matériaux du matelas de répartition.....	71
III.2.3 Tolérance d'exécution.....	72
<b>III.3 Contrôle et réception des travaux.</b> .....	<b>72</b>
III.3.1 Essais d'étalonnage (de conformité).....	72
III.3.2 Essais d'information. ....	74
III.3.3 Essais de réception.....	74
III.3.3.1 Contrôle du diamètre.....	74
III.3.3.2 Contrôle de continuité.....	74
III.3.3.3 Contrôle de compacité. ....	74
III.3.3.4 Essai de chargement.....	74
<b>III.4 Comportement des colonnes ballastées.</b> .....	<b>75</b>
III.4.1. Cas de colonne ballastée isolée sous chargement verticale statique (en tête).....	75
III.4.1.1. Modes de rupture. ....	75
a. Rupture par expansion latérale. ....	76
b. Rupture par cisaillement généralisé. ....	77
c. Rupture par poinçonnement du sol (colonne flottante).....	78
d. Mode de rupture dans les sols cohérents non homogènes.....	79
e. Contraintes admissibles de calcul aux états limites (Dhouib et Blondeau, 2005). ....	80
III.4.2. Cas d'un réseau de colonnes ballastées sous charge statique verticale.....	80
III.4.2.1. principe de la cellule unitaire. ....	80

III.4.2.2. Disposition des colonnes ballastées.....	81
III .4.2.3. Taux d'incorporation. ....	83
III.4.2.4. Rapport de concentration des contraintes verticales.....	83
III.4.2.5. Facteur de réduction des tassements.....	84
III.4.2.6. Effet drainant des colonnes : dissipation des pressions interstitielles et accélération du temps de consolidation. ....	85
<b>III.5 Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. ....</b>	<b>86</b>
III.5.1. Méthodes empiriques.....	86
III.5.2. Tassements des colonnes ballastées.....	86
III.5.2.1. Méthode de Priebe (1976-1995).....	87
III.5.2.1.1. Détermination du facteur d'amélioration de base $b_0$ .....	90
III.5.2.1.2. Prise en compte de la compressibilité de la colonne.....	92
III.5.2.1.3. Prise en compte de l'influence de la profondeur. ....	93
III.5.2.1.4. Cas des semelles isolées et filantes.....	94
III.5.2.2. Méthode de Balaam et Booker (1981).....	96
III.5.2.3. Méthode d'homogénéisation simplifiée.....	96
III.5.2.4. Méthodes numériques. ....	97
III.5.3. Colonnes ballastées et liquéfaction.....	97
<b>III.6 Conclusion.....</b>	<b>98</b>

**PARTIE II**  
***CALCUL NUMÉRIQUE ET ANALYTIQUE***

**CHAPITRE IV**  
***ETUDE NUMÉRIQUE***  
***ET ANALITIQUE DES COLONNES***

<b>IV.1. Introduction.</b> .....	<b>99</b>
<b>IV.2. Présentation de la méthode des différences finis.</b> .....	<b>99</b>
<b>IV.3. Calculs en déformations planes (2D).</b> .....	<b>100</b>
<b>IV.4. Présentation de FLAC.</b> .....	<b>100</b>
IV.4.1. Ecriture d'un fichier FLAC.....	100
IV.4.2. Principe de calcul. ....	102
IV.4.2.1 Equations du mouvement.....	102
IV.4.2.2. Modèles de comportement pour les sols.....	103
IV.4.2.2.1. Elasticité.....	103
IV.4.2.2.1.1. Elasticité linéaire isotrope.....	105
IV.4.2.2.2. Elastoplasticité de Mohr Coulomb.....	105
IV.4.2.2.2.1. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	105
IV.4.2.2.2.2. La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb.....	106
IV.4.2.3. Implémentation de modèles de comportement mécanique dans le logiciel.....	107
<b>IV.5. Etude numérique du silo de stockage du sucre blanc.</b> .....	<b>107</b>
IV.5.1. Description de l'ouvrage.....	107
IV.5.2. Campagne de reconnaissance. ....	108
IV.5.2.1. Sondages carottés. ....	108
IV.5.2.2. Sondage pressiométrique. ....	109
IV.5.2.3. Pénétromètre statique.....	110
IV.5.3. Calcul numérique des colonnes ballastées.....	110
IV.5.3.1. Présentation du modèle.....	111
<b>IV.6. Etude analytiques des silos de stockage de l'ECI de Bejaia.</b> .....	<b>114</b>
IV.6.1. Description de l'ouvrage et système de fondation. ....	114
IV.6.2. Calcul de tassement avant traitement du sol.....	116
IV.6.3. Calcul de tassement après traitement du sol. ....	118
<b>IV.7. Conclusion.</b> .....	<b>121</b>

**CHAPITRE V**  
**PARTIE EXPÉRIMENTALE**  
**SUIVIE DES TRAVAUX SUR CHANTIER.**

<b>V.1. Introduction.....</b>	<b>122</b>
<b>V.2. Aperçu et Caractéristiques du projet.....</b>	<b>122</b>
<b>V.3. L'étude de sol.....</b>	<b>123</b>
V.3.1. Contexte géologique.....	123
V.3.2. Reconnaissance du site.....	123
V.3.2.1. L'essai de pénétration dynamique.....	123
V.3.2.2. L'essai pressiométrique Ménard.....	124
V.3.2.2.1. Portance du sol non renforcé.....	125
V.3.2.2.2. Evaluation du tassement par la méthode pressiométrique (avant traitement) .....	121
V.3.2.3. Essais de laboratoire.....	127
V.3.3. Nature et caractéristiques mécaniques des sols.....	128
<b>V.4. Traitement par colonnes ballastées.....</b>	<b>129</b>
V.4.1. Caractéristiques des colonnes.....	129
V.4.2. Capacité portante maximale.....	130
V.4.2.1. Portance d'une colonne ballastée isolée.....	130
V.4.2.2. Vérification de la charge admissible des recommandations sur les colonnes ballastées.....	132
V.4.3. Calcul du tassement selon la méthode de PRIEBE.....	132
V.4.3.1. Caractéristiques de la fondation sous les voiles du hall.....	132
V.4.3.2. Caractéristiques de la fondation sous la charpente du hall.....	135
V.4.3.3. Caractéristiques de la fondation sous le bâtiment polyvalent.....	136
V.4.3.4. Caractéristiques de la fondation sous les vestiaires sanitaires.....	138
V.4.4. méthode d'homogénéisation simplifiée.....	139

<b>V.5. Les essais réalisés sur la colonne ballastée.....</b>	<b>140</b>
V.5.1. Essai de chargement sur une colonne unique.....	140
V.5.1.1. Descriptif.....	140
V.5.1.2. Charge appliquée.....	141
V.5.1.3. Paliers de chargement.....	141
V.5.2. Essais au pénétromètre dynamique.....	142
<b>V.6. Calcul numérique des colonnes ballastées.....</b>	<b>143</b>
V.6.1. Présentation du modèle.....	143
V.6.1.1. Semelle filante de 1.6m de large.....	143
V.6.1.2. Semelle filante de 1.15m de large.....	146
V.6.1.3. Semelle filante de 1.0m de large.....	147
<b>V.7. Conclusion.....</b>	<b>151</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>152</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>.....</b>

## ANNEXE

<b>ANNEXE I.....</b>	<b>154</b>
<b>ANNEXE II.....</b>	<b>156</b>
<b>ANNEXE III.....</b>	<b>159</b>
<b>ANNEXE IV.....</b>	<b>168</b>
<b>ANNEXE V.....</b>	<b>187</b>
<b>ANNEXE VI.....</b>	<b>191</b>

Figure I.1. Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité (Dhouib et Blondeau, 2005).....	3
Figure I.2. Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements. ....	5
Figure I.3. Chargement par un remblai ou par un réservoir. ....	6
Figure I.4. Consolidation par pression atmosphérique. ....	6
Figure I.5. Photo d'une boule de mortier injectée dans un massif de sable fin lâche (Chantier CEBTP/photo C.P). ....	7
Figure I.6. Maillage de traitement.....	8
Figure I.7. Les colonnes secondaires en intermaille. ....	8
Figure I.8. Pilonneuse de 1600tm.....	9
Figure I.9. Exemple de chantier de compactage dynamique. ....	11
Figure I.10. Vibrateur électrique .....	12
Figure I.11. Réalisation d'un chantier à la vibroflottation (Vibrateur électrique). ....	12
Figure I.12. Fuseau granulométrique d'utilisation de la vibroflottation. ....	13
Figure I .13. Technique de mise en œuvre du vibrocompactage. ....	14
Figure I.14. Phases de formation d'un pieu sableux au moyen d'explosifs. ....	16
Figure I.15. Colonne sol-ciment. ....	17
Figure I.16. Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.....	19
Figure I.17. Schémas des différents types de jets. ....	19
Figure I.18. Un type d'équipement utilisé contenant trois tarières chevauchantes.....	21
Figure I.19. Schéma illustrant les colonnes chevauchantes stabilisées de DSM.....	21
Figure I.20. Technique de mise en œuvre de DSM.....	22
Figure I.21. L'outil est ancré dans le sol. ....	22
Figure I.22. Poches sur un bloc de sol durci.....	23
Figure I.23. Non chevauchement des colonnes. ....	24
Figure I.24. Colonne de sol traité à la chaux. ....	25
Figure I.25. Schéma des opérations de réalisation des colonnes de sol traité ; (Cartier et al., 1986). ....	26

## Liste des figures ☑

Figure I.26. Procédés d'amélioration par vibration des sols en place en fonction de leur granulométrie. ....	30
Figure I.27. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide. ....	32
Figure I.28. Moyen de mise en œuvre. ....	32
Figure I.29. Lancement à eau du vibreur. ....	33
Figure I.30. L'enfoncement du vibreur. ....	33
Figure I.31. Introduction du ballast. ....	34
Figure I.32. <i>Outils de réalisation de colonnes ballastées, Chantier Loosen Goelle Sogiopa et chantier Naftal .</i> ....	35
Figure I.33. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche. ....	35
Figure I.34. Mise en œuvre des colonnes pilonnées. ....	37
Figure I.35. L'outil de réalisation des colonnes ballastées en mer. ....	39
Figure I.36. Deux colonnes à module mixte. ....	40
Figure I.37. CMM sous dallage. ....	41
Figure I.38. Technique de mise en œuvre de la CMM. ....	42
Figure II.1. Vue de la pleine de Bejaia. ....	46
Figure II.2. Pénétrömètre statique. ....	48
Figure II.3. L'appareil préssiométrique. ....	50
Figure II.4. L'essai de pénétration dynamique. ....	52
Figure II.5. Essai CPT du (labo x), en été. ....	54
Figure II.6. Essai PDL du (labo x). ....	54
Figure II.7. Essai CPT (Labo y), en hiver. ....	55
Figure II.8. Vue en plan du terminal nord et sud de stockage de pétrole. ....	56
Figure II.9. Plan de masse du terminal nord et sud de stockage de pétrole et implantation des essais géotechniques. ....	57
Figure II.10. Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage C9. (Terminal marin nord à proximité de oued Seghir) ; ....	58
Figure II.11. Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage R21 (Terminal marin sud). ....	58
Figure II.12. Affaissements et ovalisation du bac C9. ....	59
Figure II.13. Affaissement du bac C9 avant et après traitement. ....	60

Figure II.14. Vue générale de la sphère de stockage de gaz de 3000m <sup>3</sup> Bejaia.....	61
Centre emplisseur GPL de Bejaia. ....	63
Figure II.16. Plan d’implantation et vue des silos de stockage de l’ECI.....	67
Figure II.17. Fissure de tassement au niveau de la voirie au voisinage du radier.....	68
Figure III.1. Schéma donnant les couches qui forment le matelas de répartition. ....	72
Figure III.2. Enregistrement des paramètres de travail. ....	73
Figure III.3. Essai de chargement. ....	75
Figure III.4. Mécanisme de rupture d’une colonne ballastée isolée chargé en tête Datye (1982). ....	75
Figure.III.5. Analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette triaxiale. ....	76
Figure III.6. Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d’une colonne ballastée isolée courte (Brauns, 1978). ....	78
Figure III.7. Rupture par poinçonnement d’une colonne ballastée flottante isolée sous charge axial en tête (brauns, 1980). ....	79
Figure III.8. Mode de rupture d’une colonne isolée dans les sols non homogènes, (Barksdale et Bachus, 1983). ....	80
Figure III.9. Principe de la cellule unitaire dans le réseau des colonnes ballastées. ....	81
Figure III.10. Cas des colonnes débordant des semelles. ....	82
Figure III.11. Disposition des colonnes ballastées : domaine d’influence de la colonne (Baalam et Poulos, 1983). ....	82
Figure III.12. Principe de concentration de contraintes. ....	84
Figure III.13. Tassement des sols traités et non traités.....	85
Figure III.14. Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de La théorie de l’expansion d’une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini.....	88
Figure III.15. Abaque de dimensionnement de Priebe pour un coefficient de poisson ( $\mu_s = \frac{1}{3}$ ).....	91
Figure III.16. Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée. ....	92
Figure III.17. Abaque du facteur d’influence de la profondeur. ....	94
Figure III.18. Abaque de dimensionnement des semelles filantes.....	95

## Liste des figures ☑

Figure IV.1. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D .....	101
Figure IV.2. Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, d'après ITASCA.....	102
Figure IV.3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d'après ITASCA .....	106
Figure IV.4. Coupe lithologique des deux sondages carottés.....	109
Figure VI.5. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites).....	112
Figure IV.6. Les valeurs du tassement verticale sous $\sigma=421.2 \text{ KN/m}^2$ , avant traitement du sol. ....	112
Figure VI.7. Les valeurs du tassement verticale sous $\sigma=421.2 \text{ KN/m}^2$ .....	113
Figure VI.8. Les valeurs des déplacements horizontaux sous $\sigma=421.2 \text{ KN/m}^2$ .....	113
Figure V.1. Implantations des points de sondages et essais proessiométriques. ....	123
Figure V.2. Coupe lithologique du site. ....	128
Figure V.3. Dispositif de l'essai de chargement. ....	136
Figure V.4. courbe des tassement de l'essai chargement (contrainte-tassement) , Naftal Bejaia.....	142
Figure V.5. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites). ....	144
Figure V.6. Les valeurs du tassement verticale sous $\sigma=63.83 \text{ KN/m}^2$ .....	144
Figure V.7. Présentation des vecteurs du déplacement verticale.....	145
Figure V.8. Les valeurs du tassement horizontale sous $\sigma=63.83 \text{ KN/m}^2$ .....	145
Figure V.9. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites). ....	146
Figure V.10. Les valeurs du tassement verticale sous $\sigma=143.47 \text{ KN/m}^2$ .....	147
Figure V.11. Les valeurs du tassement horizontale sous $\sigma=143.47 \text{ KN/m}^2$ .....	147
Figure V.12. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites). ....	148
Figure V.13. Les valeurs du tassement verticale sous $\sigma=112.5 \text{ KN/m}^2$ .....	149
Figure V.14. Présentation des vecteurs du déplacement verticale.....	149
Figure V.15. Les valeurs du tassement horizontale sous $\sigma=112.5 \text{ KN/m}^2$ .....	150

## Liste des tableaux

Tableau I.1. Principe et domaine d'application du DSM. ....	23
Tableau I.2. Champ d'application des colonnes ballastées : Nature et résistance des sols (étréinte latérale).....	28
Tableau I.3. Limites d'application des colonnes ballastées : Charges appliquées et tolérances imposées [Dhouib et Blondeau, 2005]. ....	29
Tableau II.1. Identification qualitative de la nature des sols à partir de la résistance de pointe et de l'effort total. ....	49
Tableau II.2. Classification des sols d'après Ménard.....	51
Tableau II.3. Lithologie et caractères géomécaniques. ....	53
Tableau II.4. Caractéristiques techniques de la sphère de 3000 m <sup>3</sup> . ....	62
Tableau III.1. Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées). ....	71
Tableau III.2. Résistances minimales .....	74
Tableau III.3. Valeurs de la pression interstitielle (u).....	77
Tableau III.4. Valeur du coefficient multiplicateur k.....	77
Tableau III.5. Détermination des sections. ....	83
Tableau IV.1. Catégorie et structure des sols selon le sondage pressiométrique. ....	110
Tableau IV.2. Catégorie et structure des sols selon le sondage pénétrométrique.....	110
Tableau IV.3. Données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées.....	111
Tableau IV.4. Données géotechniques du sol selon Keller. ....	114
Tableau IV.5. Caractéristiques mécaniques des sols.....	115
Tableau IV.6. Contrainte admissible du sol sous le radier à partir du préssiomètre.....	116
Tableau IV.7. Valeurs du coefficient. ....	117
Tableau IV.8. Ordres de grandeurs du paramètre A (relatif aux petites déformations) en fonction du degré de consolidation de l'argile (d'après Skempton et Djerrum). ....	117

## Liste des tableaux

Tableau IV.9. Calcul de tassement eodométrique du sol sans traitement jusqu'à 40 mètres de profondeur pour une contrainte de 1,20 bars. ....	117
Tableau IV.10. Paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe. ....	118
Tableau IV.11 Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées avec le maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe pour une contrainte appliquée ( $\sigma_0 = 1,30$ ) bars. ....	119
Tableau IV.12: Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées Ø 1,0 m sur une profondeur de 30 m avec un maillage de (1,80 x 1,80 m <sup>2</sup> ) pour une contrainte appliquée ( $\sigma_0 = 1,40$ bars) en utilisant la méthode de Priebe. ....	120
Tableau IV.13. Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées Ø 1,0 m sur une profondeur de 30 m avec un maillage de (1,80 x 1,80 m <sup>2</sup> ) pour une contrainte appliquée ( $\sigma_0 = 1,40$ bars) en utilisant la méthode d'homogénéisation simplifiée. ....	121
Tableau V.1. Récapitulatif des valeurs de la pression limite et du module pressiométrique en fonction de la profondeur. ....	124
Tableau V.2. la portance du sol sans renforcement. ....	125
Tableau V.3. Calcul de tassement par la méthode pressimétrique. ....	126
Tableau V.4. Résultats des analyses chimiques en % et en poids. ....	127
Tableau V.5. Les caractéristiques mécaniques du sol. ....	127
Tableau V.6. La capacité portante de la colonne en fonction de la profondeur. ....	129
Tableau V.7. Vérification de la charge admissible. ....	131
Tableau V.8. Caractéristiques du renforcement de sol (à partir du niveau d'application de la charge). ....	132
Tableau V.9. caractéristiques de couches de sol (à partir du niveau terrain naturel). ....	129
Tableau V.10. Facteur de réduction des tassements (prise en compte de la compressibilité de la colonne et de coefficient de profondeur). ....	133
Tableau V.11. Tassement de la semelle filante. ....	134
Tableau V.12. Caractéristiques de sol amélioré. ....	134
Tableau V.13. Facteur de réduction des tassements (prise en compte de la compressibilité de la colonne et de coefficient de profondeur). ....	135
Tableau V.14. Tassement de la semelle filante. ....	136
Tableau V.15. Caractéristiques du sol amélioré. ....	136
Tableau V.16. Facteur de réduction des tassements	

*Liste des tableaux*

(Prise en compte de la compressibilité de la colonne et de coefficient de profondeur).....	136
Tableau V.17. Tassement de la semelle filante.....	137
Tableau V.18. Caractéristiques de sol amélioré.....	137
Tableau V.19. Facteur de réduction des tassements (Prise en compte de la compressibilité de la colonne et de coefficient de profondeur).....	138
Tableau V.20. Tassement de la semelle filante.....	138
Tableau V.21. Caractéristiques de sol amélioré.....	139
Tableau V.22. Tassement des quatre semelles filantes .....	139
Tableau V.23. Résultat du PDL sur les colonnes ballastées.....	139
Tableau V.24. Données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées .....	142

a	Taux d'incorporation
$A_c$	Aire de la colonne
A	Aire totale (de la cellule unitaire)
$A_s$	Aire du sol
$D_c$	Diamètre de la colonne ballastée.
$D_e$	Diamètre de la cellule unitaire (diamètre d'influence équivalent).
d	Distance entre l'entraxe des colonnes
$C_u$	Cohésion non drainée du sol
E	La tolérance d'exécution.
$E_c$	Module de déformation élastique
$E_{oeds}$	Module oedométrique du sol.
$E_{oedc}$	Module oedométrique de la colonne.
$E_m$	Module pressiométrique.
$e_o$	Indices des vides
e	Tolérance d'exécution
$E_p$	Épaisseur minimale de la couche de forme
$E_s$	Module de déformation élasticité du sol (estimé par le pressiomètre)
$f_s$	Frottement latéral.
H	Épaisseur de couche
$I_r$	Indice de rigidité
k	Coefficient multiplicateur
$K_{ac}$	Coefficient de poussé de ballaste
$K_{pc}$	Coefficient de butée du ballast
$L_{clim}$	Longueur minimale
$L_{cmax}$	Longueur maximale
$L_c$	La longueur des colonnes flottantes
N	Nombre de coups

$n$	Rapport de concentration des contraintes verticales
$P_L$	Pression limite du sol mesuré au pressiomètre.
$P_f$	Pression de fluage
$q_c$	Résistance à la pénétration du cône.
$q_{clim}$	Charge axiale limite
$R_T$	Effort total
$R_d$	Resistance du pénétromètre dynamique
$R_p$	Resistance du pénétromètre statique
$s_i$	Tassement du sol sans traitement
$s_f$	Tassement du milieu composite obtenu après traitement
$s_c$	Tassement de la colonne ballastée.
$s_s$	Tassement de la colonne ballastée.
$S_r$	Degré de saturation
$u$	Pression interstitielle à la périphérie de la colonne.
$u_0$	Pression hydrostatique du sol avant traitement
$s_{hc}$	Contrainte horizontale dû à $q_{col}$
$s_{hs}$	Contrainte horizontale dû à $q_{sol}$
$s_c$	Contrainte en tête de la colonne,
$s_s$	Contrainte en surface du sol,
$s'_r$	Contrainte verticale effective de rupture en tête de colonne)
$\sigma_{hmax}$	Etreinte maximale latérale
$s'_{h0}$	Contrainte horizontale effective dans le sol avant traitement
$\sigma_v(z)$	La contrainte verticale
$\sigma_r$	Contrainte verticale de rupture.
$s_0$	Charge (initialement appliquée par la fondation)

$\gamma_h$	poids volumique humide
$C_c$	
$\gamma_d$	
$\varphi_c$	Angle de frottement de la colonne
$n_s$	Coefficient de poisson du sol
$\beta$	Facteur de réduction des tassements
$b_0$	Facteur d'amélioration de base
$\Delta R_c$	Rayon de la colonne ballastée
$W_l$	Limite de liquidité.

CPT  
CPT  
PDA

# Introduction générale

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols de façon générale se manifestent, par une capacité portante faible, des déformations (tassements absolus ou différentiels) importants sous charges statiques ou dynamiques (séisme) surtout pour les sols sableux lâches et saturés.

Le développement de la mécanique des sols et les recherches dans le domaine de la géotechnique ont permis la mise au point d'une large gamme de techniques (compactage dynamique, explosif, vibroflottation, compactage horizontale statique, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols grenus, colonnes ballastées, colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (jet grouting), colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment) ; permettant l'amélioration du sol qui présente de faibles propriétés géotechniques, avec une aptitude à se déformer de façon considérable sous l'action d'un chargement. Parmi ces sols compressibles on note les sols fins (argiles, limons vases, tourbe) et les sols pulvérulents tel que, les alluvions récents, les remblais d'origine anthropique comme le cas de la pleine alluvionnaire de Bejaia.

La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes [Dhouib et al, 2004] :

1. Définition des critères du projet : emprise, sollicitation, tassement 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.

Dans l'étude géotechniques établis sur la pleine alluviale (zone portuaire) de Bejaia révèle l'existence des couches superficielles de nature alluvionnaire, à dominance sablo argileuses et parfois hétérogènes, n'ont pas encore atteint un degré de consolidation suffisant, par conséquent leurs capacité portante est faible et leur compressibilité est élevée. Ce qui nous incite au choix de traitement par colonnes ballastées par rapport à leurs faible cout de revient (économique) ainsi qu'à leurs facilité et rapidité d'exécution. La technique de traitement des sols par colonnes ballastées consiste à incorporer dans le sol un matériau granulaire constitué de ballast qui permet d'obtenir un milieu « composite » ayant des caractéristiques globales meilleurs que le sol non traité et conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- ✘ amélioration de la portance,
- ✘ réduction des tassements,
- ✘ homogénéisation des caractéristiques géotechniques,
- ✘ augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants,

✱ augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation).

Pour ce faire, ce présent travail est subdivisé principalement en cinq grands chapitres :

Le premier chapitre traite les techniques de traitement des sols instables et leurs domaines d'application.

Le deuxième chapitre est consacré à la caractérisation et la représentation des dispositifs du site expérimentale.

Le troisième chapitre étudie le traitement de sol par colonnes ballastées. Il rappelle leurs dispositions constructives, les différents essais de contrôle et les essais de réception. Ce chapitre traite aussi le comportement des colonnes ballastées isolées et disposées en réseaux chargées en tête, enfin les méthodes de dimensionnement existantes à savoir les méthodes analytiques et les méthodes numériques. C'est parce que la faisabilité du traitement de sol doit faire l'objet d'une analyse par le géotechnicien de l'opération qui, par ailleurs, fournira ou validera les hypothèses de calcul ; selon sa mission.

Le quatrième chapitre présente l'étude numérique du silo de stockage de sucre roux renforcé par colonnes ballastées, à l'aide du code de calcul FLAC. Et une étude analytique des silos l'ECI par la méthode de PRIEBE et la méthode d'homogénéisation.

Le cinquième chapitre donne, une justification du traitement par des colonnes ballastées, suivi des essais réalisés sur les colonnes, à savoir les essais de continuités et les essais de chargement. Enfin, une estimation des tassements a été effectuée par le code de calcul FLAC, du centre enfuteur Naftel de Bejaia renforcé par colonnes ballastées, les résultats obtenus sont comparés aux méthodes analytiques (PRIEBE et homogénéisation).

Enfin, on terminera par une conclusion générale.

# sommaire I

## Techniques de traitement des sols instables

<b>I.1</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>1</b>
<b>I.2</b>	<b>Objectif du traitement.....</b>	<b>1</b>
<b>I.3</b>	<b>Domaine d'application des techniques .....</b>	<b>1</b>
I.3.1	Substitution des sols .....	4
I.3.2	Pré chargement.....	4
I.3.3	Compactage6	
I.3.3.1.	compactage horizontal statique (CHS)6	
I.3.3.2.	Compactage dynamique par pilonnage.....	9
I.3.3.3.	vibroflottation (vibrocompactage).....	11
I.3.3.4.	compactage dynamique par explosifs. ....	15
I.3.4	Jet grouting 17	
I.3.5	Deep Soil mixing. ....	20
I.3.6	Colonne traité en place. ....	24
I.3.7	Colonne ballastée .....	26
I.3.8	Colonne à module mixte (CMM) . ....	40
<b>I.4.</b>	<b>Conclusion. ....</b>	<b>43</b>

# *CHAPITRE I*

## *TECHNIQUES DE TRAITEMENT DES SOLS INSTABLES.*

### **I.1. Introduction**

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet.

Les premiers usages des méthodes de traitement des sols furent mises en point à la fin du dix-neuvième siècle et au début du vingtième siècle comme remède ultime face à des problèmes imprévus de sols. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de substitution des sols, de compactage statique et dynamique, de préchargement et des colonnes ballastées. Elles sont couramment appliquées et jugées efficaces et sont actuellement utilisées comme un élément à part entière des projets. Néanmoins, la conception des travaux d'amélioration des sols n'est pas toujours facile et de nombreuses expérimentations et recherches sont encore réalisées pour améliorer ces méthodes de conception et d'exécution.

### **I.2. Objectif du traitement**

L'objectif attendu de ces techniques est la pérennité de l'ouvrage, la réduction des risques d'instabilité par la réduction des tassements et l'augmentation de la capacité portante du sol en améliorant ces caractéristiques mécaniques, le facteur économique du projet demeure aussi un paramètre de décision.

### **I.3. Domaines d'application des techniques de traitement de sols**

Chaque technique de traitement de sol, a un domaine d'action restreint qui dépend des conditions géologiques et hydrogéologiques du site, mais aussi de l'état de compacité et de surconsolidation du sol en place.

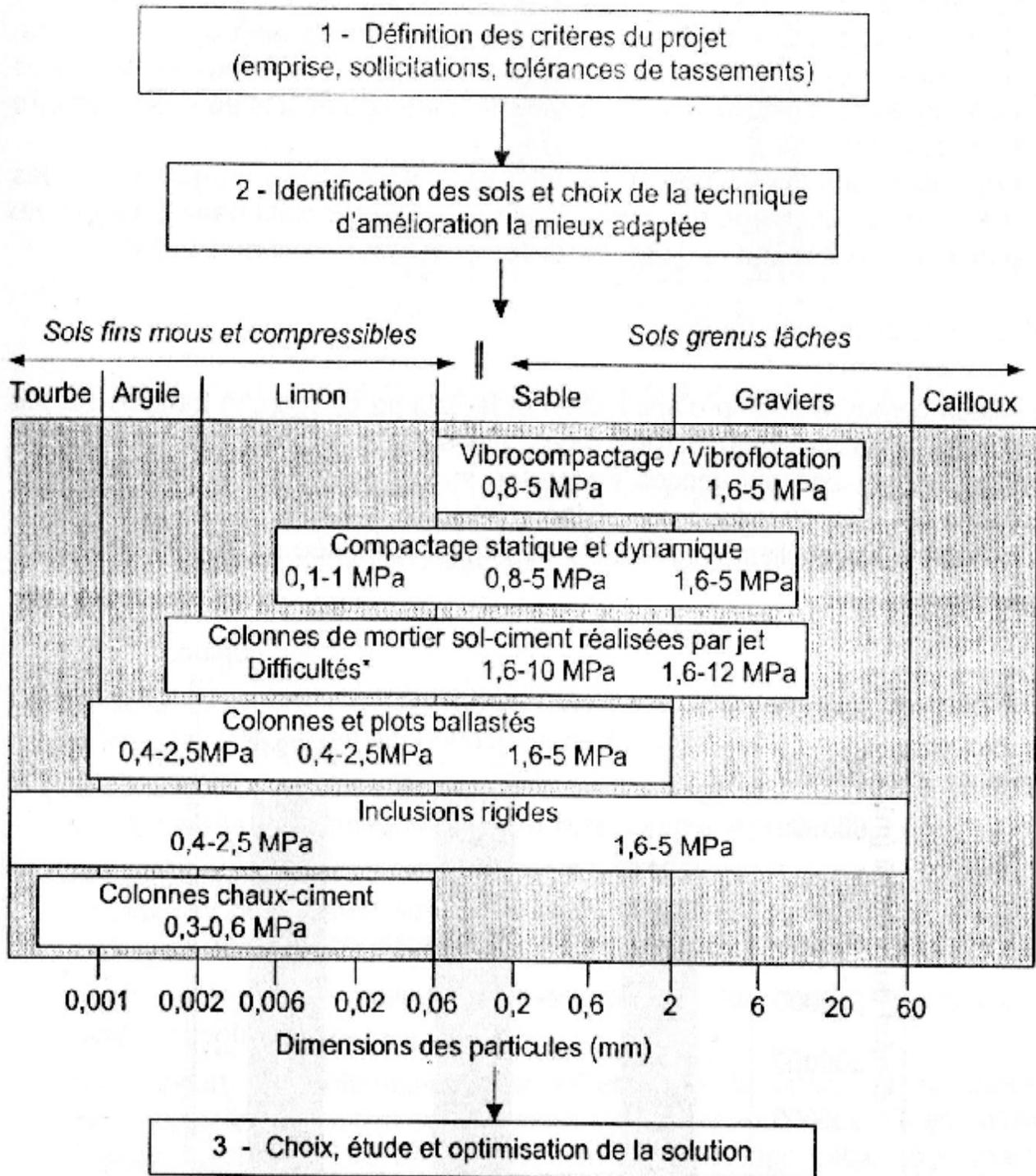
Les sols fins mous et compressibles (argiles molles, vases..) se caractérisent par des tassements excessifs, tassements différentiels, et déformation a long terme.

Dans le cas des sols grenus (sables), la forte perméabilité fait que l'on observe d'augmentation des surpressions interstitielles dans ces sols, dans le cas de liquéfaction, généralement provoqué par des sollicitations sismiques.

L'application des techniques d'amélioration des sols est directement liée à la granulométrie des sols à traiter. L'expérience acquise dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes [Dhouib et Blondeau, 2005] :

1. Il est possible de procéder à des compactages dynamique, statique (dit aussi compactage horizontal statique (CHS) ou par vibration radiale (vibroflottation ou vibrocompactage), ou réaliser des colonnes de mortier sol- ciment (Jet- Grouting) dans des matériaux sablo graveleux plus ou moins fins ;
2. Lorsque les sols à compacter, présentent un fuseau granulométrique fins à très fins, à la limite des procédés de compactage, cela correspond au début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol chaux- ciment.
3. la réalisation des colonnes ballastées est subordonnée à l'existence d'une étroite latérale suffisante et pérenne mobilisable par le milieu traité pour éviter l'expansion latérale du ballast dépourvu de cohésion (matériau grenu) ;
4. Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organiques ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas nécessaire ;
5. Dans le cas des sols organiques caractérisés par des teneurs élevées en eau naturelle, une solution de colonnes chaux - ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptée , lorsque la teneur en eau naturelle est faible cette technique peut être employée par voie humide (Deep soil mixing).

La figure I.1 illustre la structure des domaines d'application des méthodes de traitement de sols en référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône  $q_c$  au pénétromètre statique.



\* Utilisation de grande énergie ou double-jet.

Figure I.1 - Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité (Dhouib et Blondeau, 2005)

### I.3.1. Substitution des sols

#### a) Principe

La technique consiste à décaisser les sols de faibles caractéristiques physico- mécaniques et de les substituer par un matériau d'apport de meilleures qualités géotechniques mis en œuvre suivant un procédé de compactage approprié.

#### b) Domaine d'application

Cette méthode est utilisée dans le cas des couches médiocres de faible épaisseur. Le matériau de substitution est en général de nature pulvérulente (TVO, tuf,...), sélectionné suivant un fuseau granulaire normalisé et le taux de particules fines argileuses est limité.

#### c) Techniques de mise en œuvre

La réalisation de ce procédé débute par l'excavation des mauvais terrains, Puis on étend les géotextiles qui permettent une meilleure répartition des contraintes et évite la contamination du remblai. En suite la mise en place des remblais sablo-graveleux s'effectue par couches successives (20cm) fortement compactées.

La substitution peut être totale ou partielle, selon, le cas,

- Lorsqu'il s'agit d'une couche médiocre de faible épaisseur (4 à 5m) substitution totale.
- Si la couche est profonde, supérieur à 6m, on procède à une substitution partielle, dans ce cas l'ouvrage doit être léger et la couche de substitution doit couvrir une étendue supérieur à l'emprise de la construction, faute de quoi ,le sol de substitution risque de se comporter plutôt comme une surcharge plus importante que le sol enlevé et également comme un drain, facilitant la remontée des eaux modifiant ainsi que le comportement intrinsèque du site .
- Pour les ouvrages avec semelles isolées, la substitution s'effectue seulement sous la semelle, mais il faut respecter la condition ( $h/B > 1,5$ ) (Menouar, 2005).

Les facteurs qui interviennent dans le choix de la solution de substitution de sols sont : la nature des ouvrages, coût de l'opération et la disponibilité du matériau de substitution au niveau local.

### I.3.2. Le pré chargement

#### a) Principe

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive  $p_f$ , augmentée éventuellement d'une surcharge  $p_s$  qui assure tout ou partie des effets illustrés par la figure (I.2) :

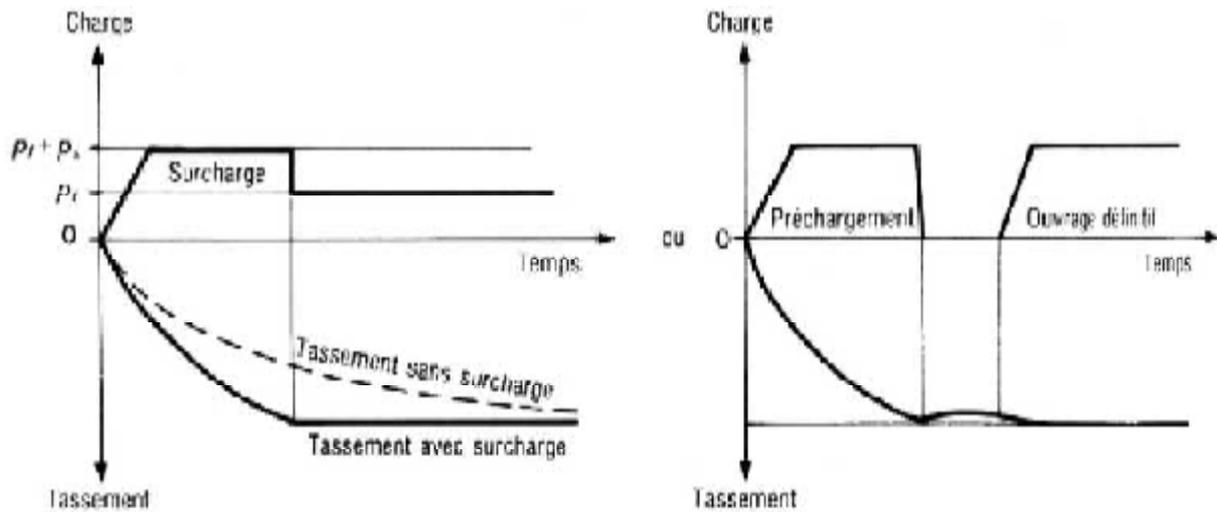


Figure I.2. Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements.

### b) But de la technique

Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans se redouter des tassements absolus ou différentiels importants à moyen ou à long terme;

Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes.

### c) Domaine d'application

Le pré chargement est utilisé pour les sols fins ainsi que pour les sols grenus, car la perméabilité élevée de ces derniers, permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus courts.

### d) Technique de mise en œuvre

Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de pré chargement :

— la méthode la plus courante (figure I.3) consiste, à édifier sur le site un remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eau), on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible, à la fin de la consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur ;

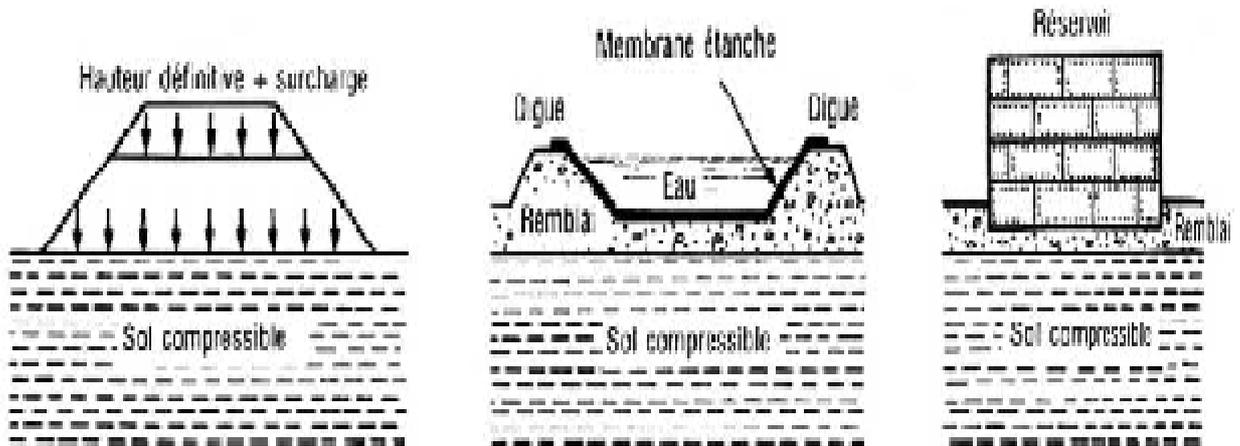


Figure I.3. Chargement par un remblai ou par un réservoir.

— une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (Figure I.4) ;

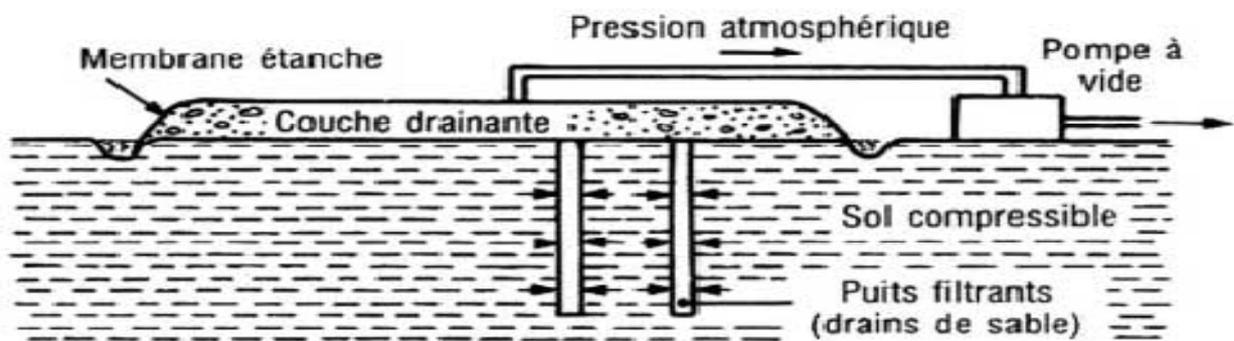


Figure I.4. Consolidation par pression atmosphérique.

### I.3.3. COMPACTAGE

#### I.3.3.1. Compactage horizontal statique (CHS)

##### a) Principe

Il s'agit d'injecter sous haute pression dans le sol, un mortier de consistance raide à plastique (Figure I.5). Ce mortier s'expande de manière relativement homogène dans le sol et forme ainsi des inclusions de forme sphérique, et recoupées verticalement entre elles. Le terrain environnant se trouve donc comprimé autour de l'inclusion, et sa compacité augmentée. Pendant l'exécution du CHS, on procède à l'enregistrement en continu de la pression et du volume de mortier injectés, ainsi que des éventuelles déformations en surface.



Figure I.5. Photo d'une boule de mortier injectée dans un massif de sable fin lâche (chantier CEBTP/photo C.P).

#### a) Domaine d'application

Le CHS peut être mis en œuvre pour l'amélioration des sols grenus, particulièrement lorsque ceux-ci sont lâches à moyennement denses.

Le procédé s'utilise aussi dans des sols fins, afin de réaliser des inclusions de plus grande résistance et portance au sein d'horizons peu porteurs, et ainsi augmenter leur capacité portante. Lors de la mise en œuvre dans des sols argileux saturés, il faut tenir compte des importantes augmentations de la pression interstitielle donc réaliser un système de drainage.

Les principaux domaines visés sont :

- ◆ Les reprises en sous-œuvre : semelles, pieux.
- ◆ Les réductions des tassements.
- ◆ Les réductions du potentiel de liquéfaction.

#### b) Technique de mise en œuvre

Le CHS s'effectue par un maillage (Figure I.6). La maille dépend de la nature de sol, des paramètres d'incorporation (débit, pression), et de la profondeur du traitement.



Figure I.6. Maillage de traitement.

1/ Mise en place du tube d'injection en fonction de la nature du sol ou du type de projet, le tube est mis en place soit par forage, soit par battage.

2/ Compactage Horizontal Statique le mortier, préparé dans une centrale adéquate, est injecté sous pression dans le sol grâce à une pompe spéciale.

En procédant par paliers successifs montants ou descendants, on réalise une inclusion constituée d'une succession de «bulbes» de mortier recoupés entre eux.

3/ Compactage par colonnes alternées afin d'assurer une répartition homogène du compactage, on commence par un maillage primaire assez large. Ensuite, des colonnes secondaires en intermaille permettent d'arriver au compactage optimal (Figure I.7).

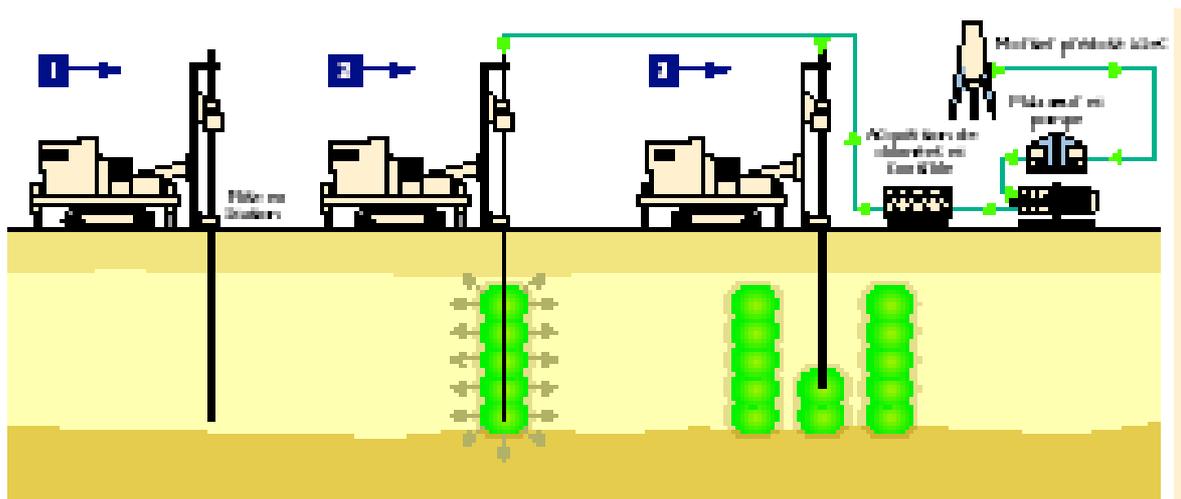


Figure I.7. les colonnes secondaires en intermaille.

### 1.3.3.2. Compactage dynamique par pilonnage

#### a) Principe

Elle consiste à laisser tomber un pilon pesant entre 10 à 40 tonnes (figure I.8) manipulé à l'aide d'une grue, en chute libre sur une hauteur de plusieurs dizaines de mètres qui ne dépasse pas 35 mètre au-dessus de la surface de travail.



Figure I.8. Pilonneuse de 1600tm.

#### c) Le domaine d'application

Ce procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air fermé (1 à 4%) (Cas des tourbes ou des remblais récents avec matières organiques). Seuls les sols présentant des caractéristiques de consolidation à long terme sous l'application de charges, tels que les argiles et sols organiques, ne répondront pas favorablement au traitement.

De toutes les techniques d'amélioration de sol, seul le compactage dynamique permet de traiter de grande surface de dépôts naturels ou de remblais. Seuls les sols présentant des caractéristiques de consolidation à long terme sous l'application de charges, tels que les argiles et sols organiques, ne répondront pas favorablement au traitement. Des remblais d'argile ont toutefois été traités pour en réduire les vides importants. Par ailleurs, certains dépôts ne pourront être améliorés que par compactage dynamique comme par exemple les sols d'origine morainiques (qui résulte d'accumulation de débris de roches), les débris de construction et les remblais d'enrochements renfermant de gros éléments. Elle convient particulièrement aux sols pulvérulents perméables y compris les sols contenant des cailloux et des blocs.

Le compactage dynamique s'est révélé particulièrement efficace, pour développer des sites jadis considérés comme impropres à la construction, en raison des difficultés techniques ou des coûts élevés, que représentaient les méthodes de fondation conventionnelles. C'est le cas notamment des sites où des remblais hétérogènes ont été déversés à tout hasard et que l'on retrouve en fortes concentrations à la périphérie de grands centres urbains, dans les carrières abandonnées, dans les zones portuaires ou pour des édifices résidentiels de prestige construits sur des terrains gagnés sur les rivières ou la mer.

Le compactage dynamique est également utilisé pour :

- assurer la bonne tenue du revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargées, telles celles des entrepôts, pistes d'aéroport, terminaux de conteneurs, etc. ;
- réduire le potentiel de liquéfaction des sols dans les zones à haute sensibilité sismique ;
- stabiliser les pentes, barrages, digues, etc. ;
- réduire les vides dans les dépotoirs ;
- défoncer cavernes et mines abandonnées ;
- densifier des sols marins et remblais placés sous l'eau ;
- et comme support fiable pour fondations superficielles de tous types de structures par l'amélioration des caractéristiques de portance et la satisfaction des critères de tassement total et différentiel sévères.

### c) technique de mise en œuvre

Avant pilonnage, il faut rendre la surface de travail horizontale et plane et on doit s'assurer que le niveau de la nappe phréatique se situe au moins 2m sous la surface du sol.

Si ce n'est pas le cas, le sol recouvert d'une couche de matériaux grenus d'un mètre minimum d'épaisseur, qui a pour rôle principale d'éviter un enfoncement trop important du pilon. Le procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée de lourds pilons d'acier sur la surface des sols à traiter (figure. I.9).

Les impacts qui résultent créent de puissantes ondes de choc, qui se propagent en profondeur, provoquant un rapprochement des grains les uns des autres, ce qui provoque des tassements supérieurs à ceux attendus sous le chargement future et, l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques réduit le potentiel de liquéfaction des sables lâches. À l'aide de puissantes grues sur chenilles adaptées, les pilons sont levés, pour ensuite retomber en chute quasi-libre. Avec un système de levage spécial, elle peut être portée à 300 tonnes ou davantage pour augmenter la profondeur du traitement.



*Figure I.9. Exemple de chantier de compactage dynamique.*

Le compactage s'effectue suivant un quadrillage qui couvre toute la superficie du sol à traiter. Chaque croisement du quadrillage est compacté à plusieurs reprises, généralement entre 5 à 10 fois. La distance entre les points d'impacts dépend de type de sol et la profondeur d'influence qui a été spécifiée, elle est plus au moins égale à l'épaisseur du sol à traiter et se situe généralement entre 5 et 8m. Le compactage dynamique est d'exécution extrêmement rapide et, dans le cas de sols granulaires dont l'épaisseur est de l'ordre de 12mètres ou moins, il est sans conteste le plus économique des procédés d'amélioration de sol existants.

### **1.3.3.3. Vibroflottation (vibrocompactage)**

#### **a) Objectif**

La vibroflottation vise à densifier des sols lâches, tant sur terre ferme que sous l'eau, par l'application de vibrations à haute fréquence. De plus, les variantes du procédé permettent le remplacement partiel de sols traités et/ou leur renforcement au moyen de colonnes de pierre. La vibroflottation comporte trois techniques distinctes : le vibroeffoulement, le vibroremplacement et le vibrocompactage.

La vibroflottation, une forme de vibrocompactage, a été développée en Europe durant les années 30. Utilisée dans sa version originale, la méthode permet de densifier des sables et graviers dont la teneur en particules fines ne dépasse pas 12 à 15 %, au moyen de vibrations à haute fréquence.

#### **b) Principe**

Le principe d'exécution comporte les étapes suivantes:

- ◆ Le vibreur, avec l'aide de l'eau de lançage, est foncé jusqu'à la profondeur voulue ;
- ◆ La zone de compactage est un cylindre de sol, d'un diamètre pouvant atteindre plusieurs mètres (2à 4) ;

- ◆ Le cône provoqué par la vibration est rempli par un matériau d'apport de sable ou de gravier ;
- ◆ La finition consiste à régler la plate – forme

Cette méthode de compactage fait appelle à un vibreur électrique (Figure I.10, I.11) de 30 à 40cm de diamètre et 3 à 5m de longueur, pesant entre 3 à 6 tonnes, consiste en une sonde de forme tubulaire qui renferme un puissant vibreur dans sa pointe inférieure. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles, qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible. Cette technique permet de compacter facilement une couche de sol de 8 à 10 m d'épaisseur et même dans certains cas de 30m d'épaisseur.



*Figure I .10.Vibreur électrique*



*Figure I.11.Réalisation d'un chantier à la vibroflottation (Vibreur électrique).*

### c) Domaine d'application

Cette technique s'applique aux sols grenus dans un état lâche à assez peu compact pour les densifier au dessus et au-dessous de la nappe (figure. I.12)

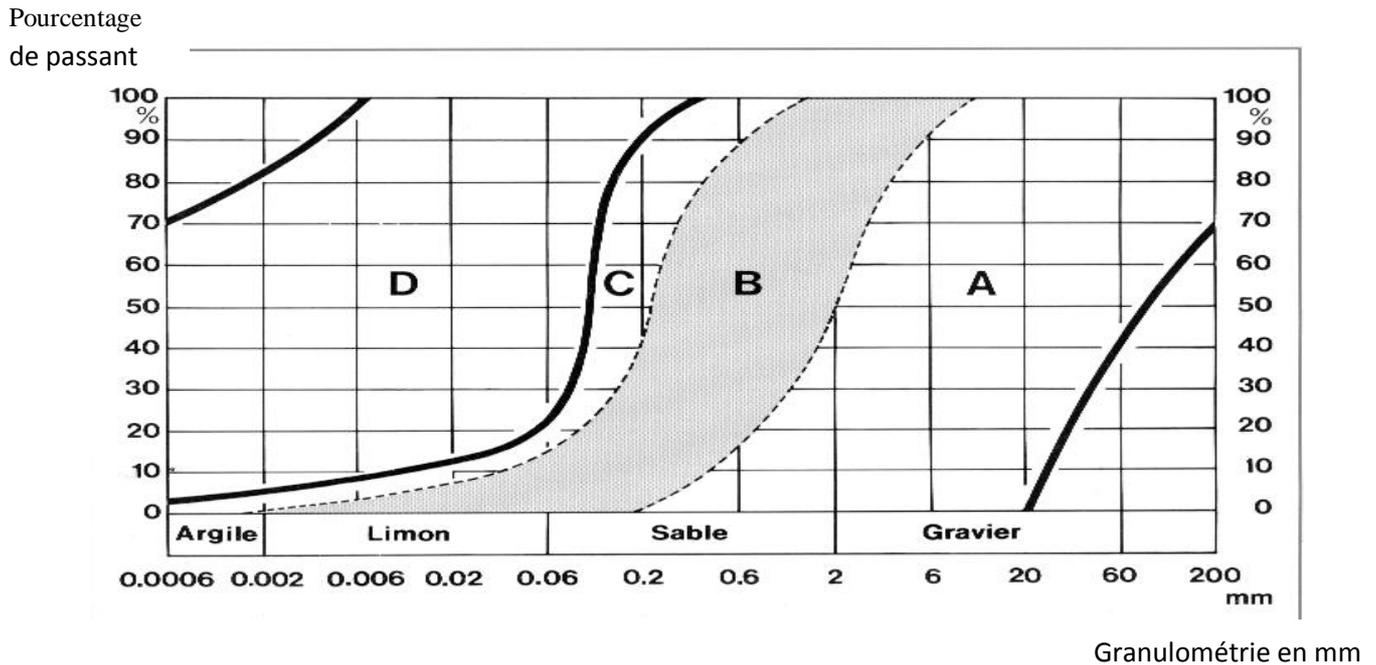


Figure I.12. Fuseau granulométrique d'utilisation de la vibroflottation.

Cette méthode est plus particulièrement adaptée à des traitements localisés : amélioration du sol sous les fondations d'un ouvrage d'art, d'un bâtiment, d'un réservoir, d'un remblai mal compacté,....etc.

### d) Techniques de mise en œuvre

Le vibreur est relié à une colonne de tube et leur longueur est égale ou supérieure à la profondeur de la couche à compacter, manipulé par une grue, est mis en station au-dessus du point de compactage.

Les étapes de mise en œuvre du vibrocompactage sont illustrées par la figure .I.13.

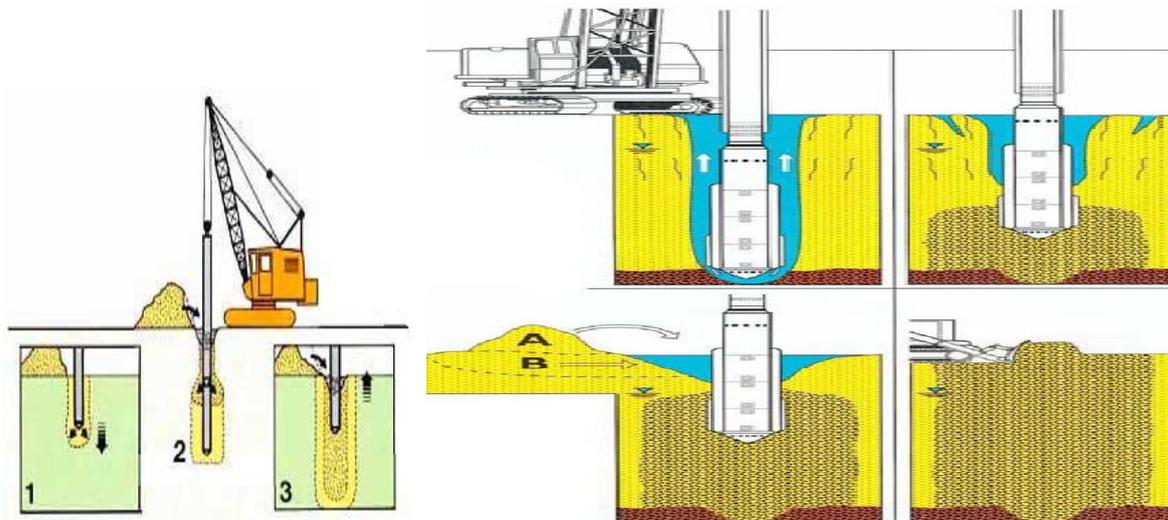


Figure I .13. Technique de mise en œuvre du vibrocompactage.

**Phase 1 :** faire descendre dans le sol un vibreur à une vitesse de 3 à 6 m/mn, qui sous l'influence de son propre poids, du lançage d'eau et/ou d'air et des vibrations, atteint rapidement la profondeur désirée. Les jets d'eau à la pointe sont alors coupés.

**Phase 2 :** L'eau arrive désormais uniquement par les orifices du haut du vibreur. Le resserrement du terrain en profondeur se traduit, à la surface, par un affaissement de forme conique qui doit être compensé par l'ajout de sable ou gravier qu'on déverse au fur et à mesure du retrait de la sonde. Le flux d'eau le long du vibreur aide au transport du sable jusqu'à la zone de compactage à la base du vibreur.

**Phase 3 :** Le vibreur est retiré par étapes à une vitesse 0.3 m/mn, les vibrations produites lors de la remontée ont comme effet d'arranger les particules du sol en une structure plus dense et produit de cette manière un cylindre de terrain densifié de 2 à 4 mètres de diamètre, c'est le rayon d'influence du vibreur.

#### e) Avantages et inconvénients

- L'opération est répétée selon un maillage prédéfini selon les objectifs (maillage plus large que pour les injections).
- Intervention d'engins lourds (incompatible avec la plupart des zones urbaines). Pas le contrôle "pas à pas" comme pour les injections.
- Impossible pour les mauvais sols profonds (plafond de l'ordre de 20m).

Le maillage créé sur le site par les colonnes de matériaux de granulométrie incompatible avec la liquéfaction, draine le sol de la zone qui est protégée.

Une fois la sonde parvenue à la profondeur désirée, le vibreur est actionné et la sonde retirée progressivement vers la surface.

### 1.3.3.4. Compactage dynamique par explosifs

Cette technique est originaire d'U.R.S.S (IVANON, 1967) où la première application rapportée date de 1936. Depuis, plusieurs chantiers importants ont été réalisés dans ce pays et quelques réalisations ont vu le jour aux U.S.A., en Pologne, en France et au pays bas.

Cette méthode s'accompagne de divers procédés complémentaires :

- Elle peut être utilisée sous l'eau, les sols sont alors souvent saturés ce qui est favorable au procédé.
- Si le sol n'est pas saturé, on peut faire précéder l'opération par humidification préalable.
- Si le sol à compacter est surmonté de sable, ce matériau en pénétrant dans la cavité pratiquement cylindrique provoquée par l'explosion, constitue un véritable puits de sable qui favorise le drainage.

#### a) Principe

Cette technique vise à augmenter les caractéristiques physiques et mécaniques des sols grenus à la suite d'explosions provoquées au sein de massif à compacter ou à consolider, lesquelles ont une action complexe :

- la cavité gazeuse et les ondes de choc créées lors d'une explosion se diffusent dans le massif en provoquant la destruction du squelette du sol, dont les grains connaissent un réarrangement plus ou moins rapide et plus ou moins important
- ce réarrangement entraîne une augmentation de densité qui dépend de la nature de sol et de sa perméabilité, de la puissance et de la position des charges ainsi que du confinement du volume traité.
- On brise la structure des sols cohésifs qui sont fluidifiés, de ce fait peuvent se déformer, donc se compacter plus aisément.

Pendant l'explosion on observe un soulèvement de la surface (plus au moins marqué selon la puissance et la position des charges) et dans certains cas l'apparition d'eau expulsée du sol ce qui traduit l'augmentation des pressions interstitielles. La dissipation de ces pressions interstitielles est, en générale, rapide de fait de la perméabilité élevée des sols traités.

La densité et la puissance des charges mises en place, sont souvent fixées de manière expérimentale.

#### b) Domaine d'application

Cette méthode est surtout utilisée pour compacter les sols grenus propres et saturés, très peu ou peu denses. Il faut signaler qu'elle peut être utilisée non seulement pour les sables lâche mais également pour des matériaux cohésifs (argile molle et vases), il semble cependant que l'état des connaissances n'est pas suffisant pour déterminer, dans tous les cas, les paramètres de tir en fonction des caractéristiques du sol et les planches d'essais sont souhaitables avant de réaliser un chantier

Cette technique ne permet pas de traiter la partie supérieure de deux à trois mètres de profondeur.

### c) Technique de mise en œuvre

Les charges sont mises en place au sein du massif et à la profondeur voulue, de façon simple et rapide :

- Réalisation de forages tubés provisoirement, par lançage, vibration ou tout autre procédé
- Descente des charges aux niveaux souhaités et détubage des forages, afin de les refermer par éboulement ou par apport de matériaux.
- Réalisation éventuelle de forage d'exhaure pour faciliter l'évacuation de l'eau.

L'explosion est commandée depuis la surface, les charges étant reliées au poste de tir par un cordon détonant.

Dans le cas où il existe une couche saturée de sable ou de gravier surmontant une couche de sol cohérent, l'explosion provoque une ouverture de courte durée et l'écoulement d'une partie du sol pulvérisé dans l'ouverture de forage ainsi créée. Il en résulterait à cet effet un pieu sableux qui sert de drain vertical, [Dembicki et Kisielowa, 1986] (figure I.14).

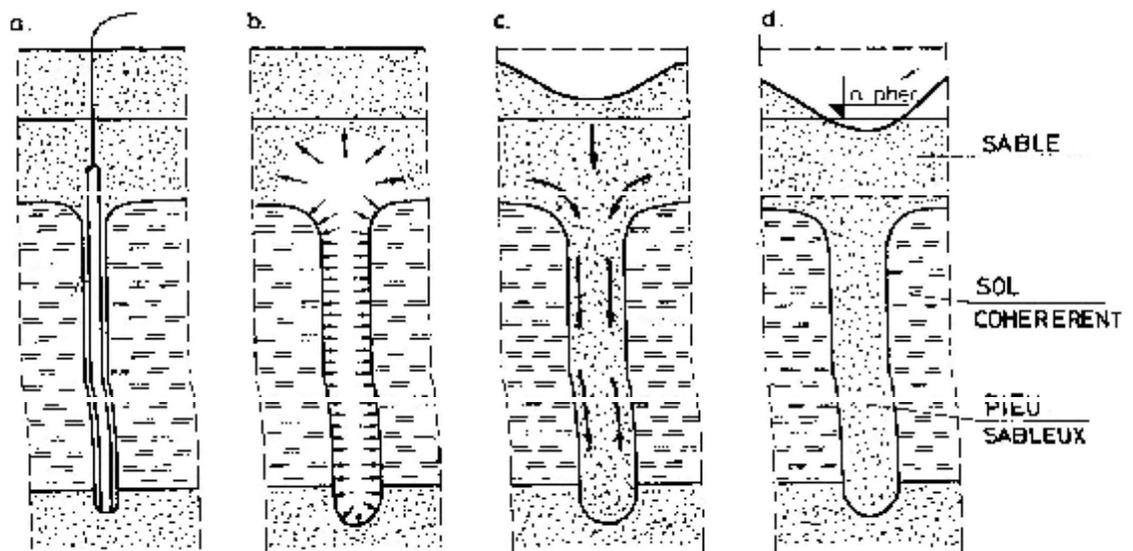


Figure I.14. Phases de formation d'un pieu sableux au moyen d'explosifs.

Les phénomènes qui se produisent dans le sol après les explosions, ne sont pas encore entièrement éclaircis. Afin d'obtenir des résultats probants dans la consolidation par explosifs du sol, il faut que les paramètres ci-dessous soient correctement déterminés, [Dembicki et Kisielowa, 1986]:

- type de charge : ponctuelle, linéaire, interrompue ;
- masse de chaque charge ;

- propriété de l'explosif utilisé ;
- nombre total de charges explosives dans une série de tirs ;
- répartition des charges dans l'espace de la couche compactée ;
- intervalle de temps entre les tirs dans les séries successives d'explosions ;
- techniques d'exécution de travaux de tirs et de forage.

La réalisation de ce procédé exige un contrôle technique constant et l'exécution d'un programme d'essais et de mesures avant, en cours et après les travaux de tirs. Ces mesures concernent la pression interstitielle, le tassement en surface et en profondeur et les essais de propriétés du sol compacté (phase finale du processus de la consolidation).

#### I.3.4. Jet grouting

##### a) Principe

Le jet grouting, correspond à un traitement de sol dans la masse par la mise en œuvre sous haute pression d'un jet de coulis à base de ciment en réalisant in situ un mélange sol-ciment (Figure. I.15) par un procédé hydrodynamique qui combine :

- ü La déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse ;
- ü L'extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides du jet ;
- ü L'incorporation au reste du terrain déstructuré d'un coulis sous pression.



Figure.I.15. colonne sol-ciment.

Le diamètre de la colonne obtenue dépend de la nature du terrain, du nombre de jets, de la puissance des pompes et des vitesses de remontée et de rotation ; il varie généralement entre 0,6 et 1,0 m. L'épaisseur des panneaux est comprise entre 5 et 30cm.

**a) Domaine d'application**

Le procédé s'applique à des terrains difficilement injectables par des injections d'imprégnation classiques. Il convient pour des sols granulaires jusqu'aux argiles.

Ses applications sont les suivantes:

- Coupures étanches
- Soutènement et étanchéité de paroi
- Blindages de puits ou de fouilles, même en site urbain.
- Renforcement des sols dans la masse.
- Reprendre les charges uniformément réparties (plates-formes, quai, remblai, dallages industriels)
- Traitement de terrain encombré par des réseaux ou des ouvrages enterrés.
- Fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'appuis isolés sur sols compressibles.
- Fré voûte de tunnel.
- Travaux sous hauteur limitée
- Enceinte pour excavation de puits.
- Reprises-en sous œuvre de fondations existantes.
- Radier injecté.

Ce procédé a été utilisé dans le métro d'Alger pour la stabilisation préalable des parois au cours du creusement.

**b) Technique de mise en œuvre**

La réalisation d'une colonne de Jet Grouting passe par trois étapes (Figure I.16) :

- Réalisation d'un forage en petit diamètre (100 à 200mm) sur la hauteur du sol à traiter ; par une colonne de tiges dotée d'une tête de perforation classique (tricône par exemple) et d'un dispositif de lancement,
- Jet : la déstructuration de la structure granulaire avec un puissant jet de fluide commence en partie basse de l'élément. L'excédent du mélange eau /sol / ciment, est évacué à la surface par le vide annulaire entre la tige de forage et la paroi.
- Injection en remontant ; dans la technique mono jet, un coulis de ciment à haute pression est injecté, le coulis assure à la fois la déstructuration du terrain et la consolidation par introduction du ciment, dans les techniques à double ou triple jets, le sol est d'abord déstructuré par une injection d'air ou d'un mélange air et eau, avant d'être injecté séparément, par le coulis à l'aide d'une buse située plus bas sur la colonne de forage.

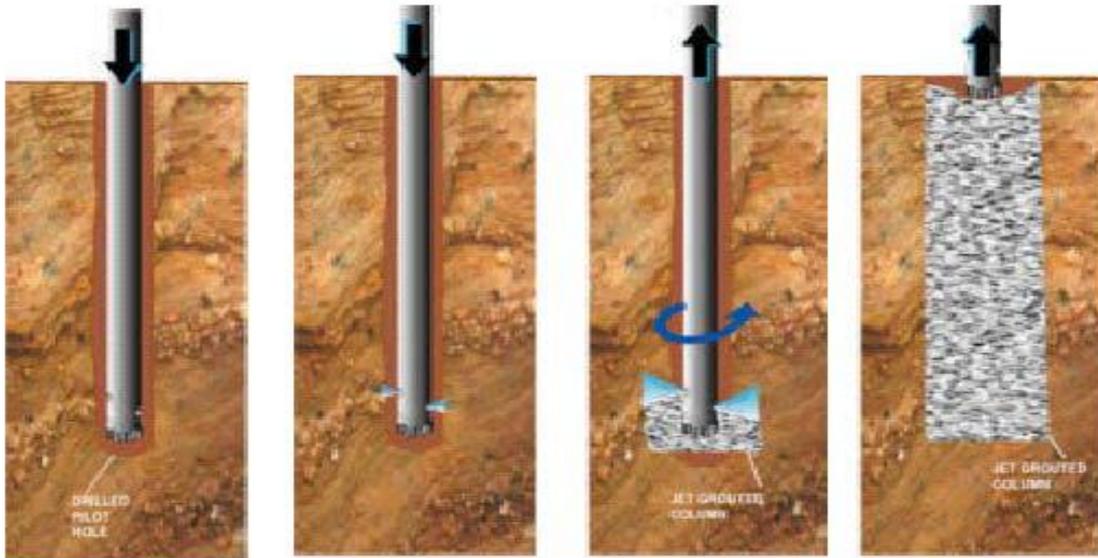


Figure I.16 - Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.

On utilise des jets simples, doubles ou triples (Figure. I.17) :

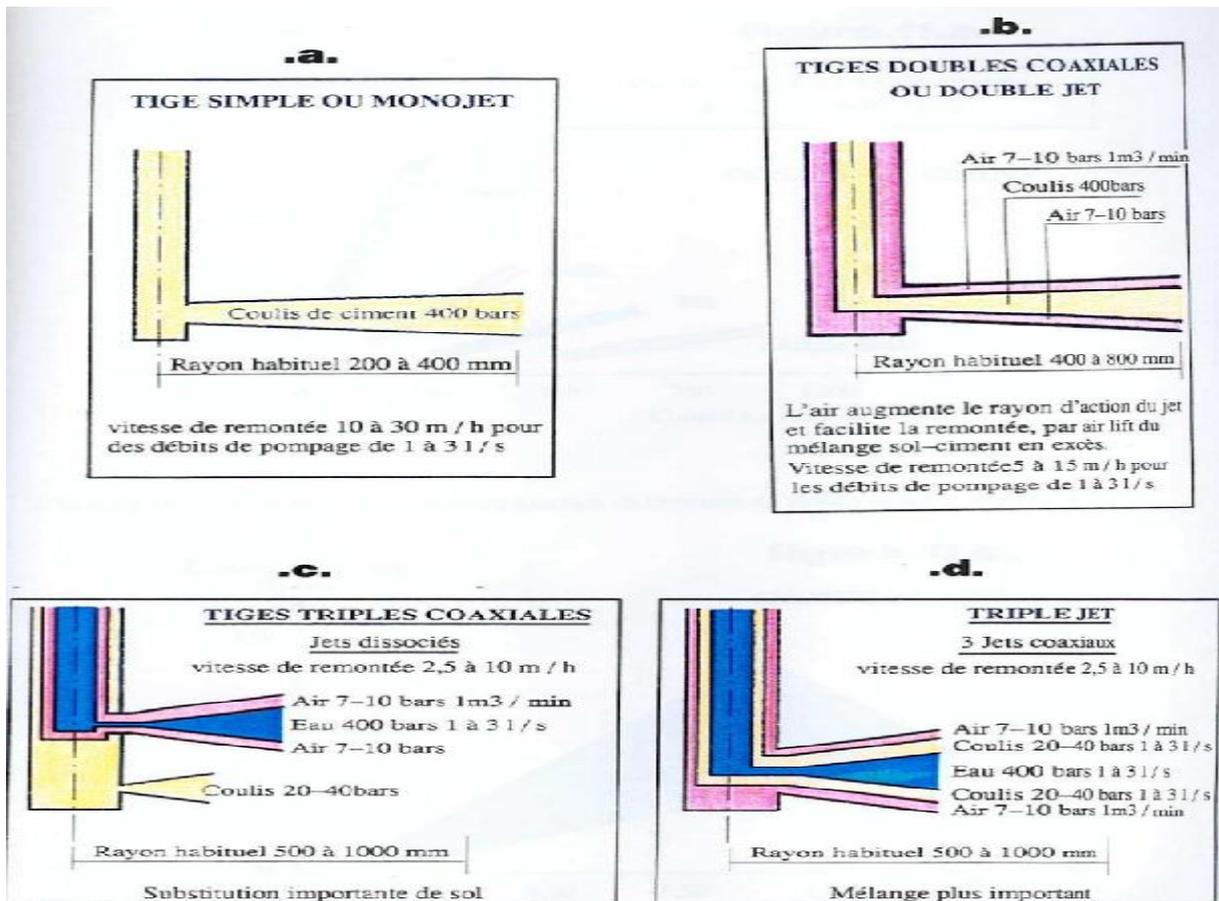


Figure. I.17 Schémas des différents types de jets.

- ✓ Pour le jet simple, le coulis assure les 3 fonctions de déstructuration, extraction et incorporation.
- ✓ Pour le jet double, le coulis est entouré par un jet d'air coaxial qui permet de mieux déstructurer et extraire le sol.
- ✓ Enfin pour le jet triple, la fonction de déstructuration est assurée par un jet d'eau, entourée d'un jet d'air et la fonction d'incorporation par un jet de coulis.

### I.3.5. Deep soil mixing

#### a) Objectif

- L'amélioration de la capacité portante, ou la résistance au cisaillement du sol, d'où il sera capable de résister à des pressions hydrostatiques différentes et aux différents chargements effectués sur sol.
- Modifier le sol afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques, en réalisant des colonnes rigides ou semi rigide.

#### b) Principe de DSM

Elle consiste à mélanger mécaniquement le terrain en place avec un coulis injecté sous basse pression. Ceci est réalisé avec un ensemble de colonnes de sol stabilisé. La stabilisation du sol des colonnes est formée par une série de puits de mélange, guidée par une grue. (Grout, slurry) et pompée à travers la tige creuse de l'outil et injecté dans le sol à son extrémité. Cette technique utilise un système de tarière (une ou multiple) foré dans le sol (figure I.18). Les axes des tarières se chevauchent les uns dans les autres et forment un mélange continu de chevauchement de colonne (figure I.19). Le brassage continu avec l'outil malaxeur garantit une très bonne homogénéité de l'inclusion. Lorsque la profondeur est atteinte, l'outil est retiré et le processus de mélange est répété sur le chemin de la surface.

SLURRY : est un mélange d'eau et de bentonite et / ou de l'argile attapulgite. Autres additifs peuvent être utilisés tel qu'il a été approuvé par l'ingénieur pour améliorer le comportement de la suspension.

GROUT : est un mélange d'eau et de ciment Portland. Autres matériaux tels que l'argile de bentonite, argile attapulgite, ou les cendres volantes peuvent être ajoutées.



Figure I.18 : un type d'équipement utilisé contenant trois tarières chevauchantes.

chevauchement des  
colonnes du DSM

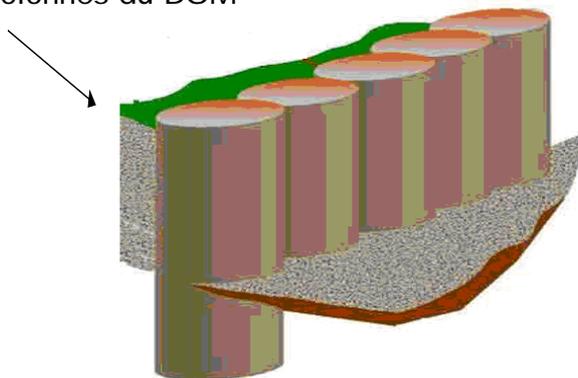


Figure I.19 : schéma illustrant les colonnes chevauchantes stabilisées de DSM.

### c) Domaine d'application

Deep soil mixing (DSM) est une technologie d'amélioration des sols, utilisés pour la construction de murs de soutènement ou le traitement des sols mous in situ. Les colonnes ainsi obtenues servent au transfert en profondeur des charges de bâtiments, de remblais ou de digues et peuvent également être imbriquées pour fournir une paroi étanche in-situ stabilisée.

### d) Technique de mise en œuvre

Le mélange de sol s'effectue comme suit (Figure I.20):

- Rotation d'un outil de mélange (Figure I.21), tout en forant dans le sol.
- Rotation inverse de forage, effectuée en même temps que le liant est injecté et mélangé avec le sol.

L'outil reste sur le fond du trou, en tournant pour approximativement 0.5 à 2 mn pour un mélange complet. Après il est élevé en continuant à pomper le liant à un taux réduit. Le retrait est à deux fois la vitesse de pénétration typiquement, 4pieds à 10pieds (1m à 3m) par minute.

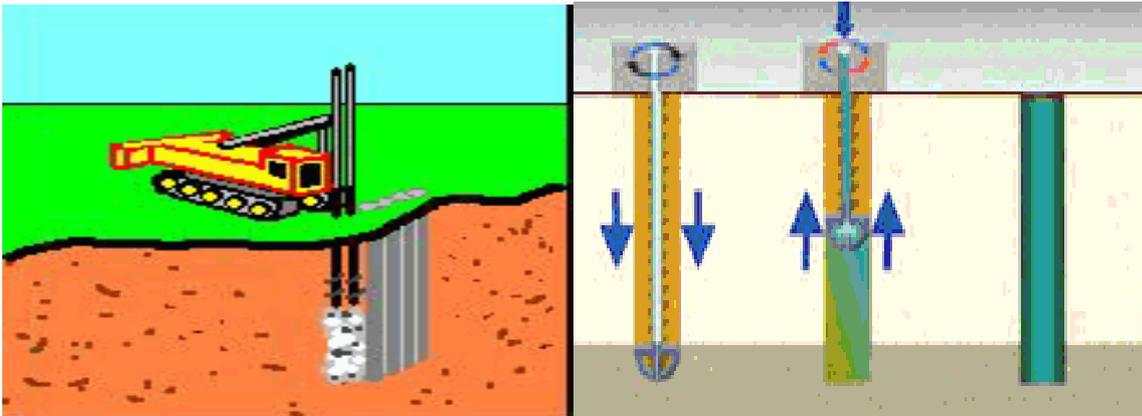


Figure I.20. Technique de mise en œuvre de DSM.

Dans le cadre du mouvement de rotation, le sol est mélangé avec le coulis et une réaction immédiate commence. Le diamètre de la colonne du mélange de sol varie entre 500 mm à 1000 mm et des longueurs jusqu'à 25m peuvent être construites de façon contrôlée, en hauteur et en profondeur.

La tarière est tournée dans la terre, typiquement à 10-20 tr/min, lentement et avancé d 2 à 5pieds (0.5 à 1.5m) par minute.



Figure I.21 : l'outil est ancré dans le sol.

On pourra aussi Citer le Deep soil mixing à sec ;

Le mélange de sol à sec est un système de traitement de sol très efficace pour améliorer la performance d'argile molle, la tourbe et d'autres faibles sols. En variant la proportion de la chaux, du ciment et des adjonctions, une gamme de force gain peut être réalisée. Les plus grandes améliorations peuvent être réalisées dans des sols minéraux à faible teneur en humidité. Très bons résultats peuvent également être réalisés dans les argiles sensibles.

Tableau I.1 : Principe et domaine d'application du DSM.

<b>résumé: Deep Dry Soil Mixing (DSM à sec)</b>	
Principe	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La stabilisation des produits chimiques</li> </ul>
Applicable aux sol (s)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• silt Limon argileux</li> <li>• L'argile marine</li> <li>• argile sensible</li> <li>• vase</li> <li>• tourbe</li> </ul>
Effet (s)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Augmentation de la résistance au cisaillement</li> <li>• Augmentation de la rigidité</li> </ul>
Les applications	<ul style="list-style-type: none"> <li>• excavation profonde</li> <li>• Des routes et des talus de chemin de fer</li> <li>• Murs de quai</li> </ul>
La profondeur maximale	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 25m</li> </ul>

### e) Avantages et Inconvénients

- Traitement des sols donc avoir de faible perméabilité.
- Améliorer le support d'excavation
- S'adapter aux plusieurs types de sol (argiles molles, tourbe, .....)

Cependant, il est limité aux moyens et aux grands projets à cause des coûts élevés de la conception.

- On remarque sur cette figure des poches sur un bloc de sol durci produites lorsqu'il y a eu un mélange insuffisant où le (sol-ciment) n'a pas été intentionnellement et soigneusement mélangé.

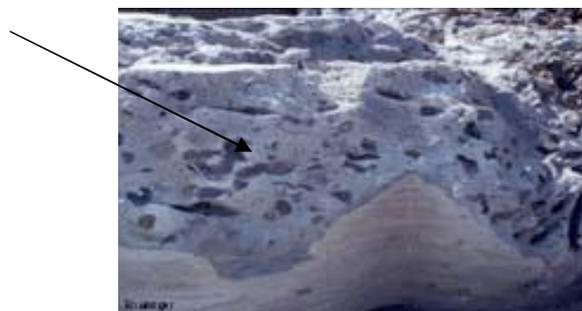


Figure I.22. Poches sur un bloc de sol durci.

- Une petite faute de conception des colonnes ou un mauvais contrôle provoque un non chevauchement des colonnes, contrairement aux réglementations qui exigent un même et un chevauchement bien déterminé.



Figure I.23. Non chevauchement des colonnes.

### I.3.6. Colonnes de sol traité en place

#### a) Principe

C'est une technique d'amélioration des caractéristiques géomécaniques des sols médiocres à granulométrie fine, consiste en la réalisation à l'aide d'une double tarière hélicoïdale (D150 mm) à âmes creuses, de véritables colonnes de sol traité en place par un coulis de ciment, de chaux ou bien chaux-ciment à la fois.

Le mélange de la chaux avec le sol en place se fait au moyen d'une machine de forage équipée d'une tarière spéciale. Les colonnes produites ont un diamètre de 50 cm et une longueur maximale de 15 m.

Suivant les besoins, on peut utiliser aussi du ciment, dont la cinétique de prise est différente de celle de la chaux.

#### b) Domaine d'application

Dans le cas des argiles molles peu consistantes et des limons, on peut réaliser des colonnes de sol traité en place (Figure I.24). La technique a été développée pour les argiles sensibles scandinaves, avec un traitement à la chaux.

Les colonnes de sol traité à la chaux sont utilisées pour :

- Renforcer les fondations argileuses supports de remblais ou de bâtiments légers ;
- Conforter des glissements de versants naturels ;
- Réaliser des ouvrages de soutènement.

Une technique semblable a été développée au Japon, où elle est utilisée principalement pour les travaux de construction portuaire.

Cette technique s'inscrit dans la catégorie des procédés de renforcement essentiellement destinés aux dépôts de sols fins compressibles.



*Figure I.24 – Colonne de sol traité à la chaux.*

Une variante de ces procédés, développée récemment en France, permet de réaliser des colonnes de matériau traité et compacté dotées de résistances élevées sans que l'on ait besoin de charger le massif de sol traité. Cette technique est utilisée, en particulier, pour le traitement des problèmes de stabilité des pentes en remblais argileux affectant des réseaux ferroviaires et générant des dépenses d'entretien importantes.

### **c) Technique de mise en œuvre**

Les étapes d'exécution sont résumées comme suit, [Cartier et al, 1986] :

- Désagrégation du sol sans extraction par la tarière jusqu'à la profondeur arrêtée
- Injection et mélange de liants permettant une homogénéisation du traitement ;
- Compactage par passes successives de la colonne de sol, tel que la compacité à court terme, soit peu différente de la compacité du remblai avant le traitement.

Les essais sur éprouvettes confectionnées en laboratoire par un traitement d'un limon très plastique ( $w_L=59$ ,  $I_p= 18$ ) avec de la chaux et du ciment à des pourcentages variables de 6% à 12 % ont mis en évidence que les traitements à 8% de chaux et 10 % de ciment offrent une meilleure résistance à partir de 28 jours, [Cartier et al. 1986]. Les différents essais effectués ont confirmé que l'amélioration apportée par les coulis mixtes chaux –ciment est tout à fait satisfaisante.

Le schéma des opérations de réalisation est représenté dans la figure I.25.

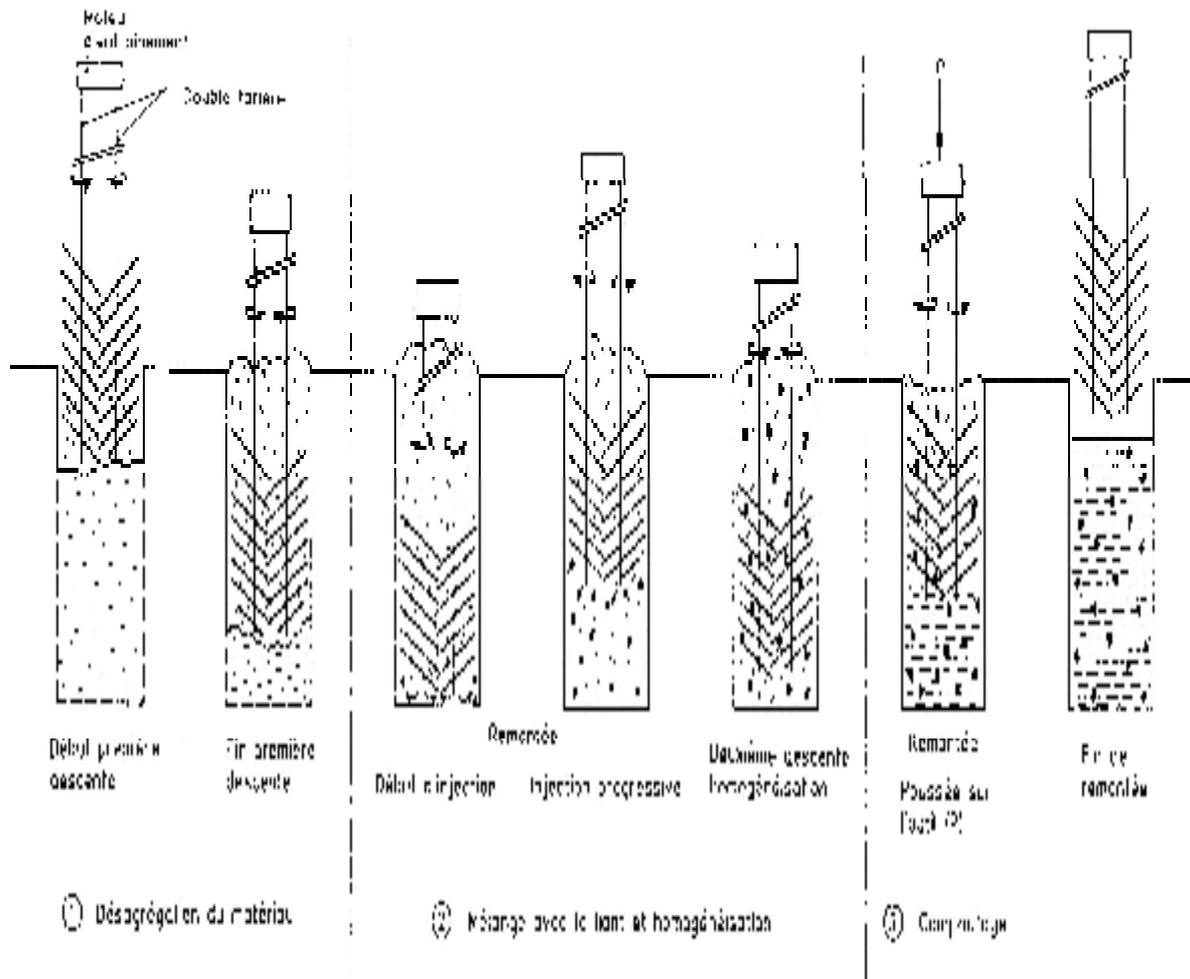


Figure I.25 : Schéma des opérations de réalisation des colonnes de sol traité; (Cartier et al., 1986).

### I.3.7. Colonnes ballastées

#### a) Objectif

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un « maillage » de colonnes constituées de matériaux d'apports (ballast, gravier), conférant au sol de nouvelles caractéristiques, générale et/ou locale, sous l'ouvrage à construire et amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations.

Le traitement de sol par colonnes ballastées permet de faire jouer aux colonnes leur plein rôle, qui consiste à :

- Augmenter la capacité portante du sol ;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- Accélérer la consolidation par création d'éléments drainant ;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation).

## b) Principe

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts, (diamètre de 0,60 à 1,20 m) de matériau d'apport mis en place et compacté dans le sol à l'aide d'un vibreur radial, placé à la pointe d'un tube, qui lui sert de support, on procède par passes successives de 30 à 50 cm, en remontant le vibreur pour constituer une «colonne ballastée» et la réalisation se fait par refoulement avec ou sans fluide de lancement (constitué d'air ou d'eau), la colonne agit comme élément porteur et comme drain verticale.

Elles permettent d'obtenir une amélioration en place des caractéristiques globales du sol d'assise. Les colonnes ballastées reportent les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante.

Elles ne fonctionnent que grâce à la réaction d'étreinte latérale qui peut être fournie par la couche de qualité médiocre traversée et le mécanisme de transfert peut être assimilé à celui d'un échantillon pulvérulent placé dans l'appareil triaxial.

## c) Limites du domaine d'application

### 1. sols concernés

Les colonnes ballastées sont réalisées dans les sols mous non organiques (argile molle, limon), dans les sables fins argileux et/ou limoneux décomprimés et dans les remblais anthropiques inertes. La stabilité de la colonne est assurée par le confinement qu'exerce latéralement le sol, qui doit présenter une étreinte latérale suffisante.

Le tableau (I.2) détaille les sols concernés par l'amélioration des sols par colonnes ballastées et les résistances latérales (ou étreinte latérale) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne [Dhouib et Blondeau, 2005].

Tableau I.2 : Champ d'application des colonnes ballastées : Nature et résistance des sols (étrointe latérale).

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale <sup>(1)</sup>				Remarques
		P <sub>l</sub> (kPa)	q <sub>c</sub> (Mpa)	N <sub>spt</sub> (coups)	C <sub>u</sub> (kPa) <sup>(2)</sup>	
Argile	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non <sup>(3)</sup>	-	-	-	-	Matériau évolutif
Remblai inerte	Oui <sup>(4)</sup>	200-500	0.6 -1.6	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

Les indices qui sont définis dans le tableau ci-dessus sont définis comme suit :

- (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 l'exécution des colonnes ballastées de CORPEC (2004) fixent une cohésion non drainée minimale de 40kPa 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 pas 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.

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieur à 5%.

## 2. Charges appliquées et tolérances imposées

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolué au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées.

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées sont sous fondations superficielles, concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers, semelles filantes ou isolées, recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements:

- Ø Halls de stockage,
- Ø Bâtiments industriels et commerciaux,
- Ø Silos et réservoirs de toute nature,
- Ø Piste d'aéroport ;
- Ø Stabilisation des talus ;
- Ø Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration) ;
- Ø Ouvrages en terres : remblais, routes et autoroutes ;
- Ø Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.

*Tableau I.3 : Limites d'application des colonnes ballastées :*

*Charges appliquées et tolérances imposées [Dhouib et Blondeau, 2005].*

Type d'ouvrage	Hauteur/épaisseur (m)	Contrainte appliquée (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

Le tableau I. 3 : donne les plages de variation des charges apportées aux fondations des projets fondés sur sols améliorés par colonnes ballastées et les tolérances des tassements absolus et différentiels imposées. Il s'agit de données recueillies auprès des entreprises spécialisées ou issues de littérature. [Dhouib et Blondeau ,2005]

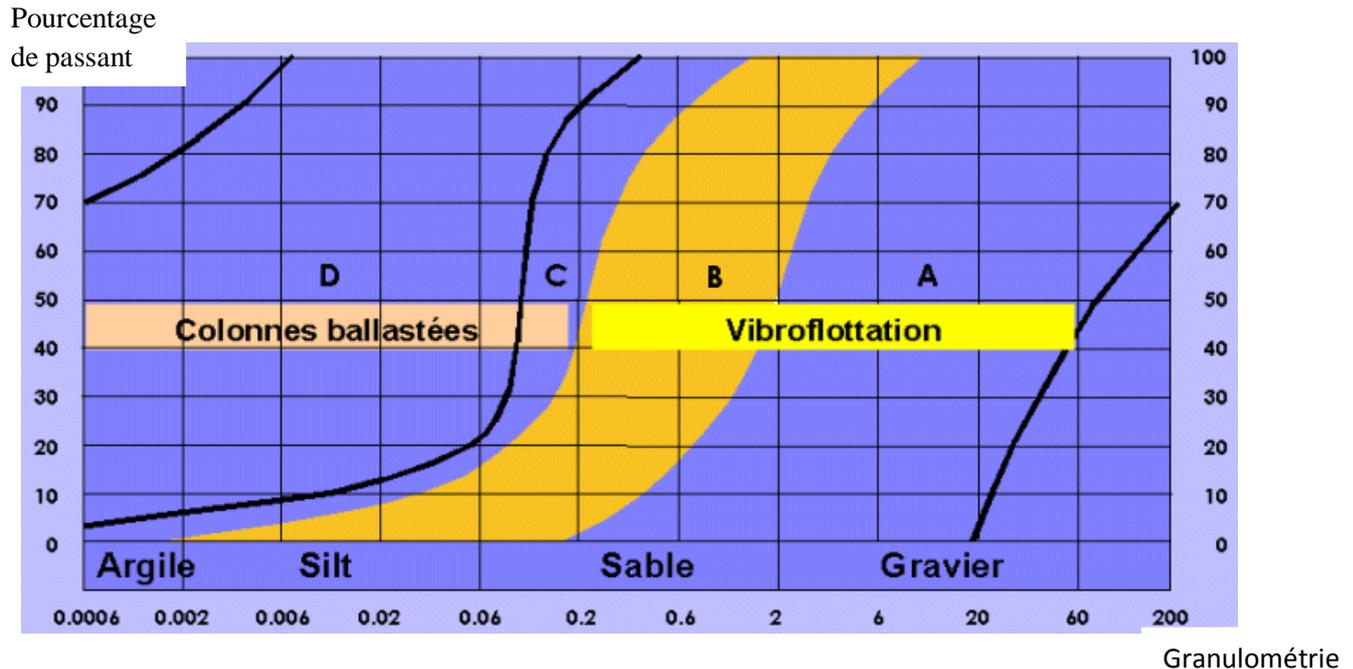


Figure. I.26 .Procédés d'amélioration par vibration des sols en place en fonction de leur granulométrie.

De la figure I.26 on déduit que ;

Les colonnes ballastées sont adaptées pour les sols de type D et C

Les sols de type C sont densifiés au cours de l'exécution des colonnes, contrairement aux sols de type D.

Les sols de type A et B sont adaptés à la vibroflottation (amélioration des caractéristiques du sol uniquement par vibration).

#### d) Techniques de mise en œuvre

Si la technique paraît facile à mettre en œuvre, la réalisation des colonnes ballastées nécessite une expérience confirmée avec un personnel qualifié et un matériel approprié, où s'imposent :

- 1- la précision de l'opérateur : grande attente à l'implantation des colonnes, vérification de la profondeur de refus, suivi de la consommation du ballast et l'enregistrement des paramètres ;
- 2- la qualité de l'atelier de vibro-fonçage (vérification, effort d'appui, équipement en enregistreur de paramètres...)
- 3- la puissance du vibreur, qui joue un rôle primordial dans la qualité de la colonne (vertical, continuité, compacité) ;
- 4- la qualité du ballast employé : un matériau d'apport tendre peut générer, selon la puissance du vibreur, des fines pendant les séquences de compactage et priver la colonne de son rôle drainant. Le matériau d'apport doit être de granulométrie contrôlée et le plus homogène possible (gaves naturelles, roulées ou concassées).

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation des colonnes ballastées dépend étroitement de la nature et de l'état de saturation du sol, du but recherché et des caractéristiques des matériaux d'apport. Il appartient à l'entreprise, en fonction de son savoir faire et de son expérience, de choisir l'outil et le procédé le mieux adaptés dans chaque cas, ce procédé aussi dépend de la nature du sol et de la capacité portante. Et la réalisation se fait soit :

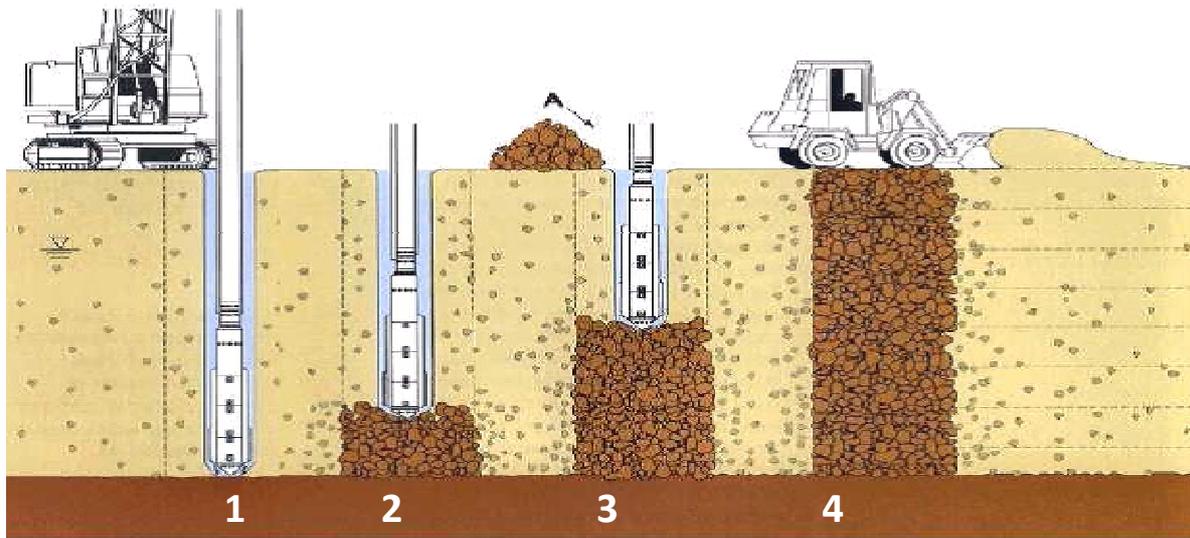
- Par voie sèche : On utilise le lançage à l'air.
- Par voie humide : On utilise le lançage à l'eau.
- par pilonnage.

### **1. 3.7.1. Colonnes exécutées par voie humide**

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide est réalisée avec un vibreur sans sas, dite aussi par vibrosubstitution consiste à :

- Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes prolongateurs est placé au dessus du point projeté.
- Après démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement (figure I.28)
- Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.
- Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids.
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.
- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.
- En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

La figure I.27 présente les phases successives de réalisation de la colonne ballastée par voie humide.



Etapes de réalisation : 1. Vibro- fonçage. 2. Incorporation et compactage du ballast .3. Réalisation progressive de la colonne. 4. Finition de la colonne.

Figure. I.27. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide.



Figure I.28. Moyen de mise en œuvre.

### ✚ Différentes étapes de réalisation des travaux

#### *Etape 1 :*

- Le vibreur est placé au dessus du point projeté ;
- Lançage à eau en cours.



*Figure I.29. Lançage à eau du vibreur.*

#### *Etape 2 :*

Le vibreur descend sous l'effet de son poids propre et génère un phénomène temporaire de liquéfaction de sol.



*Figure I.30. L'enfoncement du vibreur.*

**Etape 3 :**

- Evacuation des particules fines du sol en place ;
- Introduction des matériaux d'apport qui seront compactés par passes successives pour former la colonne ballastée.



*Figure I.31. Introduction du ballast.*

**1.3.7.2. Colonnes exécutées par voie sèche**

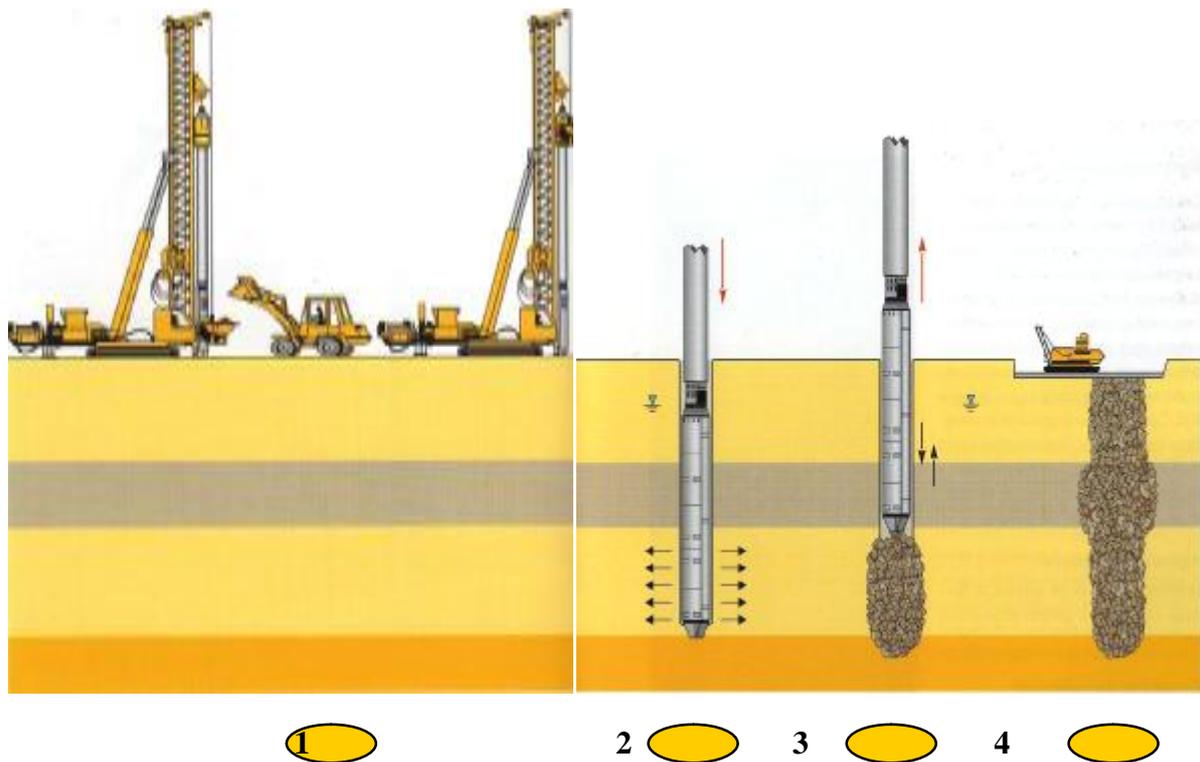
La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche avec un vibreur à sas, dite encore par vibro- refoulement consiste à :

- La machine (Figure I.32) est mise en station au dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.
  - Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.
  - Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
  - Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé par gravité et par pression d'air. Puis le vibreur est redescendu pour expander le matériau latéralement dans le sol et le compacter par passes successives de l'ordre de 0.5m.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.



Figure I.32. Outils de réalisation de colonnes ballastées, Chantier Loosen Goelle Sogiopa et chantier Naftal.

La figure I.33. Présente les phases de réalisation de la colonne ballastée par voie sèche.



Etapes de réalisation : 1. Préparation et remplissage du ballast. 2. Fonçage par refoulement du sol .3. Incorporation du ballast et compactage du ballast. 4. Finition de la colonne.

Figure I.33- Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche.

- Remarque:

La colonne ballastée par voie sèche peut se réaliser sans sas, dans cette technique le remplissage s'effectue soit par la base, soit par le haut. Tandis que pour la colonne à sas le remplissage en matériau s'effectue que par le bas.

#### **Avantage du vibreur à sas**

- Le matériau d'apport arrive directement à l'orifice de sortie, ce qui assure la continuité de la colonne ;
  - Le compactage se fait en une seule passe ;
  - Il n'y a pas de risque d'éboulement du forage dans les sols instables ;
  - Les vibreurs guidés montés sur porteurs garantissent la parfaite verticalité des colonnes.

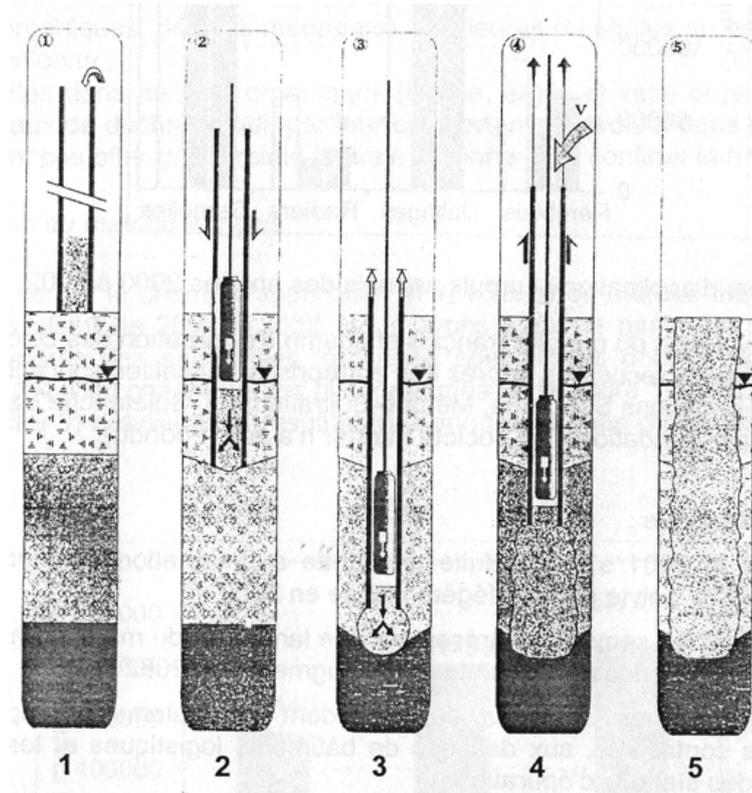
#### **1.3.7.3. Colonnes ballastées pilonnées « pieux de gravier Franki »**

La réalisation des colonnes ballastées pilonnées (connues aussi sous le nom de « pieux de gravier ») du procédé « Franki » nécessite les étapes suivantes :

- a. Confection du bouchon de battage « Franki » à l'aide du gravier ;
- b. Battage au fond du tube avec dameur intérieur ;
- c. Expulsion du bouchon de gravier ;
- d. Réalisation de la colonne par damage de charges de gravier et extraction de tube ;
- e. Finition de la colonne ;

La technique des colonnes ballastées pilonnées du procédé « Franki » garantit la réalisation d'une colonne compactée énergiquement et dont le diamètre varie en fonction de la qualité du gravier apporté.

La Figure I.34 illustre les différentes étapes de réalisation des colonnes ballastées pilonnées



Etapes de réalisation : 1. Confection du bouchon de gravier. 2. Battage du tube. 3. Expulsion du bouchon par le dameur intérieur. 4. Réalisation progressive de la colonne. 5. Finition de la colonne.

Figure I.34 - Mise en œuvre des colonnes pilonnées.

#### ✚ Analogies et différences entre les trois techniques

Les trois techniques de mise en œuvre des colonnes ballastées présentent les analogies suivantes [Dhouib et Blondeau, 2005]:

- La colonne ballastée est réalisée par incorporation de matériau drainant et frottant de gros diamètre dans le sol traité ;
- Le matériau de ballast remplit le trou de forage dès le retrait de l'outil par remontée progressive (passes de 0,5) puis est refoulé latéralement dans le sol ;
- Le compactage optimal du gravier et son refoulement latéral sont obtenus sous l'effet des vibrations et d'un effort axial exercé sur la pointe de l'outil (vibreur ou pilon), qui peut atteindre, voir excéder 300 kN ;
- L'augmentation instantanée de l'effort à la pointe du vibreur ou du pilon (visualisé par les enregistrements de paramètres) jusqu'à une valeur critique, permet de vérifier que le compactage optimal est atteint. Cette valeur critique varie selon la nature du terrain ;
- Les colonnes ballastées sont exécutées à partir d'une plate forme de travail carrossable généralement pour engins de 300 à 400 kN sur chenilles (grues, atelier à mat vertical fixe).

Les trois techniques de mise en œuvre des colonnes ballastées présentent également des différences [Dhouib et Blondeau, 2005]:

- Dans la voie humide, le vibreur est enfoncé par lançage à eau jusque dans les inévitablement des remontées de boues, qu'il faut évacuer hors du site ;
- Le forage à l'eau provoque une extraction de terrain, alors qu'il y a refoulement lors du forage à l'air dans la voie sèche ou lors du pilonnage. Il en résulte que le diamètre du forage est plus important dans le cas des colonnes exécutées par voie humide ;
- Dans la voie sèche, le vibreur est descendu avec lançage à air et il refoule le sol latéralement sans remontée et ni évacuation de matériau ;
- Dans la technique par voie sèche, le gravier alimenté par une benne hissée au moyen d'un treuil descend dans un tube intégré jusqu'à la pointe du vibreur ;
- La réalisation de colonne ballastée par voie sèche offre plus de garanties quand à la continuité de la colonne en réduisant les risques de mélange du ballast avec le sol si les parois du forage sont instables ;
- La qualité de l'exécution des colonnes ballastées est assurée aussi par la mise en œuvre, à l'intérieur du tube provisoire, du gravier sans mélange avec le terrain encaissant, gravier compacté et repoussé dans le terrain par la chute du dameur placé à l'intérieur du tube.

#### 1.3.7.4. Colonnes ballastées en mer (Dhouib et Blondeau)

L'amélioration des sols d'assise des fondations est parfois nécessaire sous les ouvrages marins (jetées et murs de quai). L'application du procédé terrestre aux milieux aquatiques nécessite des moyens et des techniques différentes.

Usuellement, deux techniques sont employées pour la réalisation des colonnes ballastées sous la mer [Debats et Degen, 2001]:

- la méthode du tapis de ballast, qui consiste à mettre en œuvre les colonnes par voie humide avec alimentation en ballast par le haut ;
- l'exécution des colonnes par voie humide avec alimentation en ballast par le bas, à l'aide d'une trémie- réservoir unique.

Ces deux techniques présentent l'inconvénient majeur de ne pas permettre de vérifier avec précision le volume de ballast incorporé dans une colonne, globalement et en fonction de la profondeur.

La figure I.35 montre un atelier de réalisation de colonnes ballastées sous la mer avec sa trémie à ballast et bande transporteuse et la grue équipée de l'aiguille de la pompe à graviers.



Figure I.35. L'outil de réalisation des colonnes ballastées en mer.

### 1.3.7.5. Colonne ballastée en zone sismique

Il est également possible d'utiliser les colonnes ballastées en zone sismique, elles permettent 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, où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.

Les sols liquéfiables sont définis comme suit :

a) Sables, sables vaseux et silts présentant les caractéristiques suivantes :

- Degré de saturation  $S_r$  voisin de 100%,
- Granulométrie assez uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité  $C_u$  inférieur à 15:  $C_u = D_{60} / D_{10} < 15$
- diamètre à 50%,  $D_{50}$  compris entre 0,05 et 1,5 mm,
- Et soumis à l'état final du projet à une contrainte verticale effective  $s'v$  inférieure aux valeurs suivantes :

0,20 MPa en zones Ia et Ib ;

0,25 MPa en zone II ;

0,30 MPa en zone III.

b) Sols argileux présentant les caractéristiques suivantes :

- diamètre à 15%,  $D_{15}$  supérieur à 0,005 mm,
- limite de liquidité  $W_l$  inférieure à 35%,
- teneur en eau  $w$  supérieure à  $0,9W_l$ ,
- Point représentatif sur le diagramme

Peuvent aussi être considérés comme exemples de risque :

a) Les sols dont la granulométrie présente un diamètre à 10%,  $D_{10}$  supérieur à 2mm.

b) Ceux dans lesquels on a simultanément

•  $D_{70} < 74 \mu$

•  $I_p > 10\%$

### I.3.8. Colonne a module mixte (CMM)

#### a) Principe

La Colonne à Module Mixte (CMM) est une technique de renforcement de sol combinant une inclusion rigide en partie inférieure exécutée par refoulement et une colonne souple en gravier refoulé en partie supérieure de l'ordre de 1,50 m de hauteur, sur le ou les derniers mètres ( figure I.36). Ce procédé, mis en œuvre par Keller, est l'aboutissement de plusieurs années de recherche et d'essais effectués en collaboration avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L.C.P.C.).

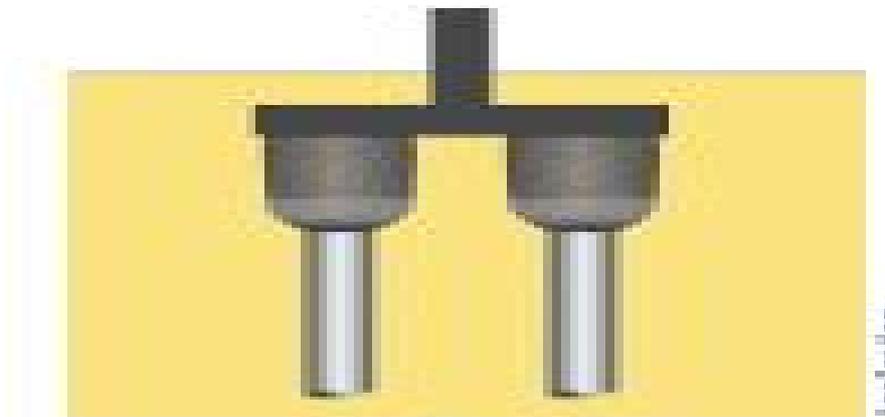


Figure I.36. Deux colonnes à module mixte.

Le procédé a pour objet d'améliorer les performances du sol de fondation d'ouvrages fondés superficiellement en répondant aux spécifications suivantes :

- Réduction des tassements ;
- Reprise des efforts horizontaux et des moments sans réaliser de matelas intercalaire sous les semelles ;
- Augmentation de la capacité portante du sol ;
- Suppression du phénomène de point dur.

#### b) Domaine d'application

En augmentant la capacité portante du sol et en réduisant sa compressibilité, la Colonne à Module Mixte CMM permet l'économie de pieux et de planchers portés.

Ce renforcement de sol trouve une application dans tous les domaines de la construction (bâtiments de logements, industriels et commerciaux, ouvrages génie civil, remblais routiers et ferroviaires, plateformes portuaires).

Le domaine d'application du procédé s'étend à l'ensemble des sols, y compris aux remblais et aux sols fortement organiques présents en profondeur au-delà de la partie supérieure en gravier

### Ü Colonnes à module mixte sous massifs de fondations

Le renforcement par Colonnes à Module Mixte CMM permet d'augmenter la capacité portante du sol, en général jusqu'à 0,2 à 0,3 MPa ELS. Aucun recépage n'est à prévoir, et la semelle ou le radier sont coulés directement sur les colonnes. La forte résistance au cisaillement de la tête en gravier de la CMM permet de reprendre les efforts horizontaux et les moments. En zone sismique, la partie supérieure en gravier permet de jouer le rôle de rotule plastique, de manière à pouvoir dissocier les effets inertiels des effets cinématiques. Le dimensionnement des semelles superficielles filantes ou isolées se fait de manière conventionnelle.

### Ü Colonnes à module mixte sous dallage

En supprimant l'effet point dur de l'inclusion rigide par la tête en gravier de la CMM, le dallage peut être dimensionné de manière classique selon le [DTU 13.3 Dallages], à partir des sollicitations définies par son utilisateur (charges uniformément réparties, ponctuelles, dynamiques) et d'un module de sol amélioré homogénéisé  $E_s$  (Figure I.37).



Figure I.37. CMM sous dallage.

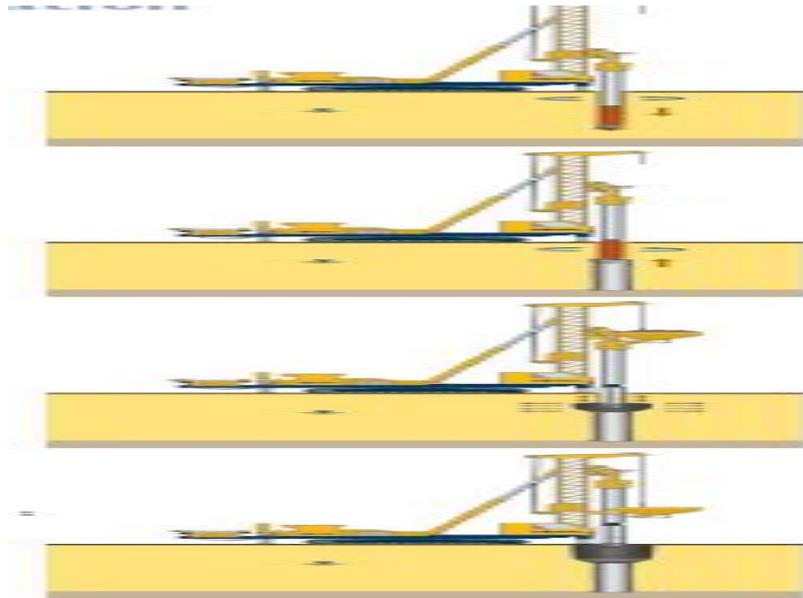
**c) Technique de mise en œuvre**

Figure I.38. Technique de mise en œuvre de la CMM.

- 1. Descente de l'outil :** Forage en petit diamètre, généralement avec un outil à refoulement, jusqu'à la cote de dimensionnement.
- 2. Partie inférieure rigide :** Incorporation d'un béton (ou éventuellement d'un mortier ou coulis) par l'âme centrale de l'outil et arrêt du remplissage à la cote voulue.
- 3. Zone de recouvrement :** Un vibreur à sas, sur lequel est exercée une poussée en pointe ou activation, est descendu dans le béton frais sur 50 cm.
- 4. Partie supérieure souple :** Le vibreur est légèrement remonté pour incorporer le gravier, puis redescendu pour élargir le matériau en place latéralement dans le sol. La partie supérieure en gravier est exécutée ainsi, par passes successives.

**d) Avantages du procédé**

Les CMM associent les avantages de chaque procédé et en évitent les inconvénients grâce à la réalisation de la partie supérieure en gravier refoulé. Par exemple, dans le cas d'une amélioration de sol par inclusions rigides, on a souvent l'obligation d'armer la partie haute afin de reprendre par cisaillement les sollicitations horizontales liées au vent et parfois aux séismes.

De plus, le procédé a pour avantage de s'affranchir des risques de rupture inhérents aux inclusions rigides arasées au niveau ou légèrement en dessous de la plateforme de travail dans les cas suivants :

- Circulation des engins de chantier lors du nivellement et compactage des plateformes supprime le risque de cisaillement accidentel de la tête de la colonne ;
- Terrassement et remblaiement des réseaux dans l'emprise du traitement ;
- Terrassement des fouilles de semelles.

Aucune précaution particulière n'est à envisager pour les traitements aux liants : la tête en gravier est malaxée sans aucune difficulté avec le sol et le liant.

#### **I.4. Conclusion**

Ce présent chapitre nous a montré qu'il existe beaucoup de techniques de traitement des sols instables qui ont pour but d'augmenter la capacité portante du sol en améliorant ses caractéristiques mécaniques.

Et chaque technique avec son fonctionnement et son domaine d'application qui dépend de la granulométrie des sols à traiter.

- Les matériaux sablo-graveleux plus au moins fins ; se caractérisent par des problèmes d'amplitude des tassements pour leur forte perméabilité et de résistance à la liquéfaction. Les techniques adaptées sont : compactage dynamique, statique(CHS),vibroflottation ,jet grouting.
- Les sols fins à très fin se caractérisent par des tassements excessifs, différentielle et déformation à long terme. La solution la plus adaptée est la colonne ballastée.
- Les sols fins, mous et compressibles renferment des matériaux organiques, le matériau ne peut offrir une solution pérenne au refoulement. Dans ce cas l'incorporation d'inclusion rigide est nécessaire mais l'amélioration par colonnes ballastées est impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leur déformation par fluage.
- Pour les sols organiques caractérisés par des teneur en eau élevées, les solutions adéquates sont les colonnes chaux-ciment. Et si la teneur en eau est faible on utilise le deep soil mixing.

# Sommaire II

## Site expérimentale : Caractérisation et présentation des dispositifs

<b>II.1</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>44</b>
<b>II.2</b>	<b>Contexte géologique et hydrogéologique. ....</b>	<b>45</b>
<b>II.3</b>	<b>Reconnaissance du site (plaine alluviale de Bejaia) .....</b>	<b>46</b>
II.3.1.	L'essai à la pénétration statique (CPT). ....	47
II.3.2.	L'essai péssiométrique. ....	50
II.3.3.	L'essai de pénétration dynamique. ....	51
<b>II.4</b>	<b>Equipement publique au niveau de la plaine alluviale de Bejaia.....</b>	<b>52</b>
<b>II.5</b>	<b>Comportement des fondations de quelques ouvrages fondés sur les sols compressibles de la plaine de Bejaia.....</b>	<b>55</b>
II.5.1.	Affaissement des bacs de pétrole et leur reprise en sous œuvre (terminal marin de Bejaia).....	56
II.5.2.	Comportement des pieux de la Sphère de stockage butane du centre emplisseur GPL de Bejaia. ....	61
II.5.3.	Comportement des radiers caissons pour silos de stockage de céréales de l'UCA port de Bejaia. ....	63
II.5.4.	Affaissement de la culée du pont de oued Seghir (RN 9) Bejaia. ....	64
II.5.5.	Tassement des Silos de stockage de Bejaia.....	65
<b>II.6.</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>68</b>

## Chapitre II

### SITE EXPERIMENTALE :

#### CARACTERISATION ET PRESENTATION DES DISPOSITIFS.

##### II.1. Introduction

L'étude de sol est le segment le plus complexe dans la concrétisation d'un projet de génie civil. La difficulté est fonction du type de site auquel le laboratoire est confronté (conditions géologiques et hydrogéologiques) et de la complexité de l'ouvrage à implanter.

A cause de certaines difficultés liées à l'opération de prélèvement d'échantillons intacts par sondages qui est toujours délicate, et le transport du chantier au laboratoire qui augmente encore le remaniement du sol, se sont développés les essais in situ qui permettent d'aller solliciter le milieu naturel en place et de s'affranchir en grande partie du remaniement inévitable avec les échantillons.

La plaine alluviale de Bejaia s'étend sur une superficie avoisinant 750hectares. Elle renferme la majeure partie des terrains situés aux embouchures des oueds Soummam et Seghir. Cette zone n'avait pas connu dans le passé de développement urbain à cause des différents aléas mis en évidence après des études hydrauliques et géotechniques réalisées dans la région.

- Sur le plan hydraulique, le risque d'inondation par les crues de l'oued Soummam constitue une contrainte en matière d'urbanisation et nécessite des aménagements adéquats pour limiter les dommages [Cognie et Bellier, 1971].
- Sur le plan géotechnique, la plupart des terrains ont été couverts par des essais de reconnaissance pour évaluer la résistance des sols et leur degré de constructibilité. Il s'avère que les couches superficielles de nature alluvionnaire, à dominance sablo argileuses et parfois hétérogènes, n'ont pas encore atteint un degré de consolidation suffisant, par conséquent leur capacité portante est faible et leur compressibilité est élevée.

La faible portance et la compressibilité élevée des sols alluvionnaires de la plaine de Bejaia et particulièrement la zone portuaire, nécessitent la réalisation préalable des traitements de sols pour construire des ouvrages lourds. Plusieurs cas d'ouvrages réalisés sur fondations superficielles ayant subi des pathologies ont été enregistrés dans cette zone tels que l'affaissement généralisé des bacs de pétrole, tassement du pont de oued Seghir,...etc.

## I.2. Contexte géologique de la zone d'étude

La démarche à suivre pendant les études de sol est la suivante :

- Collecte de données géologiques et hydrogéologiques et relevé pathologique éventuel sur le bâtiment existant et la stabilité des versants suite à la visite de site ;
- Collecte de données auprès du BET sur les charges de l'ouvrage et éventuellement sur le phasages des travaux de terrassement ;
- La consultation d'archives et des observations géologiques sur site permettent d'arrêter une stratégie d'intervention géotechnique et de définir les types d'essais.

La ville de Bejaia s'est accrochée aux pentes du djebel Gouraya, puis s'est étendue vers le sud, dans la plaine alluviale de Bejaia, cette dernière est située dans le tell septentrional kabyle (zone interne). La dépression située entre les djebels Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud-ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Seghir et Soummam interpénétrées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire, on retrouve par conséquent les formations suivantes [Sadaoui, 2006]:

### 1. Alluvions anciennes

Elles sont représentées par des marnes graveleuses, de galets et de niveaux de sable de plage emballés dans une matrice limoneuse de teinte grise.

Ces alluvions provenant du démantèlement de formations anciennes qui s'observent à l'embouchure de l'oued Soummam sur la rive droite. Ces terrasses s'étendent sur plusieurs centaines de mètres.

### 2. Alluvions marécageuses

Elles sont constituées par des éléments fins limoneux et vaseux avec intercalation de sables fins. A cet effet, on retrouve à tous les niveaux des traînées, des filets finement sableux et des petits coquillages blancs. Il s'agit toujours de sols plus ou moins organiques brun-noirs d'aspect vasard.

### 3. Alluvions récentes

Ce sont des dépôts légèrement limoneux et caillouteux provenant des oueds Soummam et Seghir et qui couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia.

### 4. Remblais

Ces remblais sont peu compacts, sauf dans le premier mètre, ils sont constitués de sols hétérogènes du type argilo caillouteux avec mélange de quelques blocs.



Figure II.1: Vue de la plaine de Bejaia.

Il résulte de cette histoire géologique que la zone portuaire prolongeant la plaine alluviale est constituée par des matériaux fins plus ou moins vasards (limons- argiles) et sables déposés sur un substratum rocheux assez profond de l'ordre de 40 à 50m, de nature marno-calcaire du crétacé.

### 5. Hydro climatologie

La présence de l'eau dans le sous sol à une influence importante sur son comportement mécanique et elle pose toujours des problèmes délicats de stabilité des constructions lourdes (tours, silos,...). L'eau peut contribuer à la dégradation des caractéristiques mécaniques d'un sol et par conséquent modifier la stabilité des terrains.

L'hydrologie présente un aspect complémentaire à l'étude géologique d'une région, elle contribue à la connaissance de l'origine, la distribution et les écoulements des eaux souterraines.

### 6. Effets des séismes dans la zone d'étude

Les séismes algériens peuvent atteindre une magnitude assez grande et par conséquent entraîner des dégâts catastrophiques aux environs de leurs foyers.

Le dernier séisme ayant ébranlé la région de Bejaia est celui des Babors (22/05/2006) de magnitude enregistrée est de 5,8 sur l'échelle ouverte de Richter.

Le démantèlement des roches calcaires s'effectue après les répliques et les débris déchetés se mettent en chute libre jusqu'aux replats des pieds de falaises pour former des tas d'éboulis rocheux.

## II.3. Reconnaissance du site (la plaine de Bejaia)

Toutefois les projets importants requièrent un programme de reconnaissance spécifique qui est fonction des conditions locales de sites, des aléas mis en évidence (inondation, présence de cavités ou d'ancienne caves, sols sablonneux liquéfiable, sols gonflants, ...etc.), de l'importance des charges apportées et de la sensibilité de la structure de l'ouvrage par rapport à la déformabilité du sol support.

Le programme de reconnaissance géotechnique doit permettre la mesure de l'ensemble de paramètres de comportement des sols afin d'aboutir à un dimensionnement optimal des fondations sans compromettre leur stabilité à long terme et en cas de la survenue d'un événement accidentel (séisme).

Les qualités mécaniques d'un sol sont caractérisées traditionnellement par deux (02) paramètres, l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et la cohésion ( $c$ ). Ces deux paramètres ne peuvent être mesurés qu'en laboratoire sur des échantillons intacts, soit par des essais de cisaillement direct, soit par des essais de compression triaxiale. Quant à la déformabilité, on la détermine également en laboratoire à l'oedomètre, ou à l'appareil triaxial.

Le coût élevé des sondages carottés et la concurrence déloyale incite actuellement les laboratoires à faire recours aux essais in situ sans se soucier parfois de leur adaptabilité aux conditions géologiques de site.

Parmi les essais in situ les plus utilisés on peut citer le pénétromètre statique et dynamique qui ne s'applique pas dans les formations traversées par une nappe phréatique ainsi que le pressiomètre. L'objectif des essais sur les sols est :

- Identification et classement des sols rencontrés.
- Définir la sensibilité des sols vis-à-vis des agents externes.
- Définir l'agressivité des sols par rapport aux matériaux de fondations.
- Définir le comportement des sols à court, moyen et long terme.
- Définir les paramètres physico mécaniques pour le calcul de portance, tassement, et ligne de rupture pour le glissement des terrains.

### II.3.1. L'essai à la pénétration statique (CPT)

Le pénétromètre statique est recommandé plutôt dans les terrains cohérents que dans les terrains pulvérulents et parmi ces caractéristiques normalisées, il convient de retenir:

- La vitesse de forage :  $2 \text{ cm/s} \pm 0.50$ ,
- Pas de saisie des données : 10 à 20cm au maximum ou mieux mesures en continu,
- L'angle au sommet du cône :  $60^\circ$ ,
- Diamètre de la pointe : 35,7mm,
- Section de la pointe :  $10 \text{ cm}^2$ ,
- Surface latérale du manchon de frottement :  $150 \text{ cm}^2$ ,



Figure II.2. Pénétrömètre statique.

- **Principe de l'essai**

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Un dispositif approprié permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône ( $q_c$ ), ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral ( $f_s$ ) mobilisé sur une longueur donnée.

- **Avantages et inconvénients**

L'essai de pénétration statique présente de nombreux avantages. C'est un essai sensible dont les résultats sont très fiables. Il permet de :

- Dresser une coupe lithologique lorsque le contexte géologique est bien connu,
- D'apprécier le degré d'homogénéité d'une formation et de détecter les couches de faibles résistance (molle) et les lentilles de sols de faible épaisseur ;
- Détermination de la cohésion des sols purement cohérents : La résistance de pointe permet de déduire une valeur approximative de la cohésion non drainée ( $c_u$ ) ;
- Dimensionner les fondations et notamment les fondations profondes (pieux) ;
- Permet dans certaines formations cohérentes de faire une prévision approchée de tassement de consolidation des fondations superficielles moyennant des relations semi empiriques entre la résistance de pointe  $q_c$  et les caractéristiques de compressibilité du sol.

Les inconvénients sont généralement liés à la nature des sols testés auxquels le pénétrömètre est moins fiable, certains repères de vigilance méritent d'être cités :

- La longueur totale traversée par la pointe ne peut généralement dépasser 40m en terrain peu résistant, eu égard à la flexibilité des tiges, (R. Bahar, 1997).

- Dans certaines couches épaisses et résistantes, même si le pénétromètre a atteint son refus, il faudra s'assurer par un autre moyen (sondage, géophysique...) de la persistance sur une certaine profondeur des caractéristiques mécaniques escomptées,

La classification des sols à partir des essais pénétrométriques est définie selon le tableau (II.1).

Tableau II.1 : Identification qualitative de la nature des sols à partir de la résistance de pointe et de l'effort total.

$q_c$ (bars)	Nature	Résistance de pointe ( $q_c$ )		Effort total ( $R_T$ )	Observations
Sols fins peu consistants	$q_c < 10$	Vase	$q_c$ augmente peu avec la profondeur ( $z$ )	$R_T$ varie peu avec ( $z$ ).	Nécessité de mesures précises ex. Emploi d'une pointe électrique.
		Tourbe		$R_T$ croît très légèrement avec ( $z$ ).	
		Argile molle		$R_T$ croît avec ( $z$ ).	
Sols fins consistants	$10 < q_c < 30$	Limon	$q_c$ varie peu avec ( $z$ ).	$R_T$ croît légèrement avec ( $z$ ).	En présence de graviers ou de cailloux, $q_c$ peut présenter une courbe en « dents de scie ».
		Argile	$q_c$ croît légèrement avec ( $z$ ).	$R_T$ croît linéairement avec ( $z$ ).	
Sols grenus	$30 < q_c < 200$	Sable lâche	$q_c$ croît légèrement avec ( $z$ ).	$R_T$ varie légèrement avec ( $z$ ).	$q_c$ et $R_T$ peuvent présenter des variations dues à l'hétérogénéité ou à la variation de compacité du sable, et à la présence de graviers.
		Sable compact.	$q_c$ pratiquement constant en fonction de $z$	$R_T$ reste constant en fonction de $z$	
Sols carbonatés	$10 < q_c < 60$	Craie	$q_c$ croît avec ( $z$ ).	$R_T$ varie peu avec ( $z$ ).	$R_T$ et $q_c$ sont très fortement influencés par la présence de modules dans les craies molles.
		Marne	$q_c$ croît avec $z$	$R_T$ croît avec $z$	

### II.3.2. L'essai pressiométrique Ménard

Cet essai s'adapte pratiquement à tous les types de terrains à condition d'utiliser les sondes appropriées aux sols rencontrés.

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place. Il consiste à dilater radialement au sein du sol, une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée, selon un programme de chargement imposé, la pression est augmentée progressivement par paliers de pas  $\Delta p$  et maintenue constante durant 60s, et le déplacement de la paroi de la sonde. A chaque palier, il faut noter la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde au moins aux temps  $t = 15s$ ,  $t = 30s$ ,  $t = 60s$ .

Deux types de pressiomètres sont utilisés. Le pressiomètre type E, qui permet d'appliquer au niveau de la sonde, des surpressions pouvant atteindre 30 bars, valeur suffisante pour l'étude de tous les ouvrages courants de génie civil. Le pressiomètre type G, permet d'atteindre des pressions de l'ordre de 100 bars.



Figure II.3. L'appareil pressiométrique.

- **Paramètres géomécaniques mesurés**

Cet essai permet de définir trois caractéristiques pressiométriques suivantes :

- Le module pressiométrique  $E_m$  qui définit le comportement pseudo élastique du sol,
- La pression limite  $P_L$  qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- La pression de fluage  $P_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo élastique et l'état plastique.

Les deux paramètres sont déterminés à partir de la courbe pressiométrique (volume de déformation en fonction de la pression).

- **Classification des sols à partir des essais pressiométriques**

Menard a attiré depuis longtemps l'attention sur le fait que les valeurs du rapport ( $E_m / (P_L - P_0)$ ) sont en liaison avec l'histoire du sol en particulier avec sa raideur. Ce rapport représente donc un paramètre important sur lequel Menard s'est basé pour proposer une classification des sols. Dans les argiles purement cohérentes, on peut admettre selon Ménard :

Tableau II.2 : Classification des sols d'après Ménard.

Rapport ( $\frac{E_m}{P_L - P_0}$ )	Nature du sol
$(\frac{E_m}{P_L - P_0}) < 5$	argile remaniée et triturée
$5 < (\frac{E_m}{P_L - P_0}) < 8$	argiles sous consolidée ou légèrement remaniée
$8 < (\frac{E_m}{P_L - P_0}) < 12$	argile normalement consolidée
$12 < (\frac{E_m}{P_L - P_0}) < 15$	argile légèrement surconsolidée
$(\frac{E_m}{P_L - P_0}) > 15$	Argile fortement surconsolidée

### II.3.3. L'essai de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à déterminer la résistance dynamique en pointe d'un sol in situ, de vérifier l'homogénéité verticale (succession de couche de terrain) et horizontale (fuseaux de superposition de couches) et de détecter le niveau d'un substratum.

Le principe de l'essai est basé sur l'enfoncement d'une pointe conique dans le sol. Cette pointe est enfoncée par battage par l'intermédiaire d'un train de tiges et on mesure le nombre de coups pour un enfoncement de 20cm.



Figure II.4. L'essai de pénétration dynamique.

- **Paramètres géomécaniques mesurés**

La résistance à la pénétration est donnée à partir de la formule de battage (des Hollandais) suivante :

$$R_d = \frac{M}{e(M + M')} \frac{M_g \cdot H}{A}$$

Avec ;

A : Section droite de la pointe.

e: Pénétration moyenne par coup.

M : masse du mouton (masse frappante).

M' : somme des masses du train des tiges, de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

H : hauteur de chute.

G : Accélération de la pesanteur.

Les essais nous permettent de visualiser la résistance de pointe à la pénétration dynamique en fonction de la profondeur.

## II.4. Equipement public au niveau de la plaine alluviale de Bejaia

### II.4.1. Programme de reconnaissance

- (08) sondages carottés ont été réalisés jusqu'à 18 m de profondeur avec analyse physico- mécanique au laboratoire.
- (20) CPT jusqu'à 18m labo(x)
- (02) CPT jusqu'à 17.40m labo(y)
- (32) PDA jusqu'à 12m labo(x)

Et la coupe lithologique de la plaine alluviale de Bejaia est présenté suivant le tableau II.3.

Tableau II.3: Lithologie et caractères géomécaniques.

Profondeur (m)	Description géotechnique des couches	Paramètres géo- mécanique
0.00 – 1.00m	Terre végétale limon graveleux	$\gamma_d = 16.00 \text{ à } 16.7 \text{ Kn/m}^3$ (moy = $16.3 \text{ Kn/m}^3$ ) $\gamma_h = 19.9 \text{ à } 20.2 \text{ Kn/m}^3$ (moy = $20.0 \text{ Kn/m}^3$ ) $e_o = 0.675 \text{ à } 0.772$ $C_c = 0.188 \text{ à } 0.273$ (sol très compressible) $W = (16.5\% \text{ à } 49.4\%)$ $S_r \approx 100\%$ à partir de 2.00 m de profondeur. $C_u, \phi$ : non mesurés au labo.
1.00 – 4.00m	Limon marno- graveleux, plastique de couleur sombre	
4.00 – 5.00m	Marne limoneuse peu plastique coquillée, beige à grise	
5.00 – 5.60m	Sable gravier avec coquillage	
5.60 – 15.0m	Marne plastique coquillée légèrement graveleuse, beige	
15.0- 15.40m	Sables marneux coquillés	
15.40- 18.0m	Marne plastique avec passage de gravier, couleur beige à grise.	

- Les essais de cisaillement à la boîte n'ont pas été réalisés à cause du remaniement des échantillons et du caractère très meuble du sol.
- Les résistances en pointe sont significatives sur le 1<sup>er</sup> mètre et atteignent 63 bars pour le statique réalisé en été (figure II.5), cela est dû à la dessiccation de la couche superficielle (faible teneur en eau) et augmentation du frottement inter granulaire.
- Les essais CPT montrent des résistances en pointe ( $q_c$ ) ne dépassant pas 30 bars à partir de 2m de profondeur (figure II.5), contrairement aux essais PDL (figure II.6) qui affichent une augmentation progressive de  $R_p$  à partir de 4m en dépassant 100 bars au delà de 6m de profondeur.

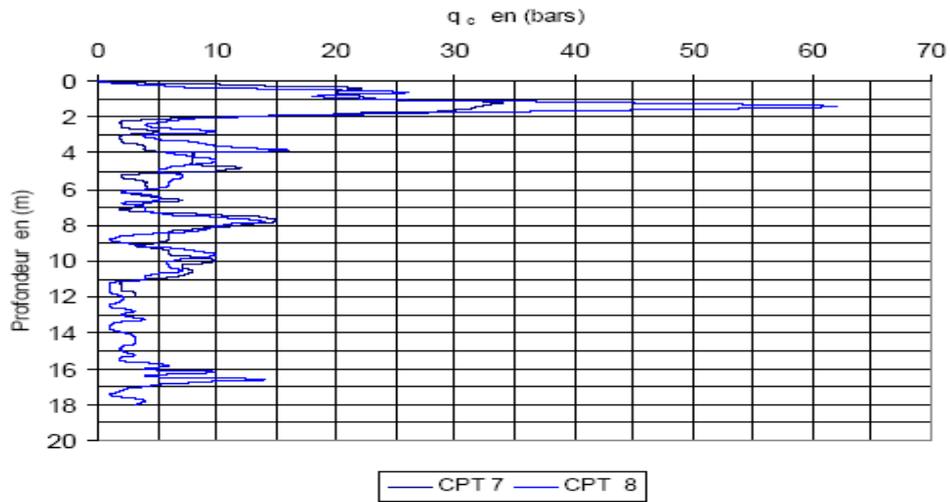


Figure II.5 : Essai CPT du (labo x), en été.

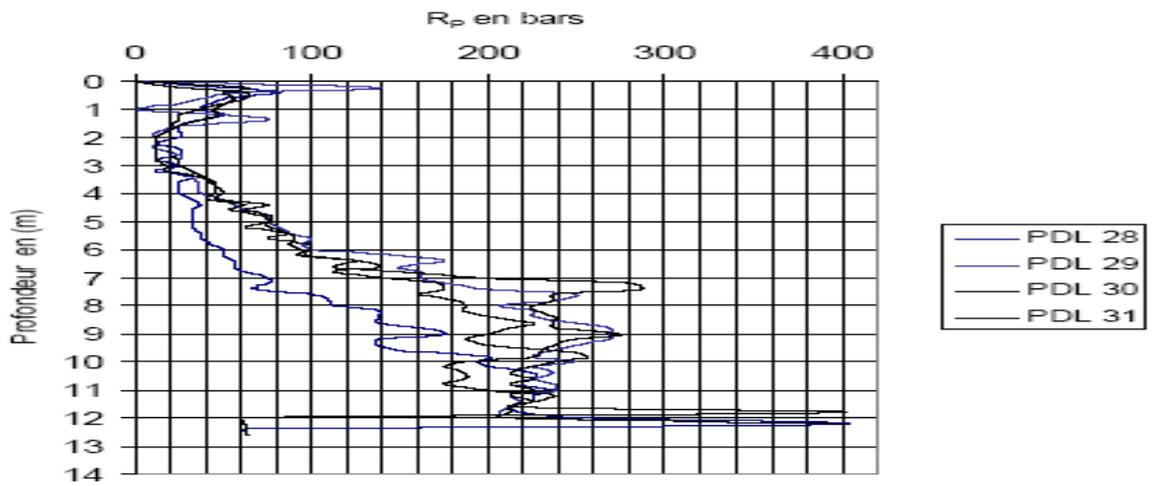


Figure II.6 : Essai PDL du (labo x).

- Les essais CPT du labo (y) effectués en hiver (figure II.7) montrent des résistances en pointe ( $q_c$ ) ne dépassant pas les 30 bars, cela est dû à la forte teneur en eau.

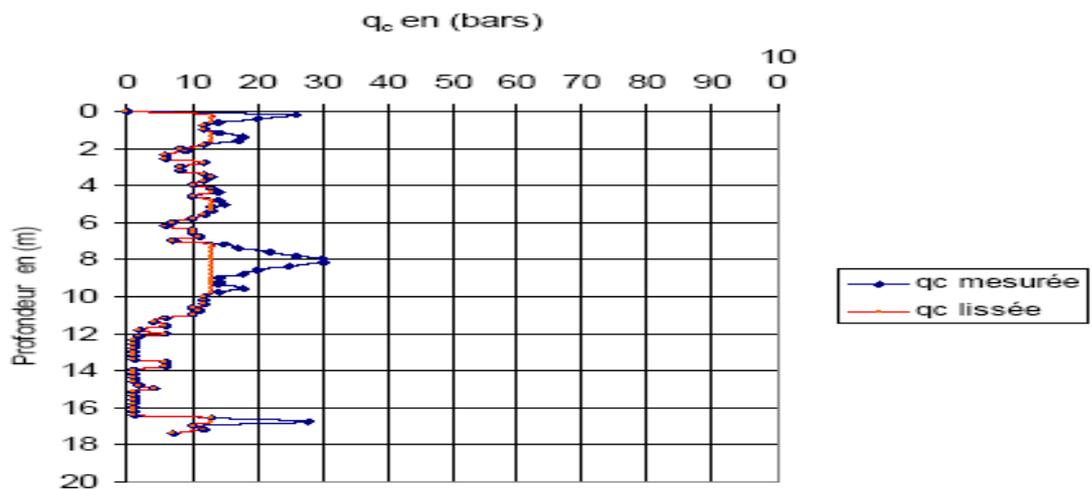


Figure II.7 : Essai CPT (Labo y), en hiver.

## II.5. Comportement des fondations de quelques ouvrages fondés sur les sols compressibles de la plaine de Bejaia

Cette recherche bibliographique est basée sur l'examen sur site de quelques cas pathologiques liés au comportement des sols et à l'exploitation des données d'auscultation de tassements sur les fondations d'ouvrages stratégiques implantés sur les sols compressibles de la plaine de Bejaia [Sadaoui, 2006].

L'objectif recherché est le comportement réel des fondations sur les sols compressibles, l'évaluation de leur niveau de fiabilité, l'impact des tassements sur le comportement de ces ouvrages et les solutions de traitement adoptées.

D'après [Sadaoui, 2008] un ensemble de données géotechniques sont collectées auprès des maîtres d'ouvrages ainsi que tous les plans graphiques relatifs au génie civil des structures en question. Dans ce cadre, nous nous sommes intéressés aux tassements subis par les ouvrages suivants :

- Bacs de stockage de pétrole du terminal marin Bejaia ;
- Sphère de stockage de gaz du centre emplisseur GPL de Bejaia ;
- Silos de stockage de blé de l'UCA port de Bejaia ;
- Culée du pont d'oued Seghir (RN 9) ;
- Silo de stockage de sucre roux de la zone portuaire de la ville de Bejaia ;
- Silo de stockage de céréale de Cevital de la zone portuaire de la ville de Bejaia.

Par ailleurs, l'importance des ouvrages précités sur les plans économique et environnemental et les risques encourus en cas d'une déformation inadmissible; incitent les concepteurs de ce genre

de projets à étudier d'une manière approfondie le système de fondation préconisé pour limiter les tassements à des valeurs admissibles.

D'après l'étude qui a été faite l'investigation sur d'autres types d'ouvrages industriels conçus en charpentes métalliques n'a révélé aucun désordre apparent lié aux tassements. Ce genre de structures sont légères et transmettent en général de faibles charges dues à leur poids propre sur des fondations superficielles chaînées par des longrines rigides en béton armé.

### II.5.1. Affaissement des bacs de pétrole et leur reprise en sous œuvre (terminal marin de Bejaia)

#### II.5.1.1. Analyse des données géotechniques et dommages relevés sur les bacs

Le terminal marin de Bejaia est une zone de stockage de pétrole, il est situé sur la plaine alluviale entre l'oued Seghir et oued Soummam et à proximité de la ligne côtière. Le site renferme seize bacs métalliques de forme cylindrique de capacités variables de 35 000m<sup>3</sup> à 50 000m<sup>3</sup> dont douze sont implantés au terminal nord et quatre au sud (Figures II.8).

La figure (II.9) montre un plan de masse du terminal nord et sud de stockage de pétrole et implantation des essais géotechniques.



Figure II.8. Vue en plan du terminal nord et sud de stockage de pétrole.



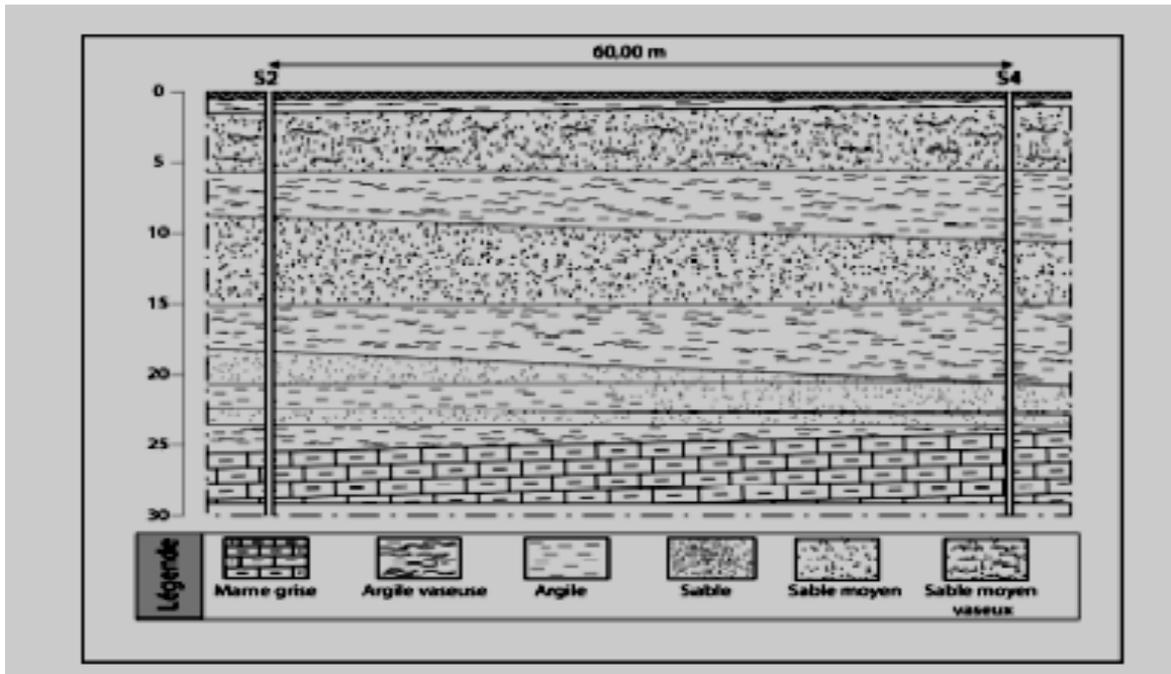


Figure II.10 : Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage C9. (Terminal marin nord à proximité de oued Seghir).

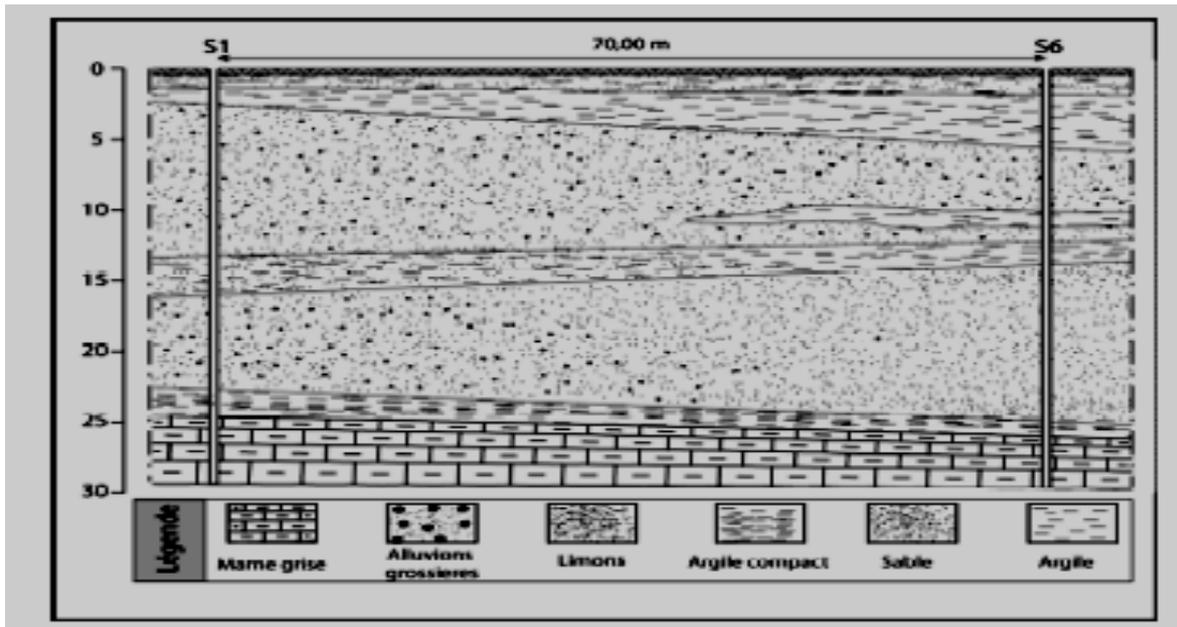


Figure II.11 : Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage R21 (Terminal marin sud).

L'exploitation des résultats des essais oedométriques sur des échantillons carottés prélevés en 1991 à la périphérie des bacs C9, R13 et R21 permet de mettre en évidence sur la faible consolidation du sol et sa compressibilité élevée jusqu'au toit de la couche marneuse.

Des essais triaxiaux non consolidés et non drainés (UU) ont été effectués sur des échantillons cohérents prélevés en 1991 au niveau du sondage carotté SC6 (bac R21) pour déterminer les paramètres mécaniques ( $C_{uu}$  et  $f_{uu}$ ).

Les essais au pénétromètre statique réalisés à la périphérie du bac C9, montrent une coupe lithologique qui concorde avec celle du sondage carotté SC4 effectué au niveau du bac C9, (Figure II.9).

Les tassements différentiels mesurés ont atteint les valeurs maximales de 28cm, 22cm et 18cm respectivement pour les bacs C9, R13 et R21 [Sonatrach (relevé des affaissements), 2004]  
Une reprise en sous œuvre a été effectuée en 1992 par un système de fondations semi profondes composées de micros pieux injectés.

La figure II.12 montre l'affaissement du bac C9.

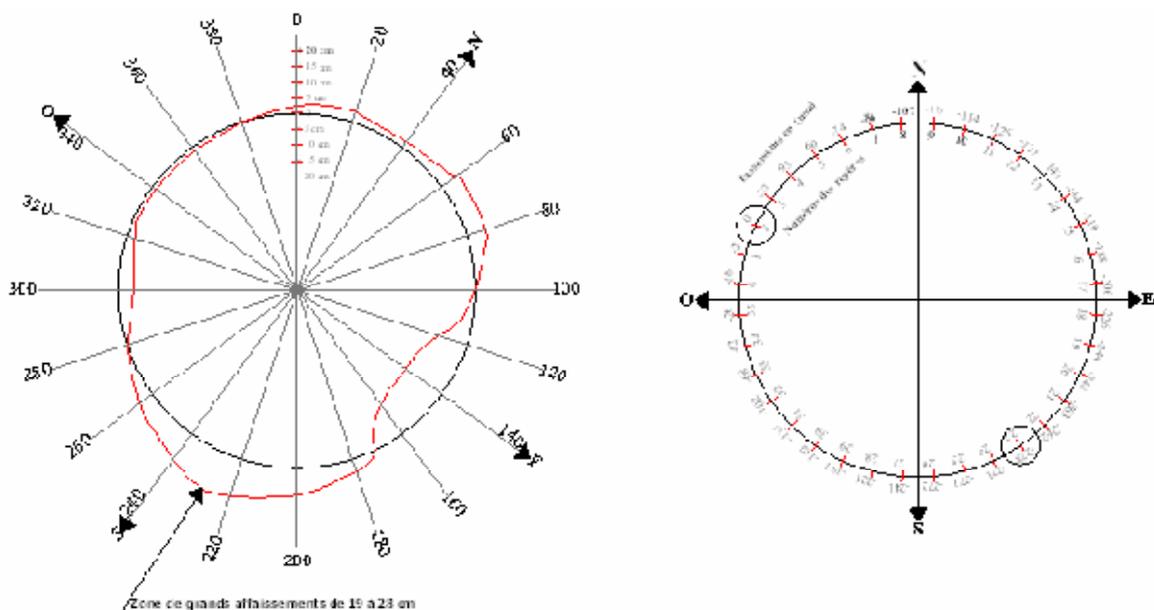


Figure II.12: Affaissements et ovalisation du bac C9.

La figure (II.13) montre la répartition des tassements différentiels le long de la robe du bac C9 avant le confortement et après la reprise en sous œuvre par micros- pieux.

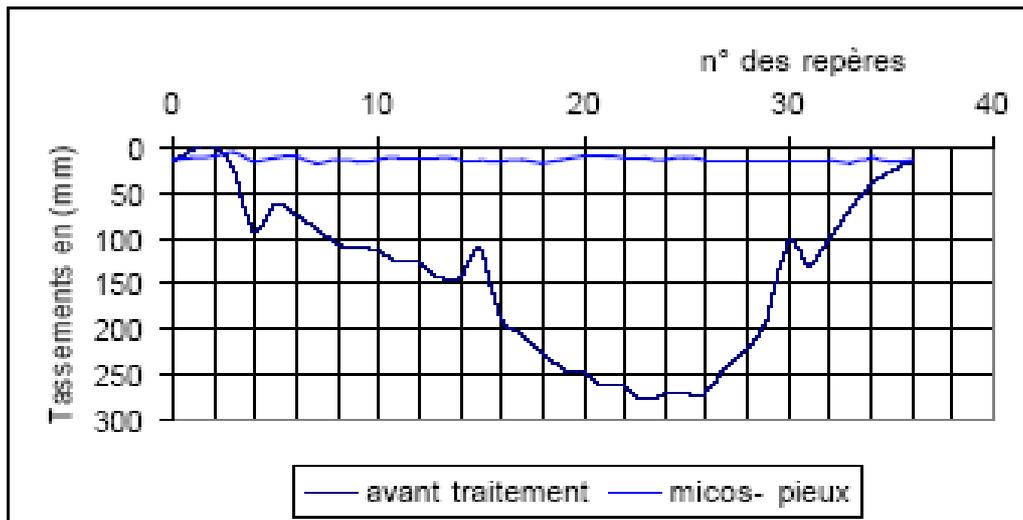


Figure II.13: Affaissement du bac C9 avant et après traitement.

- Par ailleurs, d'autres bacs en l'occurrence A8 et C4, ont été touchés par des affaissements différentiels excessifs vers la fin des années 1990. La reprise en sous œuvre des fondations avait nécessité une étude de sol complémentaire, réalisée en 1998 à la périphérie des ouvrages en question.

Les essais réalisés comprennent pour chaque bac ; deux sondages carottés avec analyse des échantillons au laboratoire, trois essais préssiométriques et trois sondages au pénétromètre statique (CPT).

L'examen de la lithologie des points de sondages carottés montre une certaine continuité horizontale des formations sédimentaires composées en général de niveaux limoneux sableux et de vases imprégnées de tourbe et de coquillages. Une couche pulvérulente de sable et de gravier en état parfois lâche 4 à 6m d'épaisseur, est détectée à partir de 12m de profondeur.

Les résistances en pointe ( $q_c$ ) du pénétromètre statique mesurées sur cette formation atteignent des pics de l'ordre de 100 à 140 bars et les modules préssiométriques ( $E_m$ ) sont variables de 16 à 30 bars.

Les bacs C4 et A8 ont fait l'objet de remise à niveau en 2004 par la technique de micros pieux injectés de mêmes caractéristiques que ceux des bacs confortés en 1992.

Les relevés des tassements effectués périodiquement par le maître d'ouvrage au niveau des autres bacs de stockage, confirment l'évolution des tassements vers des valeurs parfois inadmissibles, par conséquent il y'a la nécessité de confortement des fondations de la totalité des bacs pour se conformer aux normes techniques régissant l'exploitation de ce type d'ouvrages.

## **II.5.2. Comportement des pieux de la Sphère de stockage butane du centre emplisseur GPL de Bejaia**

### **II.5.2.1. Description du système de fondation et données géotechniques**

Le centre emplisseur GPL de Bejaia est crée en 1960, il s'étale sur une superficie de 6,70ha. Il est situé à 50m au nord du terminal de pétrole de Sonatrach et à proximité d'oued Seghir. Le site renferme cinq sphères de stockage de gaz de capacités variables de  $1450 m^3$  à  $3000m^3$  reposant sur des pieds métalliques (figure II.14), des cigares cylindriques de capacité allant jusqu'à  $100m^3$  et un pylône métallique.



*Figure II.14 : Vue générale de la sphère de stockage de gaz de 3000m<sup>3</sup> Bejaia.*

Le site d'implantation est composé d'alluvions argilo-sableuses d'une puissance d'environ 28m en moyenne, reposant sur un substratum marneux.

La consistance du programme de reconnaissance géotechnique réalisé en 1993, est de deux sondages carottés jusqu'à la marne avec analyse physico mécanique des échantillons au laboratoire, dix essais SPT et cinq pénétromètres statiques (CPT) [Documents Naftal].

D'après l'exploitation du rapport de sol précité, nous avons constaté que les couches de sol rencontrées jusqu'à 35m de profondeur sont de faibles résistances et de compressibilité élevée.

Elles sont composées d'une stratification d'argile et de sable lâche avec intercalation de lentilles vaseuses dans certains niveaux. Les essais oedométriques réalisés sur les argiles sableuses ont mis en évidence le caractère sous consolidé à normalement consolidé de ces formations sédimentaires et leur forte compressibilité avec des coefficients de compression ( $C_c$ ) variables de 25 % à 47%.

Les résistances en pointe ( $q_c$ ), enregistrées par le pénétromètre statique, sont généralement faibles de 15 à 60 bars jusqu'à 28m de profondeur, le maximum est atteint dans les couches de sables de faibles épaisseurs intercalées entre les argiles. A partir de 28m de profondeur, une évolution progressive de  $q_c$ , est constatée jusqu'au niveau du toit du substratum marneux détecté à partir de 35m de profondeur dont la valeur  $q_c$  chute jusqu'à 30 bars à cause de son altération. Le niveau de la marne compacte correspondant au refus absolu de la pointe du CPT est localisé à 40m de profondeur en moyenne.

La sphère butane SB5 de 3000  $m^3$  unique en son genre en Afrique dont les travaux ont été réceptionnés en Janvier 2005, est fondée sur dix (10) pieux forés en béton armé de diamètre 1,20m, fichés dans le substratum marneux à 43m de profondeur.

Le tableau II.4 présente les caractéristiques techniques de la sphère de 3000 $m^3$

Tableau II.4. Caractéristiques techniques de la sphère de 3000  $m^3$ .

SPHERE				PIEDS METALLIQUES			POIDS TOTAL EN (T)
D EN (M)	HAUTEUR EN (M)	EPAISSEUR DES PAROIS EN (MM)	POIDS PROPRE EN (T)	D EN (CM)	EPAISSEUR DES PAROIS EN (MM)	POIDS DES PIEDS ET ACCESSOIRES (T)	
17,895	21,40	DE 43 A 47	357,29	86	10	58,06	415,35

### II.5.2.2. Tassement des pieux après exploitation de l'ouvrage

La sensibilité de la sphère par rapport aux déformations du sol a nécessité la mesure des tassements des dix pieux pendant les tests de chargement à l'eau (Juillet 2004). Le chargement est réparti sur six paliers de 500 $m^3$  chacun durant douze jours d'épreuve. Le tassement maximal enregistré est de quatre (4mm) et un minimum de deux (2mm) sur l'ensemble des pieux auscultés (figure II.15).

Après deux années de mise en exploitation de la sphère depuis Janvier 2005, les relevés effectués n'ont détecté aucune évolution du tassement au niveau des pieux.

En outre, la fondation superficielle (radier) du pylône métallique de 24m de haut et de 8,50 tonnes de poids propre, ancrée à 2,80m de profondeur et transmettant une contrainte de service ( $S_{ELS}$ ) de l'ordre 0,55 bars, n'a subi aucun tassement depuis trois ans de sa réception en décembre 2003 [Documents Naftal].

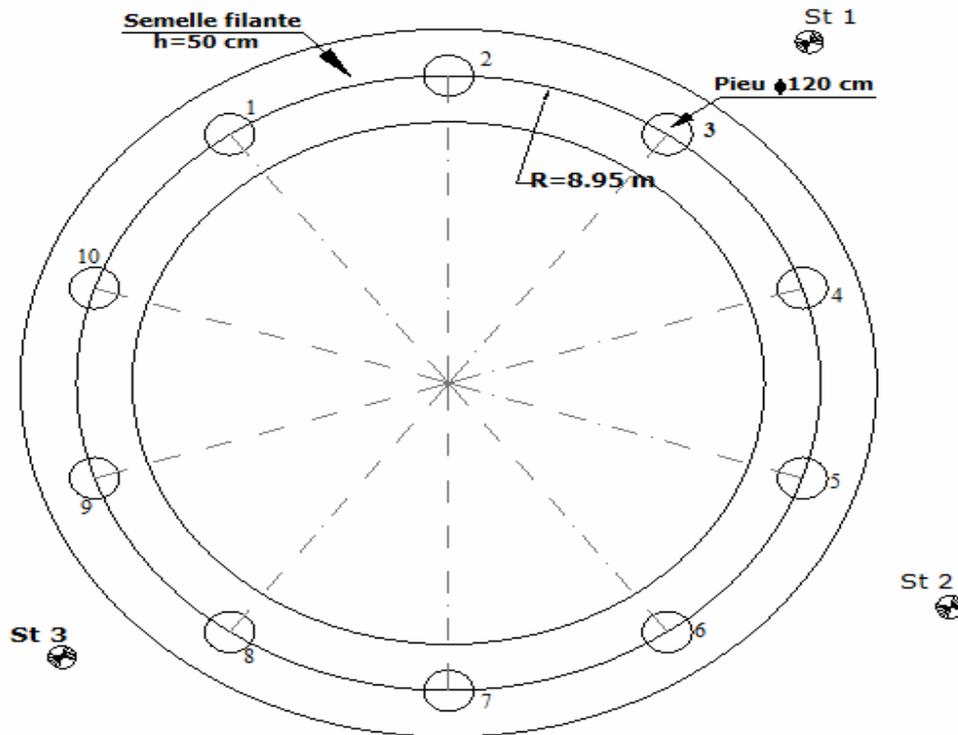


Figure II.15 : Plan d'implantation des pieux de la sphère de stockage de gaz de 3000m<sup>3</sup>  
Centre emplisseur GPL de Bejaia.

### II.5.3. Comportement des radiers caissons pour silos de stockage de céréales de l'UCA port de Bejaia

#### II.5.3.1. Description et contexte géotechnique du site

L'ouvrage est composé d'une batterie de 64 silos métalliques pour le stockage de blé, implantés dans l'enceinte du port de Bejaia, de 30.000 tonnes de capacité totale. Les silos, de capacité moyenne de 468 tonnes chacun, sont fondés sur seize radiers de dimensions (20 x 24m<sup>2</sup>) en forme de caissons rigidifiés par des voiles en béton armé dans les deux sens transversaux et longitudinaux. Les radiers de 50cm d'épaisseur sont ancrés à 4m de profondeur au niveau de la couche de limons vaseux et séparés par des joints de rupture [Sadaoui, 2006].

L'examen des différents rapports géotechniques remis par le maître d'ouvrage établis par plusieurs laboratoires depuis 1977 à 1992, a permis de retrouver dans les coupes lithologiques des divers sondages carottés;

Tantôt un remblai d'alluvions grossières de 5m d'épaisseur, surmontant des limons vaseux de couleur noire jusqu'à 22m de profondeur,

Tantôt une alternance de niveaux entre vases noires coquillées et sables fins jusqu'à 35m de profondeur et une stratification de marnes friables de couleur grise et de sables jusqu'au toit du substratum marneux rencontré à partir de 48m de profondeur. Le niveau statique de la nappe est détecté sur tous les sondages à partir de 2m de profondeur [Documents UCA].

La concrétisation du projet sur le terrain avait pris beaucoup de temps à cause de la divergence qui résultait de l'analyse des rapports de sol, la variante de fondation sur des pieux forés de diamètre 1,20m travaillant en pointe, ancrés dans la marne saine à une profondeur minimale de 50m s'avérait non économique et nécessitait des essais de reconnaissance plus poussés pour tenir compte de l'aléa sismique.

La solution de fondations rigides en caissons flottants a été réalisée et le gros œuvre achevé en 1998.

Les courbes de résistances en pointe ( $q_c$ ) du pénétromètre statique confirment le caractère meuble des couches superficielles à partir de 3m de profondeur avec une variation entre 7 à 30 bars, une augmentation est enregistrée en surface sur les remblais de graviers et sables dépassant parfois 150 bars.

La valeur du tassement (court terme) est actuellement admissible, néanmoins elle n'inclue pas le tassement du sol sous l'effet du poids propre de l'ouvrage depuis plus de huit ans de son achèvement et ne représente qu'une fraction du tassement total de consolidation et de fluage qui se manifesterà à long terme.

Pour éviter des tassements différentiels entre les radiers, ce qui pourrait engendrer des effets préjudiciables sur les silos, la procédure de chargement et de vidange doit respecter les critères d'uniformité. Un suivi continu des tassements est préconisé après la mise en exploitation de l'ouvrage depuis le mois de Juin 2006.

#### **II.5.4. Affaissement de la culée du pont de oued Seghir (RN 9) Bejaia**

##### **II.5.4.1. Description et analyse des dommages**

Le pont de oued Seghir (RN 9) date de l'ère coloniale, est situé à proximité du terminal marin sud et à une distance de l'ordre de 100m par rapport à la mer. Les culées en maçonnerie de pierres sont fondées sur des massifs superficiels et reçoivent un tablier mixte.

Depuis l'implantation des unités agroalimentaires, le lit d'oued avait subi des corrections et des curages vers son embouchure immédiate, ce qui avait modifié son régime hydraulique en favorisant des remontées des courants de la mer en houle. Suite aux précipitations pluvieuses de la fin du mois de décembre 2002, le pont avait subi un affaissement important au niveau d'une culée de l'ordre de 15 à 20cm et l'inclinaison du tablier.

Les investigations menées sur site pour la détermination des causes de l'affaissement ont mis en évidence la combinaison de deux facteurs probables :

- phénomène de Ressac de la mer ayant engendré l'affouillement des matériaux alluvionnaires sous la fondation de la culée.
- Augmentation éventuelle du débit de pointe suite à la fermeture d'une ramification de l'oued à l'amont pour des travaux hydrauliques de stabilisation des berges. A cet effet, les crues exceptionnelles peuvent provoquer des courants affouillables.

Le pont fût renforcé en 2004 en le dédoublant d'un autre côté avec un report des charges sur des pieux forés en béton armé de 60cm de diamètre et fichés au toit de la marne ; entre 25 et 27m de profondeur. L'examen des coupes lithologiques des forages des pieux auprès du laboratoire des travaux publics, nous renseigne sur la succession de couches alluvionnaires de limons et d'argiles avec la dominance de la frange vaseuse jusqu'à 27m de profondeur, cette stratigraphie est similaire à celle du terminal nord de stockage de pétrole et du centre emplisseur de gaz.

## II.5.5. Tassement des Silos de stockage de Bejaia

### II.5.5.1. Le silo de stockage de sucre roux

Le silo se situe dans le complexe agroalimentaire CEVITAL, dans la zone portuaire de la ville de Bejaia. Le silo se caractérise par un diamètre de 58m, d'une hauteur de 57,5m reposant sur un radier de 2m d'épaisseur et d'une surface avoisinant les  $2642,08m^2$ . Et sa capacité atteint 80000 tonnes.

Plusieurs études géotechniques ont été réalisées avant le renforcement de sol par le laboratoire LNHC au niveau d'implantation des différents ouvrages de Cevital. En analysant les résultats de l'étude, on remarque un manque de données sur certains paramètres physico-mécaniques. En outre, les essais réalisés n'ont pas touché le site du silo de stockage de sucre roux.

Cevital a sollicité le laboratoire de construction et Testing Engineering, CTE-LAB pour une étude géotechnique complémentaire sur le site en question. Cette étude a consisté en la réalisation de:

- Deux sondages carottés de 50 et 51m, avec prélèvement d'échantillons intacts et réalisation d'essais au carottier SPT.
- Trois sondages pressiométriques de 14, 15 et 18m de profondeur.
- Cinq essais au pénétromètre statiques.

On retrouve dans les coupes lithologiques des deux sondages carottés ; une couche de remblai de 3m, sous cette dernière se constitue de dépôts d'origine alluvionnaire reposant sur un substratum marneux compacte de couleur grisâtre rencontré entre 47 et 49m de profondeur. Ces dépôts alluvionnaires sont représentées en masse par des sables fins vaseux brunâtres en surface et de couleur gris bleuâtre en profondeur, sur une épaisseur allant de 3 à 39m, dans les quelles s'intercale des couches de vases sableuses de couleur gris bleuâtre, cette couche de vase est rencontrée entre 6 et 12m. Ces dépôts surmontent une couche de marne sablo graveleuse beige à jaunâtre à passage de galets d'épaisseur variable rencontrée entre 39 et 49m.

Les résultats au laboratoire confirment les résultats trouvés par les essais in situ. Le sol en place ne contient pas de matières organiques et d'une nature liquéfiable avec une perméabilité mesurée faible, le niveau de la nappe est localisé à 3m de profondeur.

La faible portance de la couche alluvionnaire ainsi que le tassement important mesuré (plus de 2 m), conduit à écarter le principe de fondations superficielles et la localisation du substratum à 40m de profondeur fait écarter les fondations profondes à cause du flambement.

Alors la technique qu'ils ont adaptée est celle des colonnes ballastées en réalisant 1144 unités sous le silo.

#### **II.5.5.2. La batterie de stockage de céréale de Cevital**

La batterie est composée de 24 silos en béton armé encastrés sur six radiers rigides de 36m et de 1,3m d'épaisseur. La capacité de chaque silo est de 5tonnes et la capacité totale est de 120000 tonnes situé dans la même zone que le silo de stockage de sucre. Les silos ont un diamètre de 16m avec une hauteur de 40m.

La campagne de reconnaissance a été réalisée par le laboratoire LNHC, elle comporte :

- Cinq sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts.
- Sept essais au pénétromètre statique.

La synthèse des résultats des 5 sondages montre des sables fins vaseux jusqu'à 40m de profondeur avec des passages d'alluvions grossières (galets et gravier).ce complexe se repose sur un substratum marneux qui se trouve à 40m de profondeur au niveau des sondages SC1 à SC3 et à 48m au niveau des sondages SC4 et SC5. Le niveau de la nappe est localisé à 1m de profondeur.

Les résultats des essais de pénétration statique ont révélé la présence de couches de très faibles résistance jusqu'à des valeurs inférieures à 10bars avec des pic qui dépassent les 50bars. La couche de marne n'a pas été atteinte par les essais au pénétromètre statique.

En tenant compte des tassements mesurés jusqu'au 30/10/2005 récupérés auprès des services techniques de Cevital, il en résulte des tassements totaux de 16,2cm au droit du silo C21 et 19,7cm au niveau du silo C17. La technique de colonnes ballastées a été réalisée en 2501 unités.

### II.5.5.3. Les silos de stockage de l'ECI Bejaia

Les silos de l'ECI sont composés d'une batterie de dix silos métalliques destinés au stockage de céréales d'une capacité totale théorique de 76000 tonnes. Les silos sont fixés sur un radier général en béton armé de forme rectangulaire de 75 cm d'épaisseur et d'une surface de l'ordre de 5871 m<sup>2</sup>. Le site d'implantation du projet est situé à environs 100 m au nord du terminal de stockage de pétrole (figure II.16).

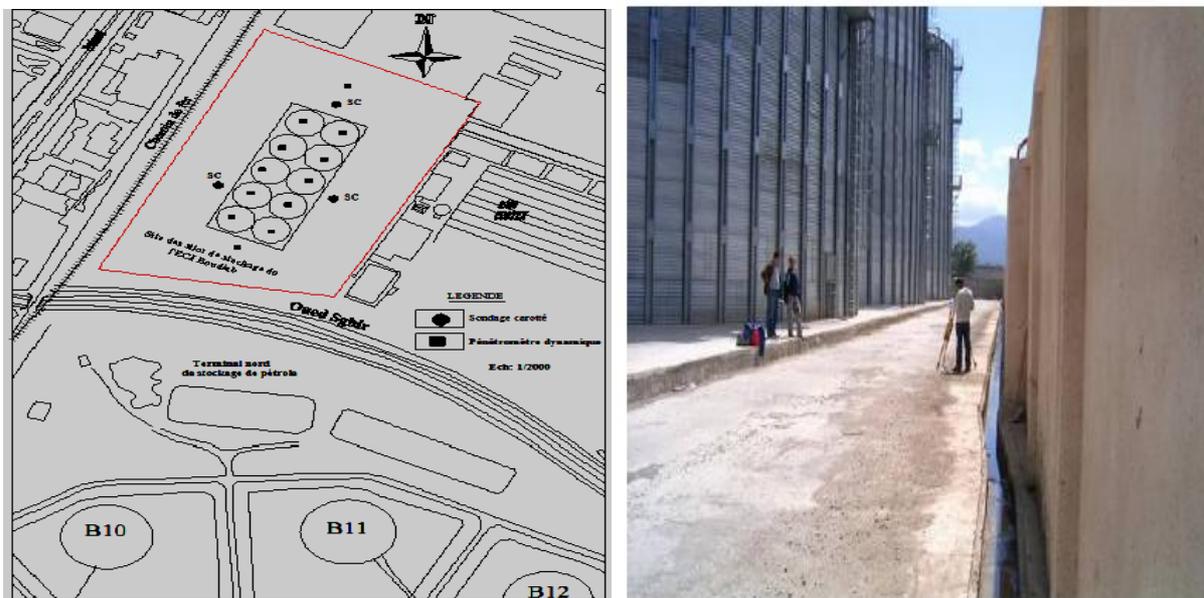


Figure II.16 : Plan d'implantation et vue des silos de stockage de l'ECI.

L'étude de sol réalisée dans le cadre du projet renferme 3 sondages carottés de 36m de profondeurs et 12 essais au pénétromètre dynamique de 12m de profondeur.

L'examen des coupes lithologiques des sondages montre une succession de couches sédimentaire de limons et de sables vaseux jusqu'à 30m de profondeur, puis on rencontre une couche de marne plastique parfois vaseuse. Le niveau de la nappe phréatique est détecté à partir de 2m de profondeur.

La valeur minimale de résistance en pointe est de 8 à 10bars.

Le tassement total enregistré est de 58,30cm (figure II.17) et la technique adaptée pour ce projet est celle des colonnes ballastées.



Figure II.17: Fissure de tassement au niveau de la voirie au voisinage du radier.

## II.6. Conclusion

IL en résulte du présent chapitre que les désordres rencontrés sur des sols compressibles (tassement, affaissement..) pousse à chercher des solutions de traitement adaptées à ce type de terrain, et la démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes (Dhouib et al, 2004) :

1. Définition des critères du projet : emprise, sollicitation, tassement 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.

Le traitement des sols dans les travaux géotechniques est connu pour être facile et pratique à réaliser. Les techniques de traitement utilisées dans les projets précitées sont le renforcement par pieux et le traitement par colonnes ballastées et parmi ces deux solutions, on va s'intéresser aux colonnes ballastées par rapport à son faible coût de revient (économique) et sa facilité et rapidité d'exécution et son rôle de réduction de tassement et du risque de liquéfaction.

# sommaire III

## Traitement des sols par colonnes ballastées

<b>III.1 Introduction.</b> .....	<b>69</b>
<b>III.2 Dispositions constructives.</b> .....	<b>70</b>
III.2.1 Dimensions des colonnes ballastées.....	70
III.2.2 Choix des matériaux.....	70
III.2.3 Tolérance d'exécution. ....	72
<b>III.3 Contrôle et réception des travaux.</b> .....	<b>72</b>
III.3.1 Essais d'étalonnage (de conformité) . ....	72
III.3.2 Essais d'information.....	74
III.3.3 Essais de réception. ....	74
<b>III.4 Comportement des colonnes ballastées.</b> .....	<b>75</b>
III.4.1. Cas de colonne ballastée isolée sous chargement verticale statique (en tête).....	75
III.4.1.1. Modes de rupture.....	75
III.4.2. Cas d'un réseau de colonnes ballastées sous charge statique verticale.....	80
<b>III.5 Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées.</b> .....	<b>86</b>
III.5.1. Méthodes empiriques.....	86
III.5.2. Tassements des colonnes ballastées.....	86
III.5.3. Colonnes ballastées et liquéfaction.....	97
<b>III.6 Conclusion.</b> .....	<b>98</b>

## CHAPITRE III

### RENFORCEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTÉES

#### III.1. Introduction

L'amélioration des sols au moyen de colonnes ballastées est issue du procédé de densification des sols grenus par vibrocompactage introduit pour la première fois en Allemagne par Keller en 1936 et développé par Sergey Steuerman en Floride et par Taylor Woodrow en grande Bretagne. Cette technique est maintenant utilisée dans le monde entier y compris en Algérie où le procédé commence à se lancer de plus en plus.

La conception et le développement de nouveaux vibreurs et d'ateliers d'exécutions munis d'enregistreurs de paramètres en temps réel aussi que dans les approches de dimensionnement qui tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter, ont amené l'utilisation de cette technique du domaine naturel (remblai et radiers de grandes dimensions) vers le secteur du bâtiment et de la logistique (semelles isolées et filantes).

La technique de traitement des sols par colonnes ballastées consiste à incorporer dans le sol un matériau granulaire constitué de ballast qui permet d'obtenir un milieu « composite » ayant des caractéristiques globales meilleurs que le sol non traité et permettant [Dhouib et Blondeau, 2005]:

- Augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés ;
- Accélérer le drainage vertical et la consolidation primaire du sol;
- Réduire le risque de liquéfaction en zones sismiques ;
- Réduire les tassements sous les charges appliquées ;
- Contribuer à la stabilité générale des remblais ;
- Améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité.

Les colonnes ballastées portent les charges vers les couches les plus résistantes grâce à l'effet de « l'étreinte » exercé par la couche de qualité médiocre traversée du sol environnant.

Dans les sols organiques (tourbe, loess..), cette technique n'est pas utilisée en raison de la diminution de l'étreinte à cause de déformation du sol dans le temps par le fluage et d'après Degen 1998, une couche de tourbe dont l'épaisseur est supérieure à 1m n'est pas tolérable pour la qualité de la colonne. Par ailleurs les 3m supérieurs de la colonne ne doivent pas être dans la tourbe.

Les colonnes ballastées sont des procédés d'amélioration de sol ; ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde. (Revue française de géotechnique, N°111, 2<sup>ème</sup> trimestre 2005)

En Algérie, cette technique reste toujours peut utilisée à cause de l'absence des entreprises spécialisées, des réglementations qui permettent la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées à l'exception du DTU 13-2 et le projet COPREC(2004). Elle est réalisée pour la première fois en Algérie au niveau du projet industriel de Cevital au nouveau quai port de Bejaia (1999 à 2004).

## III.2. Dispositions constructives

### III.2.1. Dimensions des colonnes

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'en terre. D'après les entreprises spécialisées et les informations recueillies dans la littérature, les profondeurs des colonnes ballastées nécessaires dans le cas des ouvrages marins atteignent souvent 10 à 30 m ; dans le cas des ouvrages terrestres, les profondeurs de traitement sont variables mais restent en moyenne autour de 8 à 10m, sans excéder 20 à 25m.

Le diamètre des colonnes ballastées dépend de [Dhouib et Blondeau, 2005]:

- de l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré ;
- des terrains traversés et de leurs caractéristiques (étroitesse latérale);
- de l'énergie totale dépensée.

Les colonnes ballastées ont généralement un diamètre de 0.60 à 1.20m [DTU 13.2, chapitre 8].

Le diamètre des colonnes 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 80cm et il est possible de réaliser des diamètres importants (1.00 à 1.20m) par voie humide.

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

### III.2.2. Choix des matériaux

#### a. Matériaux constitutifs des colonnes

Les matériaux d'apport doivent être de qualité, de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées et doivent être drainants. Selon la norme NF P 11-212 (DTU 13.2 « fondations profondes pour le bâtiment »), les dispositions constructives suivantes doivent être respectées :

1. La granulométrie du matériau d'apport doit vérifier les trois conditions :  
 $d_5 > 0,1\text{mm}$ ,  $d_{30} > 10\text{mm}$ ;
2. Le fuseau granulométrique doit être choisi selon la fonction essentielle que l'on veut conférer à la colonne ballastée ;
3. Le rôle porteur est accru par un fort pourcentage de cailloux. Le matériau d'apport peut être roulé ou concassé en fonction des disponibilités locales (roches, calcaire..);
4. La roche constituant les éléments du matériau d'apport doit avoir des caractéristiques mécaniques élevées ( $R_c > 25 \text{ MPa}$ ) et ne pas être délitable ni sujette à l'attrition.

Les règles du DTU 13.2 ne distinguent pas les matériaux d'apport en fonction du mode d'exécution des colonnes (par voie humide ou par voie sèche). Par contre les «Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées» du COPREC (2004) tolèrent des diamètres  $d_{30}$  et  $d_{100}$  de cailloux d'apport plus importants pour la voie humide ( $d_{30} > 40\text{mm}$  et  $d_{100} > 160\text{mm}$ ).

Les caractéristiques adoptées pour le ballast servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante sont résumées dans le tableau (III.1) [Dhouib et Blondeau, 2005]

Tableau III.1. Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées

Caractéristiques	Ordres de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40 / 60 12 / 40	Voie humide Voie sèche
Indice de concassage (%)	> 80	-
Angle de frottement	$35^\circ < \varphi < 46^\circ$	-
LA	< 25 – 35*	Essai « Los Angeles » (Norme NF EN 1097-2)
MDE	< 25 – 30*	Essai « Micro-Deval » (Norme NF EN 1097-1)
(LA + MDE)	< 40 – 60*	-
Pourcentage de fines	< 5 %	-

\* Valeurs limites.

Les valeurs usuelles des paramètres mécaniques admis pour des colonnes ballastées correctement mises en œuvre sont les suivantes, [Dhouib et Blondeau, 2005 ; recommandations COPREC, 2004] :

- Module de déformation (moyenne sur le volume de la colonne) :  $E_c = 60$  à  $100$  MPa,
- Angle de frottement intergranulaire,
  - (matériau roulé) :  $j'_c = 38^\circ$
  - (matériau concassé) :  $j'_c = 40^\circ$
- S'agissant d'un matériau pulvérulent, la cohésion est nulle ( $C'_c = 0$ ),
- Coefficient de poisson :  $n_c = \frac{1}{3}$
- Poids volumique saturé du matériau en place :  $\gamma_c = 20$  à  $21$  KN/m

### b. Matériaux du matelas de répartition

Il est nécessaire de disposer un matelas de répartition (figure III.1) entre l'élément de fondation et le sol traité ; ce matelas a pour rôle d'assurer la répartition complémentaire des charges.

Le DTU 13.2 stipule qu'un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition... il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plate-forme de travail elle-même qui joue le rôle de couche de répartition.

Le texte du COPREC précise que l'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs, tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage). Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.4m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme. La couche de forme doit avoir une épaisseur minimale de 25cm de matériau autre que la classe F (norme NF P 11-300) et doit avoir un module d'élasticité supérieur à 50 MPa. Elle est réalisée avant les colonnes ballastées.

La couche de répartition peut être mise en place totalement ou partiellement avant exécution des colonnes ballastées : elle sert alors de plate forme de travail.

Le reprofilage, le compactage finale, le retraitement avec éventuellement un complément de matériau d'apport pour régler l'épaisseur demandée, doivent être réalisés après l'exécution totale des colonnes ballastées, afin d'assurer un nivellement et des caractéristiques conformes aux éléments du projet.

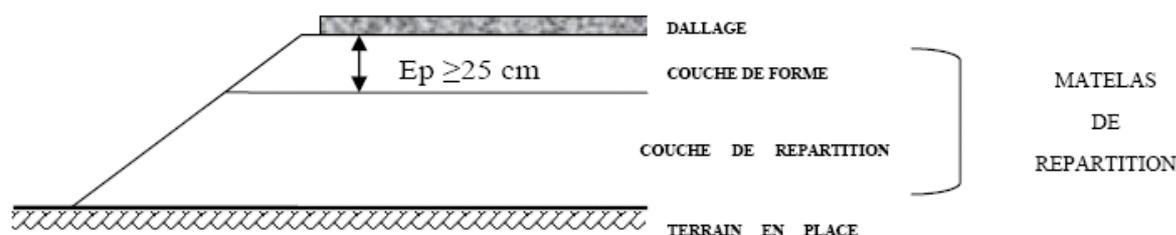


Figure III.1. Schéma donnant les couches qui forment le matelas de répartition.

### III.2.3. Tolérance d'exécution

- Pour le maillage en réseau, la colonne ballastée occupe le centre de la maille élémentaire du sol traité et lui donne de nouvelles caractéristiques. Dans ce cas, il n'existe pas de notion d'« excentrement ».
- Les semelles isolées et filantes reposant sur le sol amélioré doivent être justifiées comme des éléments de fondation. La tolérance d'exécution est alors de +/-20cm.

### III.3. Contrôle et réception des travaux

Les règles en vigueur (DTU 13.2 et les recommandations du COPREC, 2004) exigent de réaliser avant et au cours de l'exécution des colonnes ballastées des essais d'information et d'en fournir les attachements (fiche de synthèse) ainsi que des essais de réception.

#### III.3.1. Essais d'étalonnage (de conformité)

Ils doivent être effectués avant le démarrage de la réalisation des colonnes ballastées. Les essais consistent à réaliser des colonnes à proximité des points de sondages de reconnaissance pour vérifier les profondeurs projetées et les volumes à incorporer afin de réadapter le matériel nécessaire à la bonne exécution des colonnes.

**III.3.2. Essais d'information**

Les essais d'information consistent comme les essais d'étalonnage, à tester une colonne sur 50 avec un minimum de 3 colonnes par ouvrage. Et réaliser des colonnes ballastées à proximité des points de sondages de reconnaissance, afin de vérifier la compatibilité des données sur les sols.

Ces essais peuvent être présentés sous la forme d'un enregistrement informatique où tous les paramètres sont enregistrés.

**Ø Enregistrement des paramètres de travail**

La mise au point du vibreur associé à l'enregistreur de paramètres permet un contrôle continu, à l'exécution et à posteriori, de la qualité du compactage et de la continuité de la colonne et de plus, la possibilité du contrôle de l'apport des matériaux en fonction de la profondeur permet de connaître le diamètre effectif. (Figure III.2)

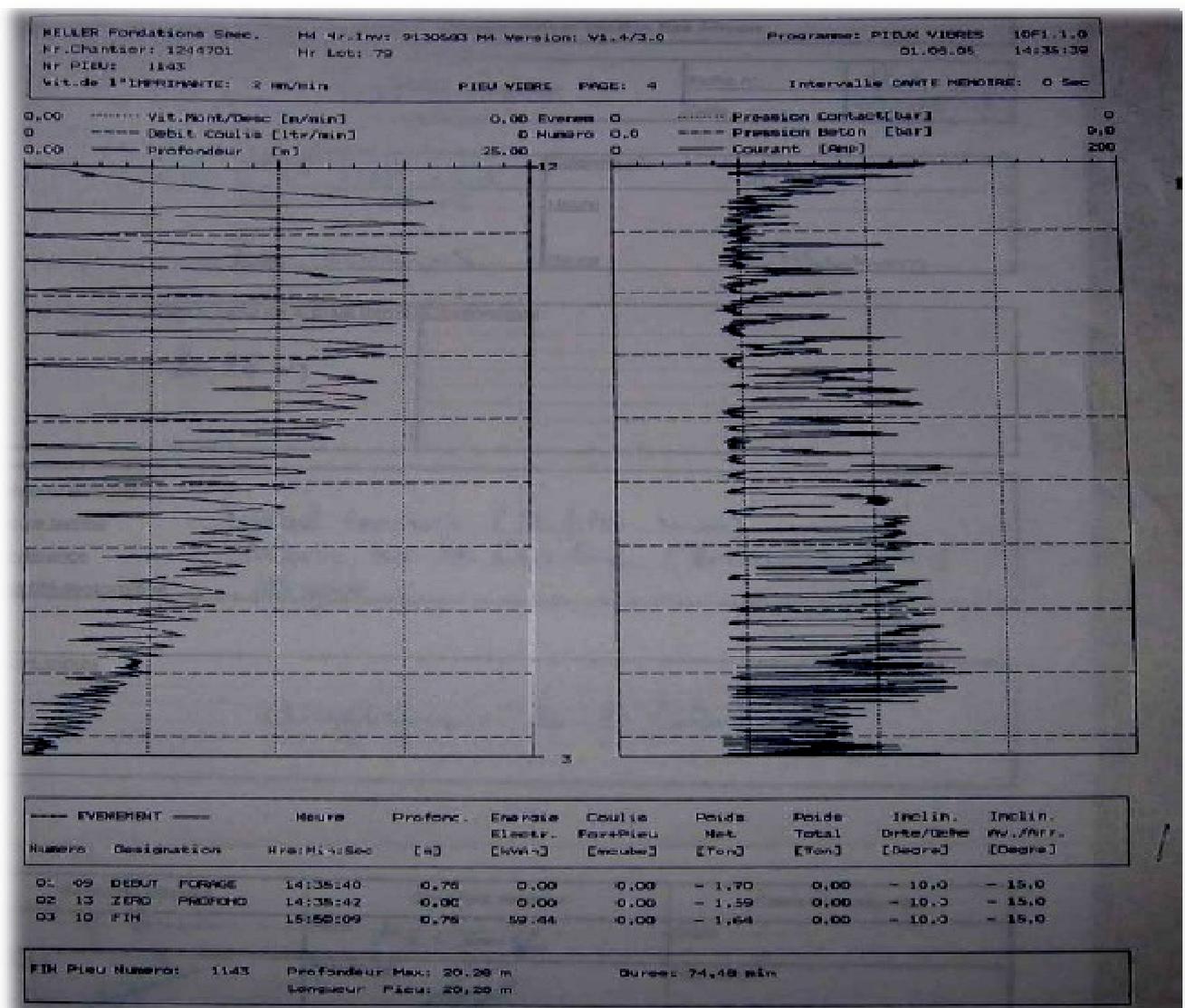


Figure III.2. Enregistrement des paramètres de travail.

Pour chaque colonne ballastée réalisée, un graphique parallèle en fonction du temps est édité, permettant de vérifier :

- L'atteinte de la couche compacte en fin de fonçage de l'outil ;
- L'intensité du compactage à tous les niveaux de la colonne ;
- La continuité de la colonne sur toute sa longueur ;
- La profondeur en fonction du temps (vitesse de pénétration).

Par ailleurs, les enregistrements indiquent le numéro de chaque colonne, la date de réalisation et l'heure de début et fin de fonçage avec le temps global de durée d'exécution.

### III.3.3. Essais de réception

Les essais de réception comprennent le contrôle du diamètre, la continuité, la compacité et la capacité portante de la colonne par chargement.

#### II.3.3.1. Contrôle du diamètre

Il s'effectue par dégarnissage souvent en tête de la colonne sur une profondeur de 1m sous la plateforme.

#### III.3.3.2. Contrôle de continuité

Le contrôle s'effectue par un forage approprié au sein de la colonne. Le pénétromètre statique est adapté à cette vérification ainsi que le pénétromètre dynamique qui peut éventuellement être utilisé.

#### II.3.3.3. Contrôle de compacité

Il est aussi réalisé à l'aide d'un pénétromètre statique (mesure continue) ou d'un pressiomètre (mesure discontinue). Ce contrôle doit descendre 1m sous la base de la colonne. Et les résistances minimales en tout point de l'axe de la colonne doit être respectivement égale à [DTU 13.2] :

Tableau III.2. Résistances minimales

Essais	Résistance minimale	Nombre d'essais
Pénétromètre dynamique	$R_d = 15MPa$	Fixé par les documents Particuliers du marché. au moins égale au nombre d'essais d'information.
Pénétromètre statique	$R_p = 10MPa$	
Pressiomètre	$P_l = 1,5 MPa$	
SPT	$N = 30 MPa$	

L'essai au pressiomètre avec essai tous les mètres et l'essai au pénétromètre dynamique de type A, sont d'utilisation plus délicate dans les matériaux de type ballast [Recommandations COPREC, 2004].

### III.3.4. Essai de chargement

L'essai de chargement (figure III.3) a pour objectif d'observer le tassement en grandeur nature d'une colonne ballastée, afin de mettre en évidence son comportement en matière de déformation et contrôler la capacité portante, pour mesurer l'enfoncement de la tête de la colonne, en appliquant une charge

verticale en six paliers de chargement et quatre paliers de déchargement jusqu'à atteindre 1,5 fois la charge de service (ELS). Les mesures de l'enfoncement sont réalisées à l'aide de comparateurs (De 2 à 3).

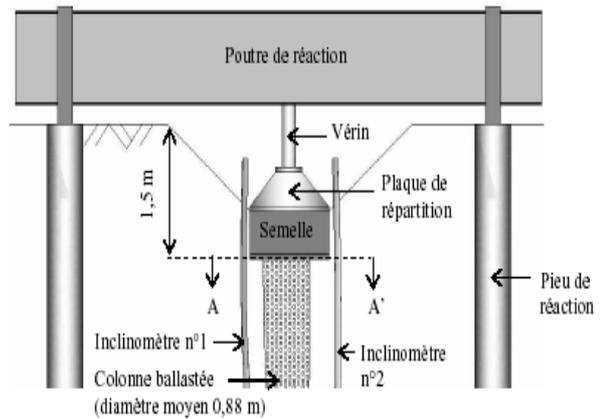


Figure III.3. Essai de chargement.

L'essai est considéré comme conforme si les deux critères suivants sont satisfaits :

- la charge critique (de fluage) n'a pas été atteinte.
- le tassement à la fin du palier de la charge de service reste inférieur à celui estimé dans la note de calcul et compatible avec les tolérances imposées par la structure ou partie d'ouvrage.

### III.4. Comportement des colonnes ballastées

#### III.4.1. Cas de colonne ballastée isolée sous chargement verticale statique (en tête)

##### III.4.1.1. Mode de rupture

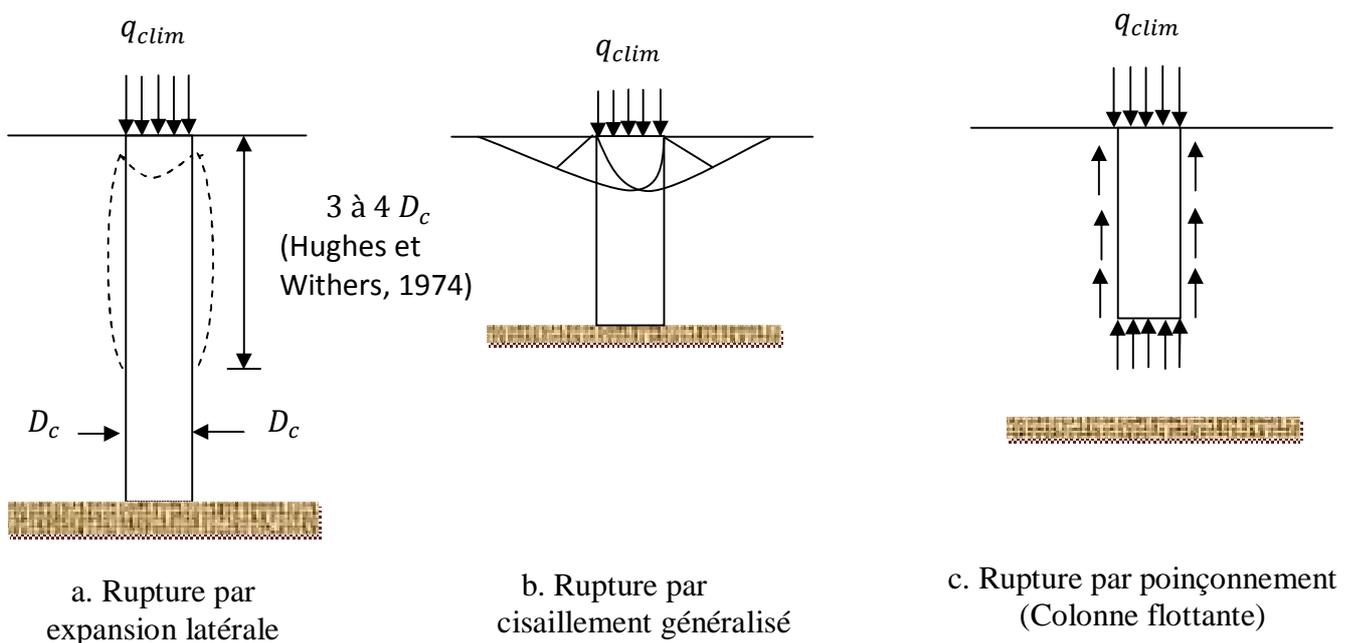


Figure III.4. Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargée en tête  
Datye (1982).

Les mécanismes de rupture d'une colonne isolée chargée en tête par une charge axiale ( $q_{clim}$ ) correspondent, d'après Datye (1982), aux trois configurations schématiques suivantes (figures III a, b et c) :

- § rupture par expansion latérale,
- § rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes),
- § rupture par poinçonnement (colonnes flottantes)

#### a. Rupture par expansion latérale

L'expansion d'une colonne va être liée aux valeurs de pression limite (et indirectement aux modules pressiométriques) du sol traversé : plus la pression limite sera faible, plus la colonne s'expandra [Keller, fondations spéciales].

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur l'analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette du même matériau granulaire soumise à une charge axiale due à la fondation et à une contrainte de confinement égale à la résistance latérale qu'exerce le sol. Si l'on admet que la colonne est en état de rupture triaxial drainé, la contrainte verticale effective de rupture en tête de colonne ( $s'_r$ ) s'écrit en fonction de l'étreinte maximale latérale ( $\sigma_{hmax}$ ) par [Greenwood, 1970]:

$$s'_r = \tan^2 (\pi/4 + j_c/2) \cdot \sigma'_{hmax} \quad (\text{III.1})$$

L'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique, elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre, ...), par analogie avec la sonde pressiométrique Ménard l'étreinte peut s'écrire [Recommandation COPREC, 2004]:

$$\sigma_{hmax} = P_l - u \quad (\text{III.2})$$

$P_l$  : Pression limite nette du sol

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

$u_0$  : Pression hydrostatique du sol avant trait

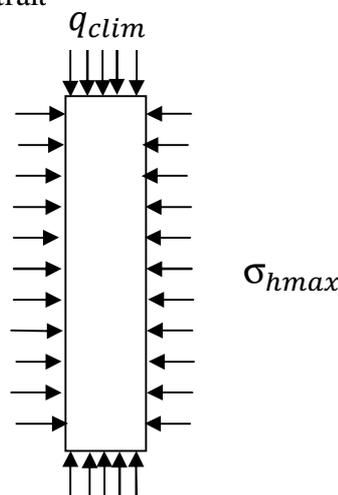


Figure.III.5. Analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette triaxiale.

Les auteurs suivants ont fait des approches sur le calcul de la pression interstitielle [Dhouib et Blondeau, 2005] suivant le tableau (III.4).

Tableau III.4. Valeurs de la pression interstitielle ( $u$ ).

Auteurs	Valeur de $u$
Ghionna et Jamiolkowski (1981) et Smolczyk (1983)	$u = u_0$
Greenwood et Kirsch (1983) et Broms (1983)	$u = 0$ (ce qui revient à travailler en contraintes totales dans le sol qui entoure la colonne)

L'expression de la pression limite dans le cas d'un sol purement cohérent en condition non drainées est donnée d'après Gibson et Anderson (1961) comme suit :

$$P_l = s'_{h0} + k c_u \quad (\text{III.3})$$

$s'_{h0}$  : Contrainte horizontale effective dans le sol avant traitement

$K$  : Coefficient multiplicateur donné par plusieurs auteurs suivant le tableau (III.5) [Dhouib et Blondeau, 2005]

Tableau III.5. Valeur du coefficient multiplicateur  $k$

Auteurs	Expression de $k$
<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Brauns (1978-a), Bishop, Hill et Mott (1945).</li> <li>○ Wroth et Hughes</li> </ul>	$k = 1 + \ln I_r$ avec ; $I_r = \frac{E_s}{2(1+n_s).c_u}$ $k = 4$
<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Hill (1950), Salençon (1966) et Vesic (1972) donnent pour <math>\nu_s = 0,5</math></li> </ul>	$k = 1 + \ln I_r$ avec ; $I_r = \frac{E_s}{3 c_u}$

$I_r$  : Indice de rigidité

$E_s$  : Module d'élasticité du sol (estimé par le pressiomètre)

$n_s$  : Coefficient de poisson du sol

$c_u$  : Cohésion non drainé

### b. Rupture par cisaillement généralisé

La rupture de la colonne ballastée par cisaillement généralisé doit être vérifiée pour les colonnes ballastées courtes (figure III.6). Pour la mise en équation de la rupture par cisaillement généralisé, Brauns (1978), a introduit l'hypothèse d'une rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast/sol », délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle  $\delta$  avec

l'horizontale, centré sur l'axe de la colonne et développé sur une profondeur  $h$  égale à [Dhouib et Blondeau, 2005] :

$$h = D_c \cdot \tan\left(\frac{p}{4} + \frac{j'c}{2}\right) n \quad (\text{III.4})$$

En admettant l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes, on aura l'équation suivante ;

$$S_{clim} = \left[ S_s + \frac{2c_u}{\sin(2d)} \right] \cdot [1 + \sin(2d)] \cdot \left[ 1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan d} \right] \cdot K_{pc} \quad (\text{III.5})$$

Avec ;

- §  $K_{pc} = \tan^2\left(\frac{p}{4} + \frac{j'c}{2}\right)$  : coefficient de butée du ballast
- §  $c_u$  : cohésion non drainée du sol
- §  $\delta$  : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale.

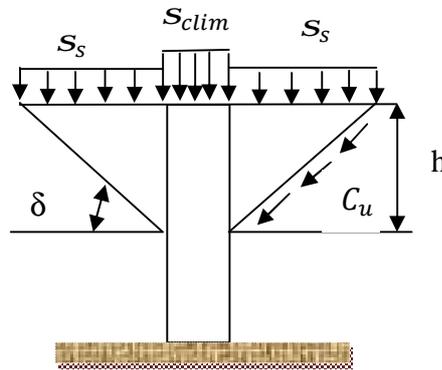


Figure III.6. Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte (Brauns, 1978).

### c. Rupture par poinçonnement du sol (colonne flottante)

Pour les colonnes flottantes, le poinçonnement a lieu lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale  $S_v(z)$  qui se transmet dans la colonne [Dhouib et Blondeau, 2005]

La figure (III.7) montre le mécanisme de rupture par poinçonnement d'une colonne flottante et l'évolution de la contrainte verticale dans la colonne en fonction de la profondeur  $z$ .

En appliquant les règles classiques adoptées pour les pieux [Hughes et al. 1975 ; Brauns 1980], l'équilibre d'un tronçon de la colonne d'épaisseur fini  $dz$  conduit, pour une loi d'interaction sol-colonne linéaire ( $c_u =$  constante sur toute la hauteur de l'assise compressible), à l'équation suivante, pour la rupture par poinçonnement [Dhouib et Blondeau, 2005]:

$$S_v(z) = S_{clim} + z \left( \gamma_c - \frac{4c_u}{D_c} \right) \quad (\text{III.6})$$

Cette équation permet de déterminer la longueur minimale ( $L_{cmin}$ ) qui correspond à l'équilibre limite pour le poinçonnement et qui est donnée par la relation suivante :

$$L_{cmin} = \frac{9 \cdot c_u - s_{clim}}{\gamma_c - 2 \cdot c_u} \frac{D_c}{2} \tag{III.7}$$

Et la longueur maximale ( $L_{cmax}$ ) est atteinte lorsque la contrainte verticale  $s_v(z)$  s'annule, elle correspond à la longueur au-delà de laquelle le traitement du sol par colonnes ballastées est inutile et elle est donnée par la relation suivante :

$$L_{cmax} = \frac{s_{clim}}{2 \cdot c_u - \gamma_c} \frac{D_c}{2} \tag{III.8}$$

La longueur  $L_c$  des colonnes flottantes doit vérifier la condition suivante :

$$L_{cmin} \leq L_c \leq L_{cmax}$$

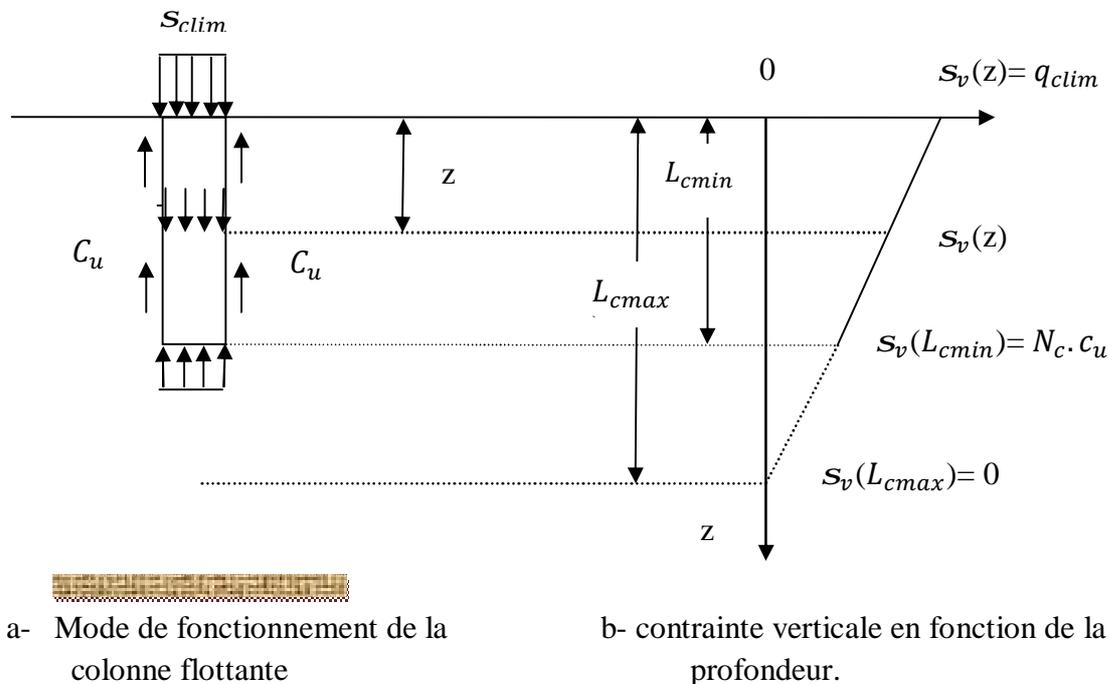


Figure III.7. Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée sous charge axiale en tête (brauns, 1980).

**d. Mode de rupture dans les sols cohérents non homogènes**

Les modes de rupture décrits ci-dessus sont des cas homogènes, mais les sols sont rarement, voir jamais, trouvés en nature aux propriétés homogènes.

Une rupture par cisaillement se produira si une couche mole est présentée en surface (figure III.8.a), alors qu'une couche très molle en profondeur, dont le rapport épaisseur de couche diamètre de la colonne est inférieur ou égal à 1, pourra induire une légère expansion latérale (figure III.8.b).

Cependant si ce rapport est supérieur ou égal à 2, une rupture par expansion latérale de la colonne se produira (figure III.8.c).

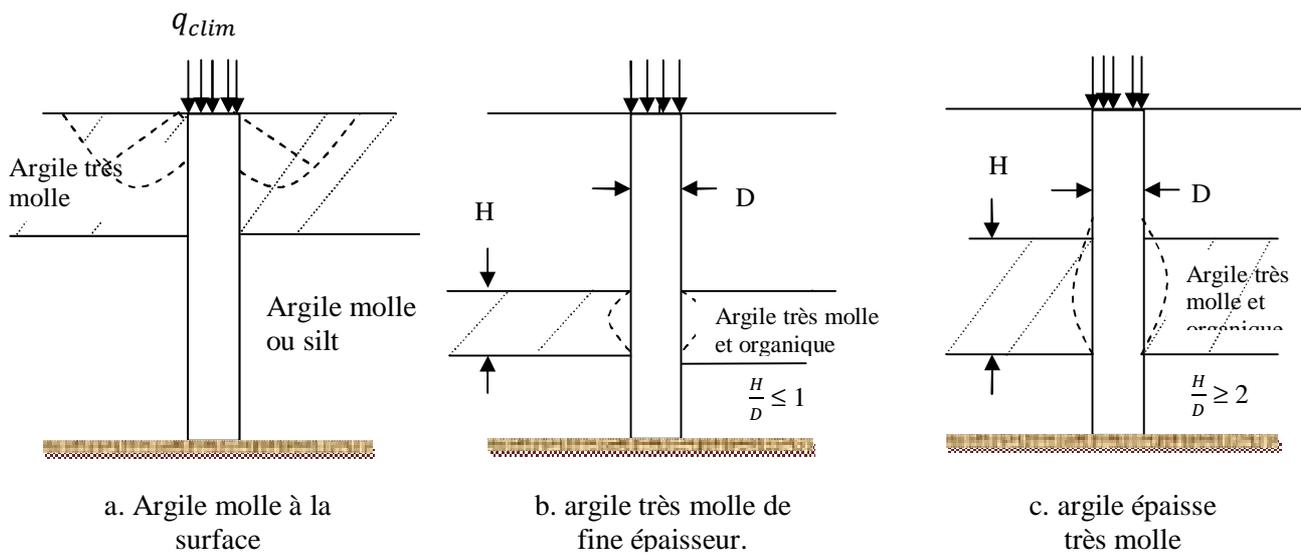


Figure III. 8. Mode de rupture d'une colonne isolée dans les sols non homogènes, (Barksdale et Bachus, 1983)

#### e. Contraintes admissibles de calcul aux états limites

La contrainte verticale admissible de calcul à l'état limite de service  $s_{aELS}$  retenue, est la plus petite des valeurs : 0,8 MPa (valeur plafonnée par le DTU 13.2), elle est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte verticale de rupture  $s_r$  [Dhouib et Blondeau, 2005]

$$s_{aELS} = \min (0,8 \text{ MPa} ; s_r / 2) \quad (\text{III.9})$$

La contrainte admissible de calcul à l'état limite ultime  $q_{aELU}$  est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 1,5 sur la contrainte verticale de rupture  $s_r$ .

$$s_{aELU} = s_r / 1,5 \quad (\text{III.10})$$

### III.4.2. Cas d'un réseau de colonnes ballastées sous charge statique verticale

#### III.4.2.1. principe de la cellule unitaire

Sous les charges réparties apportées par des ouvrages de grandes dimensions (figure III.9.a), les colonnes sont suffisamment rapprochées et réparties très souvent selon un maillage régulier et on peut les assimiler à des colonnes isolées sous charge verticale. Cette colonne est appelée cellule unitaire (figure III.9.b). Le principe de la cellule unitaire [Ghionna et Jamiolkowski, 1981] s'applique parfaitement et on peut généraliser les règles de calcul et de dimensionnement des colonnes isolées sous charge verticale, aux réseaux de colonnes ballastées sous charge verticale.

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

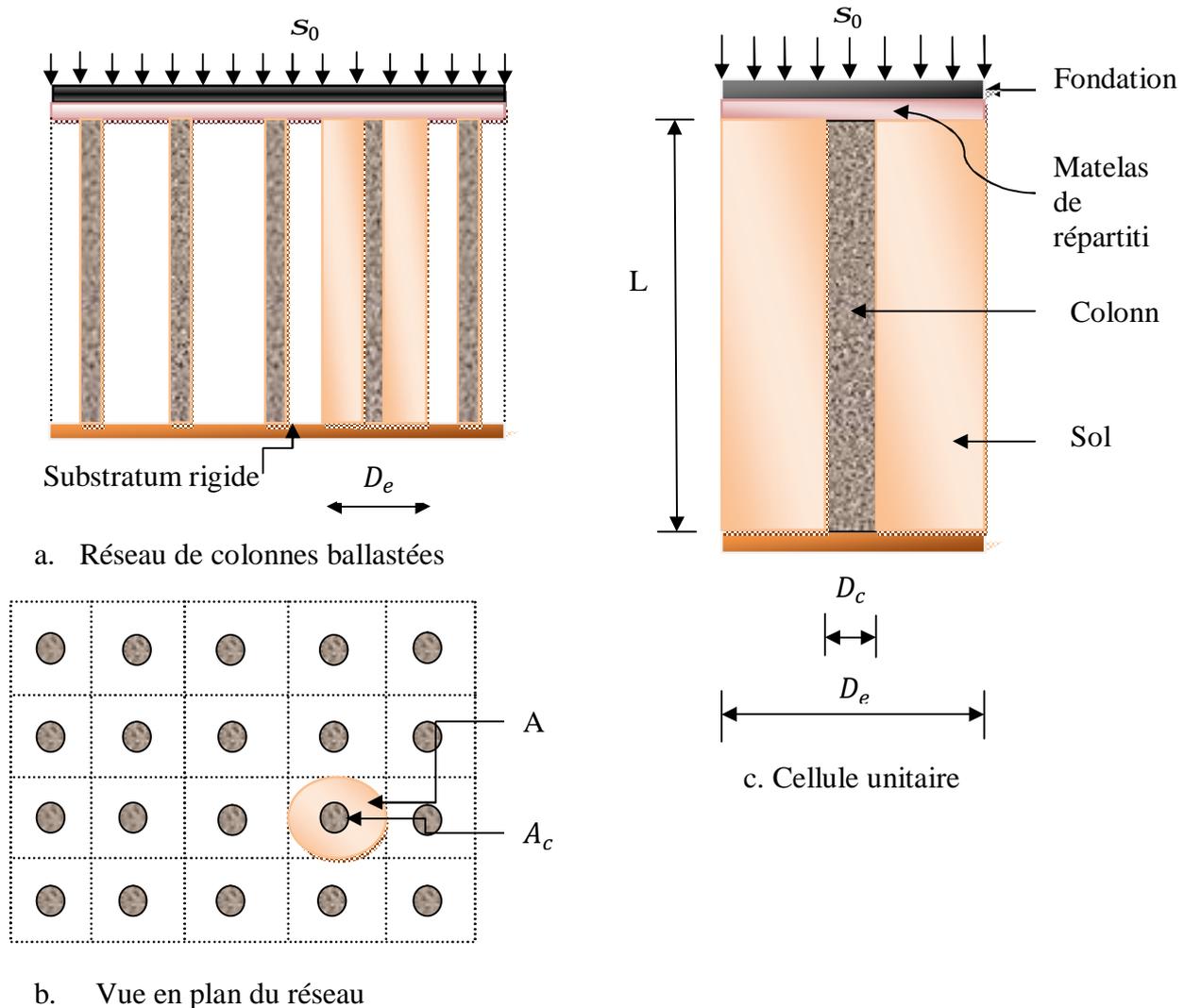


Figure III.9. Principe de la cellule unitaire dans le réseau des colonnes ballastées

#### III.4.2.2. Disposition des colonnes ballastées

- Pour les ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier carré ou triangulaire.
- Sauf justification particulières et hors zone sismique, les colonnes ne sont pas disposées à l'extérieur de l'emprise de l'ouvrage concerné. (Revue française de géotechnique, N°111, 2ème trimestre 2005)
- Pour les semelles filantes et isolées, le maillage résulte du critère le plus défavorable : contrainte admissible et tassement admissible après traitement du sol.
- En l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu extérieur des colonnes (figure III.10) doit être au moins égal à la tolérance d'exécution (qui sera défini après).

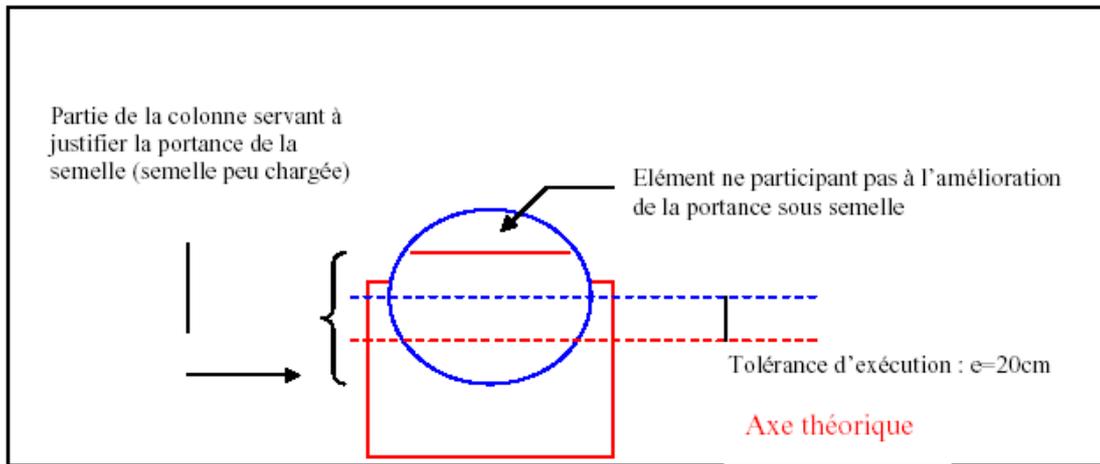


Figure III.10. Cas des colonnes débordant des semelles

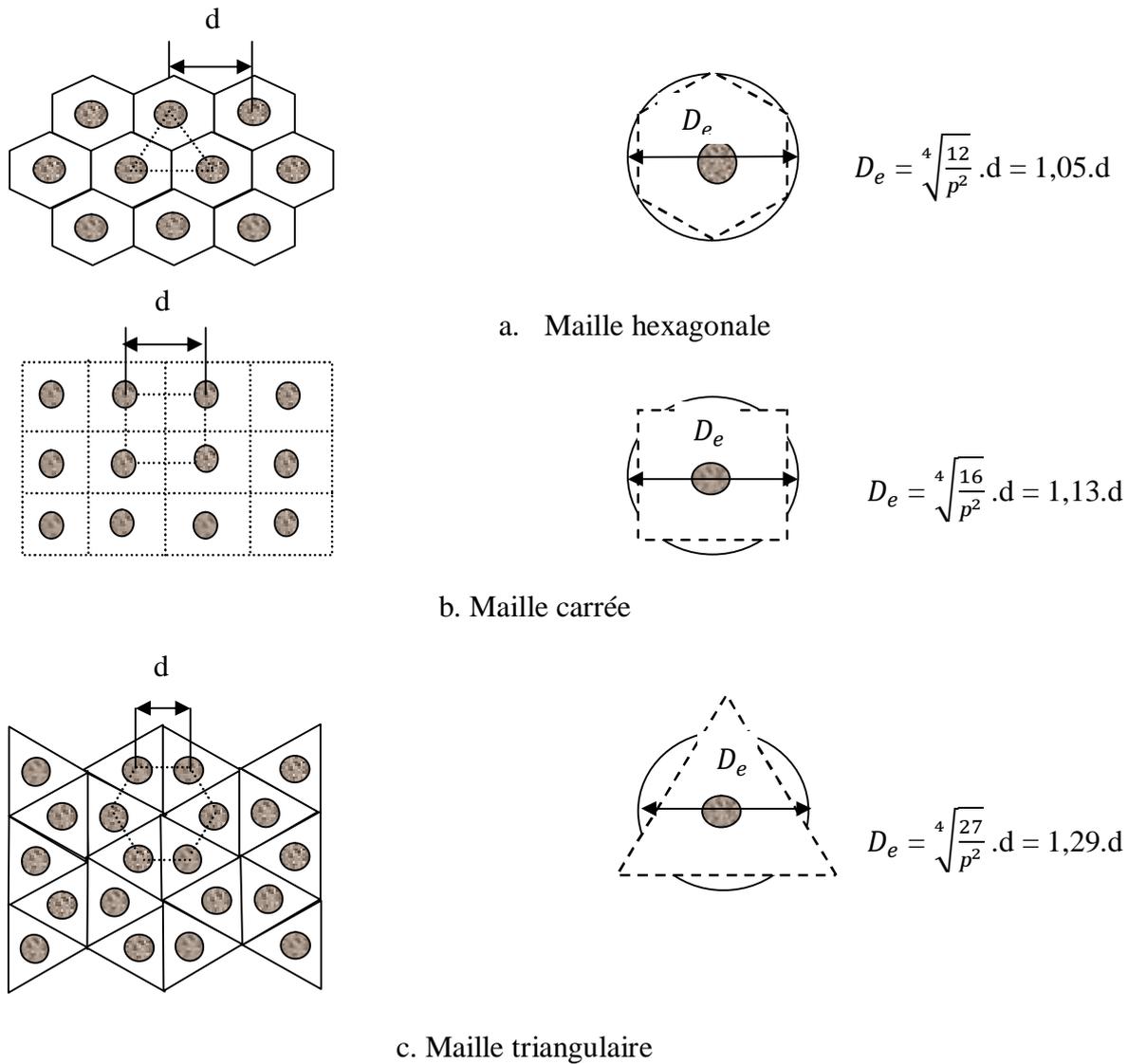


Figure III.11. Disposition des colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne (Baalam et Poulos, 1983)

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées suivant la figure (III.11) qui est présentée ci dessus:

- a- Selon un maillage hexagonal
- b- Selon un maillage carré
- c- Selon un maillage triangulaire

### III.4.2.3. Taux d'incorporation

Le taux d'incorporation (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie sèche) ou le coefficient de substitution (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie humide) est le rapport « a » de l'aire traitée  $A_c$  (section de la colonne) à l'aire totale  $A$  du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire)

$$a = A_c / A \quad (III.11)$$

Avec ;

Tableau III.6. Détermination des sections.

§ Aire de la colonne	$A_c = \frac{p D_c^2}{4}$
§ Aire totale (de la cellule unitaire)	$A = \frac{\pi D_e^2}{4}$
§ Aire du sol	$A_s = A - A_c$

### III.4.2.4. Rapport de concentration des contraintes verticales

Les colonnes ballastées ont une résistance aux cisaillement et un modules de déformation supérieurs à ceux du sol traité, Il en résulte un transfert de la charge  $S_0$  (initialement appliquée par la fondation) qui conduit à une concentration de la contrainte (figure.III.12) sur les colonnes (noté  $S_c$ ) et à une réduction de la charge sur le sol (noté  $S_s$ ).

Le rapport de concentration des contraintes verticales, notée « n » est définit par :

$$n = S_c / S_s \quad (III.12)$$

La transmission des charges en tête des colonnes et à la surface du sol dépend essentiellement :

- du type de fondation, car elle est plus accentuée dans le cas de la fondation rigide (radier rigide, semelle), que dans celui de la fondation souple (remblais, dallage et radier souple) [Eggestad, 1983] ;
- de l'épaisseur et de la qualité du matelas de répartition.

La concentration des contraintes n'est pas immédiate, mais elle se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire qui correspond à l'évacuation de l'eau du à l'effet drainant du ballast.

Les tassements en tête des colonnes, (qui possèdent un module de déformation élastique  $E_c$ ), et les tassements du sol entre les colonnes (de module de déformation élastique  $E_s$ ), sont identiques en raison du caractère « indéformable » de la fondation rigide. Et en raison de l'égalité des tassements en tête de la colonne et à la surface de sol, le frottement demeure « positif » sur toute la hauteur de la colonne.

Le rapport de concentration des contraintes  $n$ , est dans ce cas, égale au rapport des deux modules de déformation :

$$n = E_c/E_s \tag{II.13}$$

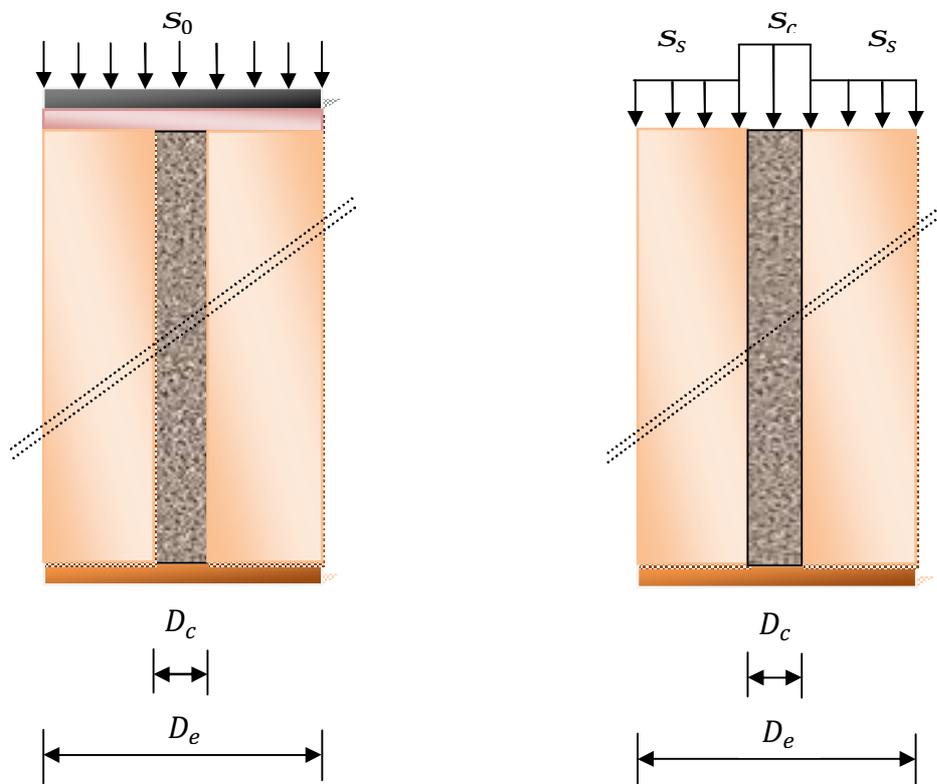


Figure III.12. Principe de concentration de contraintes.

### III.4.2.5. Facteur de réduction des tassements

La charge  $S_0$  appliquée par la fondation au sol d'assise produirait, en l'absence de colonnes ballastées, un tassement moyen  $s_i$ . Après traitement, les tassements diminuent globalement (figure III.13). On peut définir le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) qui est toujours supérieur à 1, comme étant le rapport du tassement  $s_i$  du sol sans traitement au tassement  $s_f$  du milieu composite obtenu après traitement, soit [Dhouib et Blondeau, 2005]

$$\beta = s_i/s_f > 1 \tag{III.14}$$

Les colonnes réduisent les tassements sous les charges appliquées en raison d'une amélioration globale du milieu traité. Ces tassements évoluent en fonction du temps et se stabilisent, au bout d'un temps relativement court (un à quelques mois).

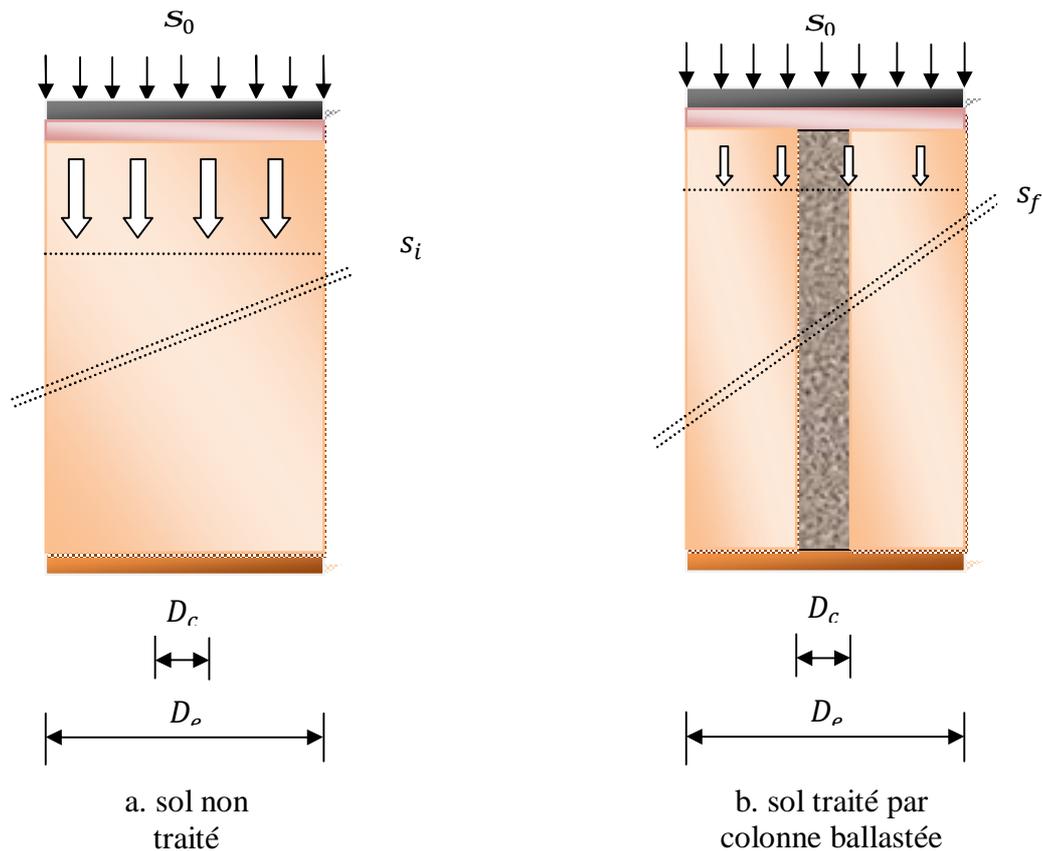


Figure III.13. Tassement des sols traités et non traités.

#### III.4.2.6. Effet drainant des colonnes : dissipation des pressions interstitielles et accélération du temps de consolidation

La réduction des tassements sous l'effet du traitement de sol par colonnes ballastées n'est pas immédiate, elle évolue en fonction du temps (un à quelques mois) et se stabilise rapidement. Cette stabilisation est due à la dissipation des surpressions interstitielles accélérée par le caractère drainant des colonnes. Elles jouent le rôle de drains verticaux qui permettent de dissiper les surpressions interstitielles au sein de ces colonnes, et conduisent, à court et à moyen terme, à leur concentration au centre des mailles du réseau des colonnes, où la consolidation est la plus lente [Dhouib et Blondeau, 2005].

### III.5. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

Les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées en tenant compte d'une colonne isolée ou d'un réseau infini de colonnes, du type de fondations, du comportement mécanique des matériaux ainsi que de l'objectif visé (augmentation de la capacité portante du sol, de sa résistance au cisaillement, de la stabilité globale ou réduction du tassement)

#### III.5.1. Méthodes empiriques

On pourra citer quatre (4) abaques :

Ø Abaque de Greenwood (1970):

C'est un abaque de prédimensionnement des colonnes sous fondations de grandes dimensions, reposant sur une argile molle homogène. Cet abaque donne le facteur de réduction des tassements ( $1/\beta$  en %) en fonction de l'espacement  $d$  des colonnes ballastées.

Ø Courbes de Thorburn (1975) :

Ce sont des courbes qui permettent d'estimer la capacité portante et le diamètre de la colonne. Elles donnent la charge admissible et le diamètre de la colonne, en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol autour de la colonne.

Ø Abaques Besançon :

Ce sont des courbes qui permettent d'estimer le diamètre de la colonne. Elle donnent le diamètre théorique mesuré soit après excavation soit déduit de la quantité de matériau incorporé en fonction de la cohésion non drainée du sol.

Ø Abaques de Mattes et Poulos (1969) :

La méthode de Mattes et Poulos est développée pour les pieux, pour l'estimation des tassements des colonnes ballastées. Elle admet que la charge appliquée par l'ouvrage ne s'applique que sur les colonnes ballastées, et que les tassements immédiats constituent la majeure partie du tassement final.

#### III.5.2. Tassements des colonnes ballastées

Une fois, le coefficient de substitution de sol ( $\alpha$ ) déterminé et le maillage des colonnes ballastées arrêtés, le calcul de prédiction de tassement du milieu traité est l'étape principale pour la validation du projet de renforcement par colonnes ballastées. Le tassement après traitement doit être compatible avec les tolérances de l'ouvrage, si pour le maillage calculé, ce critère n'est pas vérifié, on examinera un second dimensionnement dans lequel l'entraxe des colonnes diminuera par rapport au précédent.

La majorité des désordres observés dans les structures, sont attribués aux tassements excessifs. Et pour limiter les tassements, plusieurs auteurs ont recommandé la technique des colonnes ballastées par divers méthodes d'estimations des tassements du système sol-colonnes ballastées.

Ces méthodes ont été bien développées par Balaam et Booker (1981), mais restent encore du domaine de la recherche [Priebe (1976, 1995)].

Selon Poorooshasb et Meyerhof (1997), les colonnes isolées ainsi que les colonnes flottantes, ne sont pas efficaces pour réduire les tassements.

En réalité, les tassements d'ouvrages passent par trois phases successives et indépendantes les unes des autres, à savoir un tassement instantané, non drainé, un tassement de consolidation primaire et un tassement de fluage.

### III.5.2.1. Méthode de Priebe (1976-1995)

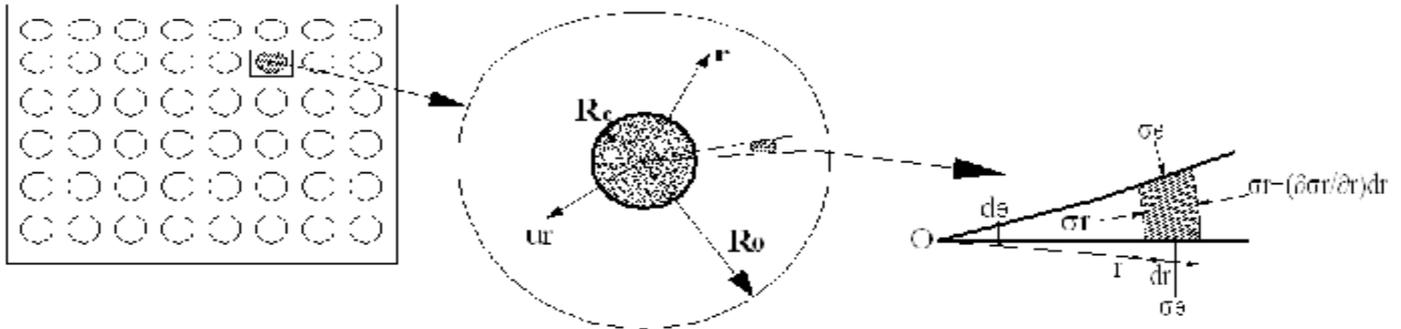
Cette méthode introduit la notion d'amélioration globale des caractéristiques mécaniques du milieu traité et des corrections inhérentes à la compressibilité relative (sol-colonne) et à l'effet de la profondeur.

Priebe c'est basé sur le principe de la cellule unitaire avec l'assimilation des déformations élastiques du sol entourant la colonne à celle d'un tube épais, de mêmes caractéristiques drainées  $E$  et  $\nu$  que le terrain compressible.

Les principales hypothèses de la méthode sont [Sadaoui, 2006]:

- Les tassements en surface sont égaux ( $S_{\text{sol}} = S_{\text{colonne}}$ ) à la fin de la consolidation primaire;
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre actif contenu ; les déformations de la colonne suivent celle du sol ;
- Le matériau de la colonne est incompressible ; les déformations de la colonne se font à volume constant.
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité  $E_{\text{sol}}$  et un coefficient de poisson  $\nu_{\text{sol}}$  constant sur toute la profondeur.
- Il y'a conservation des sections planes. Par conséquent, les cisaillements le long du fût de la colonne ballastée sont négligeables voire nuls.
- Dans tous les cas, les déformations du sol et le ballaste sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge  $q$  en surface, c'est-à-dire que l'on considère comme égaux les poids volumiques de ces deux matériaux, et que la géométrie initiale est celle existant après la réalisation de la colonne.
- Chaque milieu est caractérisé, d'une manière générale, par les paramètres mécaniques suivant;  $E_s, \nu_s, C_s, \phi_s, E_c, \nu_c, \phi_c$ .

Le comportement de la colonne ballastée dans le sol est assimilé par Priebe au principe de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini (Figure III.14) [Dhouib et Blondeau, 2005].



a- Réseau de colonnes

b- Notations géométriques

c- Contraintes

Figure III.14 : Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini.

On applique à la phase des déformations linéaires, la théorie de l'élasticité en considérant le sol comme un cylindre de rayon (r) à parois infiniment épaisses, et soumis à une pression intérieure uniforme ( $S_r$ ).

Par projection sur la bissectrice de l'angle  $dq$  de l'ensemble des forces agissant sur l'élément ( $dV$ ), il en résulte :

$$\frac{dS_r}{dr} + \frac{S_r - S_q}{r} = 0 \tag{III.15}$$

$$\frac{dS_z}{dz} = 0 \tag{III.16}$$

D'autre part on a :

$$e_r = \frac{1}{E_s} \cdot [S_r - n_s \cdot (S_q + S_z)], e_q = \frac{1}{E_s} \cdot [S_q - n_s \cdot (S_z + S_r)], e_z = \frac{1}{E_s} \cdot [S_z - n_s \cdot (S_r + S_q)] \tag{III.17}$$

En négligeant les déformations axiales ( $e_z = 0$ ), il en résulte les relations suivantes entre les contraintes et les déformations :

$$S_z = n_s \cdot (S_r + S_q). \tag{III.18}$$

$$e_r = \frac{1 - n_s^2}{E_s} \cdot \left( S_r - \frac{n_s}{1 - n_s} \cdot S_q \right) \tag{III.19}$$

$$e_q = \frac{1-n_s^2}{E_s} \cdot \left( s_q - \frac{n_s}{1-n_s} \cdot s_r \right) \quad (\text{III.20})$$

La résolution des équations précédentes par rapport aux contraintes  $s_r$  et  $s_q$  conduit à :

$$s_r = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot [(1-n_s) \cdot e_r + n_s \cdot e_q] \quad (\text{III.21.a})$$

$$s_q = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot [(1-n_s) \cdot e_q + n_s \cdot e_r] \quad (\text{III.21.b})$$

L'introduction du déplacement radial  $U_r$  conduit aux déformations suivantes :

$$e_r = \frac{dU_r}{dr}, \quad e_q = \frac{U_r}{r} \quad \text{et} \quad e_z = \frac{dU_z}{dz} \quad (\text{III.22})$$

En reportant ces relations dans les équations (III.21.a) et (III.21.b), on obtient :

$$s_r = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot \left[ (1-n_s) \cdot \frac{dU_r}{dr} + n_s \cdot \frac{U_r}{r} \right] \quad (\text{III.23.a})$$

$$s_q = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot \left[ (1-n_s) \cdot \frac{U_r}{r} + n_s \cdot \frac{dU_r}{dr} \right] \quad (\text{III.23.b})$$

$$\frac{ds_r}{dr} = \frac{E_s}{(1+n_s) \cdot (1-2 \cdot n_s)} \cdot \left[ (1-n_s) \cdot \frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{n_s}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - n_s \cdot \frac{U_r}{r^2} \right] \quad (\text{III.23.c})$$

Ensuite, le report dans les équations de comportement fournit les expressions des contraintes  $s_r$ ,  $s_q$  et  $s_z$  :

$$s_r = \frac{E_s}{(1+n_s)} \cdot \left[ \frac{C_1}{(1-2 \cdot n_s)} - \frac{C_2}{r^2} \right] \quad (\text{III.24.a})$$

$$s_q = \frac{E_s}{(1+n_s)} \cdot \left[ \frac{C_1}{(1-2 \cdot n_s)} + \frac{C_2}{r^2} \right] \quad (\text{III.24.b})$$

$$s_z = n_s \cdot (s_r + s_q) = \frac{E_s}{(1+n_s)} \cdot \frac{2 \cdot C_1 \cdot n_s}{(1-2 \cdot n_s)} \quad (\text{III.24.c})$$

L'application de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique aux colonnes ballastées permet de déterminer les constantes d'intégration  $C_1$  et  $C_2$ . Les conditions aux limites du modèle sol/colonne sont les suivantes :

- En contraintes :

$$s_r(r = R_c) = s_h \quad (\text{III.25})$$

$s_h$ : Etant l'étreinte latérale du sol encaissant

- En déplacements :

$$u_r(r = R_e) = 0 \quad (\text{III.26})$$

On obtient :

$$C_1 = -s_h \cdot \frac{(1+n_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2 \cdot n_s) \cdot a}{(1-2 \cdot n_s) + a} \quad (\text{III.27.a})$$

Et

$$C_2 = s_h \cdot \frac{(1+n_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2 \cdot n_s) \cdot a}{(1-2 \cdot n_s) + a} \cdot R_e^2 \quad (\text{III.27.b})$$

Avec,

$$a = \frac{A_c}{A} = \left( \frac{R_c}{R_e} \right)^2 \quad (\text{III.28})$$

### III.5.2.1.1. Détermination du facteur d'amélioration de base $b_0$

Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale ( $\sigma$ ) défini comme suit [Dhouib et Blondeau, 2005];

$$\sigma = \sigma_{hc} - \sigma_{hs} \quad (\text{III.29})$$

Compte tenu de l'hypothèse que le sol se comporte comme un liquide (donc  $\sigma_h = \sigma_v$ ), la contrainte latérale est donnée par

$$\sigma_h = K_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s \quad (\text{III.30})$$

Avec ;

$\sigma_c$ : Contrainte en tête de la colonne,

$\sigma_s$ : Contrainte en surface du sol,

$K_{ac}$ : Coefficient de poussé de ballaste soit :

$$K_{ac} = \tan^2 \left( \frac{p}{4} - \frac{j'_c}{2} \right) \quad (\text{III.31})$$

Et en posant

$$f(v_s, a) = \frac{1-v_s^2}{1-v_s-2v_s^2} \cdot \frac{(1-2v_s)(1-a)}{1-2v_s+a} \quad (\text{III.32})$$

Il revient :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0,5+f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} \quad (\text{III.33})$$

En écrivant l'égalité des tassements de la colonne et du sol ( $s_c=s_s$ ), on obtient [Dhouib et BLONDEAU] :

$$s_c = L_c (\sigma_c K_{ac} - \sigma_s) \frac{f(v_s, a)}{E_{oedc}} \tag{III.34}$$

Le tassement de la couronne de sol s'écrit :

$$s_s = \sigma_s \frac{L_c}{E_{oedc}} \tag{III.35}$$

$$\sigma_s = 2(K_{ac} \sigma_c - \sigma_s) f(v_s, a) \tag{III.36}$$

Sachant que 
$$\sigma_0 = a \sigma_c + (1 - a) \sigma_s \tag{III.37}$$

On déduit le facteur de réduction des tassements  $b_0$ , appelé ultérieurement  $n_0$  dans les publication de priebe, qui caractérise l'efficacité de traitement :

$$b_0 = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} = 1 + a \left[ \frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right] = 1 + a \left[ \frac{0,5 + f(v_s, A_c/A)}{K_{ac} f(v_s, A_c/A)} - 1 \right] \tag{III.38}$$

La relation entre le facteur d'amélioration  $b_0$ , et le rapport des sections  $A/A_c$  et l'angle de frottement du matériau de remplissage  $\varphi_c$  permet d'aboutir au graphe bien connu de la figure (III.15).

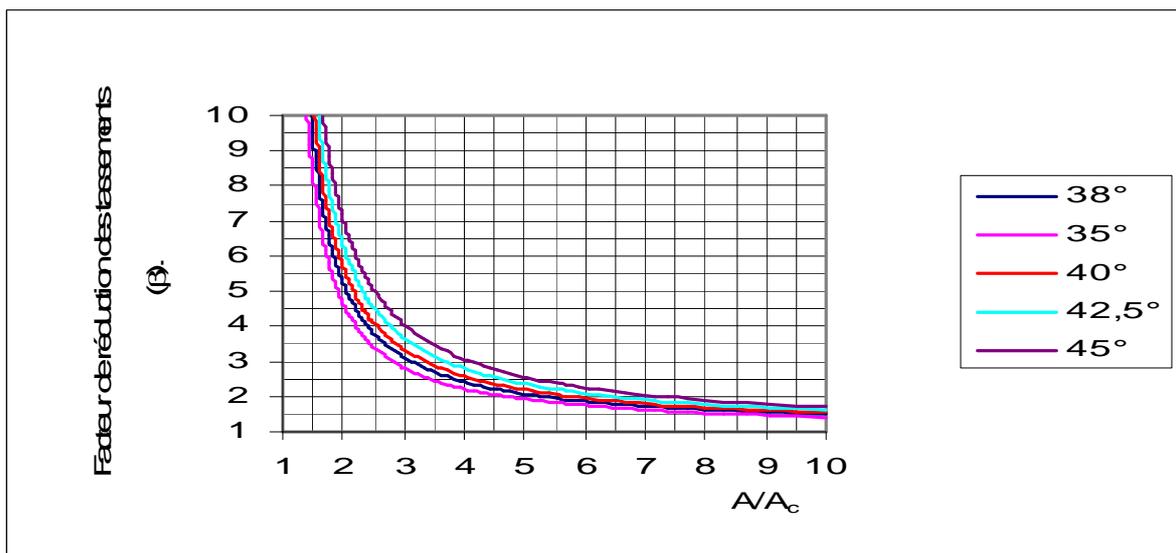


Figure III.15 Abaque de dimensionnement de Priebe pour un coefficient de poisson ( $\nu_s = \frac{1}{3}$ ).

**III.5.2.1.2. Prise en compte de la compressibilité de la colonne**

La compressibilité de la colonne se traduit, d’après l’auteur par un accroissement de la section de la colonne, en fonction de la rigidité relative colonne /sol ( $E_c/E_s$ ). Cet accroissement est donné par l’équation suivante (  $a$ , est le facteur de substitution déduit à partir de  $\beta_0$ ) [Dhouib et Blondeau, 2005]:

$$\bar{a} = a + \Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)}, \text{ tel que : } \Delta\left(\frac{1}{a}\right) = \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \left[\frac{A}{A_c}\right]_1 - 1 \tag{III.39}$$

En posant  $\beta_0 = E_c/E_s$  et dans le cas, où  $n_s = \frac{1}{3}$ , il vient :

$$\text{Soit : } \left[\frac{A_c}{A}\right]_1 = \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (b_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (b_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (b_0 - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}} \tag{III.40}$$

Finalement, le facteur d’amélioration  $n_1$  ou  $\beta_1$  est donné par :

$$b_1 = 1 + \bar{a} \cdot \left[ \frac{0,5 + f(u_s, \bar{a})}{K_{ac} \cdot f(u_s, \bar{a})} - 1 \right] \tag{III.41}$$

Dans le cas où  $n_s = \frac{1}{3}$ , la figure (III.16) donne la correction du rapport des surfaces en fonction du rapport des modules d’élasticité oedométriques de la colonne du sol.

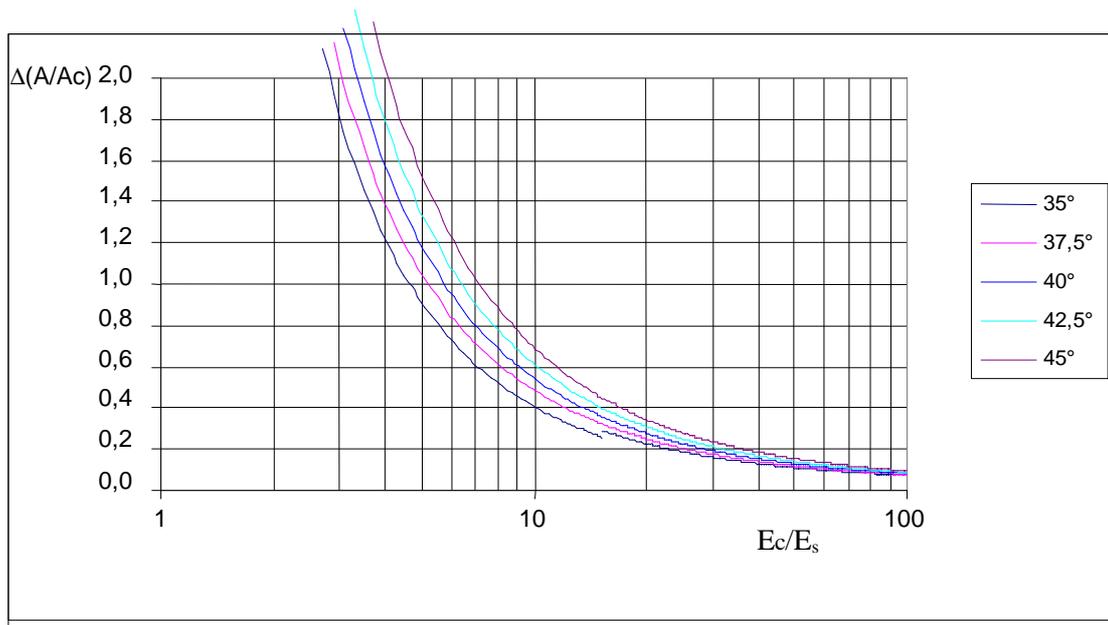


Figure III.16 : Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée.

### III.5.2.1.3. Prise en compte de l'influence de la profondeur

La prise en compte de l'influence de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur ( $f_d$ ) qui prend en compte l'influence de l'augmentation de la contrainte horizontale du sol ( $\sigma_h$ ) avec la profondeur sur les contraintes dans la colonne. Ce facteur tient compte des faibles déformations de la colonne avec la profondeur et du principe de l'état hydrostatique du sol autour de la colonne ballastée ( $k = 1$ ). Le facteur de profondeur est donné par l'expression suivante [Dhouib et Blondeau, 2005] :

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - 1}{K_{0c}} \cdot \sum_i \frac{g_i \cdot d_{ci}}{s_c}} \quad (\text{III.42})$$

$K_{0c} = 1 - \sin \varphi_c$  : coefficient de poussée du ballast au repos,

$$s_c = \frac{s_0(z)}{a + \frac{1-a}{\frac{s_c}{s_s}}} \quad \frac{s_c}{s_s} = n = \frac{0,5 + f(J_s, \bar{a})}{K_{ac} \cdot f(u_s, \bar{a})} \quad (\text{III.43})$$

Pour tous calculs faits, on aboutit à l'expression suivante de  $f_d$  :

$$f_d = \frac{1}{1 - y \cdot \left[ \sum_i^n \frac{s_{si}(z)}{s_{0i}(z)} \right]} \quad (\text{III.44})$$

$y$ : le facteur d'influence qui est donné par l'expression (III.43) et d'après l'abaque (III.17)

$$y(\bar{a}) = \frac{\sin j_c}{1 - \sin j_c} \cdot \left[ \frac{1-a}{a} + \frac{(1-a) \cdot K_{ac} \cdot f(J_s, \bar{a})}{0,5 + f(J_s, \bar{a})} \right] \quad (\text{III.45})$$

Le nouveau rapport d'amélioration est donné par l'expression suivante :

$$n_2 = n_1 \cdot f_d \quad \text{Ou, } \beta_2 = \beta_1 \cdot f_d \quad (\text{III.46})$$

La compatibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne a conduit Priebe (1995) à limiter le facteur de profondeur ( $f_d$ ) comme indiqué ci-dessous :

$$1 \leq f_d \leq y \cdot \frac{E_{oedc}}{E_{oeds}} \quad (\text{III.47})$$

Avec ( $f_d = 1$ ) lorsque la fondation est rigide.

Avec,

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{E_{oedc}}{E_{oeds}} \quad (\text{III.48})$$

Le graphe (III.17) donne la valeur du facteur  $f_d$  en fonction des rapports des sections.

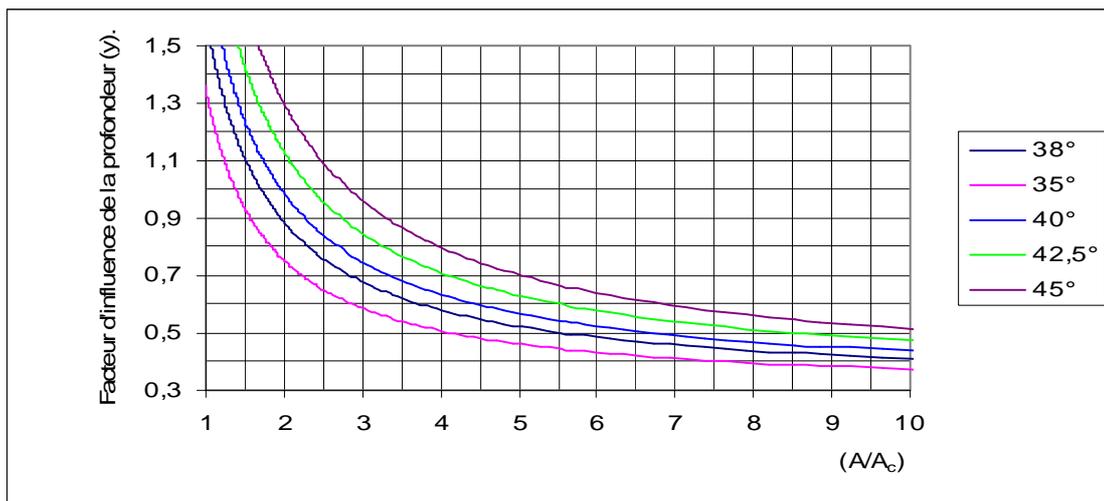


Figure III.17: Abaque du facteur d'influence de la profondeur.

#### III.5.2.1.4. Cas des semelles isolées et filantes

Concernant ce type de fondations, les rares méthodes existantes pour la justification de tassements des colonnes ballastées sont empiriques et généralement basées sur l'aspect expérimental. Toutefois, seul Priebe (1995) a élaboré des abaques de dimensionnement en appliquant au tassement ( $S_\infty$ ) donné par la formule (III.47) une correction qui tient compte de la densité de traitement exprimé en nombre de colonnes ou de rangées de colonnes, respectivement sous les semelles isolées de forme ( $\frac{a}{b} \leq 2$ ) et filantes ( $\frac{a}{b} \geq 4$ ). Des abaques de dimensionnement sont proposés à cet effet par l'auteur (figures III.18 et III.19) pour évaluer le rapport de réduction du tassement ( $S/S_\infty$ ) en fonction du rapport de la profondeur au diamètre de la colonne ( $d/D_c$ ) et le nombre de colonnes ballastées. Le tassement ( $S_\infty$ ) est exprimé par la formule suivante [Sadaoui, 2006]:

$$S_\infty = \frac{S_0 \cdot L_c}{n_2 \cdot E_s} \quad (\text{III.49})$$

- $S_0$  est la contrainte apportée par la fondation à l'ELS,
- $L_c$  désigne la longueur de la colonne (profondeur de traitement),
- $n_2$  est le facteur d'amélioration donné par l'équation (III.43).

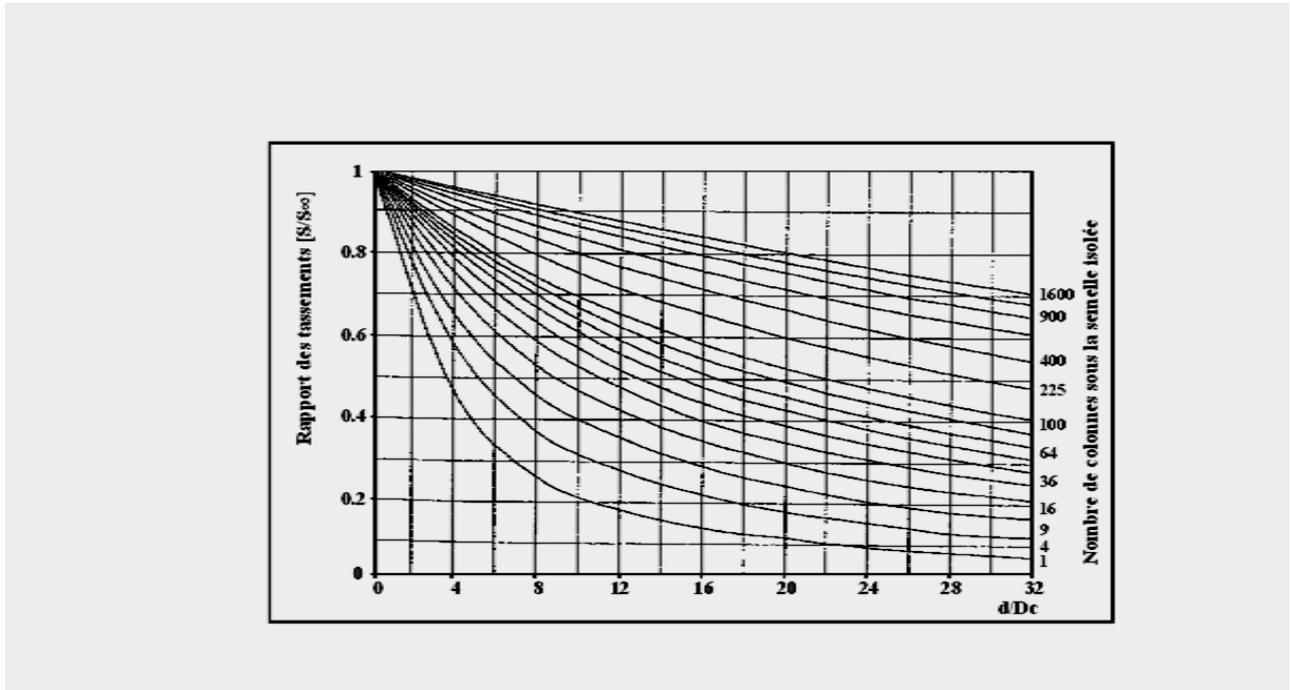


Figure III.18 : Abaque de dimensionnement des semelles filantes.

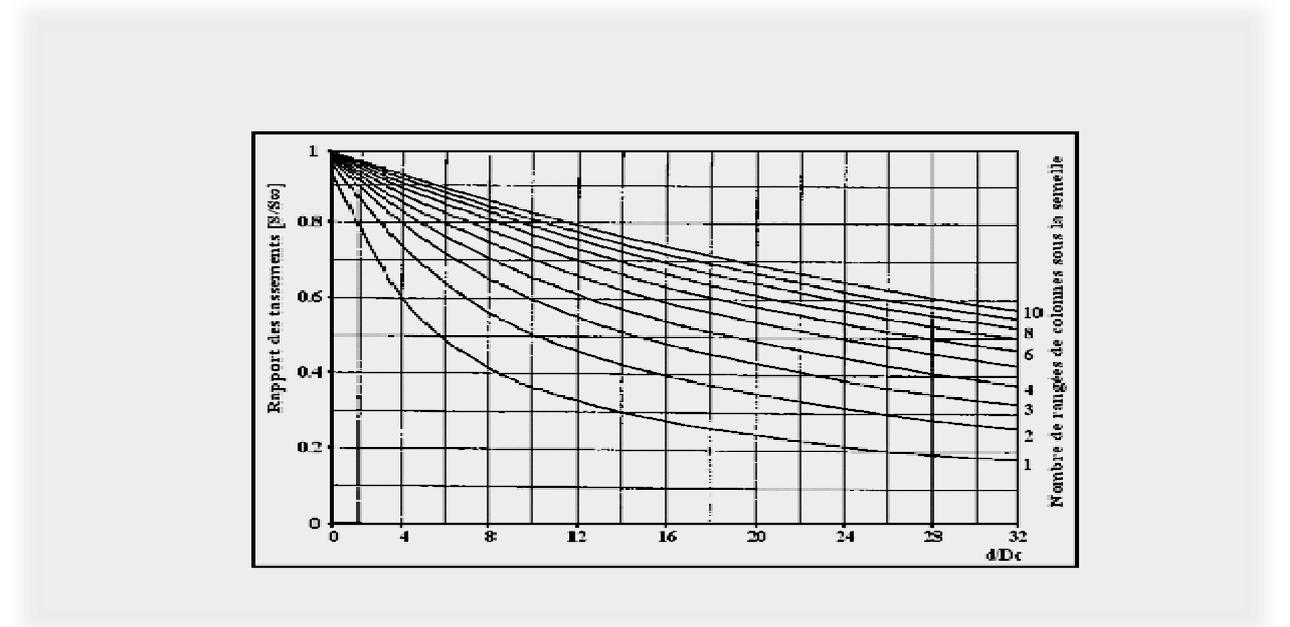


Figure III.19: Abaque de dimensionnement des semelles isolées.

### III.5.2.2. Méthode de Balaam et Booker (1981)

Balaam et Booker (1981) ont développé une solution analytique en élasticité linéaire à partir du modèle de la cellule unitaire soumise aux conditions oedométriques. A partir des résultats établis par ces auteurs, le facteur  $\beta$  de la réduction des tassements peut alors être défini directement par :

$$\beta = \frac{S_i}{S_f} = 1 + \left[ \frac{(I_c + 2\mu_c) - 2(I_c - I_s)F}{(I_s + 2\mu_s)} - 1 \right] \cdot \frac{D_c^2}{D_e^2} \quad (\text{III.50})$$

Avec ;

$$F = \frac{(I_c + 2\mu_c) - 2(D_e - D_c)}{2[D_c^2(I_s + \mu_s - I_c - \mu_c) + D_e^2(I_c + \mu_c + \mu_s)]} \quad (\text{III.51})$$

Et  $I_i$  et  $\mu_i$  sont les coefficients de Lamé définis de la façon suivante :

$$I_i = \frac{n_i E_i}{(1 - 2n_i)(1 + n_i)} \quad (\text{III.52})$$

Et

$$\mu_i = \frac{E_i}{2(1 + n_i)} \quad (\text{III.53})$$

### III.5.2.3. Méthode d'homogénéisation simplifiée

La méthode consiste à transformer le sol « composite » en un milieu homogène ayant les caractéristiques équivalentes [Dhouib et Blondeau, 2005].

Cette méthode ne peut s'appliquer qu'aux charges réparties de grandes dimensions.

Par analogie avec,

$$\sigma_0 = a \sigma_c + (1 - a) \sigma_s \quad (\text{III.54})$$

Le module équivalent  $E_e$  peut s'exprimer sous la forme :

$$E_e = a \cdot E_c + (1 - a) \cdot \bar{E}_s \quad (\text{III.55})$$

$\bar{E}_s$  : Module de déformation harmonique.

$$\text{Avec : } \bar{E}_s = \frac{\sum_{i=1}^6 h_i}{\sum_{i=1}^6 \frac{h_i}{E_{si}}} \quad (\text{III.56})$$

Ce qui donne :

$$S_f = \frac{\sigma_0 \cdot L_c}{a \cdot E_c + (1 - a) \cdot E_s} \quad (\text{III.57})$$

Sachant que :

$$S_i = \frac{\sigma_0 \cdot L_c}{E_{oed}} \quad (\text{III.58})$$

#### III.5.2.4. Méthodes numériques

Les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

Parmi les méthodes des domaines, les plus couramment utilisées sont, la méthode des éléments finis comme les codes de calcul (CESAR-LCPC) et la méthode des différences finies avec le code de calcul FLAC, qui traitent le massif rocheux comme un milieu continu.

#### III.5.3. Colonnes ballastées et liquéfaction

La liquéfaction se produit sous sollicitations sismiques et se traduit par la perte de résistance d'un matériau sableux lâche saturé en eau, elle est liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques.

Il convient de noter, que depuis son apparition le sujet de construction de colonnes ballastées contre le risque de liquéfaction a fait l'objet de plusieurs études.

- Ø Engelhardt et Golding (1975), ont considéré la technique de renforcement par colonnes ballastées, comme une solution de fondation adéquate dans les zones de sismicité élevée, et ont réalisé des essais de grandeurs réelles pour démontrer entre autre que l'utilisation des colonnes ballastées, assure la densification des sables existant en profondeur contre le facteur de liquéfaction.
- Ø Shenthan et al (2004), ont développé une méthodologie analytique pour évaluer l'efficacité de la technique des colonnes ballastées dans la prévention contre la liquéfaction des sables et silts non plastiques saturés, les paramètres de conception et les propriétés des sols qui affectent l'efficacité de cette technique, et les choix de la méthode de construction appropriés ont été également identifiés.
- Ø Al-Homoud et Degen (2006), ont indiqué l'utilisation des colonnes ballastées dans le port de Patras au Grec pour la prévention contre la liquéfaction d'une couche de loess et sable silteux, et ont utilisé les méthodes de Seed et Idriss (1971) et Priebe (1998) pour étudier la sécurité en basant sur l'essai CPT.

### III.6. Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a exposé le comportement d'une colonne isolée et d'un groupe de colonnes sous charges statiques verticales et les modes de ruptures (rupture par expansion latérale, cisaillement généralisé, et par poinçonnement). Les coefficients  $n$  (rapport de concentration des contraintes) et  $\beta$  (facteur de réduction des tassements) caractérisent l'efficacité du traitement par colonnes ballastées.

On a aussi fait une synthèse des méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées (méthodes empiriques, Priebe, Balaam et Booker, méthodes numériques) et dans le prochain chapitre, on va s'intéresser à une étude numérique et paramétrique par le logiciel de calcul (FLAC), pour modéliser et mieux comprendre le comportement des colonnes ballastées.



# sommaire IV

## **Etude numérique Et ANALITIQUE des colonnes**

<b>IV.1. Introduction.</b> .....	<b>99</b>
<b>IV.2. Présentation de la méthode des différences finis.</b> .....	<b>99</b>
<b>IV.3. Calculs en déformations planes (2D).</b> .....	<b>100</b>
<b>IV.4. Présentation de FLAC</b> .....	<b>100</b>
IV.4.1. Ecriture d'un fichier FLAC.....	100
IV.4.2. Principe de calcul. ....	102
IV.4.2.1 Equations du mouvement.....	102
IV.4.2.2. Modèles de comportement pour les sols.....	103
IV.4.2.2.1. Elasticité.....	103
IV.4.2.2.1.1. Elasticité linéaire isotrope.....	105
IV.4.2.2.2. Elastoplasticité de Mohr Coulomb. ....	105
IV.4.2.2.2.1. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb. ....	105
IV.4.2.2.2.2. La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb.....	106
IV.4.2.3. Implémentation de modèles de comportement mécanique dans le logiciel.....	107
<b>IV.5. Etude numérique du silo de stockage du sucre blanc.</b> .....	<b>107</b>
IV.5.1. Description de l'ouvrage.....	107
IV.5.2. Campagne de reconnaissance. ....	108
IV.5.2.1. Sondages carottés. ....	108
IV.5.2.2. Sondage pressiométrique.....	109
IV.5.2.3. Pénétrömètre statique.....	110
IV.5.3. Calcul numérique des colonnes ballastées.....	110
IV.5.3.1. Présentation du modèle.....	111
<b>IV.6. Etude analytiques des silos de stockage de l'ECI de Bejaia</b> .....	<b>114</b>
IV.6.1. Description de l'ouvrage et système de fondation. ....	114
IV.6.2. Calcul de tassement avant traitement du sol. ....	116
IV.6.3. Calcul de tassement après traitement du sol. ....	118
IV.6.3.1. Méthode de PRIEBE.....	118
IV.6.3.2. Méthode d'homogénéisation simplifiée.....	120
<b>IV.7. Conclusion.</b> .....	<b>121</b>

## CHAPITRE IV

*ETUDE NUMÉRIQUE**ET ANALYTIQUE DU COMPORTEMENT**DES COLONNES BALLASTÉES.***IV.1. Introduction**

Le renforcement des sols compressibles par colonnes ballastées est un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol-structure à différents niveaux d'échelles. Les éléments en interaction sont le sol compressible, les colonnes ballastées et le matelas de répartition des charges.

Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement globale de ce type d'ouvrage. La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité du code de calcul utilisé. De plus, les matériaux présentent généralement un comportement non linéaire et des déformations irréversibles. Le code de calcul FLAC est présenté dans une première partie. Ensuite, une estimation des tassements du silo de stockage de sucre blanc a été effectuée par la méthode des différences finis en utilisant le code de calcul flac. Les résultats sont comparés par rapport aux méthodes analytiques à savoir : la méthode de Priebe, l'homogénéisation simplifiée, et la méthode de Baalam et Booker.

**IV.2. Présentation de la méthode des différences finis**

La méthode des différences finis traite le milieu comme un massif continu, et le présente par une grille d'éléments rectangulaire, où chaque maille (élément) est dotée des propriétés mécaniques du milieu continu équivalent. Des lois de comportement et d'interaction associés à des relations de continuité et de compatibilité inter élément permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif.

Cette méthode permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou au limites. Toute dérivée dans le système d'équation est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équation (contraintes-déformations), en des lieux discrets dans l'espace.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté réside dans la détermination des caractéristiques équivalentes et la taille des échantillons à prendre en compte pour le modèle numérique soit représentative du massif réel.

### IV.3. Calculs en déformations planes (2D)

L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. Si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande longueur, section courante d'un tunnel, etc.) et si toutes les autres caractéristiques du modèle (chargements, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un plan. Cette analyse, dite en déformations planes, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle.

L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle s'expriment en Kilogramme.

En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non-linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative.

### IV.4. Présentation de FLAC

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel créé par [Peter Cundall en 1986] et développé par la suite par ITASCA Consulting group.

FLAC est un logiciel de modélisation, développé pour les calculs de simulation en géotechnique et mécanique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoire, mais un grand nombre d'itérations. Car il ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale : de grandes tailles, les équations sont reformulées à chaque pas.

Le code de calcul Flac s'applique dans des domaines différents tel que :

- Thermiques ;
- Dynamique ;
- Statique : éléments de structure, tel que la poutre, les câbles, les poteaux et piliers.

#### IV.4.1. Ecriture d'un fichier FLAC

Quelque soit le problème traité, l'écriture d'un fichier exécutable sous FLAC suit les étapes suivantes (plus de détails sont donnés en Annexe V) :

1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul) ;
2. Géométrie du problème ;
3. Choix de model de comportement et de ses paramètres ;
4. Détermination des différentes conditions initiales et limites ;
5. Spécifier les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur ;

## 6. Résolution du problème.

L'organigramme donné par la figure (IV.1), montre le procédé général de résolution d'un problème géotechnique dans FLAC2D.

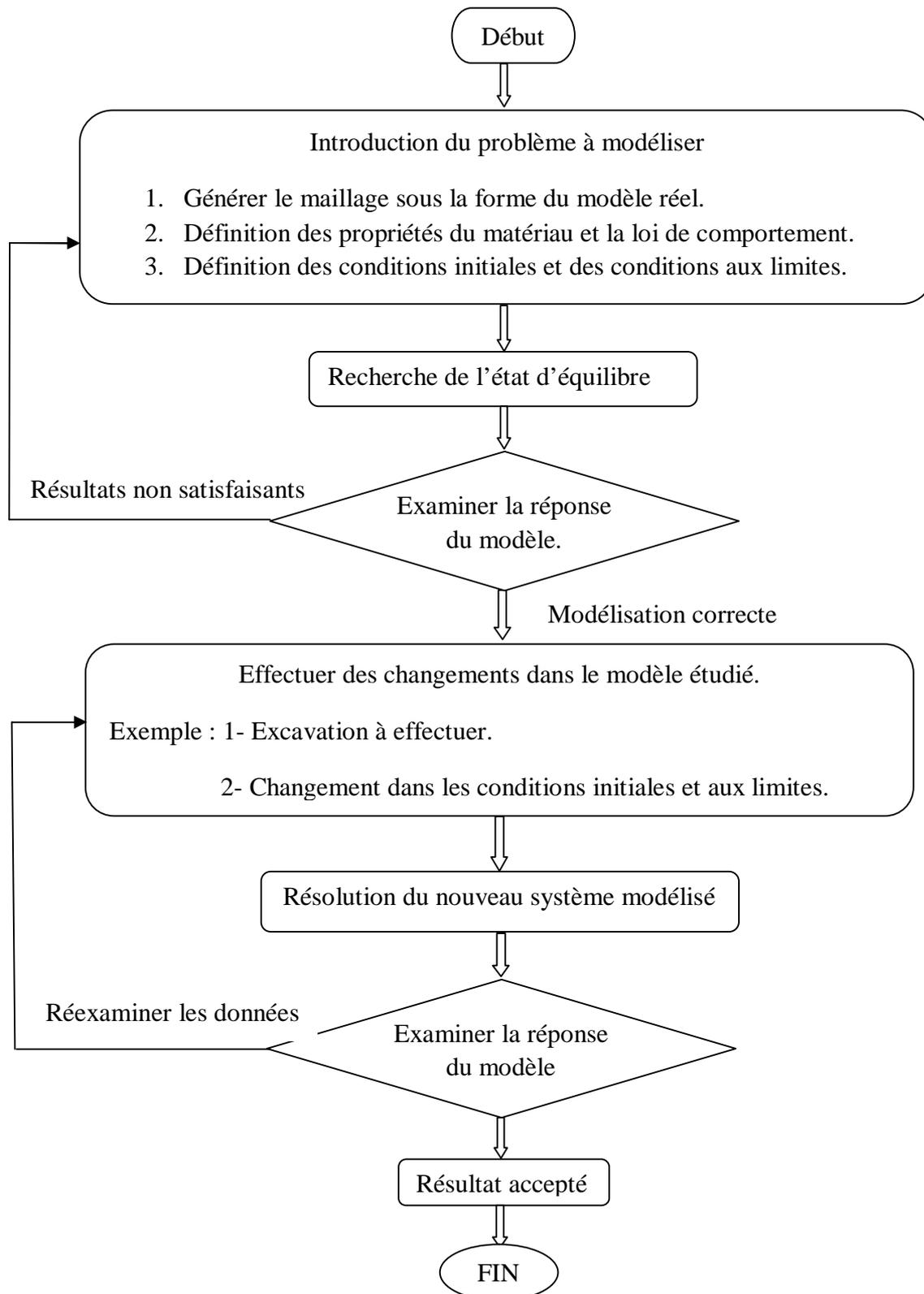


Figure IV.1. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D.

#### IV.4.2. Principe de calcul

La séquence générale de calcul intégrée à FLAC est illustrée sur la Figure (IV.2). Cette procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes.

Alors, les déformations sont déduites des déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes de ces déformations au travers des relations du modèle rhéologique.

Chaque cycle autour de la boucle correspond à un pas de temps. Le pas de temps déterminé par le logiciel est si petit que l'information n'a pas le temps physique de passer d'un élément à un autre pendant cet intervalle. Cette condition essentielle du calcul numérique permet d'authentifier les notions de stabilité et d'amortissement, la convergence de l'algorithme obéissant à des critères de stabilité mécanique.

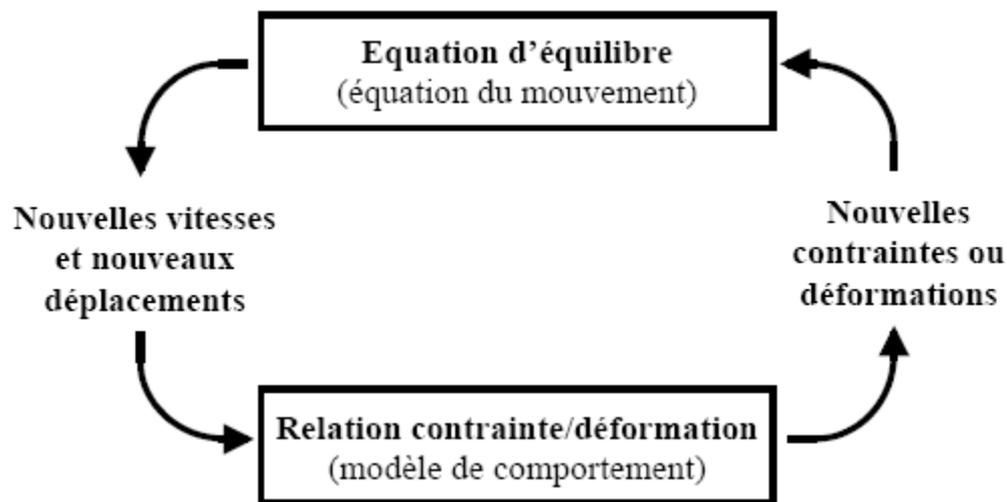


Figure IV.2. Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, d'après ITASCA.

Dans une méthode implicite (éléments finis), chaque élément communique avec les autres pendant un cycle de calcul : plusieurs cycles d'itérations sont nécessaires avant que la compatibilité et l'équilibre soient atteints.

##### IV.4.2.1 Equations du mouvement

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. L'équation de mouvement de Newton est donnée par :

$$m \frac{d\dot{u}}{dt} = F \quad (\text{IV.1})$$

Qui est généralisée pour un corps solide continu, donnée par l'équation suivante :

$$r \frac{d\dot{u}_i}{dt} = \frac{ds_{ij}}{dx_i} + rg_i \quad (\text{IV.2})$$

Avec,

$r$  : Masse volumique

$t$  : Temps

$x_i$  : Composante du vecteur position

$g_i$  : Composante de l'accélération gravitationnelle générée par les forces de volume

$s_{ij}$  : Composante du tenseur des contraintes

$\dot{u}_i$  : Composante du vecteur vitesse nodale.

Alors, le taux de déformation est dérivé à partir du gradient des vitesses et la loi de comportement est utilisée pour calculer les nouvelles contraintes.

Le taux de déformation s'écrit comme suit :

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left[ \frac{d\dot{u}_i}{dx_j} + \frac{d\dot{u}_j}{dx_i} \right] \quad (\text{IV.3})$$

Avec,

$\dot{e}_{ij}$  : Composante du taux de déformation

#### IV.4.2.2. Modèles de comportement pour les sols

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée comme suit :

$$s_{ij} = F e_{ij} \quad (\text{IV.4})$$

$s_{ij}$  : Tenseur des contraintes

$e_{ij}$  : Tenseur des déformations

$F$  : Fonctionnelle

Les lois de comportement sont souvent utilisés sous forme incrémentales comme suit :

$$de_{ij} = G (ds_{ij}) \quad (\text{IV.5})$$

$de_{ij}$  : L'incrément de déformation

$ds_{ij}$  : L'incrément de contrainte

$G$  : Fonction tensorielle

##### IV.4.2.2.1. Elasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Le modèle élastique est le modèle de matériau le plus simple, il est caractérisé par une relation linéaire – réversible et

indépendante de l'histoire des sollicitations entre la contrainte totale et la déformation (loi de Hooke). On peut citer, L'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non linéaire.

#### IV.4.2.2.1.1. Elasticité linéaire isotrope

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes, et la relation la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$e_{ij} = \frac{1+n}{E} \cdot s_{ij} - \frac{n}{E} \cdot s_{kk} \cdot d_{ij} \quad (\text{IV.6})$$

$$s_{ij} = \frac{1+n}{E} \cdot e_{ij} - \frac{n}{E} \cdot e_{kk} \cdot d_{ij} \quad (\text{IV.7})$$

$d_{ij}$  : Indice de Kronecker

E et  $\nu$  sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{IV.8})$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1-2\nu)} \quad (\text{IV.9})$$

#### IV.4.2.2.2. Elastoplasticité de Mohr Coulomb

En réalité, très peu de matériaux ont un comportement élastique parfait. Au delà d'un certain seuil de contraintes, tout ou partie de la déformation additionnelle est alors irréversible.

En complément de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, les modèles élastoplastiques intègrent ainsi un degré de déformation plastique permanente, caractérisé par une loi d'écoulement lorsque la surface de charge est atteinte.

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. Cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élastoplasticité qui sont :

- La partition des déformations : est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement. Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique.
- La surface de charge : qui définit le seuil de contraintes au delà duquel le comportement du matériau est irréversible.
- L'écrouissage : qui permet de faire évaluer le domaine élastique.
- La règle d'écoulement plastique : qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

Dans le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$de_{ij} = de^e_{ij} + e^p_{ij} \quad (\text{IV.10})$$

Toutefois, la composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_1 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_2 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_3 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_1^e)\end{aligned}\quad (IV.11)$$

Dans les équations précédentes :  $a_1 = K + 4G/3$  et  $a_2 = K - 2G/3$ , où  $K$  et  $G$  désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau, exprimés en PASCALS. Ils sont liés au module de Young et au coefficient de Poisson par les relations suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (IV.12)$$

Le domaine plastique, quant à lui, est défini par un critère de rupture associé à une loi d'écoulement plastique.

#### IV.4.2.2.1. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ . La convention de signe, dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3 \quad (IV.13)$$

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de Mohr-Coulomb (Figure IV.2) est définie du point A au point B par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f^s = s_1 - s_3 \sqrt{N_F} + 2c \sqrt{N_F} = 0 \quad (IV.14)$$

Du point B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau,  $s^t$ :

$$f^t = s^t - s_3 = 0 \quad (IV.15)$$

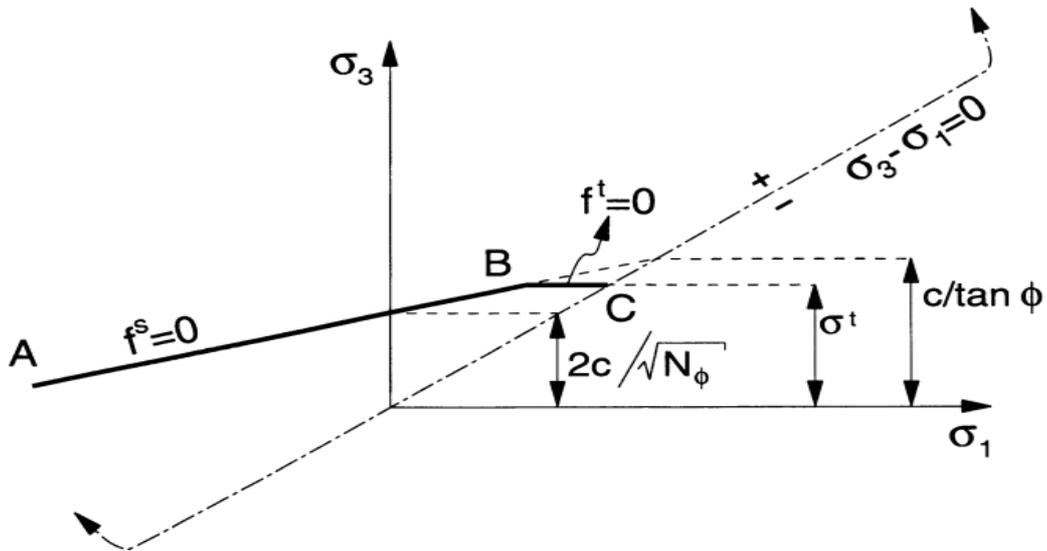


Figure IV.3. Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d'après ITASCA.

Les valeurs des paramètres  $N$ ,  $s^t$  et  $s_{cm}$  peuvent être calculées à partir de celles de  $c$  et  $\Phi$  (résistance à la compression du matériau) et inversement :

$$N_F = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \quad (\text{IV.16})$$

$$s_{cm} = 2C\sqrt{N_F} \text{ où } C = \frac{s_{cm}}{2\sqrt{N_F}} \quad (\text{IV.17})$$

$$s^t \leq \frac{c}{\tan \Phi} \text{ où } C \geq s^t \tan \Phi \quad (\text{IV.18})$$

#### IV.4.2.2.2. La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. Le calcul de l'incrément de déformation plastique est déduit d'une fonction potentiel plastique (règle d'écoulement)  $g$ , définie, dans le cas présent, par :

$$g^s = s_1 - s_3 N_Y \text{ et } g^t = -s_3 \quad (\text{IV.19})$$

Avec  $N_Y = (1 + \sin \Phi)/(1 - \sin \Phi)$

Où,

$Y$  : est l'angle de dilatance du matériau

L'amplitude des déformations élastoplastiques est alors déterminée à partir de la règle de normalité, selon laquelle le taux de déformation plastique est normal à la surface de charge. Elle s'exprime :

§ Dans le cas d'une rupture en cisaillement :

$$de^p_i = I^s \cdot \frac{\partial g^s}{\partial s} \quad \text{avec } i = 1,3 \quad (\text{IV.20})$$

§ Dans le cas d'une rupture en traction :

$$de^p_i = I^t \cdot \frac{\partial g^t}{\partial s} \quad \text{avec } i = 1,3 \quad (\text{IV.21})$$

$I^s$  et  $I^t$  sont les multiplicateurs plastiques, respectivement en cisaillement et en traction, définis par les relations suivantes :

$$I_s = \frac{f^s(s_1, s_3)}{(a_1 - a_2 N_Y) - (a_2 - a_1 N_Y) N_F} \quad (\text{IV.22})$$

Et

$$I^t = \frac{f^t(s_1, s_3)}{a_1} \quad (\text{IV.23})$$

Où

$$s^1_i = s^1_i + Ds^1_i \quad (\text{IV.24})$$

Avec  $i = 1, 3$

#### IV.4.2.3. Implémentation des modèles de comportement mécaniques dans le logiciel

Un certain nombre de modèle de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes :

- Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées ;
- Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaires isotropes et le modèle élastique transversalement isotrope
- Les modèles plastiques avec ente autre:
  - 1) Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr- Coulomb ;
  - 2) Le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

### IV.5. Etude numérique du silo de stockage du sucre roux

#### IV.5.1. Description de l'ouvrage

Le projet consiste à réaliser un silo de stockage de sucre roux, localisé dans le complexe agroalimentaire de CEVITAL dans la zone portuaire de Bejaia avec une capacité de 80 000 tonnes. Le silo se caractérise par un diamètre de 58m et une hauteur de 57,5m, reposant sur un radier de 2m d'épaisseur.

### IV.5.2. Compagne de reconnaissance

Plusieurs études géotechniques ont été réalisées avant le renforcement de sol par le laboratoire LNHC au niveau des terrains de l'implantation des différents ouvrages de CEVITAL, mais à cause de manque de données, CEVITAL, a sollicité le laboratoire de construction et Testing engineering, CTE-LAB pour une étude géotechnique complémentaire. Cette étude a consisté à une réalisation :

- Deux sondages carottés de 50 et 51m.
- Trois sondages pressiométriques de 14, 15 et 18m de profondeur.
- Cinq essais au pénétromètre statique.

#### IV.5.2.1. Sondages carottés

Les deux sondages carottés ont été réalisées jusqu'à 50 et 51m.

La synthèse des résultats des deux sondages montre que sous une couche de remblai d'environ 3m, le site destiné à recevoir le silo est constitué de dépôts d'origine alluvionnaire appartenant au comblement de la plaine de Bejaia reposant sur un substratum marneux grisâtre rencontré entre 47 et 49m de profondeur. Ces dépôts alluvionnaire sont représentés en masse par des sables fins vaseux brunâtres en surface et de couleur gris bleuâtre en profondeur, sur une épaisseur allant de 3 à 39m, dans les quelles s'intercalent des couches de vases sableuses de couleur gris bleuâtre, cette couche de vase est rencontrée entre 6 et 12m. Ces dépôts surmontent une couche de marne sablo graveleuse beige à jaunâtre à passage de galets d'épaisseur variable rencontrées entre 39 et 49m. Tout ce complexe repose sur un substratum marneux compact de couleur grisâtre.

Les coupes lithologiques des deux sondages sont représentées sur la figure (IV.4) :

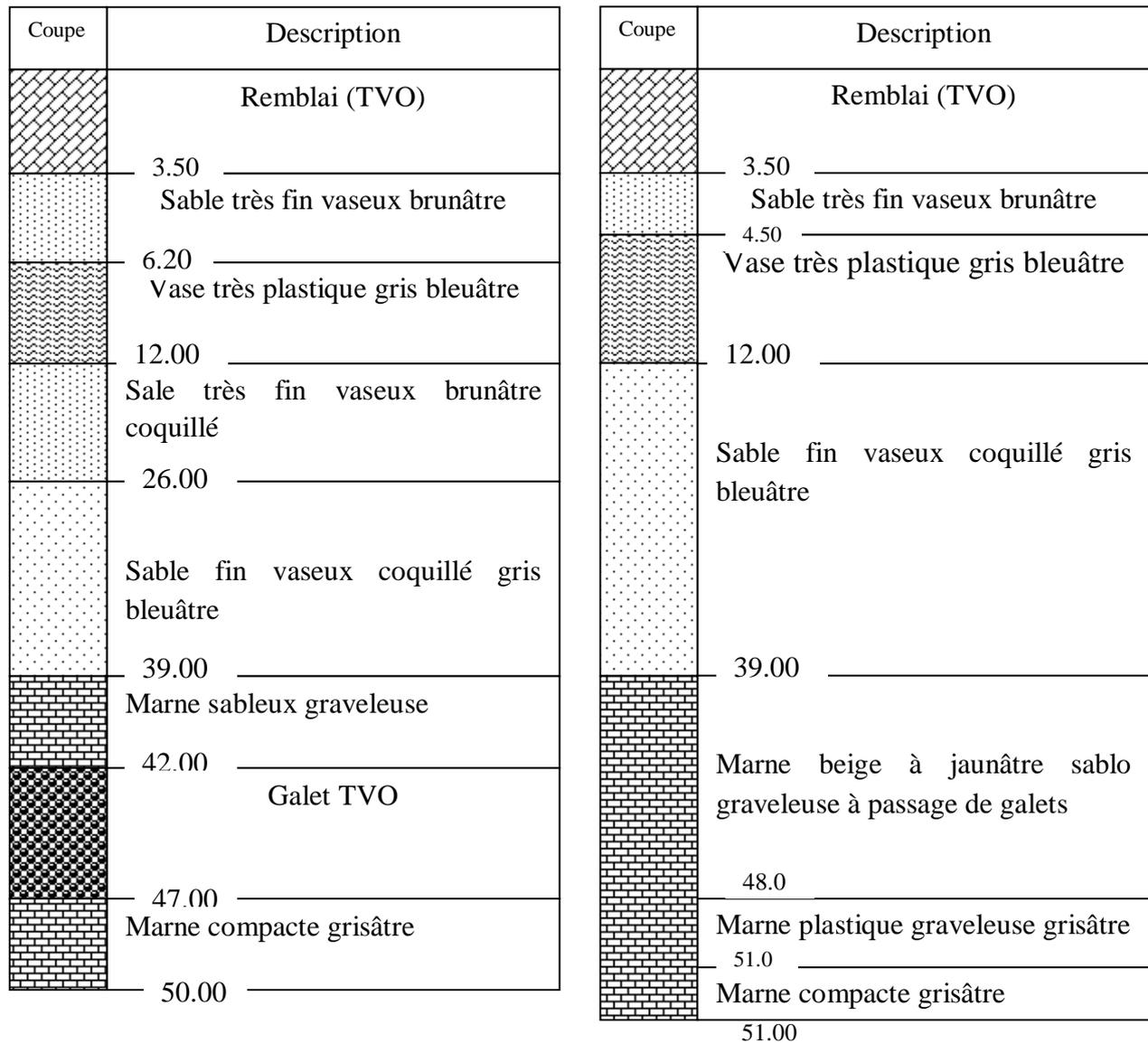


Figure. IV.4. Coupe lithologique des deux sondages carottés.

#### IV.5.2.2. Sondage pressiométrique

Trois sondages pressiométriques, ont été réalisés sur le site avec exécution d'essais pressiométriques chaque 1m de profondeur. A cause du blocage de la sonde pressiométrique, les sondages, ont été arrêtés à 14, 15, 18m.

Le tableau (IV.1) montre les catégories conventionnelles de sols en fonction des pressions limites obtenus par le pressiomètre selon le rapport du module pressiométrique, sur la pression limite et la structure du sol associée à ce rapport.

Tableau IV.1. Catégorie et structure des sols selon le sondage pressiométrique.

Classe de sol	PI (MPa)	Catégorie de sol	$\frac{E_m}{p_l}$	Structure du sol
<b>Argiles</b>	< 0.7	Argiles et limons mous	7-9	Sous consolidé, altéré.
	1.2-2.0	Argiles et limons fermes	9-11	Normalement consolidé
	>2.5	Argiles très fermes et dures	>16	Surconsolidé
<b>Sables</b>	< 0.5	Lâches	5-7	Sous consolidé, altéré.
	1.0-2.0	Moyennement compacte	7-12	Normalement consolidé
	>2.5	Compacts	>12	Surconsolidé

### IV.5.2.3. Pénétromètre statique

Cinq essais de pénétration statique ont été réalisés sur le site.

Les résistances de pointes mesurées sont faibles jusqu'à 20m de profondeur avec des pics qui atteignent les 50bars. Ensuite, les résistances oscillent entre 20 et 90 bars jusqu'à 40m de profondeur.

Le tableau (IV.2) montre les catégories conventionnelles de sols en fonction des résistances de pointes  $R_p$ .

Tableau IV.2. Catégorie et structure des sols selon le sondage pénétrométrique.

Classe de sol	$R_p$ (MPa)	Catégorie de sol
<b>Argiles</b>	< 3	Argiles et limons mous
	3-6	Argiles et limons fermes
	>6	Argiles très fermes à dures
<b>Sables</b>	< 5	Lâches
	8-15	Moyennement compacte
	>20	Compacts

Les résultats donnés par les sondages pénétrométriques sont en concordance avec les résultats pressiométriques.

### IV.5.3. Calcul numérique des colonnes ballastées

Pour effectuer nos calculs, nous considérons un profil géotechnique moyen obtenu à partir des essais effectués (tableau IV.3) ;

Le chargement est réparti sur l'ensemble sol-colonne, les caractéristiques du sol et de la colonne sont représentées dans le tableau (VI.3).

Tableau IV.3. Données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées.

Couche	Profondeur (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E^*$ (MPa)	$\nu$	C (MPa)	$\phi$ (°)	$\Psi^{**}$ (°)
Remblai en TVO	0.0-3.5	20.0	15.0	0.33	0.010	30	-
Sable argileux	3.5-6.5	21.0	5.0	0.33	0.026	17	-
Vase	6.5-12.0	19.0	1.85	0.33	0.024	6	-
Sable argileux	12.0-40.0	20.0	9.9	0.33	0.026	17	-
Colonne ballastée ***	0.0-18.0	20.0	60	0.33	0	38	8

\* Les modules de young ont été estimés par les corrélations usuelles avec le pénétromètre statique (CPT).

\*\* L'angle de dilatance est estimé par la formule de Jacky,  $\Psi = \phi - 30^\circ$  [Mestat, 1994].

\*\*\*Les caractéristiques géotechniques des colonnes ballastées ont été données selon COPREC.

#### IV.5.3.1. Présentation du modèle

L'analyse a été effectuée par la méthode des différences finis avec le code de calcul FLAC, en déformations planes (2D). La pression appliquée sur la face du radier est de 371.2 KPa, et la contrainte effective en sous face du radier (à l'ELS) est de 421,2KN/m<sup>2</sup>. La figure (IV.5) décrit le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites.

La base du maillage correspond au substratum avec l'hypothèse de l'indéformabilité de la couche de marne, les déplacements verticaux à la base du modèle ainsi que les déplacements horizontaux le long des deux frontières du modèle, sont considérés comme nuls.

Le maillage relatif à l'ensemble, sol et colonne comporte 4000 éléments quadrangulaires (mailles). Et la gravité est fixée à 9,81.

Le comportement du sol est représenté par le modèle de Mohr Coulomb, ainsi que celui du matériau constituant la colonne. Ce choix, est justifié pour maitre en œuvre un modèle simple, ainsi par rapport à la nature pulvérulente du ballast. Les contraintes initiales ont été prises en compte, tout en considérant la présence de la nappe d'eau à 3m de profondeur.

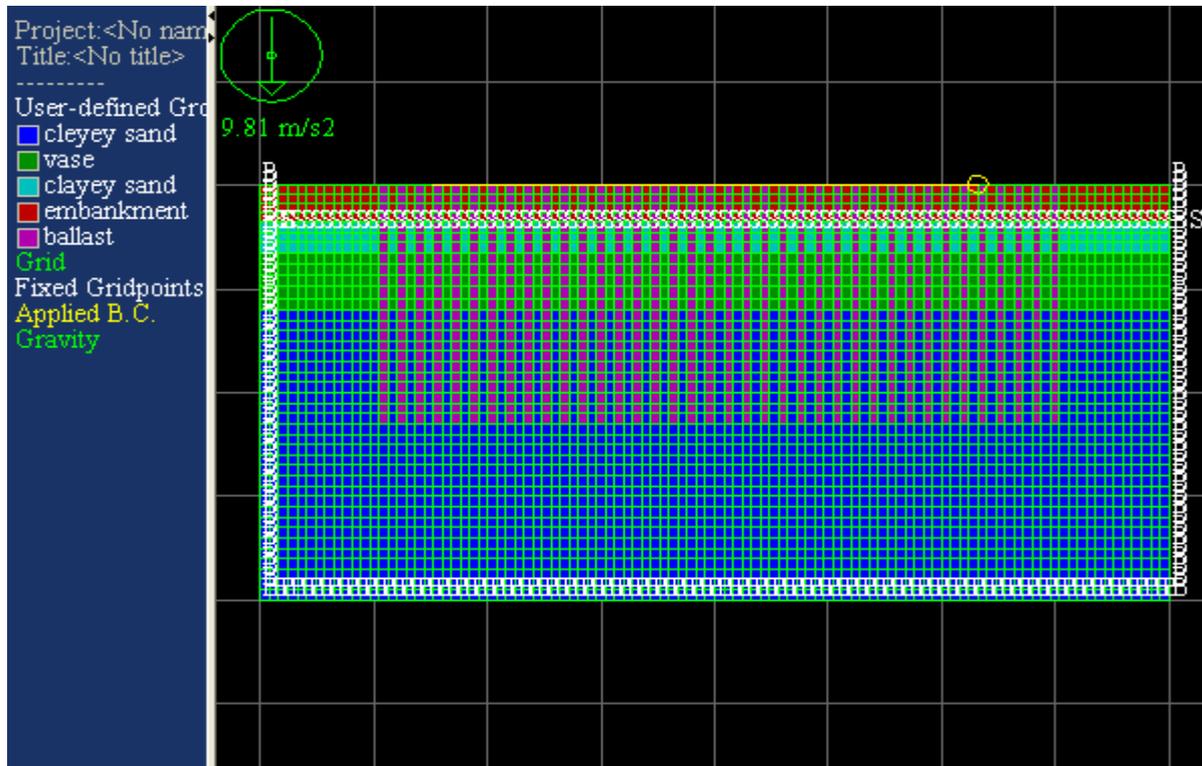


Figure IV.5. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites).

La figure (IV.6), montre les déplacements verticaux (tassement) du sol avant traitement, qui sont très importants au niveau de la vase, de l'ordre de 3,5m. Ils sont localisés sous le chargement (fondation plus silo).

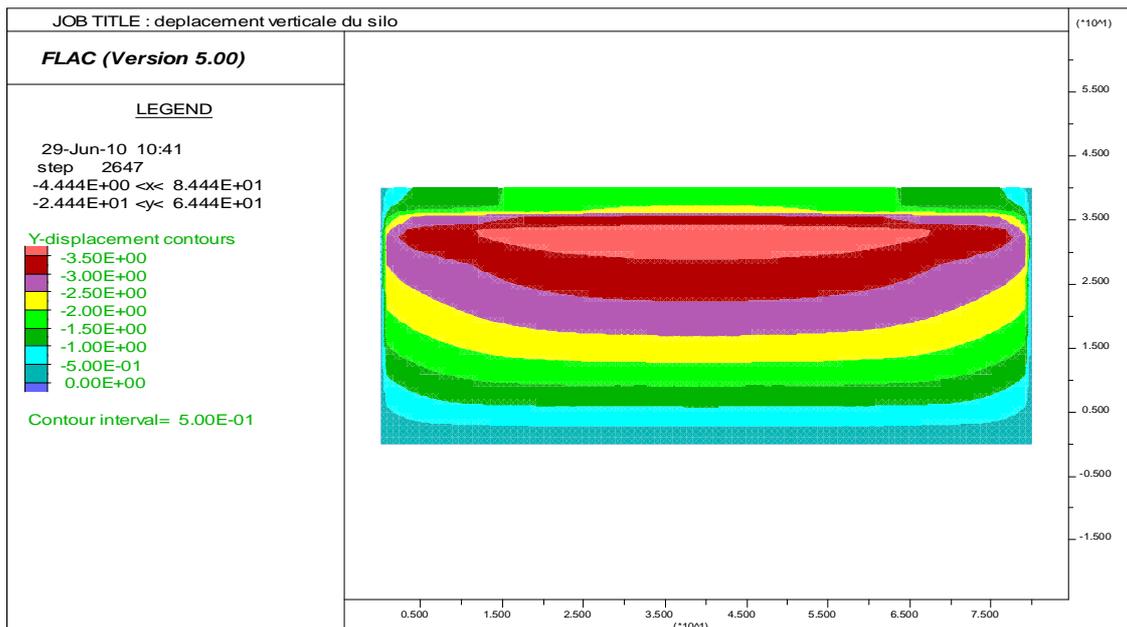


Figure IV.6. Les valeurs du tassement verticale sous  $s= 421.2 \text{ KN/m}^2$ , avant traitement du sol.

La figure (IV.7) montre les valeurs des tassements (déplacements verticaux), enregistrées sous une contrainte effective à l'ELS de  $\sigma = 421.2 \text{ KN/m}^2$ . Et le tassement maximal calculé sous la contrainte, du sol amélioré, est de 100cm, localisé au centre du radier. Ce tassement est inadmissible.

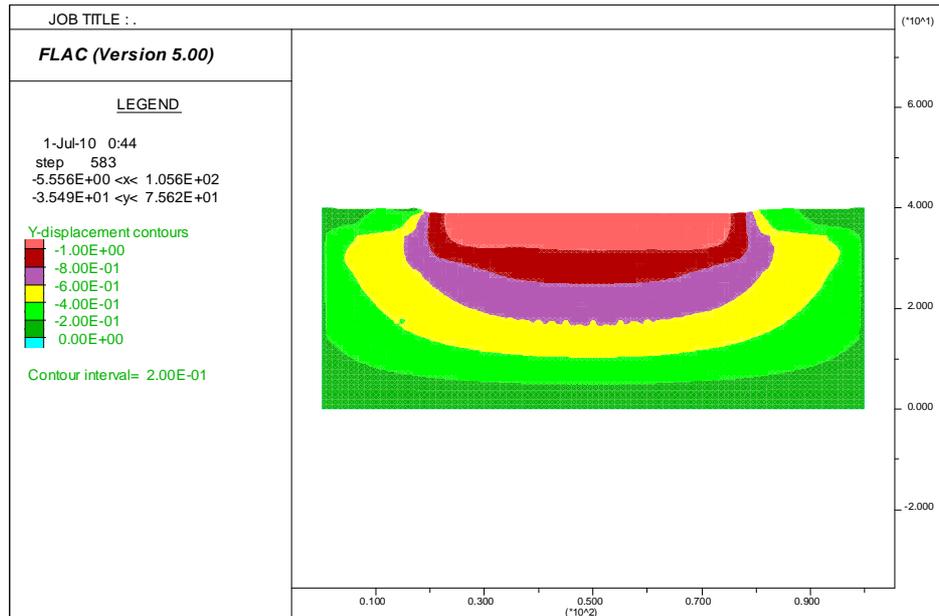


Figure IV.7. Les valeurs du tassement verticale, sous  $S = 421.2 \text{ KN/m}^2$ .

Maitre des colonnes ballastées à la périphérie du radier, permet d'éviter le soulèvement du sol et diminuer le tassement horizontale.

La figure (IV.8) illustre, les déplacements horizontaux sous l'effet du chargement. Le tassement maximal enregistré, ne dépasse pas 20cm. On remarque une symétrie dans les déplacements horizontaux.

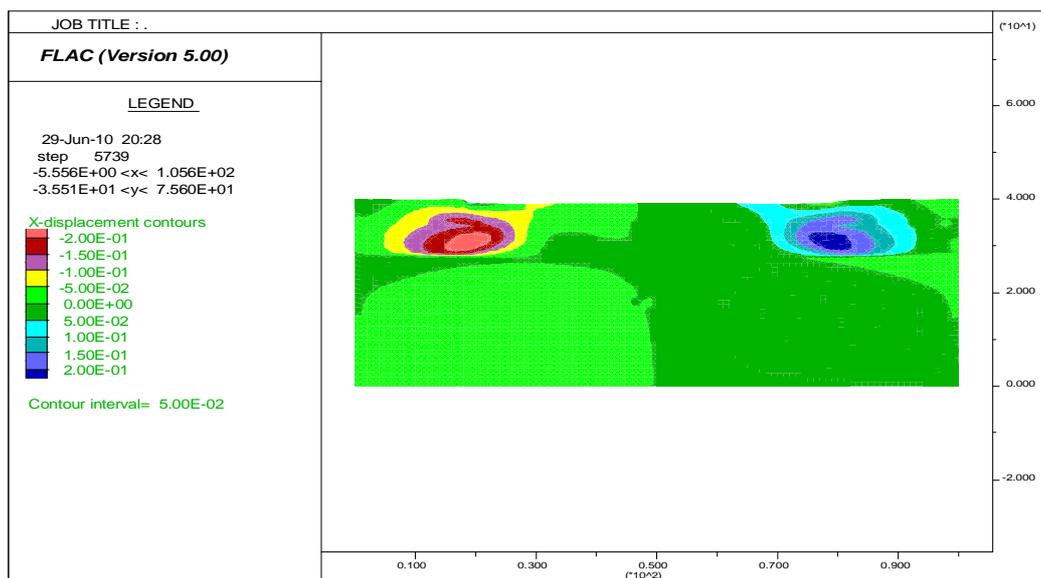


Figure IV.8. Les valeurs des déplacements horizontaux sous  $S = 421.2 \text{ KN/m}^2$ .

### ▼ Etude comparative

Le tassement maximal, calculé par Outmach, au niveau du silo de stockage de sucre roux, est de 122cm, la modélisation a été effectuée par le logiciel CESAR-LCPC en conditions axisymétriques.

Le tassement maximal calculé par l'entreprise Keller au niveau du même silo, est de 73cm. La modélisation a été effectuée par le logiciel PLAXIS en conditions axisymétriques. Et les caractéristiques utilisées dans la modélisation sont présentés dans le tableau (IV.4).

Tableau IV.4. Données géotechniques du sol selon Keller.

Couche	Profondeur (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E$ (MPa)	$\nu$	$C$ (MPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)
Remblai en TVO	0.0-3.5	19.0	15.0	0.33	0.001	30	-
Sable argileux	3.5-6.5	17.0	6.0	0.33	0.002	6	-
Vase	6.5-12.0	18.0	4.0	0.33	0.005	5	-
Sable argileux	12.0-40.0	20.0	25.0	0.33	0.033	17	-
Colonne ballastée	0.0-18.0	20.0	43	0.33	0.001	40	5

Ce faible tassement par rapport à nos calculs, est du à la surestimation des modules de young de la couche de vase et celle de l'argile compacte.

## IV.6. Etude analytiques des silos de stockage de l'ECI de Bejaia

### IV.6.1. Description de l'ouvrage et système de fondation

L'ouvrage est composé d'une batterie de dix (10) silos métalliques destinés au stockage de céréales d'une capacité totale théorique de 76000 tonnes.

Les silos sont fixés sur un radier général, en béton armé de forme rectangulaire de 75 cm d'épaisseur et d'une surface de l'ordre de 5871 m<sup>2</sup> surmontant deux galeries souterraines communiquant avec les trémies de vidange aux extrémités.

Le site d'implantation du projet s'étend sur une superficie de 16600 m<sup>2</sup>, il est situé à environs 100 m au nord du terminal de stockage de pétrole sur la rive gauche de l'oued Seghir.

### ▼ Caractéristiques des silos métalliques

Forme cylindrique ;

$D=22,92$  m,

$H_{\text{util}}= 20,50$  m ;

$H_{\text{tot}} =27$  m

Avec ;  $D$  : Diamètre,

$H_{\text{util}}$  : Hauteur utile de stockage

$H_{\text{tot}}$  : Hauteur totale.

Le poids propre d'un silo y compris le transporteur, est de 82,40 tonnes et la charge d'exploitation optimale est évalué à 6686 tonnes pour un poids spécifique moyen de 0,79t/m<sup>3</sup> de la matière ensilée.

Les dimensions du radier général sont de : 49,50 x 118,60 (m<sup>2</sup>) et le poids propre y compris les galeries et la chape d'étanchéité superficielle est évalué à 13626,18 tonnes.

La contrainte transmise au sol sous l'effet du poids propre de l'ouvrage est de 2,46 t/m<sup>2</sup> et la contrainte maximale à l'ELS (silos pleins) est évaluée à 14 t/m<sup>2</sup> (1,4 bars).

L'ouvrage est soumis à des charges d'exploitation variables suivant la quantité de matière Stockée au niveau des silos. Le débit de remplissage et de vidange préconisé par le constructeur est respectivement de 100 et 200 tonnes/heure.

Après l'analyse, l'exploitation des données géotechniques, la détermination de la nature et les caractéristiques mécaniques du site (tableau IV.5) à l'issue des calculs de prévision des tassements et de la capacité portante du sol destiné pour l'implantation des silos de stockage de céréales, il en résulte que les valeurs de la contrainte et du tassement admissible sont dépassées (tableau IV.6), par conséquent il y'a la nécessité de passer au système de fondations profondes ou bien de procéder au renforcement de sol.

Le maître de l'ouvrage avec le maître de l'œuvre avait opté pour le renforcement de sol par des colonnes ballastées en 2004 .Donc le radier général est réalisé après le traitement des sols par colonnes ballastées, réaliser par voie humide vue l'expérience déjà acquise au niveau des projets agroalimentaires réalisés en 2000 au niveau du port de Bejaia.

Le choix de traitement par colonnes ballastées est justifié par la rapidité d'exécution du procédé, la disponibilité du matériau de substitution (ballast) au niveau local à des prix attractifs et le coût de réalisation qui est le plus économique en comparaison aux fondations profondes par pieux.

Tableau IV.5. Caractéristiques mécaniques des sols.

Nature des couches	Profondeur (m)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	W	S%	E (bars)	Essais oedométriques			
							$C_c$	$C_s$	$\sigma'_c$ (bars)	$\sigma'_0$ (bars)
Sable limoneux Vaseux	6,10 - 6,90	1,13	1,70	0,48	94	1,30	0,54	0,18	0,90	0,65
	10,5- 11,00	1,26	1,91	0,52	100	1,06	0,37	0,08	1,20	0,95
Marne plastique grise	27,0 - 27,50	1,70	2,09	0,23	100	0,55	0,147	0,086	1,40	2,43
	29,0- 29,50	1,70	2,09	0,23	100	0,55	0,128	0,047	2,10	2,65
	29,5- 30,0	1,70	2,09	0,23	100	0,55	0,135	0,069	1,80	2,65

Ø Il faut noter que le faible taux de récupération des échantillons de sols à cause du caractère meuble et vaseux de la plupart des couches et les risques élevés de remaniement pendant les essais de laboratoire, met en doute parfois la représentativité des paramètres mécaniques mesurés par rapport au comportement réel du sol en place.

Tenant compte de la proximité du site par rapport au terminal nord de stockage de pétrole, c'est les résultats des essais in situ, à savoir les sondages préssiométriques des (bacs A8 et

C4) qui ont été exploités, pour le calcul de vérification des colonnes ballastées et la prévision des tassements.

- Ø A partir des résultats des sondages préssiométrique réalisés au niveau des bacs A8 et C4, la contrainte admissible est évaluée, est calculée sous le radier en appliquant la formule empirique mise au point par Louis Ménard [D.T.U.13.2. Chapitre 8]. Le calcul de la pression limite nette équivalente ( $p_{1e}^*$ ) est effectué uniquement sur les couches alluvionnaires touchées par les essais préssiométrique jusqu'à une profondeur maximale de 30 m, les résultats sont présentés dans le tableau (IV. 6).

Tableau IV.6. Contrainte admissible du sol sous le radier à partir du préssiomètre.

Profondeur (z) en (m).	3	4	6	7	9	12	16	18	22	25	27	29
Pl en (bars).	4,6	2,1	4,9	1,4	1,7	3,3	2,9	2,7	6,0	6,0	8,5	9,5
$E_M$ en (bars).	30	14	25	5	4	16	15	5	60	22	38	40
$P_{1e}^* = 3,78$ bars	$K_p = 0,80, p'_0 = 0,27$ bars, $P_0 = 0,12$ bars et $s_{ad} = 1,06$ bars.											

#### IV.6.2. Calcul de tassement avant traitement du sol

L'estimation des tassement avant le traitement des sols pour un radier de grandes dimensions (49,50 x 118,60 m.) s'effectue par la méthode eodométrique, qu'est la plus fiable par rapport à la méthode préssiométrique qui demeure valable que pour les fondations de dimensions modérées (B/H faible) [Combarieu, 2006].

Sous l'effet d'une contrainte de service de 1,20 bars, L'évaluation du tassement de consolidation des couches alluvionnaires, jusqu'à 40 m de profondeur est développé dans le tableau (IV.9) en appliquant les formules suivantes:

$$\Delta h = \frac{h}{1+e_0} c_s \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_0} \quad \text{Si } \sigma'_v = (\sigma'_0 + \Delta \sigma'_v) < \sigma'_c.$$

$$\Delta h = \frac{h}{1+e_0} \left[ c_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} + c_c \log \frac{\sigma'_v}{\sigma'_c} \right] \quad \text{Si } \sigma'_v = (\sigma'_0 + \Delta \sigma'_v) \geq \sigma'_c.$$

Pour tenir compte de l'influence des déformations latérales sur le tassement verticale calculé par la méthode oedometrique, Bjerrum et Skempton ont proposé une correction du tassement par le coefficient  $\mu$  donné comme suit :  $\mu = [\alpha(1-A) + A]$ .

Le coefficient  $\alpha$  (tableau IV.7) est déduit de la théorie de l'élasticité selon la géométrie de la fondation et l'épaisseur de la couche du sol (H est la distance entre la fondation et la base de la couche, B est la largeur de la fondation) [DTU 13.2]. Le paramètre A est le coefficient de pression interstitielle dont les marges recommandées d'après Skempton et Djerrum sont données dans le tableau(IV.8).

Tableau IV.7. Valeurs du coefficient  $\alpha$ .

H/B	0,00	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	10,0	$\infty$
Fondation Circulaire	$\alpha= 1,0$	0,67	0,50	0,38	0,30	0,28	0,26	0,25
Fondation Continue	$\alpha= 1,0$	0,74	0,53	0,37	0,26	0,20	0,14	0,00

Tableau IV.8. Ordres de grandeurs du paramètre A (relatif aux petites déformations) en fonction du degré de consolidation de l'argile (d'après Skempton et Djerrum).

degrés de consolidation	Marges recommandées du coefficient A
Argile très surconsolidée.	$0 = A = 0,25$
Argile surconsolidée.	$0,25 = A = 0,50$
Argile normalement consolidée.	$0,50 = A = 1,0$
Argile molle et sensible.	$A = 1,0$

Tableau IV.9. Calcul de tassement eodométrique du sol sans traitement jusqu'à 40 mètres de profondeur pour une contrainte de 1,20 bars.

Couches	Profondeur (m)	Epaisseur (m)	Z (m)	$g'$ ( $t/m^3$ )	$s'_0$ (bars)	$e_0$	$c_c$	$c_s$	$\sigma'_c$ (bars)	$\Delta\sigma'_v$ (bars)	$\sigma'_v$ (bars)	$Dh_{eod}$ (cm)	$m$	$Dh$ (cm)
Sable limoneux vaseux.	1,50 - 7,00	5,50	4,25	0,70	0,53	1,30	0,54	0,18	0,90	1,19	1,72	46,22	1,00	46,22
	7,00- 12,00	5,00	9,50	0,91	0,92	1,06	0,37	0,08	1,20	1,16	2,08	23,69	0,935	22,15
	12,0 - 20,0	8,00	16,00	0,91	1,51	1,06	0,37	0,08	1,20	1,10	2,61	45,38	0,882	40,03
	20,0- 30,0	10,00	25,00	1,09	2,42	0,55	0,147	0,086	1,40	0,96	3,38	23,11	0,882	20,38
Marne plastique grise.	30,0- 40,0	10,00	35	1,09	3,51	0,55	0,128	0,069	2,10	0,768	4,28	15,60	0,842	13,14
														141,3

### IV.6.3. Calcul de tassement après traitement du sol

#### IV.6.3.1. Méthode de PRIEBE

Le maillage réalisé réellement sur le terrain est régulier et de forme rectangulaire, la maille de référence est de 5,80 m<sup>2</sup>(2,39 x 2,43). Ces dimensions représentent respectivement l'entraxe des colonnes ballastées dans le sens transversale et longitudinale. Le nombre total de colonnes réalisées sur une superficie de 5871 m<sup>2</sup> est de 1100 unités et la quantité approximative de ballast roulé mise en place est estimée à 10.400m<sup>3</sup>.

Les paramètres du maillage réalisé en tenant compte de la contrainte maximale atteinte durant la période de suivi des tassements (13,07 t/m<sup>2</sup>) sont résumés dans le tableau (IV.10).

Tableau IV.10. Paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe.

$\sigma_0$ (bars)	$A_c$ m <sup>2</sup>	A m <sup>2</sup>	A	$\beta$	f(v, a)	N	$\sigma_s$ (bars)	$\sigma_c$ (bars)	$q_{c\ ELS}$ (bars)
1,30	0,785	5,80	0,135	1,66	1,22	5,93	0,78	4,64	4,20

- Ø Pour le renforcement réalisé, Le calcul de tassement effectué par la méthode de Priebe en considérant les modules de déformation déterminés à partir du sondage préssiométrique SP5, donne un tassement total de 58,30 cm pour une contrainte de service de 1,30 bars ,dont 14,59 cm sur la profondeur de traitement ,les résultats sont présentés dans le tableau (IV.11).
- Ø Pour un maillage de dimensions (1,80 x 1,80 m<sup>2</sup>) et une profondeur des colonnes ballastées de 30 m sous l'effet d'une contrainte de 1,40 bar, le calcul de tassement a donné une valeur de 27 cm dont 20 cm sur la couche renforcée. Les résultats sont présentés dans le tableau (IV.12)

Tableau IV.11. Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées avec le maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe pour une contrainte appliquée ( $s_0 = 1,30$ ) bars.

Nature des Couches	Prof (m)	$\sigma_s(z)$ (bars)	$\sigma_0(z)$ (bars)	$E_s$ (bars)	$\left(\frac{E_c}{E_s}\right)$	$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$	A	$n_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$	Y	$f_d$	$n_2$	$\Delta h$ (cm)	$\Delta h_{tot}$ (cm)
Limon sableux beige.	0,50 - 6,0	0,63	1,29	55,00	10,90	0,426	0,128	1,62	0,486	0,442	1,27	2,07	6,25	14,59
Sable limoneux.	6,0 - 7,0 7,0- 9,0	1,37 1,56	1,28 1,27	17,45 28,20	34,38 21,27	0,126 0,208	0,133 0,131	1,65 1,64	1,06 1,22	0,448 0,446	1,90 2,19	3,14 3,61	2,34 2,50	
Argile vaseuse avec mélange de tourbe.	9,0-11,0 11,0-12,0	1,93 2,18	1,26 1,25	17,45 33,50	34,38 17,91	0,126 0,249	0,133 0,131	1,65 1,64	1,53 1,74	0,448 0,445	3,17 3,01	5,24 4,94	2,75 0,75	
Sable vaseux.	14,0- 15,0	2,74	1,21	40,30	-	-	-	-	-	-	-	-	7,27	43,71
Argile vaseuse de couleur grise avec passage de sable serré	15,0- 19,0 19,0- 22,0	3,24 3,95	1,17 1,11	56,40 126,20	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	8,34 2,65	
Marne grise Plastique	22,0- 26,0 26,0- 30,0	4,66 5,48	1,05 0,98	49,70 52,40	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	8,45 7,48	
Marne dure (substratum).	30,0- 75,0 -	10,61	0,58	400,00 *	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	6,52	
Tassement total :													58,30	
* : La valeur du module de déformation de la marne dure (substratum) est déduite d'après la littérature spécialisée, car aucune mesure n'est effectuée dans ce cas.														

Tableau IV.12: Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées  $\varnothing 1,0$  m sur une profondeur de 30 m avec un maillage de  $(1,80 \times 1,80 \text{ m}^2)$  pour une contrainte appliquée ( $S_0=1,40$  bars) en utilisant la méthode de Priebe.

Nature des Couches	Prof (m)	$\sigma_s(z)$ (bars)	$\sigma_0(z)$ (bars)	$E_s$ (bars)	$\left(\frac{E_c}{E_s}\right)$	$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$	A	$n_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$	y	$f_d$	$n_2$	$\Delta h$ (cm)	$\Delta h_{tot}$ (cm)
Limon sableux beige.	0,50 - 6,0	0,63	1,39	55,00	10,90	0,426	0,219	2,20	0,452	0,545	1,32	2,91	4,78	20,05
Sable limoneux	6,0 - 7,0 7,0- 9,0	1,37 1,56	1,37 1,37	17,45 28,20	34,38 21,27	0,126 0,208	0,235 0,230	2,31 2,27	1,00 1,13	0,563 0,560	2,29 2,74	5,28 6,24	1,48 1,56	
Argile vaseuse avec mélange de tourbe.	9,0 -11,0 11,0 - 12,0	1,93 2,18	1,35 1,34	17,45 33,50	34,38 17,91	0,126 0,249	0,235 0,228	2,31 2,26	1,43 1,63	0,560 0,560	5,13 2,70	11,83 6,10	1,30 0,65	
	12,0- 14,0	2,46	1,33	33,50	17,91	0,249	0,228	2,26	1,85	0,560	2,70	6,10	1,30	
Sable vaseux.	14,0- 15,0	2,74	1,30	40,30	14,88	0,304	0,225	2,24	2,10	0,550	2,25	5,04	0,64	
Argile vaseuse de couleur grise avec passage de sable serré	15,0- 19,0 19,0- 22,0	3,24 3,95	1,26 1,20	56,40 126,20	10,63 4,75	0,438 1,12	0,219 0,190	2,19 2,00	2,57 3,29	0,540 0,510	1,60 1,00	3,50 2,00	2,55 1,43	
Marne grise plastique	22,0- 26,0 26,0- 30,0	4,66 5,48	1,13 1,05	49,70 52,40	12,07 11,45	0,381 0,404	0,22 0,22	2,21 2,20	4,12 5,22	0,550 0,550	1,82 1,73	4,02 3,80	2,26 2,10	
Marne dure (substratum).	30,0- 75,0	10,61	0,628	400,00*	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	- -	7,06	
Tassement total :													27,11	
* : La valeur du module de déformation de la marne dure (substratum) est déduite d'après la littérature spécialisée, car aucune mesure n'est effectuée dans notre cas.														

#### IV.6. 3.2.Méthode d'homogénéisation simplifiée

Ø Pour un maillage de dimensions  $(1,80 \times 1,80 \text{ m}^2)$  et une profondeur des colonnes ballastées de 30 m sous l'effet d'une contrainte de 1,40 bars, le calcul de tassement par la méthode d'homogénéisation simplifiée a donné une valeur de 23,22 cm, les résultats sont présentés dans le tableau (IV.13).

Tableau IV.13. Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées  $\varnothing 1,0$  m sur une profondeur de 30 m avec un maillage de  $(1,80 \times 1,80 \text{ m}^2)$  pour une contrainte appliquée ( $\sigma_0 = 1,40$  bars) en utilisant la méthode d'homogénéisation simplifiée.

Maillage (m)	$S_0$ (bars)	a	$L_c$ (m)	$\bar{E}_s$ (bars)	$E_c$ (bars)	$E_e$ (bars)	$S_c$ (cm)
A 1,80 x 1,80	1,40	0,24 3	30,0	46,37	599,9	180,87	23,22

#### IV.7. Conclusion

La synthèse des résultats de l'étude du site destiné à recevoir les silos de stockage du sucre roux et ceux et les bacs, montre que le sol en place, est constitué de dépôts d'origine alluvionnaires appartenant à la zone portuaire (plaine) de Bejaia et reposant sur un substratum marneux rencontré à plus de 40m de profondeur pour le silo de stockage du sucre roux et à plus de 70m de profondeur pour le silo de stockage de céréale. Ces dépôts sont représentés par des sables fins vaseux lâches, avec des passages de couches de vases molles.

Le tassement important et la faible portance des couches rencontrées au niveau des deux ouvrages, nous conduit à écarter le principe de fondations superficielles, et de passer au système de fondations profondes ou bien de procéder au renforcement de sol. Le choix du procédé des colonnes ballastées, est justifié par la nature liquéfiable du sol en place et la profondeur du substratum. Ainsi, par la rapidité d'exécution du procédé, la disponibilité du matériau de substitution (ballast) au niveau local à des prix attractifs et le coût de réalisation qui est le plus économique en comparaison aux fondations profondes par pieux.

La modélisation par le code de calcul FLAC, montre que le sol subit des déplacements latéraux dans sa partie supérieure, accompagnée des tassements qui diminuent en fonction de la profondeur.

D'après l'étude numérique, avec les logiciels FLAC et CESAR-LCPC, sur l'évolution des tassements du silo après traitement, on remarque que les tassements sont très importants d'une valeur de 122cm et 100cm, par rapport à ceux effectués par Keller avec le logiciel PLAXIS d'une valeur de 73cm, cela est dû à la surestimation des modules de young de la vase et du sable argileux.

L'étude analytique de l'évolution des tassements des silos de l'ECI par la méthode de PRIEB, à donnée un tassement de 58,3cm avec un maillage de  $(2,39 * 2,43 \text{ m}^2)$  et un tassement de 27,11cm avec un maillage de  $(1,8*1,8 \text{ m}^2)$ . Ce qui nous conduit à conclure, que plus le maillage est serré (petit), plus on a un tassement petit et le contraire est juste. La méthode d'homogénéisation, donne un tassement de 23,22cm avec un maillage de  $(1,8*1,8 \text{ m}^2)$ .

La méthode de PRIEB donne un tassement plus grand que celui de la méthode d'homogénéisation.

# Sommaire V

## Partie expérimentale Suivie des travaux sur Chantier.

<b>V.1. Introduction.....</b>	<b>122</b>
<b>V.2. Aperçu et Caractéristiques du projet.....</b>	<b>122</b>
<b>V.3. L'étude de sol.....</b>	<b>123</b>
V.3.1. Contexte géologique.....	123
V.3.2. Reconnaissance du site.....	123
V.3.3. Nature et caractéristiques mécaniques des sols.....	128
<b>V.4. Traitement par colonnes ballastées.....</b>	<b>129</b>
V.4.1. Caractéristiques des colonnes.....	129
V.4.2. Capacité portante maximale.....	130
V.4.3. Calcul du tassement selon la méthode de PRIEBE.....	132
V.4.4. méthode d'homogénéisation simplifiée.....	139
<b>V.5. Les essais réalisés sur la colonne ballastée.....</b>	<b>140</b>
V.5.1. Essai de chargement sur une colonne unique.....	140
V.5.2. Essais au pénétromètre dynamique.....	142
<b>V.6. Calcul numérique des colonnes ballastées.....</b>	<b>143</b>
V.6.1. Présentation du modèle.....	143
V.6.1.1. Semelle filante de 1.6m de large.....	143
V.6.1.2. Semelle filante de 1.15m de large.....	146
V.6.1.3. Semelle filante de 1.0m de large.....	147
<b>V.7. Conclusion.....</b>	<b>151</b>

## CHAPITRE V

## PARTIE EXPÉRIMENTALE

## SUIVIE DES TRAVAUX SUR CHANTIER.

**V.1. Introduction**

Le laboratoire de l'habitat et de la construction (LHCEst), a entrepris l'étude de sol d'un terrain devant recevoir le projet « Etude de sol G071881 NAFTAL Bejaia » à l'intérieur de NAFTAL au port de Bejaia, qui prévoit la construction d'un centre enfuteur.

Keller a proposé de réaliser des travaux de renforcement de sol par la mise en place, des colonnes ballastées par voie sèche sous la structure du bâtiment en réalisant plus exactement 180 colonnes. Cette solution a l'avantage, en plus, de réduire les tassements, d'accélérer la consolidation du terrain grâce à la propriété drainante du matériau utilisé.

Le travail a pour objet de dimensionner le réseau de colonnes sous l'ouvrage, en fonction des hypothèses géotechniques retenues et des contraintes liées au projet à savoir :

- vérifier la portance des fondations superficielles de type semelles filantes,
- évaluer les tassements absolus et les tassements différentiels après la construction et la mise en service de l'ouvrage.

**V.2. Aperçu et Caractéristiques du projet**

Le projet consiste en la réalisation d'un centre enfuteur NAFTAL de Bejaia qui est constitué de trois bâtiments : d'un nouveau Hall de remplissage, d'un nouveau Bâtiment polyvalent et d'un vestiaire sanitaire, fondés sur:

- semelles filantes d'1,6 m de large chargées à 100 KN/ml sous la charpente du hall ;
- semelles filantes d'1,4 m de large chargées à 70 KN/ml sous les voiles du hall ;
- semelles filantes d'1,15 m de large chargées à 150 KN/ml sous le bâtiment polyvalent ;
- semelles filantes d'1 m de large chargées à 100 KN/ml sous les vestiaires sanitaires.

Les tassements absolus devront être inférieurs à 3 cm.

Les cotes hypothèses du projet sont les suivantes :

- niveau 0.00 de l'ouvrage :  $\approx$  TN ;
- niveau de la plate forme de travail :  $\approx$  TN.

Les plans du hall de remplissage et celui du bâtiment polyvalent ainsi que celui du local de vestiaire seront donnés dans l'Annexe II.

### V.3. L'étude de sol

#### V.3.1. Contexte géologique

Du point de vue géologique, le site est constitué d'alluvions anciennes.

#### V.3.2. Reconnaissance du site

Le laboratoire (LHCEst) a réalisé un programme de :

- Cinq sondages pressiométriques de 10m de profondeur avec un pas de 2m.
- Neuf essais aux pénétromètres dynamiques lourds.
- Des analyses chimiques de sol récupéré lors de la réalisation des essais pressiométriques.

Et l'implantation des points de sondages et des essais sont données par la figure (V.1).

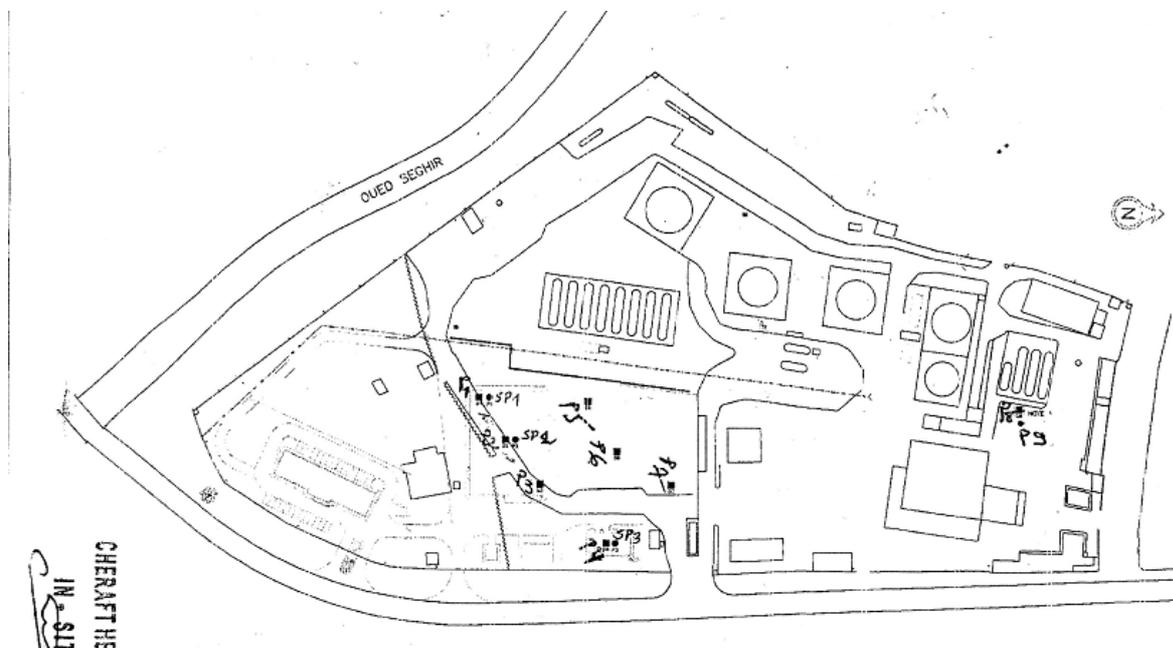


Figure V.1. Implantations des points de sondages et essais pressiométriques.

##### V.3.2.1. L'essais de pénétration dynamique

Ces essais au pénétromètre dynamique ont permis de déterminer la résistance de sol. Les résultats sont homogènes et représentent des résistances très faibles jusqu'à -9.20m, car les refus ne dépassent pas 1,20m.

Les résultats sous formes de graphes (pénétrogrammes), donnent la résistance de pointe en fonction de la profondeur. Ceux-ci sont donnés en annexe III.

### Ø Capacité portante de sol à partir du pénétromètre dynamique lourd (PDL)

La contrainte de calcul  $q_l$  à prendre en compte est évaluée à partir de résistance à la pénétration la plus faible, en appliquant la formule empirique suivante (DTU 13.12. Règles pour le calcul des fondations superficielles):

$$q_l = \frac{R_p}{(5 \text{ à } 7)} = \frac{185}{7} = 26,42 \text{ bars.}$$

De cette formule, nous pouvons estimer la contrainte qui est donnée par :

$$Q_a = \frac{q_l}{F_s} = 8,81 \text{ bars.}$$

Avec ;  $F_s = 3$  (coefficient de sécurité)

$R_p$ : La résistance en pointe

On obtient :

$$Q_a = \frac{R_p}{21}$$

#### V.3.2.2. L'essai pressiométrique Ménard

L'essai pressiométrique Ménard permet de définir conventionnellement les caractéristiques pressiométriques, la pression limite et le module pressiométrique, qui sont présentés dans le tableau (V.1).

Tableau V.1. Récapitulatif des valeurs de la pression limite et du module pressiométrique en fonction de la profondeur.

SP	Profondeur (m)	$P_L$ (MPa)	$E_M$ (MPa)
SP 01	1.00	0.40	3.20
	5.00	0.12	0.60
	9.00	0.21	0.70
SP 02	4.00	0.05	0.20
	6.00	0.17	0.50
	8.00	0.17	0.50
	10.00	0.34	1.30
SP 03	1.00	2.42	41.70
	3.00	0.09	0.30
	5.00	0.20	0.60
	7.00	0.11	0.30

### V.3.2.2.1. Portance du sol non renforcé

La contrainte de rupture du sol est donnée par :

$$q_r^{sol} = k_p \cdot \frac{p_{le}}{3} + q_0$$

Avec ;

$k_p$  : Le facteur de portance.

$p_{le}$  : La pression limite moyenne prise sous 1,5 fois la largeur de la semelle. Les pressions limites nettes étant toutefois limitées à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée.

$q_0$  : La contrainte initiale verticale sous la semelle.

Ainsi la portance du sol sans renforcement est :

Tableau V.2. la portance du sol sans renforcement.

$k_p$	$p_{leq} [MPa]$	$q_{sol} [KPa]$
1,02*	$\sqrt[4]{0.14^2 * (1.5 * 0.14)^2} = 0.171 MPa$	76.2

\* : dans le cas le plus défavorable (semelle filante de 1,6 m de large ancrée à 1 m de profondeur)

Avec  $q_0 = 1 \times 18 = 18 \text{ KPa}$ .

### V.3.2.2.2. Evaluation du tassement par la méthode pressiométrique (avant traitement)

Le calcul de tassements est effectué par la formule empirique proposée par L. Menard. Le tassement final est la somme de tassements de consolidation ( $S_c$ ) et déviatorique ( $S_d$ ), les deux termes sont exprimés en fonction de la largeur de la fondation B, du module pressiométrique du sol, des coefficients de formes ( $I_c, I_d$ ) et du coefficient rhéologique  $\alpha$  dépendant de la nature du sol.

D'après le D.T.U.13.2 (chapitre 3) et la valeur du rapport  $\frac{E_M}{P_l}$  correspondant aux différents essais pressiométriques, le sol est normalement consolidé et surconsolidé.

Le coefficient  $\alpha$  (tableau V.3) est déduit de la théorie de l'élasticité selon la géométrie de la fondation et l'épaisseur de la couche du sol (H est la distance entre la fondation et la base de la couche, B est la largeur de la fondation) [DTU 13.2].

Tableau V.3. Valeurs du coefficient  $\alpha$ .

H/B	0,00	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	10,0	$\infty$
Fondation Circulaire	$\alpha= 1,0$	0,67	0,50	0,38	0,30	0,28	0,26	0,25
Fondation Continue	$\alpha= 1,0$	0,74	0,53	0,37	0,26	0,20	0,14	0,00

Alors le coefficient rhéologique  $\alpha=0,33$ .

$$S_c = \frac{a}{9.E_c} (s - gD). I_c . B$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_d} (s - gD). B_o . \left(I_d \frac{B}{B_o}\right)^a$$

$B_o$  : Largeur de référence =0.6

$\sigma$  : Contrainte appliquée par La semelle.

$E_c$  : La valeur du Module pressiométrique du sol utilisé pour le calcul de  $S_c$ .

$E_d$  : La valeur du Module pressiométrique du sol utilisé pour le calcul de  $S_d$ .

Dans le cas d'une semelle filante, on détermine  $I_c$  et  $I_d$  à partir du rapport  $\frac{L}{B}$  [D.T.U.13.2].

Pour le calcul de  $E_c$  et  $E_d$ , le sous sol est découpé en tranches élémentaires d'épaisseur égale à  $B/2$  et numérotées de 1 à 16.

$$E_c = E_1$$

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5 E_{6-8}} + \frac{1}{2,5 E_{9-16}}$$

Les résultats de calculs de tassement pour les trois profils pressiométriques sont donnés dans le tableau (V.4) :

Tableau V.4. Calcul de tassement par la méthode pressimétrique.

N° de l'essai	$E_c$ (MPa)	$E_d$ (MPa)	Largeur de la semelle filante (m)	D (m)	$I_c$	$I_d$	$\sigma$ (KN/ml)	$S_c$ (mm)	$S_d$ (mm)	$S_{tot}$ (mm)
SP01	$3.2 \cdot 10^3$	$0.67 \cdot 10^3$	1.6	1.00	1.5	2.65	100	2.47	34.14	36.61
			1.15	1.20	1.4	2.14	150	2.54	43.75	46.29
			1	1.00	1.4	2.14	100	1.44	27.25	28.69
SP02	$0.2 \cdot 10^3$	$0.15 \cdot 10^3$	1.6	1.00	1.5	2.65	100	39.60	152.52	192.12
			1.15	1.20	1.4	2.14	150	40.73	195.43	236.16
			1	1.00	1.4	2.14	100	23.10	121.71	144.81
SP03	$41.7 \cdot 10^3$	$0.57 \cdot 10^3$	1.6	1.00	1.5	2.65	100	0.18	40.13	40.31
			1.15	1.20	1.4	2.14	150	0.19	51.43	51.62
			1	1.00	1.4	2.14	100	0.11	32.03	32.14

### V.3.2.3. Essais de laboratoire

A partir des échantillons remaniés prélevés des sondages pressiométriques, le laboratoire LHCEst a effectué des essais chimiques.

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés, sont représentées dans le tableau (V.5).

Tableau V.5. Résultats des analyses chimiques en % et en poids.

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates $SO_4^-$	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl	Matières organiques
SC 01	3.00/10.00	Traces	28.80	0.14	0.88
SC 02	2.00/10.00	Traces	27.70	0.12	0.83
SC 03	1.00/3.00	Traces	27.20	0.17	0.73
	3.00/10.00	Traces	27.20	0.17	0.78

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci-dessus, indiquent une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 18 011 du 06/92.

Les essais pressiométriques et les essais au pénétromètre dynamique lourd effectués, dans le cadre de cette étude de sol, permettent de conclure que :

- Le sol est composé essentiellement de sables vaseux carbonaté comme le montre la figure (V.2).

Ü Le sol en place est de très faible capacité portante ; d'après l'interprétation des résultats des essais in situ, Keller a suggéré :

- Des fondations ancrées à 2.00m de profondeur par rapport à la côte du terrain actuel et dans tous les cas sous les remblais ;
- La contrainte admissible du sol à appliquer dans le calcul est de 0.70 bar.
- Vérifier que les contraintes appliquées au sol seront dissipées et n'atteignent pas les couches faibles en profondeur.

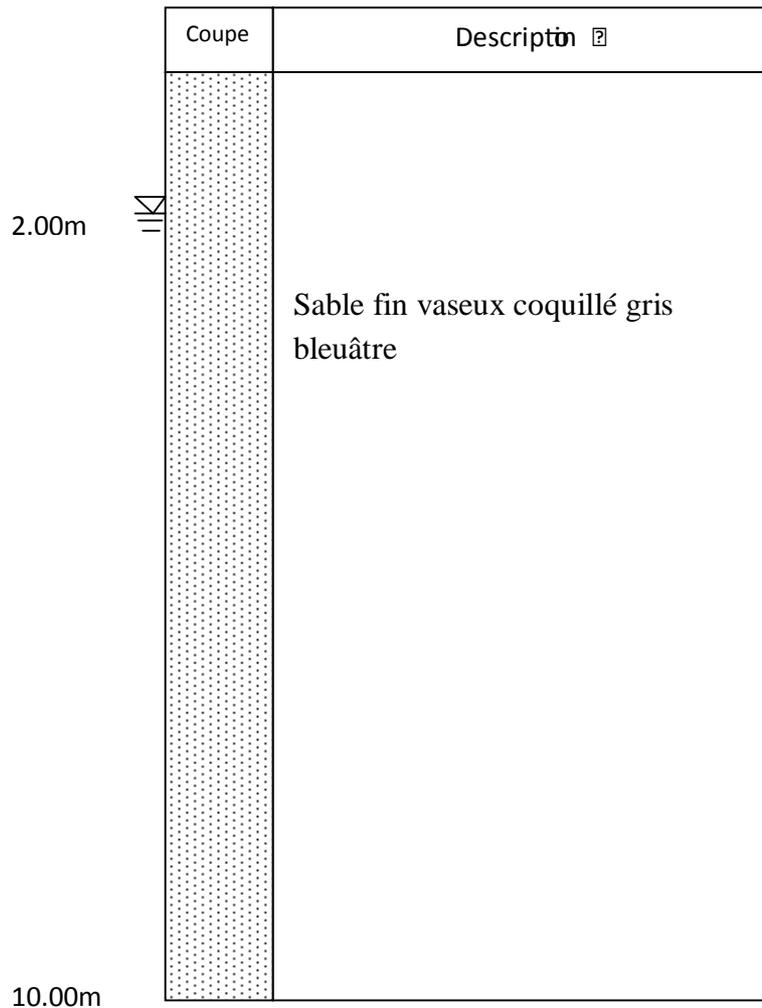


Figure V.2. Coupe lithologique du site.

### V.3.3. Nature et caractéristiques mécaniques des sols

A partir du sondage SP05 considéré comme le plus défavorable, le modèle géotechnique suivant a été retenu :

Tableau V.6. Les caractéristiques mécaniques du sol.

Nature du Sol	Profondeur de la base de la couche	$E_M$ (MPa)	PI (MPa)	Coefficient réologique $\alpha$	Esemelle (MPa)
Sables vaseux carbonatés	2	0.4	0.4	1/3	2.4
	3	0.8	0.24	1/3	4.8
	4	1.8	0.35	1/3	10.8
	5	1.5	0.21	1/3	9
	6	0.7	0.14	1/3	4.2
	7	1.8	0.21	1/3	10.8
	8	1.3	0.23	1/3	7.8
	9	1.8	0.27	1/3	10.8
	<10	1.6	0.44	1/3	9.6

Au cours de la campagne de reconnaissance, une nappe a été mis en évidence vers -1,8 m et -2 m de profondeur.

Remarque :

Pour le calcul de tassement de semelle par une formule d'élasticité, Baguelin propose pour le module d'Young  $E_y = E_{semelle} = 2 \text{ à } 3.5 \times E_M / \alpha$  pour obtenir le même tassement que par la formule pressiométrique.

Pour les calculs selon la méthode de Priebe, la méthode élastique est utilisée et les modules sont déterminés ainsi par :

- $E_{semelle} = 2 \times E_M / \alpha$  pour les semelles,
- $E_{dallage} = E_M / \alpha$  pour les dallages.

#### V.4. Traitement par colonnes ballastées

##### V.4.1. Caractéristiques des colonnes

Les colonnes ballastées seront descendues, sauf refus préalable, à une profondeur de 6 m.

Le mode d'exécution de colonnes ballastées, par poussée statique de 25 T sur l'outil vibrant, avec des passes de compactage de l'ordre de 0.5 m de hauteur, permet d'élargir au maximum les colonnes et de mobiliser ainsi pleinement la butée du terrain. La méthode utilisée est celle par voie sèche, et le matériau incorporé est du gravier.

L'expansion d'une colonne va être liée aux valeurs de pression limite (et indirectement aux modules pressiométriques) du sol traversé : plus la pression limite sera faible, plus la colonne s'expandra.

Les diamètres de la colonne peuvent ainsi varier entre 95 cm et 65 cm selon la compacité locale du sol. Dans les calculs nous prendrons en compte un diamètre moyen de 80 cm.

### V.4.2. Capacité portante maximale

Le but de ce paragraphe est de vérifier la charge maximale admissible.

La vérification de la charge admissible est donnée par la formule suivante :

$$Q_{appliqué} < n_{CB} \cdot Q_{CB} \cdot (S_{sol} + n_{CB} \cdot S_{CB}) q_{sol}$$

Avec

$$q_{sol} = k_c \cdot \frac{q_{ce}}{3} + g \cdot D$$

#### V.4.2.1. Portance d'une colonne ballastée isolée

La contrainte de rupture  $q_r$  de la colonne ballastées, par analogie avec les conditions triaxiales, est donnée par :

$$q_r = s_h \frac{1 + \sin j_c}{1 - \sin j_c}$$

Où  $j_c$  est l'angle de frottement interne du matériau de la colonne de  $38^\circ$ ,

Et

$s_h$  : L'étreinte latérale du sol obtenue par :

$$s_h = \sqrt[n]{p_{l1} \cdot p_{l2} \cdot \dots \cdot p_{ln}} = \sqrt[6]{0.14^2 * 0.24 * 0.36 * 0.21 * 0.14} = 0.192 \text{ MPa}$$

avec  $p_{l1}$ ,  $p_{l2}$ , ...,  $p_{ln}$  étant les pressions limites obtenues par l'essai pressiométrique et intégrées sur toute la hauteur de la colonne ballastée [Keller]. Les valeurs sont données dans l'annexe IV.

D'où  $q_r = 0,807 \text{ Mpa}$ .

En considérant un coefficient de sécurité de 2 conformément au D.T.U.13.2 Chapitre 8, nous obtenons une contrainte admissible à ELS de :

$$q_{adm} = q_r / 2 = 0,403 \text{ MPa}.$$

Conformément au D.T.U.13.2 Chapitre 8, la contrainte admissible dans une colonne est limitée à 0.8 MPa.

La contrainte admissible dans une colonne est donc égale à 0,403 MPa.

#### Ø Capacité portante de la colonne

La capacité portante d'une colonne est définie par :

$Q_a = q_a \times S$  où  $S$  est la section moyenne d'une colonne.

La capacité portante des colonnes sous SP5 sera de 202 kN à ELS pour un diamètre moyen de 80cm et pour une contrainte admissible moyenne de 0,403 MPa.

Bien qu'étant une valeur moyenne, la capacité portante de la colonne reste relativement constante le long de la colonne. En effet dans les zones plus molles, le diamètre important de la colonne compense la diminution de la contrainte admissible.

Ainsi on a :

*Tableau V.7. La capacité portante de la colonne en fonction de la profondeur.*

Nature du Sol	Profondeur de la base de la couche	$p_l$ (MPa)	$q_{adm}$ (MPa)	Diamètre (m)	Capacité portante (kN)
Sables vaseux carbonnatés	2	0.14	0.29	0.95	205
	3	0.24	0.5	0.80	251
	4	0.36	0.75	0.70	288
	5	0.21	0.44	0.90	280
	6	0.14	0.29	0.95	205

Ainsi, quelque soit la profondeur, la capacité portante de la colonne est supérieure à 202 kN.

Cette valeur n'est pas forcément la valeur permettant le dimensionnement du projet. Il est encore nécessaire de définir les tassements qui en résulteront et d'affiner éventuellement la charge de service pour avoir des tassements compatibles avec la pérennité et la stabilité des ouvrages à réaliser.

### V.4.2.2. Vérification de la charge admissible des recommandations sur les colonnes ballastées

La contrainte admissible est vérifiée par [Keller fondations spéciales]:

Tableau V.8. Vérification de la charge admissible.

Largeur semelle filante	$S_{semelles}$	$S_{sol}$	$S_{CB}$	$q_{sol}$	$Q_{sol}$	$Q_{CB}$	$n_{CB} \cdot Q_{CB} \cdot (S_s + n_{CB} \cdot S_{CB})$	$Q_{appliqué}$
	(m <sup>2</sup> /ml)	(m <sup>2</sup> /ml)	(m <sup>2</sup> /ml)	[kN/ml]	[kN/ml]	[kN/ml]	$q_{sol}$ [kN/ml]	[kN/ml]
1,6 m (1CB/2,5 ml) Hall de remplissage	1,6	1,32	0,28	>76,2	100,6	80,8	181,4	100
1,4 m (1CB/2,5 ml) Hall de remplissage	1,4	1,12	0,28		85,3	80,8	166,1	70
1,15 m (1CB/1,2 ml) Bâtiment polyvalent	1,15	0,56	0,59		42,7	168,3	211	150
1 m (1CB/2 ml) Vestiaires	1	0,65	0,35		49,5	101	150,5	100

### V.4.3. Calcul du tassement selon la méthode de PRIEBE

#### V.4.3. 1. Caractéristiques de la fondation sous les voiles du hall

- Système de fondation, semelle filante d'une largeur de 1.40 m sur 1 rangée(s) de colonne d'une distance de 2.50 m entre semelles.
- Charge de fondation 70.00 KN/ml
- Niveau inférieur de fondation 1.00 m
- Contrainte effective apportée par l'ouvrage 50.00 KN/m<sup>2</sup>
- Surface de semelle pour colonne (A). 3.50 m<sup>2</sup>
- Profondeur de calcul 15.00 m
- Niveau inférieur de colonne 6.00 m
- Niveau de nappe phréatique 2.00 m

Tableau V.9. Caractéristiques du renforcement de sol  
(à partir du niveau d'application de la charge)

N° de couche	Nc (m)	$\gamma$ (kn/m <sup>3</sup> )	$\phi^\circ$	C (kn/m <sup>2</sup> )	D (m)	E <sub>c</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	E <sub>él</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	Q (kn/m <sup>2</sup> )	K
2	1.00	16.00	38.00	0.00	0.95	100.0	0.0	0.0	1.00
3	2.00	8.00	38.00	0.00	0.80	100.0	0.0	0.0	1.00
4	3.00	8.00	38.00	0.00	0.70	100.0	0.0	0.0	1.00
5	4.00	8.00	38.00	0.00	0.80	100.0	0.0	0.0	1.00
6	5.00	8.00	38.00	0.00	0.90	100.0	0.0	0.0	1.00
7	6.00	8.00	38.00	0.00	0.00	100.0	0.0	0.0	1.00
8	15.00	8.00	38.00	0.00	0.00	100.0	0.0	0.0	1.00

Nc : niveau supérieur de couche.

C : cohésion effective.

D : diamètre de colonne.

E<sub>c</sub> : module oedométrique de matériau des colonnes ballastées.

E<sub>él</sub> : module d'élasticité de matériau des colonnes rigides.

q : contrainte admissible dans ces colonnes rigides.

K : coefficient de pression des terres (K=1 pour tenir compte de la mise en œuvre par refoulement).

Tableau V.10. caractéristiques de couches de sol  
(À partir du niveau terrain naturel)

N° de couche	Nc (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\phi^\circ$	C <sub>m</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	E <sub>s</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	$\frac{A}{A_c} = \frac{1}{a}$	$\left(\frac{E_c}{E_s}\right)$
1	0.00	18.00	29.00	2.00	0.30	2.40	*****	41.67
2	1.00	18.00	29.00	2.00	0.30	2.40	4.94	41.67
3	2.00	10.00	31.00	0.00	0.30	4.80	6.96	20.83
4	3.00	10.00	32.00	0.00	0.30	10.80	9.09	9.26
5	4.00	10.00	30.00	0.00	0.30	9.00	6.96	11.11
6	5.00	10.00	29.00	2.00	0.30	4.20	5.50	23.81
7	6.00	10.00	33.00	0.00	0.30	10.80	*****	9.26
8	15.00	10.00	33.00	0.00	0.30	10.80	*****	9.26

$\nu$  : Coefficient de Poisson

E<sub>sol</sub> : Module oedométrique du sol

$\frac{A}{A_c}$  : Rapport des sections

$\left(\frac{E_c}{E_s}\right)$  : Rapport des modules.

En raison d'adaptation, la charge propre sur colonnes est calculée à  $m = 1 - 1/n_0$ .

Tableau V.11. Facteur de réduction des tassements

(Prise en compte de la compressibilité de la colonne et de coefficient de profondeur).

N° de couche	$n_0$	$\Delta(A/A_c)$	$n_1$	$f_p$	$n_2$
2	1.70	0.10	1.68	1.11	1.87
3	1.57	0.21	1.55	1.29	2.00
4	1.50	0.52	1.47	1.43	2.10
5	1.57	0.42	1.53	1.76	2.69
6	1.65	0.19	1.62	2.41	3.92

$n$ : Facteur de réduction [contrainte effective appliquée divisée par contrainte sur le sol ( $\sigma_0/\sigma_s$ )].

$n_0$ : Facteur de réduction sous semelle (matériau de la colonne incompressible).

$\Delta(A/A_c)$ : correctif du rapport de surfaces.

$n_1$ : Les facteurs tenant compte la compressibilité de la colonne.

$f_p$ : Coefficient de profondeur tenant compte la pression des terres sus-jacentes.

$$n_2 = f_p \times n_1$$

ü Valeurs d'amélioration sont uniquement valables pour sections de colonnes de déformation plastique.

ü Le support de colonnes initial est calculé avec  $K = 1$

Tableau V.12. Tassement de la semelle filante

$E_s$ (MN/m <sup>2</sup> )	$n_2$	D(m)	$L_c/D_c$	$S/S_\infty$ *	$S_\infty$ (m)	S(m)
2.40	1.87	0.95	6,31	0,33	0,033	0,01
4.80	2.00	0.80	7,5	0,27	0,015	0,00405
10.80	2.10	0.70	8,57	0,25	0,005	0,00125
9.00	2.69	0.80	7,5	0,27	0,006	0,00162
4.20	3.92	0.90	6,66	0,31	0,009	0,0279
						$S_{tot}=1,8(\text{cm})$

\* le rapport des sections est déterminé de l'abaque figure (III.19)

Tableau V.13. Caractéristiques de sol amélioré [Keller].

N° de couche	$m_1$	$\varphi_1^\circ$	$C_{m1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{s1}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$m_2$	$\varphi_2^\circ$	$C_{m2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{s2}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
2	0.41	32.88	1.19	4.04	0.47	33.42	1.07	4.49
3	0.35	33.61	0.00	7.42	0.50	34.65	0.00	9.60
4	0.32	34.01	0.00	15.84	0.48	34.97	0.00	20.61
5	0.35	32.94	0.00	13.76	0.59	34.92	0.00	22.07
6	0.38	32.68	1.23	6.82	0.74	35.88	0.51	16.45

$\varphi^\circ$  : Angle de frottement du sol amélioré.

$C_m$  : Cohésion du sol amélioré.

$m$  : Coefficient donnant la proportion de la charge reprise par la colonne. En raison d'adaptation, la charge sur colonnes est calculée à  $m = 1 - 1/n_0$ .

$C_{m1}$  : Cohésion du sol amélioré tenant compte de la compressibilité de la colonne.

$C_{m2}$  : Cohésion du sol amélioré tenant compte de la profondeur.

$E_s$  : Module oedométrique du sol amélioré.

#### V.4.3. 2. Caractéristiques de la fondation sous la charpente du hall

- Semelle filante d'une largeur de 1.60 m sur 2 rangée(s) de colonne d'une distance de 5.00m entre semelles.
- Charge de fondation 100.00 KN/ml
- Niveau inférieur de fondation 1.00 m
- Contrainte effective apportée par l'ouvrage 62.50 KN/m<sup>2</sup>
- Surface de semelle pour colonne. 4.00 m<sup>2</sup>
- Profondeur de calcul 15.00 m
- Niveau inférieur de colonne 6.00 m
- Niveau de nappe phréatique 2.00 m

Tableau V.14. Facteur de réduction des tassements

(Prise en compte de la compressibilité de la colonne et de coefficient de profondeur).

N° de couche	$n_0$	$\Delta(A/A_c)$	$n_1$	$f_p$	$n_2$
2	1.74	0.10	1.72	1.08	1.86
3	1.56	0.21	1.54	1.21	1.87
4	1.47	0.52	1.44	1.30	1.88
5	1.56	0.42	1.53	1.49	2.28
6	1.67	0.19	1.65	1.80	2.97

Tableau V.15. Tassement de la semelle filante.

$E_s$ (MN/m <sup>2</sup> )	$n_2$	D(m)	$L_c/D_c$	$S/S_\infty$ *	$S_\infty$	S
2.40	1.86	0.95	6,31	0,33	0,042	0,013
4.80	1.87	0.80	7,5	0,27	0,021	0,0056
10.80	1.88	0.70	8,57	0,25	0,0093	0,0023
9.00	2.28	0.80	7,5	0,27	0,0092	0,0024
4.20	2.97	0.90	6,66	0,31	0,015	0,0046
						$S_{tot} = 2,6(\text{cm})$

Tableau V.16. Caractéristiques du sol amélioré [Keller].

N° de couche	$m_1$	$\varphi_1^\circ$	$C_{m1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{s1}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$m_2$	$\varphi_2^\circ$	$C_{m2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{s2}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
2	0.42	33.00	1.16	4.13	0.46	33.41	1.07	4.47
3	0.35	33.60	0.00	7.41	0.46	34.40	0.00	8.97
4	0.31	33.93	0.00	15.58	0.44	34.77	0.00	19.38
5	0.35	32.94	0.00	13.76	0.56	34.66	0.00	20.44
6	0.39	32.77	1.21	6.93	0.66	35.18	0.67	12.46

### V.4.3. 3. Caractéristiques de la fondation sous le bâtiment polyvalent

- Système de fondation: Colonnes ballastées (CB)
- Semelle filante d'une largeur de 1.15 sur 1 rangée(s) de colonne d'une distance de

1.20 m entre semelles.

- Charge de fondation	150.00 kN/m
- Niveau inférieur de fondation	1.20 m
- Contrainte effective apportée par l'ouvrage	130.43 kN/m <sup>2</sup>
- Surface de semelle pour col.	1.38 m <sup>2</sup>
- Profondeur de calcul	15.00 m
- Niveau inférieur de colonne	6.00 m
Niveau de nappe phréatique	2.00 m

Tableau V.17. Facteur de réduction des tassements

(Prise en compte de la compressibilité de la colonne et de coefficient de profondeur).

N° de couche	$n_0$	$\Delta(A/A_c)$	$n_1$	$f_p$	$n_2$
2	3.46	0.10	3.22	1.06	3.41
3	2.46	0.21	2.30	1.13	2.60
4	2.06	0.52	1.89	1.18	2.23
5	2.46	0.42	2.17	1.32	2.87
6	3.05	0.19	2.77	1.54	4.28

Tableau V.18. Tassement de la semelle filante.

$E_s$ (MN/m <sup>2</sup> )	$n_2$	D(m)	$L_c/D_c$	$S/S_\infty$ *	$S_\infty$	S
2.40	3.41	0.95	6,31	0,33	0,047	0,015
4.80	2.60	0.80	7,5	0,27	0,031	0,008
10.80	2.23	0.70	8,57	0,25	0,016	0,004
9.00	2.87	0.80	7,5	0,27	0,015	0,004
4.20	4.28	0.90	6,66	0,31	0,021	0,006
						$S_{tot}=3,7$ (cm)

Tableau V.19. Caractéristiques de sol amélioré.

N° de couche	$m_1$	$\varphi^{\circ}_1$	$C_{m1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{s1}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$m_2$	$\varphi^{\circ}_2$	$C_{m2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{s2}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
2	0.69	35.41	0.62	7.74	0.71	35.55	0.59	8.18
3	0.56	35.10	0.00	11.03	0.62	35.45	0.00	12.48
4	0.47	34.93	0.00	20.39	0.55	35.42	0.00	24.07
5	0.54	34.51	0.00	19.57	0.65	35.38	0.00	25.79
6	0.64	34.97	0.72	11.63	0.77	36.06	0.47	17.97

#### V.4.3.4. Caractéristiques de la fondation sous les vestiaires sanitaires

- Semelle filante d'une largeur de 1.00 m sur 1 rangée(s) de colonne d'une distance de 2.00 m entre semelles
- Charge de fondation 100.00 kN/m
- Niveau inférieur de fondation 1.00 m
- Contrainte effective apportée par l'ouvrage 100.00 kN/m<sup>2</sup>
- Surface de semelle pour col. 2.00 m<sup>2</sup>
- Profondeur de calcul 15.00 m
- Niveau inférieur de colonne 6.00 m
- Niveau de nappe phréatique 2.00 m

Tableau V.20. Facteur de réduction des tassements

(Prise en compte de la compressibilité de la colonne et de coefficient de profondeur).

N° de couche	$n_0$	$\Delta(A/A_c)$	$n_1$	$f_p$	$n_2$
2	2.11	0.10	2.05	1.07	2.20
3	1.80	0.21	1.75	1.17	2.04
4	1.66	0.52	1.59	1.23	1.95
5	1.80	0.42	1.70	1.38	2.35
6	1.99	0.19	1.91	1.63	3.12

Tableau V.21. Tassement de la semelle filante.

Es (MN/m <sup>2</sup> )	n <sub>2</sub>	D(m)	L <sub>c</sub> /D <sub>c</sub>	S/S <sub>∞</sub> *	S <sub>∞</sub>	S
2.40	2.20	0.95	6,31	0,33	0,056	0,018
4.80	2.04	0.80	7,5	0,27	0,030	0,008
10.80	1.95	0.70	8,57	0,25	0,014	0,003
9.00	2.35	0.80	7,5	0,27	0,014	0,003
4.20	3.12	0.90	6,66	0,31	0,022	0,006
						S <sub>tot</sub> = 3,8(cm)

Tableau V.22. Caractéristiques de sol amélioré [Keller].

N° de couche	m <sub>1</sub>	φ <sup>o</sup> <sub>1</sub>	C <sub>m1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s1</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	m <sub>2</sub>	φ <sup>o</sup> <sub>2</sub>	C <sub>m2</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s2</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]
2	0.51	33.84	0.98	4.92	0.54	34.14	0.91	5.27
3	0.43	34.14	0.00	8.39	0.51	34.72	0.00	9.81
4	0.37	34.33	0.00	17.16	0.49	35.03	0.00	21.07
5	0.41	33.49	0.00	15.33	0.58	34.78	0.00	21.18
6	0.48	33.53	1.05	8.03	0.68	35.32	0.64	13.11

#### V.4.4. méthode d'homogénéisation simplifiée

Tableau V.23. Tassement des quatre semelles filantes.

largeur de Semelle filante	S <sub>0</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	a	L <sub>c</sub> (m)	E <sub>s</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	E <sub>c</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	E <sub>e</sub> (MN/m <sup>2</sup> )	S <sub>f</sub> (m)
1.40(m)	25	0,202	6,00	2,4	100	22,11	0,006
1,60(m)	31,25	0,202	6,00	2,4	100	22,11	0,008
1.15(m)	65,215	0,202	6,00	2,4	100	22,11	0,017
1.00 m	50	0,202	6,00	2,4	100	22,11	0,013

$$\bar{E}_s : \text{Module de déformation harmonique } (\bar{E}_s = \frac{\sum_{i=1}^6 h_i}{\sum_{i=1}^6 \frac{h_i}{E_{si}}}).$$

$$E_e : \text{Module équivalent } (E_e = aE_c + (1-a) \bar{E}_s).$$

Ø Le calcul des tassements par la méthode d'homogénéisation simplifiée pour les quatre semelles, a donné des résultats beaucoup plus petits par rapport à la méthode de PRIEBE.

Par exemple, la semelle filante de 1,4m de largeur sous une contrainte de 25KN/m<sup>2</sup>, a donné un tassement de 0,6cm par la méthode d'homogénéisation et 1,8cm.

### **V.5. Les essais réalisés sur la colonne ballastée**

Dans le cadre du contrôle des colonnes ballastées, L'entreprise Keller fondations spéciales, a réalisé :

- Quatre essais de pénétration dynamique, pour vérifier la continuité et la conformité de la colonne ballastée.
- Un essai de chargement, pour observer les tassements.

#### **V.5.1. Essai de chargement sur une colonne unique**

Keller a réalisé le 06 juin 2010, avec notre assistance de l'essai de chargement sur la colonne numéro 296, c'est la colonne la plus défavorable par rapport à l'énergie dissipée et les paramètres enregistrés pendant la réalisation de la colonne ballastée sous un enregistrement. Cet essai a pour objectif d'évaluer la performance du renforcement de sol.

En d'autres termes, elle permet d'observer le tassement en grandeur nature d'une colonne unique afin de mettre en évidence leur comportement en matière de déformation sous une charge verticale.

##### **V.5.1.1. Descriptif de l'essai**

L'essai de chargement est réalisé sur une colonne ballastée ;le dispositif de mise en charge est constitué par un vérin hydraulique double effet, dont la force et les déplacements doivent être compatibles avec la charge finale de l'essai et l'enfoncement maximal. Il est intercalé entre le système de réaction et une plaque de répartition de 80cm de diamètre environ, comme le montre la figure (V.3).

Avant d'effectuer le chargement, Keller réalise un préchargement avec un lit de sable entre la plaque et la tête de colonne, afin de garantir une parfaite répartition des contraintes (Figure V.3).

Le système de réaction peut être, soit un système d'ancrage, soit un massif poids. Dans le cas de NAFTAL, la foreuse servant à la réalisation des colonnes ballastées a fait office de système de réaction.

Les tassements sont mesurés en quatre points de la plaque à l'aide de comparateurs (indicateurs de précision au 100ème de millimètre) (figure V.3).



Figure V.3. Dispositif de l'essai de chargement.

#### V.5.1.2. Charge appliquée

La charge maximale à appliquer serait égale à 150% de la charge de service  $Q_s$ , conformément aux exigences de DTU.13.2 ; soit environ 220 KN.

Néanmoins Keller a réalisé l'essai avec une charge égale à la capacité portante d'une colonne isolée ; soit une charge de 20 tonnes à 100%.

#### V.5.1.3. Paliers de chargement

- Ø Préchargement de 0 à  $0.25 Q_a$  maintenu pendant 15 minutes déchargement rapide pour vérifier le bon fonctionnement du système et pour supprimer les défauts de contact entre la plaque et la tête de colonne ;
- Ø Chargement de 0 à  $1.5 Q_a$  par 6 paliers égaux de  $0.25 Q_a$  ;
- Ø Chaque palier est maintenu constant pendant 60 minutes ;
- Ø Pour chaque palier, les lectures des déformations sont faites aux temps suivants :
  - Toutes les minutes entre 1 et 5 minutes ;
  - Toutes les 5 minutes entre 5 et 30 minutes ;
  - Toutes les 15 minutes entre 30 et 60 minutes ;
- Ø Déchargement par paliers de  $0.25 Q_a$ , maintenus pendant 5 minutes avec lectures toutes les minutes.

Les paliers de chargements peuvent être raccourcis à 30 minutes voire moins si l'on obtient rapidement une déformation stabilisée. La déformation est dite stabilisée, lorsque la vitesse d'enfoncement n'excède pas 0.02 mm/min.

- Ø Les résultats de prise de mesure qui sont donné dans les tableaux, en Annexe V, nous ont permis de tracer la courbe (contrainte, tassement), illustrée dans la figure (V.4).

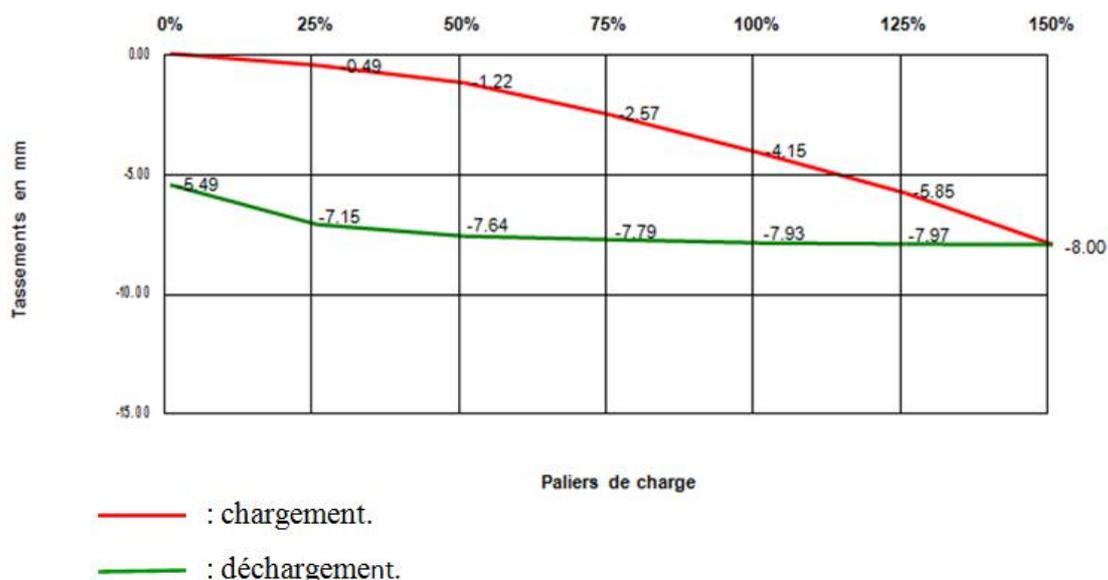


Figure V.4. Courbe des tassements de l'essai chargement (contrainte-tassement) Naftal Bejaia.

On remarque d'après la courbe de la figure (V.4) que les tassements évoluent lentement avec l'évolution de la charge appliquée. à 75% on a obtenu un tassement qui est égale presque à  $\frac{1}{4}$  du tassement maximale (8mm) obtenu à 150% de chargement, et  $\frac{1}{2}$  du tassement max (4,15mm) lorsqu' on a chargé la colonne à 100% de la charge de service  $Q_s$ . L'information qualitative qu'on peut tirer de cet essai, est que le comportement de la colonne ballastée reste dans le domaine élastoplastique, une certaine réversibilité de la déformation d'environ 32% est mise en évidence avec un tassement résiduel de 5,49 mm. En cas particulière du DTU 13-2, cet essai est concluant du fait que la colonne ballastée réalisée n'est pas rentrée en plasticité.

### V.5.2. Essais au pénétromètre dynamique

Quatre essais pénétrométriques dynamique ont été effectués par le LHCEst le 06 juin 2010, deux dans le grand bâtiment et un, dans chaque bâtiment, afin de contrôler l'uniformité et la continuité de la colonne. Mais on a que, les résultats des trois essais effectués.

Pour le PDL, les résistances minimales en tous point de l'axe de la colonne ballastées à partir de 1m de profondeur, est de  $R_d = 15 \text{ MPa}$  (DTU 13.2).

Tableau V.24. Résultat du PDL sur les colonnes ballastées.

N° de l'essai	$R_d$ (bars)	Observation
P 01	73- 214,68	Colonne moyennement compactée
P 02	53- 214,68	Colonne moyennement compactée
P 03	20,12- 281,77	Colonne moyennement compactée

On constate que l'uniformité et la continuité des colonnes sont vérifiées. Vu les résistances mesurés.

## V.6. Calcul numérique des colonnes ballastées

Les caractéristiques des semelles ainsi que celle du sol et de la colonne sont représentées dans le tableau (V.25).

Tableau V.25. Données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées.

Couche	Profondeur (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E''$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\gamma''$ (°)
Semelle filante de 1.6m de large	0.0-1.0	25.0	$3.2 \cdot 10^4$	0.25	-	-	-
Semelle filante de 1.15m de large	0.0-1.2	25.0	$3.2 \cdot 10^4$	0.25	-	-	-
Semelle filante de 1m de large	0.0-1.0	25.0	$3.2 \cdot 10^4$	0.25	-	-	-
Sable argileux	0.0-1.0	18.0	2.4	0.30	2.0	29	-
	1.0-2.0	10.0	4.8	0.30	0.0	31	-
	2.0-3.0	10.0	10.8	0.30	0.0	32	-
	3.0-4.0	10.0	9.0	0.30	0.0	30	-
	4.0-5.0	10.0	4.2	0.30	2.0	29	-
	5.0-6.0	10.0	10.8	0.30	0.0	33	-
Colonne ballastée	0.0-6.0	20.0	100	0.33	0	38	8

### V.6.1. Présentation du modèle

#### V.6.1.1. Semelle filante de 1.6m de large

L'analyse a été effectuée par la méthode des différences finis avec le code de calcul FLAC, en déformations planes (2D), en appliquant une pression sur la face de la semelle de 100KPa. La figure (V.5) décrit le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites.

La base du maillage correspond au substratum avec l'hypothèse de l'indéformabilité de la couche de marne, les déplacements verticaux à la base du modèle ainsi que les déplacements horizontaux le long des deux frontières du modèle, sont considérés comme nuls.

La gravité est fixée à 9,81.

Le comportement du sol et celui du matériau constituant la colonne est représenté par le modèle de Mohr Coulomb. Ce choix, est justifié pour maitre en œuvre un modèle simple, ainsi par rapport à la nature pulvérulente du ballast. Les contraintes initiales ont été prises en compte, tout en considérant la présence de la nappe d'eau à 2m de profondeur.

L'entraxe des colonnes de la semelle filante de 1,6m de large est de 2,3m, disposées sur une seule rangée. Comme le montre l'annexe II.

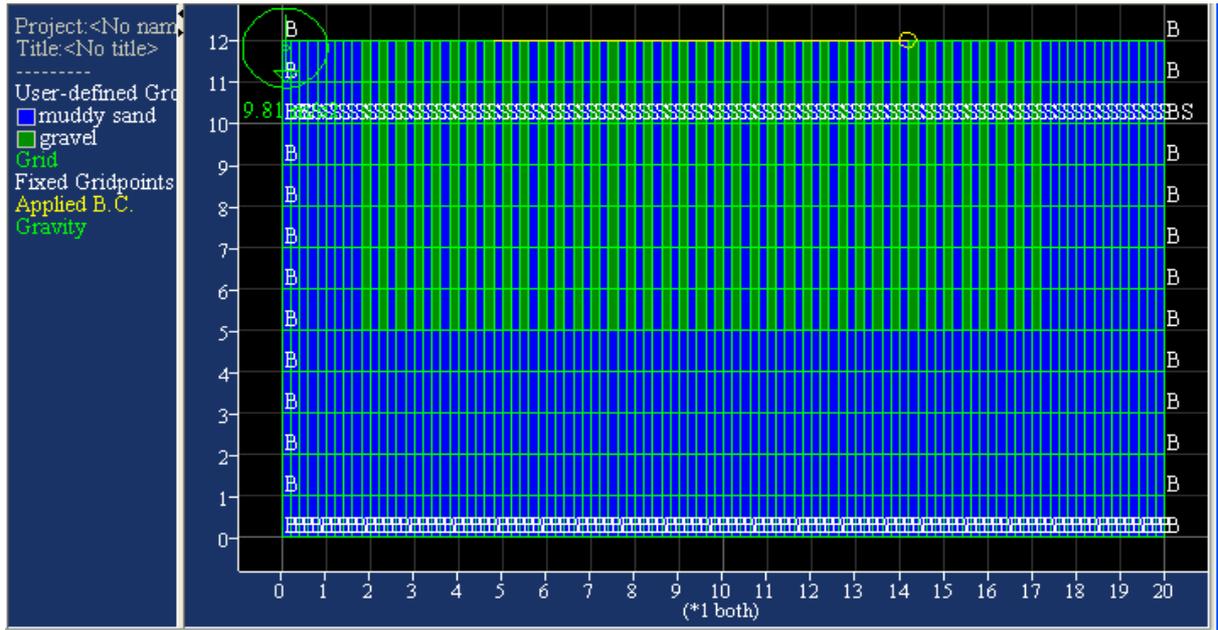


Figure V.5. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites).

La figure (VI.6) montre les valeurs des tassements (déplacements verticaux), enregistrées sous une contrainte effective à l'ELS de  $\sigma = 63.83 \text{ KN/m}^2$ . Et le tassement maximal enregistré, est de 1.75cm, localisé au centre de la semelle filante. Ce tassement est admissible.

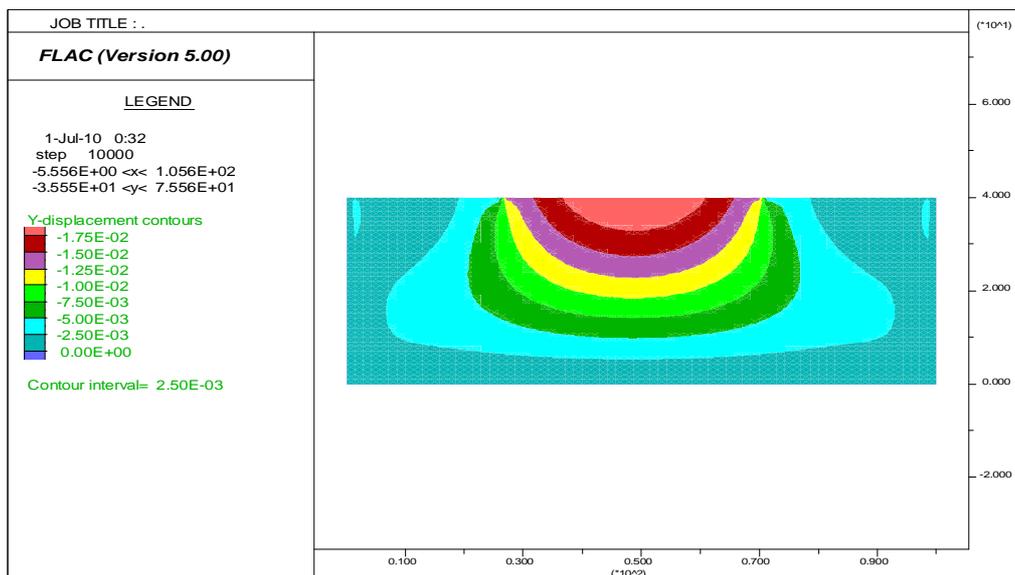


Figure V.6. Les valeurs du tassement verticale sous  $s=63.83 \text{ KN/m}^2$ .

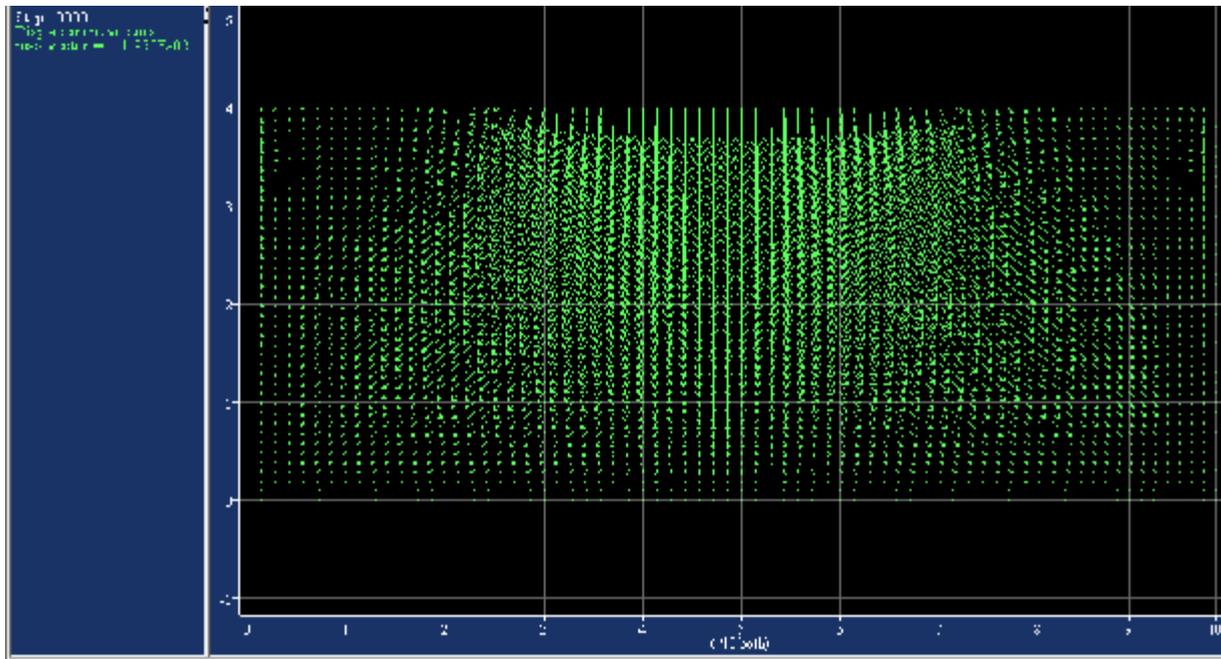


Figure V.7. Présentation des vecteurs du déplacement verticale.

Cette figure montre très bien, que les tassements sont importants sous la semelle, et un léger soulèvement, cela est justifié par la présence des colonnes ballastées à la périphérie de la semelle filante.

La figure (V.8) montre les déplacements horizontaux sous l'effet du chargement. Le déplacement maximal à la surface, ne dépasse pas 4mm. On remarque une symétrie dans les déplacements.

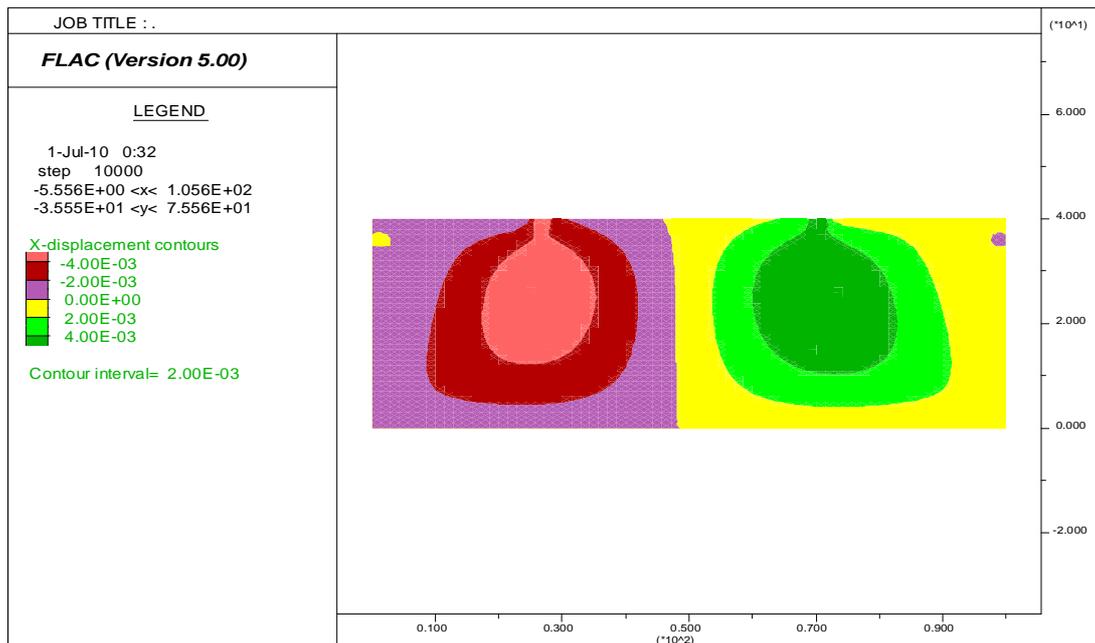


Figure V.8. Les valeurs du tassement horizontale sous  $S=63.83 \text{ KN/m}^2$ .

### V.6.1.2. Semelle filante de 1.15m de large

L'analyse a été effectuée par la méthode des différences finies avec le code de calcul FLAC, en déformations planes (2D). On applique une pression sur la face de la semelle de 150KPa. La figure (V.9) décrit le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites.

La base du maillage correspond au substratum avec l'hypothèse de l'indéformabilité de la couche de marne, les déplacements verticaux à la base du modèle ainsi que les déplacements horizontaux le long des deux frontières du modèle, sont considérés comme nuls. La gravité est fixée à 9,81.

Le comportement du sol et celui du matériau constituant la colonne est représenté par le modèle de Mohr Coulomb. Ce choix, est justifié pour maitre en œuvre un modèle simple, ainsi par rapport à la nature pulvérulente du ballast. Les contraintes initiales ont été prises tout en considérant la présence de la nappe d'eau à 2m de profondeur.

L'entraxe des colonnes de la semelle de 1,15m de large qui sont disposées sur une seule rangée, est de 2,43m. Et l'entraxe des colonnes disposées sur deux rangées est de 1,15m.

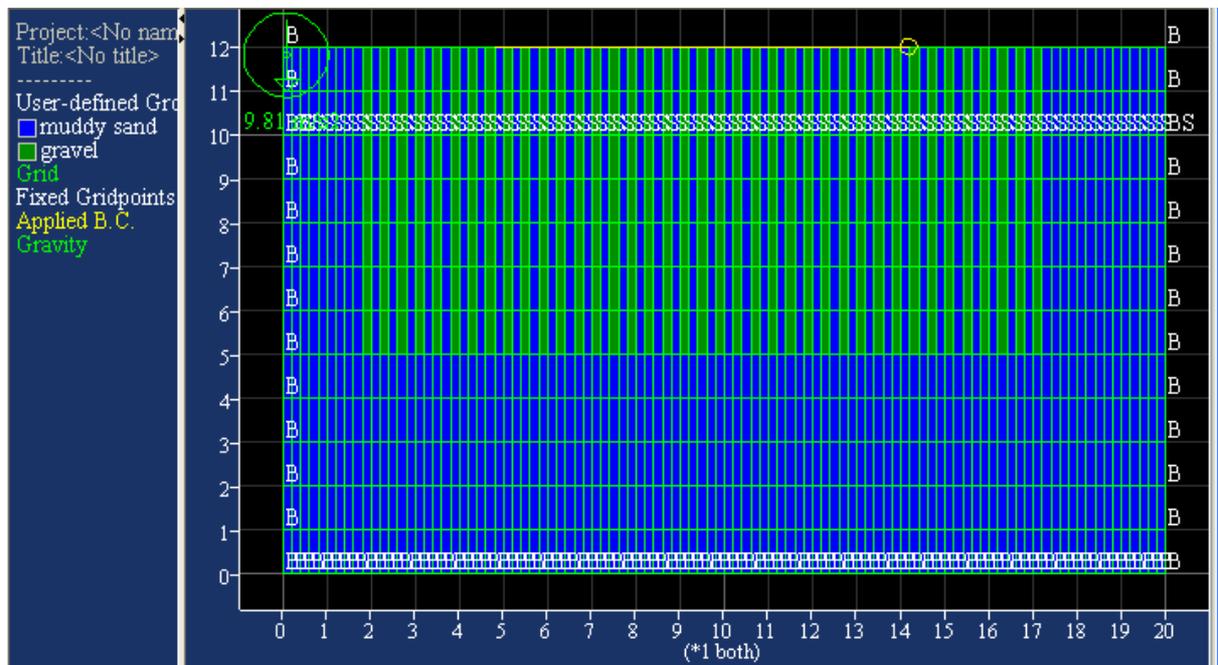


Figure V.9. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites).

La figure (V.10) montre les valeurs des tassements (déplacements verticaux), enregistrées sous une contrainte effective à l'ELS de  $\sigma = 143.47 \text{ KN/m}^2$ . Le tassement maximal est de 2.5cm, localisé au centre De la semelle. Ce tassement est admissible.

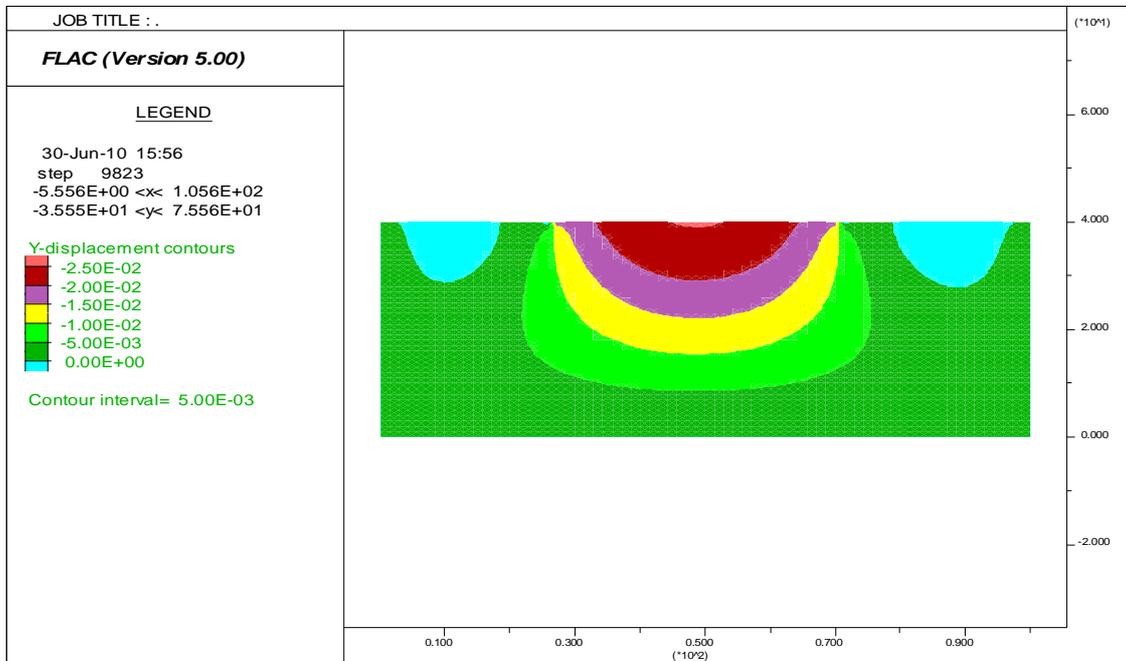


Figure V.10. Les valeurs du tassement verticale sous  $s=143.47 \text{ KN/m}^2$ .

La figure (V.11) montre les déplacements horizontaux sous l'effet du chargement. Le déplacement à la surface ne dépasse pas 7,5mm.

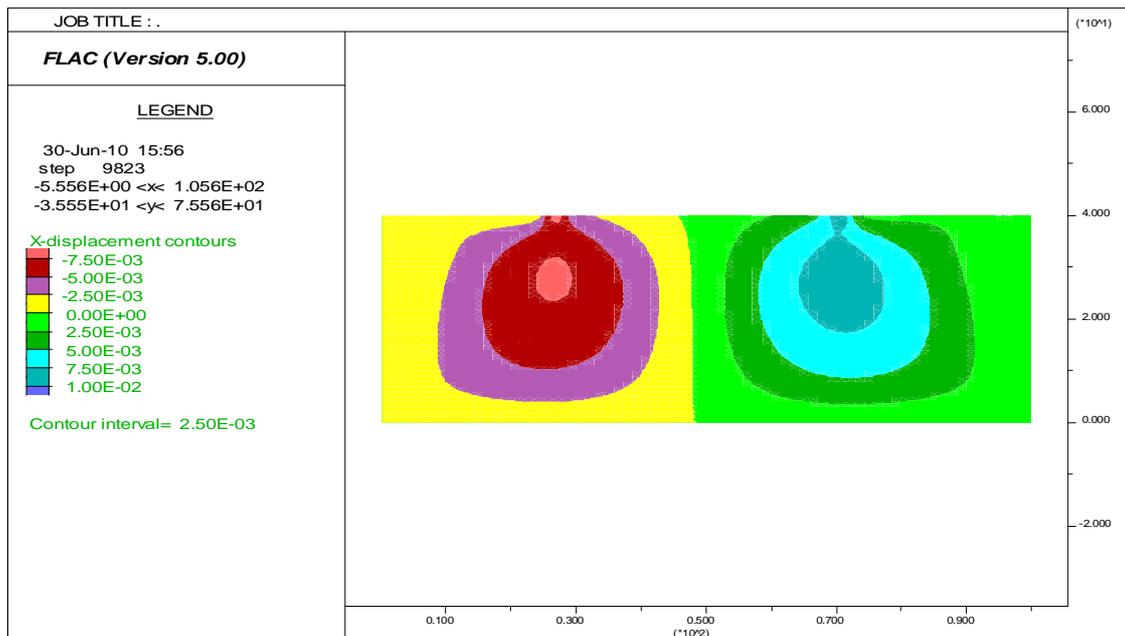


Figure V.11. Les valeurs du tassement horizontale sous  $s=143.47 \text{ KN/m}^2$ .

**V.6.1.3. Semelle filante de 1.0m de large**

L'analyse a été effectuée par la méthode des différences finis avec le code de calcul FLAC, en déformations planes (2D). On applique une pression sur la fesse de la semelle de 100KPa. La figure (V.12) décrit le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites.

La base du maillage correspond au substratum avec l'hypothèse de l'indéformabilité de la couche de marne, les déplacements verticaux à la base du modèle ainsi que les déplacements horizontaux le long des deux frontières du modèle, sont considérés comme nuls. La gravité est fixée à 9,81.

Le comportement du sol et celui du matériau constituant la colonne, est représenté par le modèle de Mohr Coulomb. Ce choix, est justifié pour maitre en œuvre un modèle simple, ainsi par rapport à la nature pulvérulente du ballast. Les contraintes initiales ont été prises tout en considérant la présence de la nappe d'eau à 2m de profondeur.

L'entraxe des colonnes de la semelle de 1m de large qui sont disposées sur une seule rangée, est de 3,80m. Et l'entraxe des colonnes disposées sur deux rangées est de 1,90m.

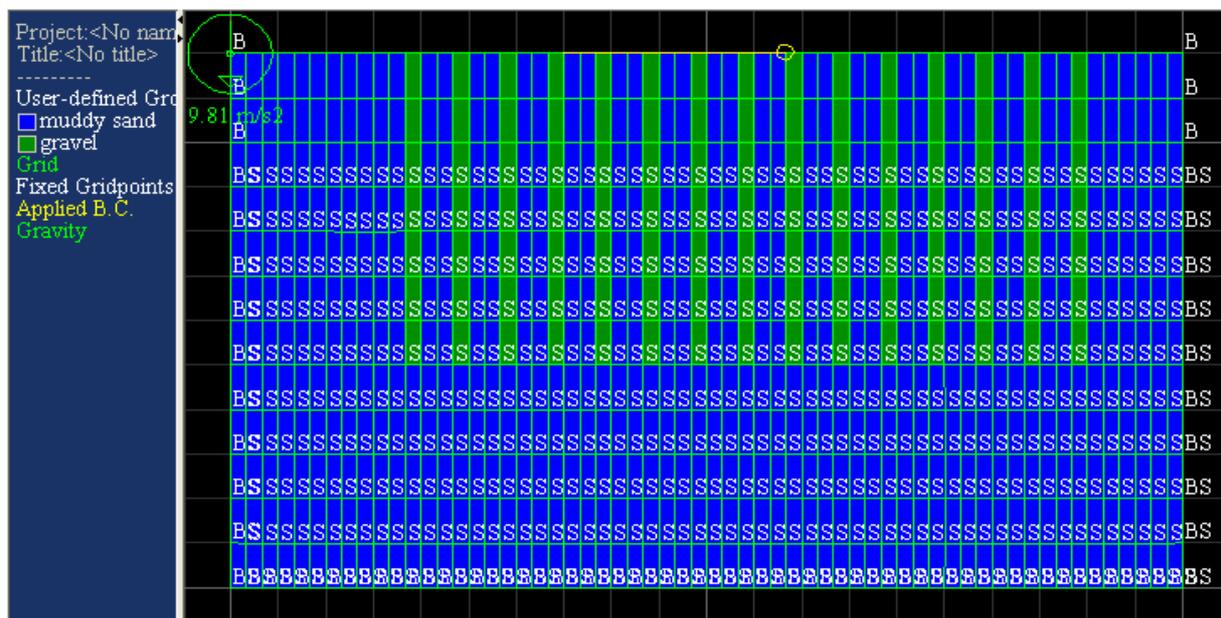


Figure V.12. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites).

La figure (V.13) montre les valeurs des tassements (déplacements verticaux), enregistrées sous une contrainte effective à l'ELS de  $\sigma = 112.5 \text{ KN/m}^2$ . Et le tassement maximal est de 3cm, localisé au centre du radier. Ce tassement est admissible.

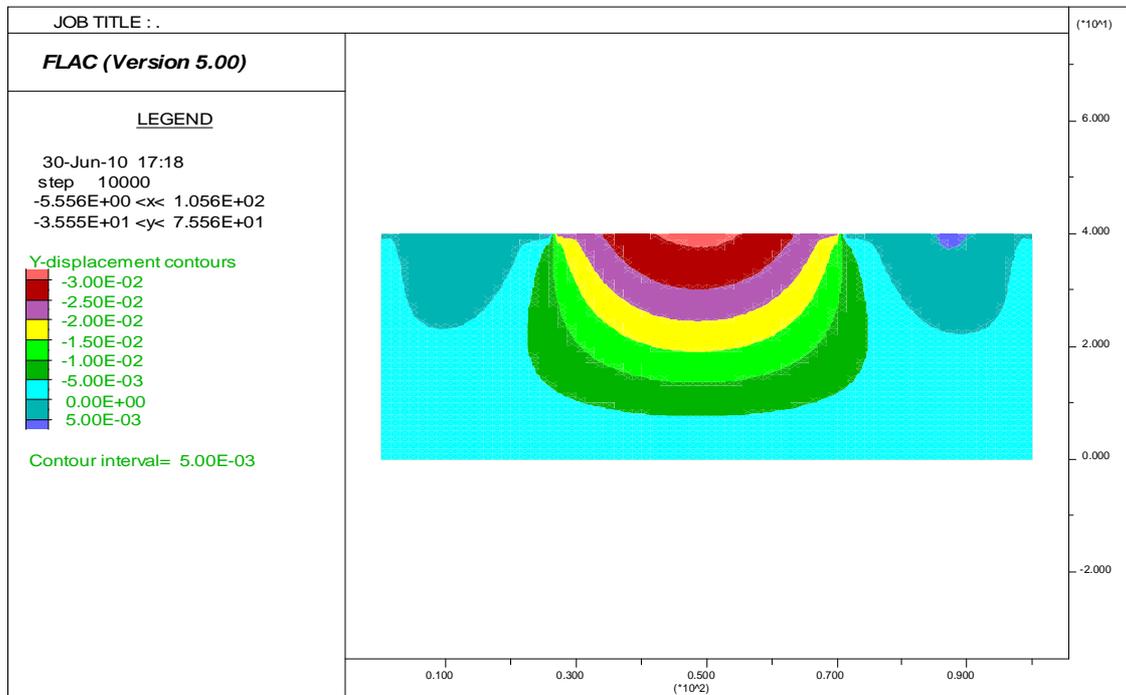


Figure V.13. Les valeurs du tassement verticale sous  $S=112.5 \text{ KN/m}^2$ .

La figure (V.14) montre très bien, que les tassements sont importants sous la semelle, et un léger soulèvement, cela est justifié par la présence des colonnes ballastées à la périphérie de la semelle filante.

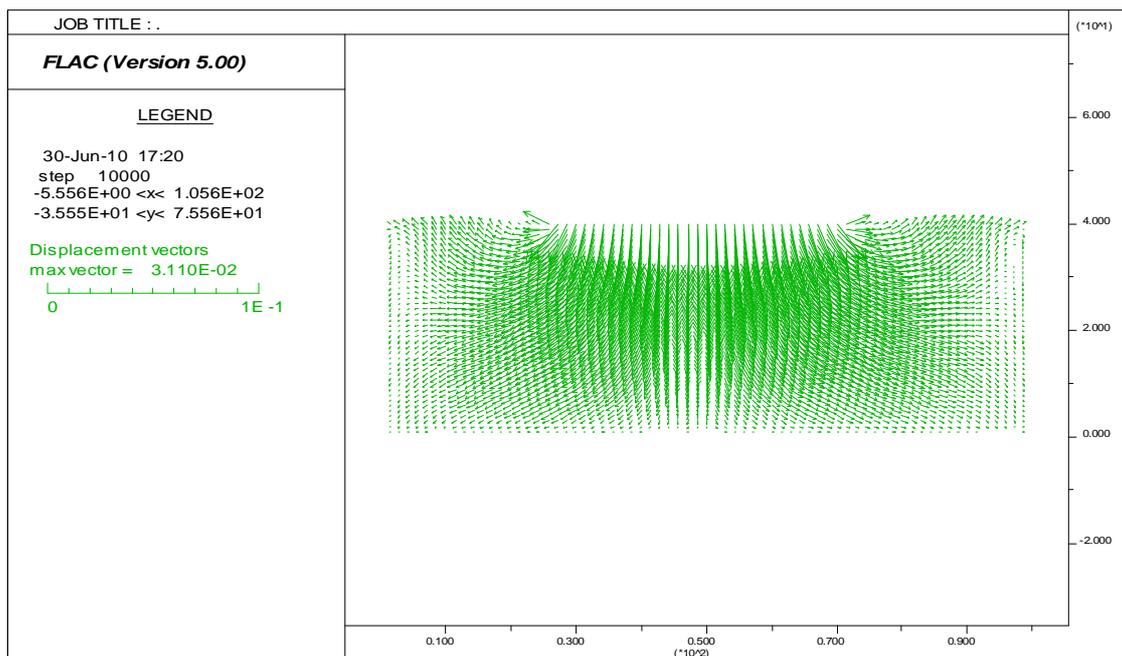


Figure V.14. Présentation des vecteurs du déplacement verticale.

La figure (V.15) montre les déplacements horizontaux sous l'effet de chargement. Le déplacement à la surface ne dépasse pas 1cm.

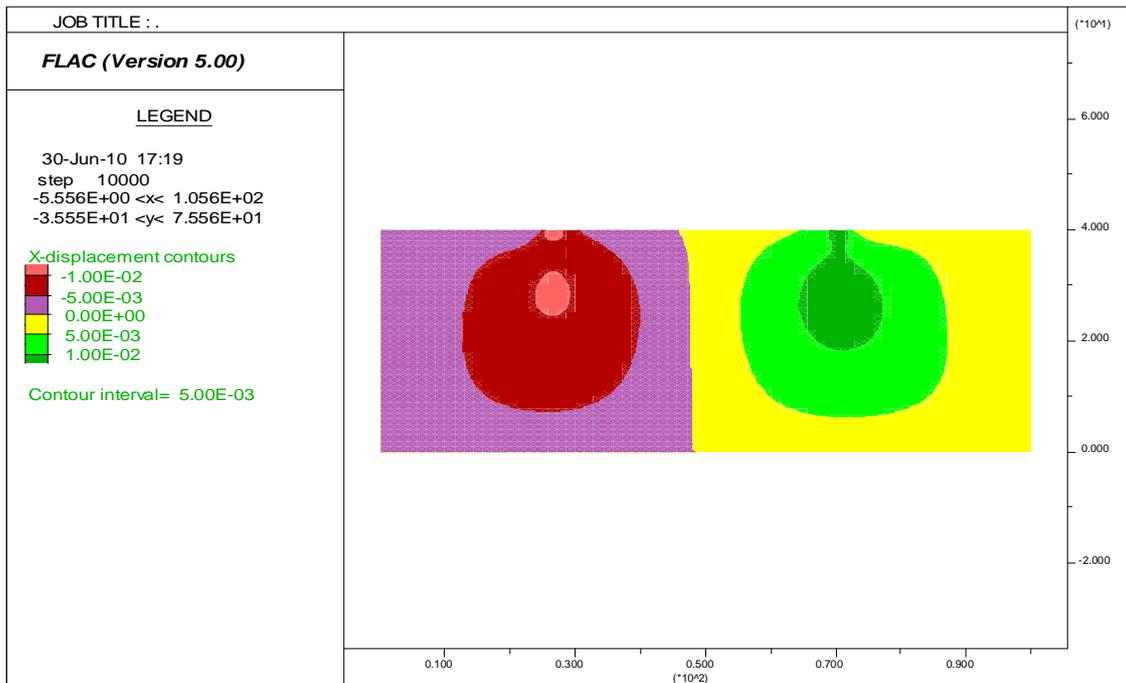


Figure V.15. Les valeurs du tassement horizontale sous  $S=112.5 \text{ KN/m}^2$ .

### V.7. Conclusion

La synthèse des résultats de l'étude du site destiné à recevoir le bâtiment polyvalent, le hall de remplissage et les vestiaires sanitaires, montre que le sol en place, est constitué de dépôts d'origine alluvionnaires appartenant à la zone portuaire (plaine) de Bejaia, d'après les résultats des sondages carottés réalisés sur le site, et ces dépôts sont représentés par des sables fins vaseux lâches.

Les résultats du laboratoire (chimiques), indiquent une agressivité nulle du sol et ce dernier ne contient pas de matières organiques. Le niveau de la nappe est localisé à 2m de profondeur.

Le tassement important et la faible portance des couches rencontrées au niveau du centre enfûteur, nous conduit à écarter le principe de fondations superficielles, et de passer au système de fondations profondes ou bien de procéder au renforcement de sol. Le choix du procédé des colonnes ballastées, est justifié par la nature liquéfiable du sol en place. Ainsi, par la rapidité d'exécution du procédé, la disponibilité du matériau de substitution (gravier) au niveau local à des prix attractifs et le coût de réalisation qui est le plus économique en comparaison aux fondations profondes par pieux.

D'après l'étude numérique, avec le logiciel FLAC sur l'évolution des tassements du bâtiment polyvalent, le hall de remplissage et les vestiaires sanitaires, on remarque que les tassements sont admissibles de l'ordre de 1,75cm, 2,5cm et 3cm respectivement sous les semelles filantes (1,6m, 1,15m et 1m). Le tassement est plus important pour la semelle filante de 1m de large, cela est justifié par rapport à la distance (entraxe) entre les colonnes ballastées qui est de l'ordre de 3,8m.

Comparant avec les résultats des tassements donnés par les méthodes analytiques qui sont de l'ordre de 1.8cm, 2.6cm, 3.7cm et 3.8cm respectivement sous les semelles (1,4m, 1,6m, 1,15m et 1m) par la méthode de Priebe, et de l'ordre de 0.6cm, 0.8cm, 1.7cm et 1.3cm par la méthode d'homogénéisation.

La méthode de PRIEB donne un tassement plus grand que celui de la méthode d'homogénéisation simplifiée pour les quatre semelles.

# ANNEXE

<b>ANNEXE I</b>	<b>COLONNES BALLASTÉES EN ZONE SISMIQUE</b>
<b>ANNEXE II</b>	<b>LES PLANS DE MASSE CENTRE ENFUTEUR NAFTAL BEJAIA</b>
<b>ANNEXE III</b>	<b>PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE</b>
<b>ANNEXE IV</b>	<b>PRESSIOMÈTRE MÉNARD</b>
<b>ANNEXE V</b>	<b>ESSAI DE CHARGEMENT</b>
<b>ANNEXE VI</b>	<b>LA PROCÉDURE DE LA MODÉLISATION PAR FLAC</b>

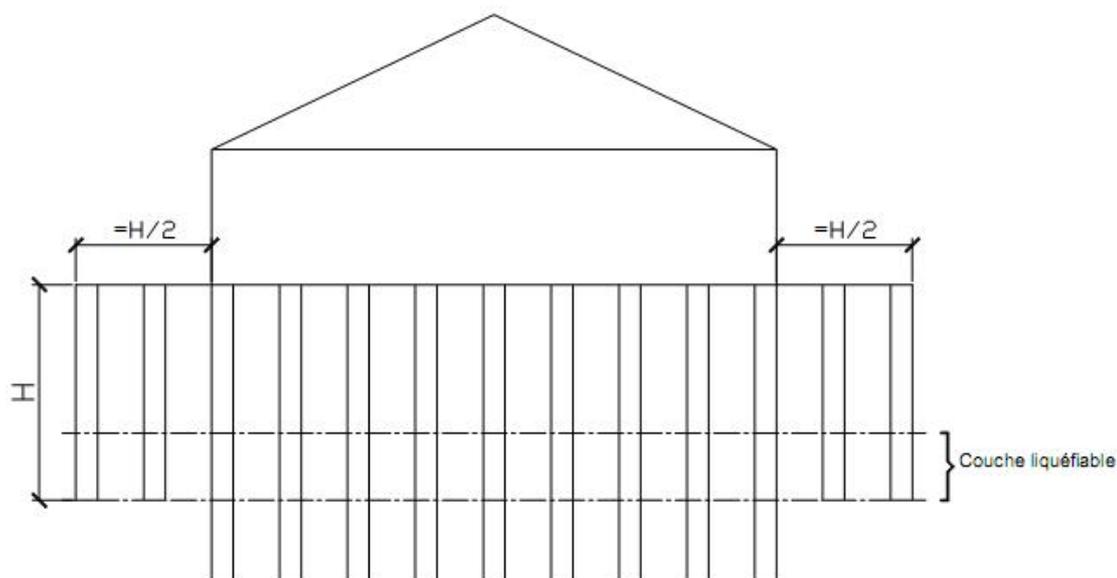
## 1. Dispositions constructives

Des dispositions particulières doivent alors être retenues vis-à-vis du maillage et du matelas quand le géotechnicien a identifié [Doc. COPREC]:

- des couches liquéfiables dont il faut diminuer le potentiel de liquéfaction par resserrement et densification du sol en place,
- des sols fins présentant un risque de baisse des caractéristiques mécaniques.

On tire les conclusions suivantes des retours d'expérience d'ouvrages spécifiques (bacs de stockage, réservoirs pour station d'épuration) fondés sur un maillage régulier de colonnes ballastées ayant subi des séismes de magnitude 6 à 7 et ne présentant pas de désordres dommageables :

- l'augmentation du taux de substitution minimal est adaptée pour obtenir l'amélioration, d'une part, de la densité relative requise pour la prévention du risque de liquéfaction et, d'autre part, de la résistance au cisaillement,
- le débord de traitement est d'une rangée au minimum avec un nombre de rangées tel qu'il y a des colonnes sur une largeur de débord égale à la moitié de la profondeur de la base de la couche sensible au séisme,



L'épaisseur du matelas de répartition granulaire est au minimum égale à 60 cm entre sous-face des radiers ou dallages et têtes de colonnes, pour faciliter la dissipation des pressions interstitielles.

Ces principes généraux doivent être adaptés au cas par cas moyennant justification pour tenir compte :

- de la magnitude et/ou du zonage sismique,
- des caractéristiques géotechniques particulières,

- de la profondeur,
- du niveau du potentiel de liquéfaction,
- du type d'ouvrage et du mode de fondation.

## 2. Dimensionnement

### 2.1 Critères de dimensionnement

Il faut calculer, en plus des cas « normaux » :

- la baisse du potentiel de liquéfaction pour le ramener à une valeur admissible,
- le comportement des colonnes avec les caractéristiques de sol sous séisme et avec les cas de chargement qu'il génère.

### 2.2. Hypothèses

Le maître d'ouvrage et/ou ses représentants définissent les contraintes d'exploitation de l'ouvrage sous séisme : les sollicitations et les déformations admissibles.

Le géotechnicien doit donner les hypothèses concernant le sol, avec et sans séisme : stratigraphie, nature des sols, hydrologie, caractéristiques rhéologiques et mécaniques de toutes les couches de sol.

Commentaire : il faut en particulier disposer des hypothèses permettant de calculer les déformations sous actions cycliques et sous fortes sollicitations.

Il peut fixer des objectifs d'amélioration.

### 2.3. Contraintes dans les colonnes

L'action du séisme intervient dans les combinaisons ELU sismiques.

La contrainte maximale de calcul  $q_{a\ ELU}$  dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 1,5 sur la contrainte verticale de rupture  $q_r$ .

$$q_{a\ ELU} = q_r / 1,5$$

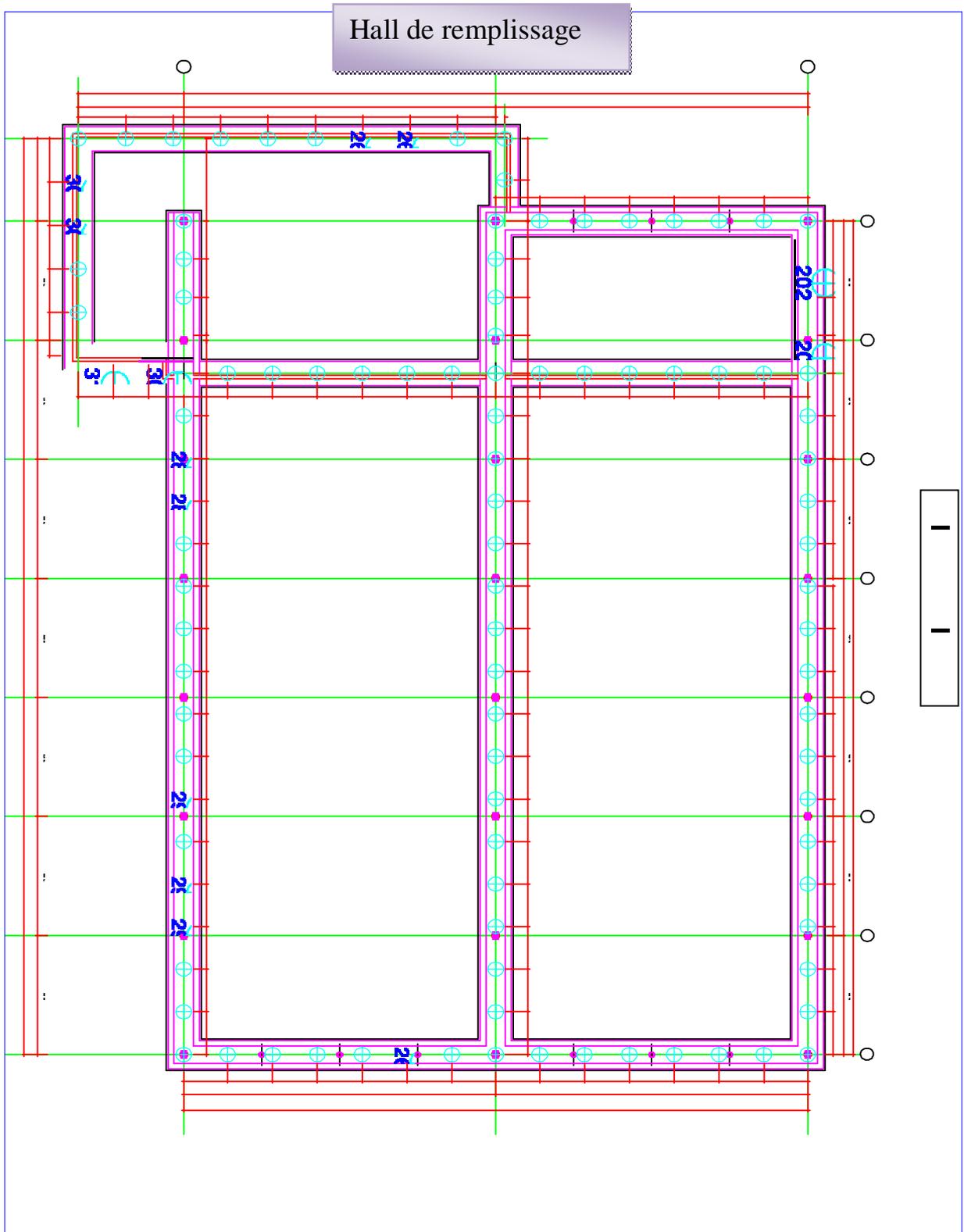
Commentaire : ceci revient à affecter un coefficient de 1,33 à la contrainte admissible ELS évaluée hors conditions de séisme :

$$q_{a\ ELS} = 1,33 q_a$$

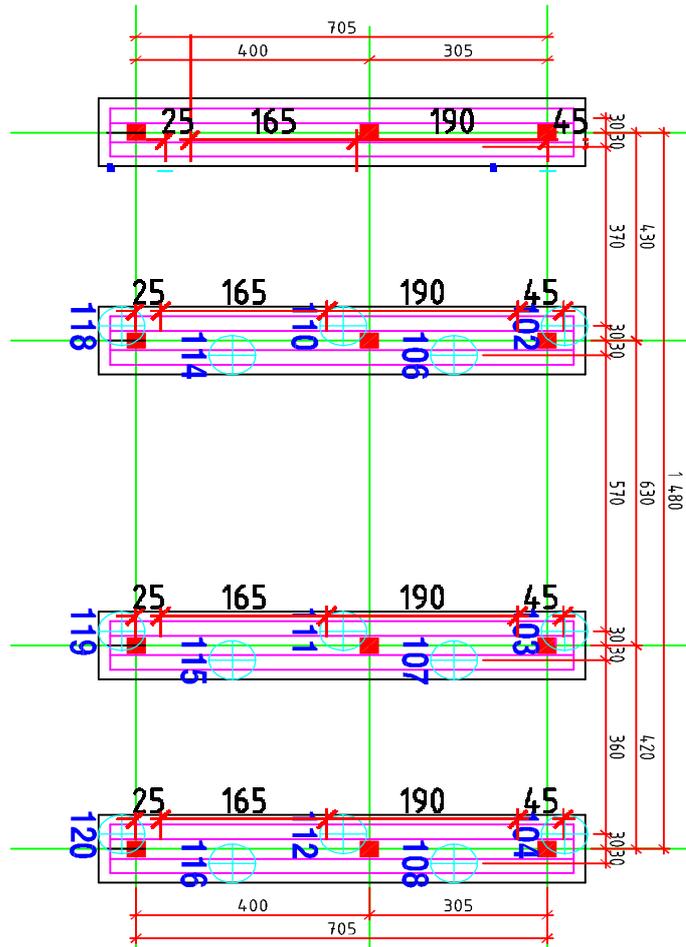
## 3. Contrôles

Il faut vérifier par des essais appropriés que l'amélioration du sol entre les colonnes a été obtenue après réalisation des colonnes.

Commentaires : Il est préférable d'utiliser le même type d'essai avant et après réalisation des colonnes ballastées.

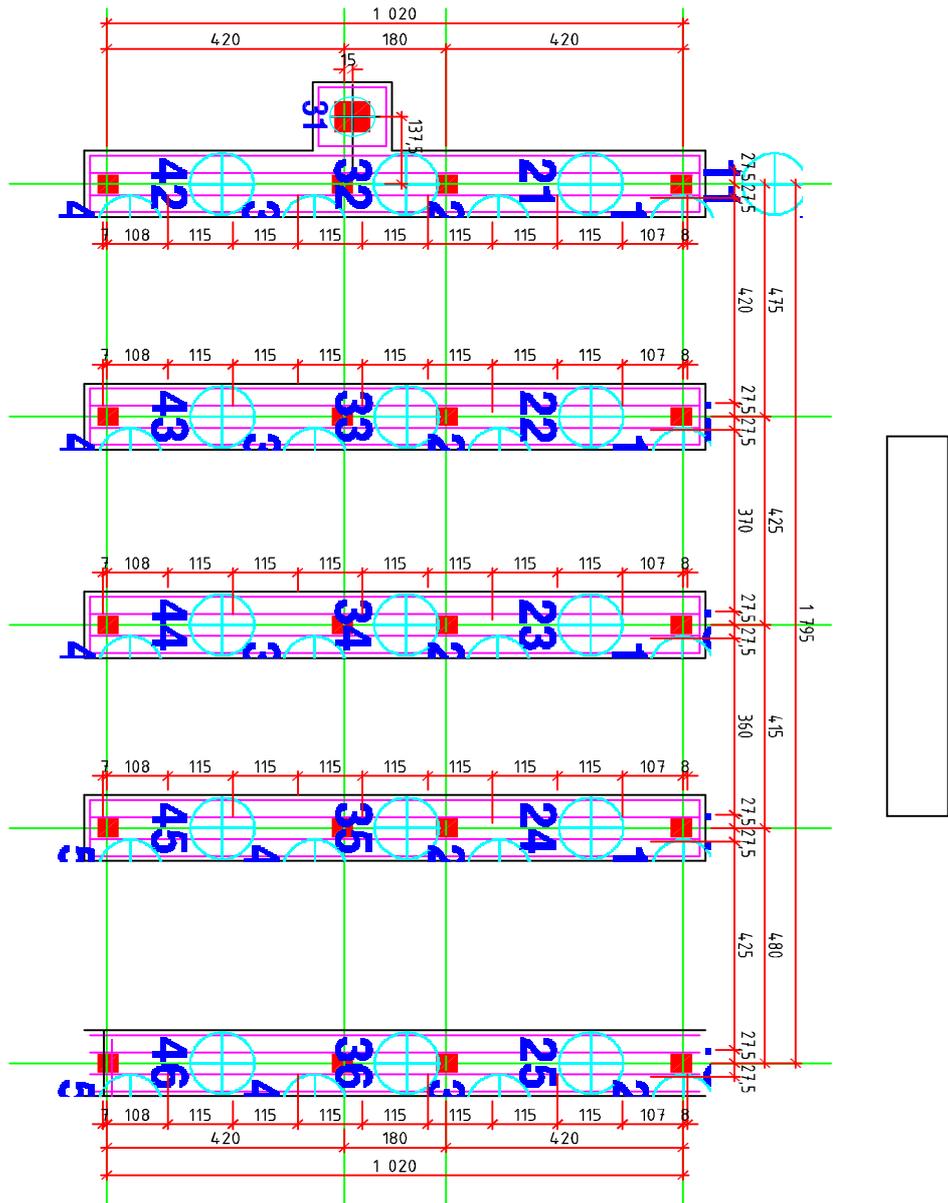


Local des vestiaires sanitaires

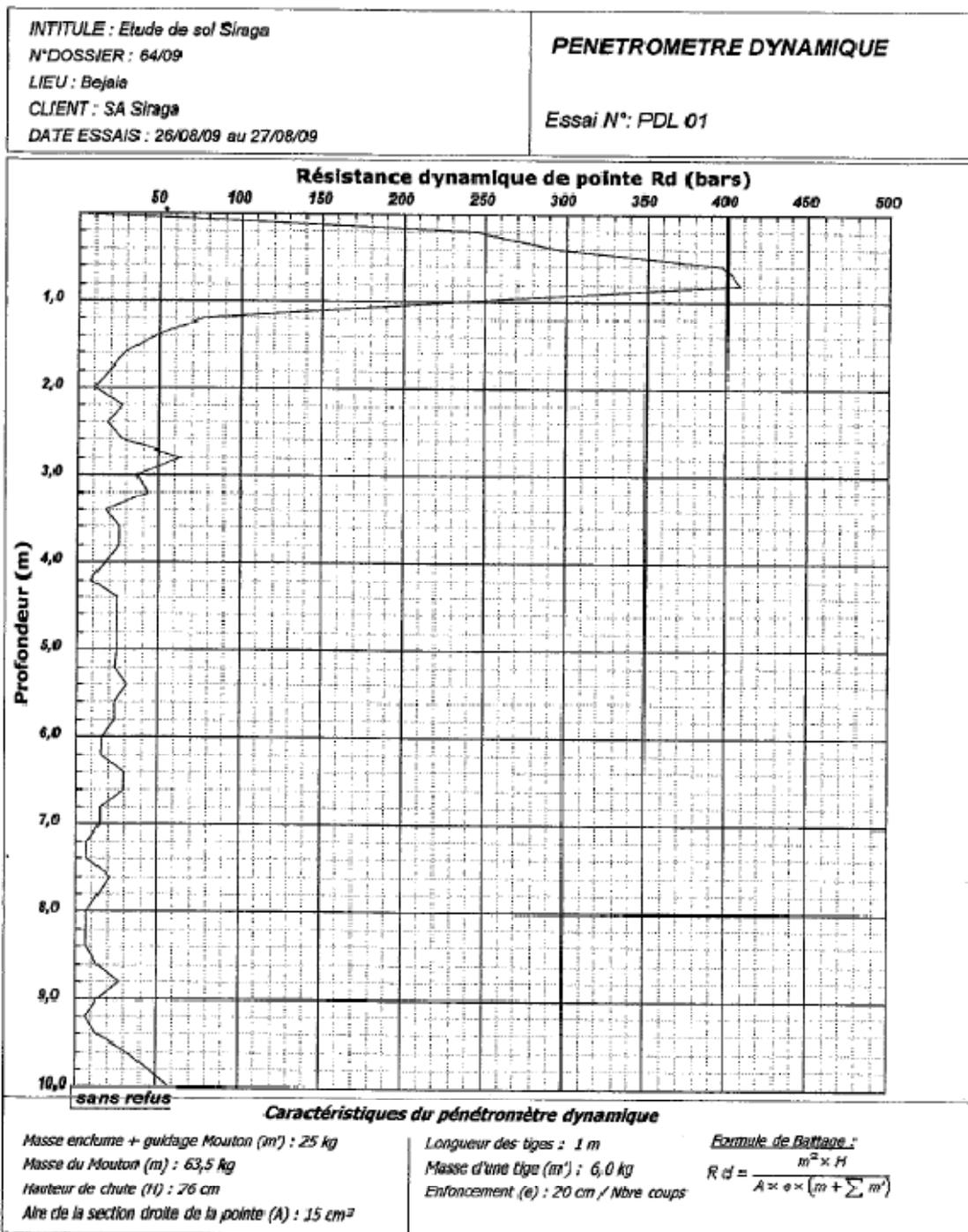


L3 ja et

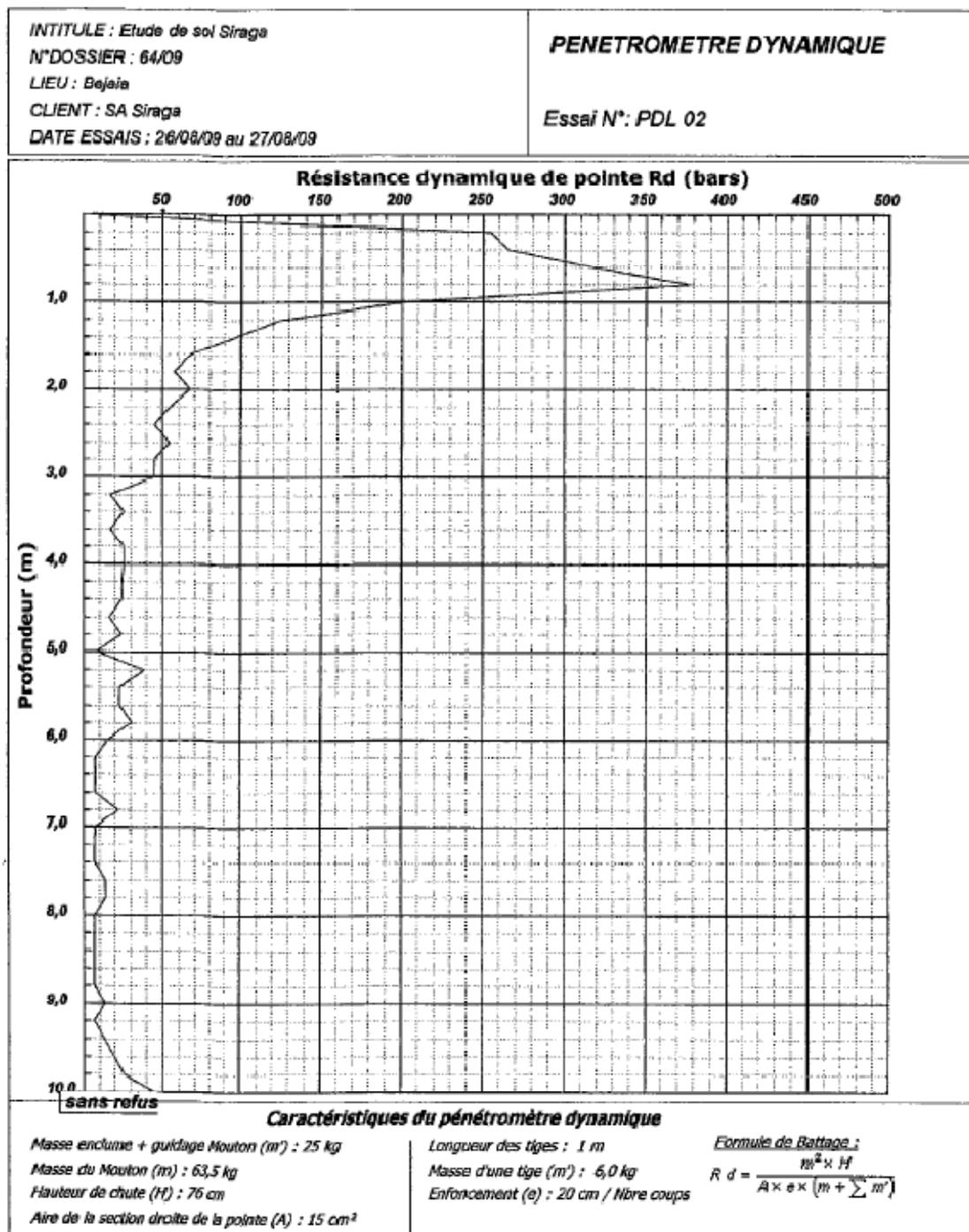
Bâtiment polyvalent



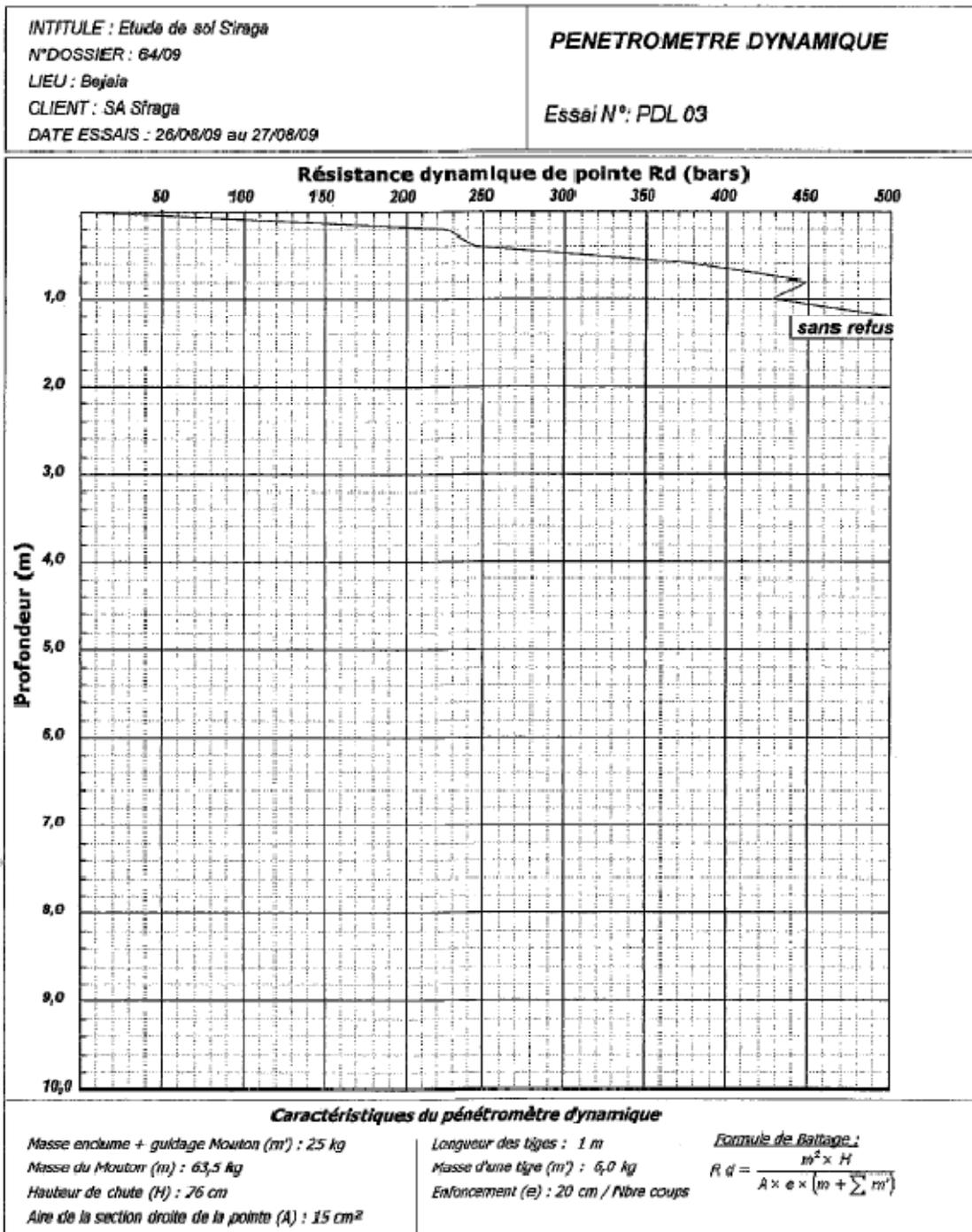
## Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Est - Bejaia



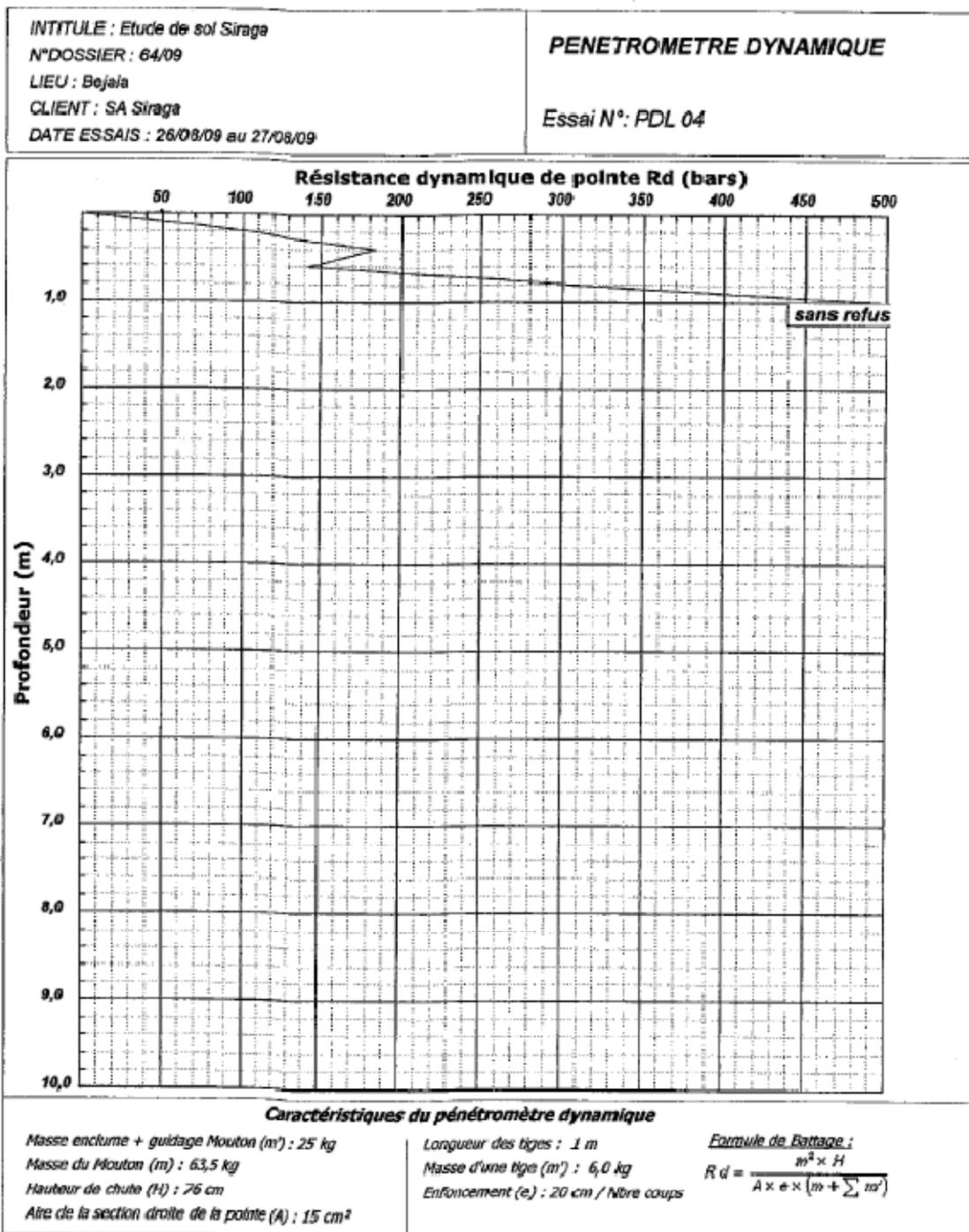
## Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Est - Bejaia



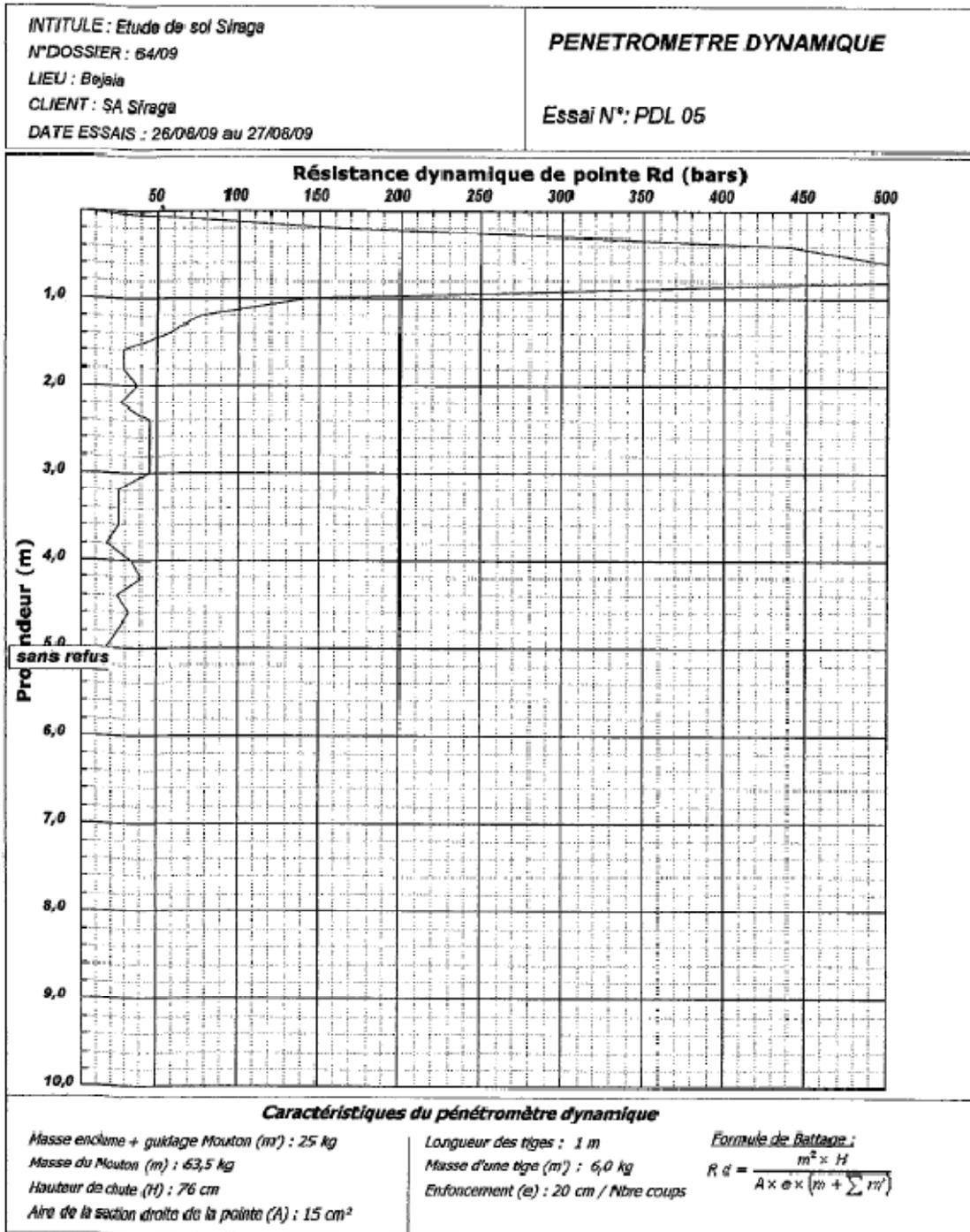
## Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Est - Bejaia



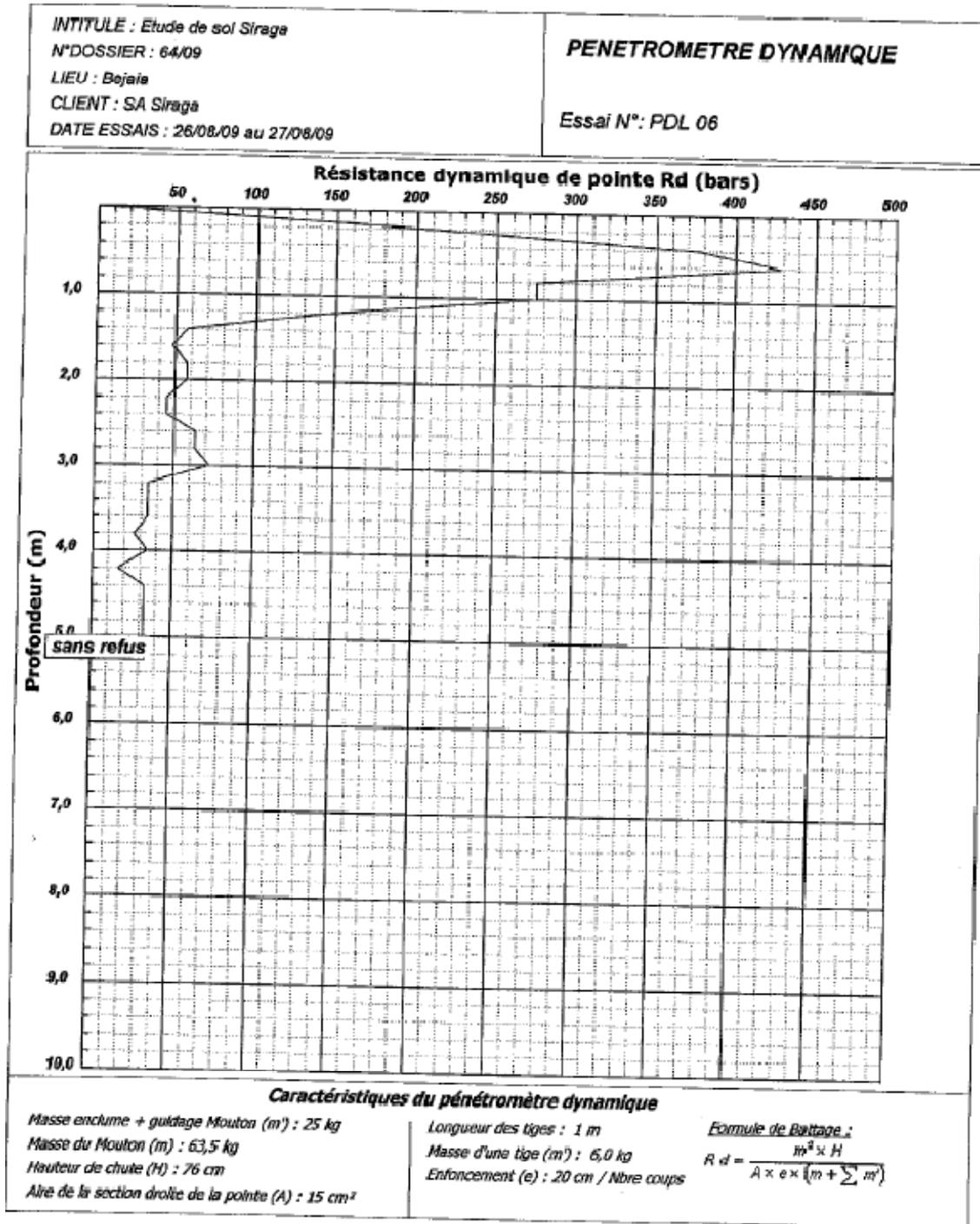
## Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Est - Bejaia



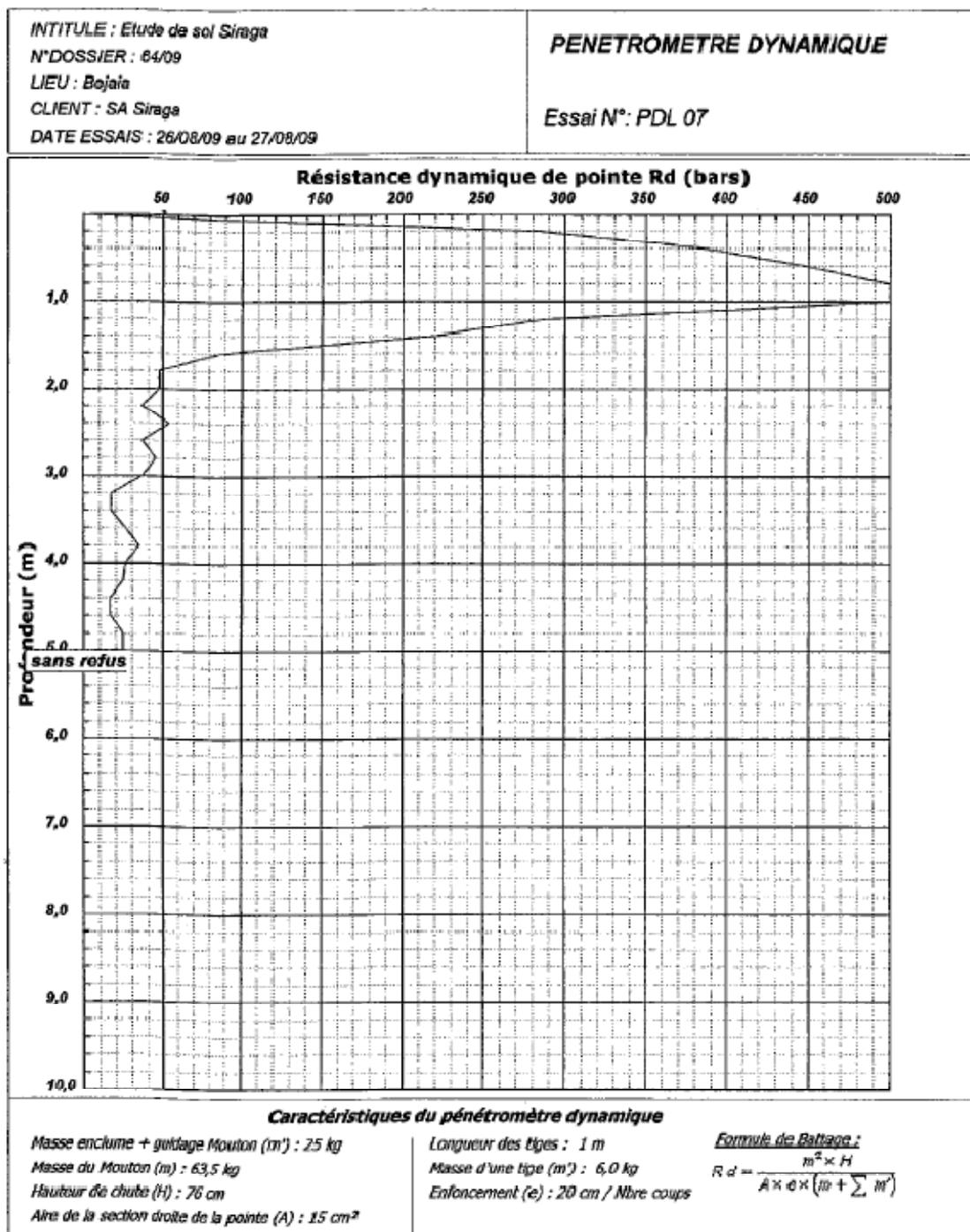
## Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Est - Bejaia



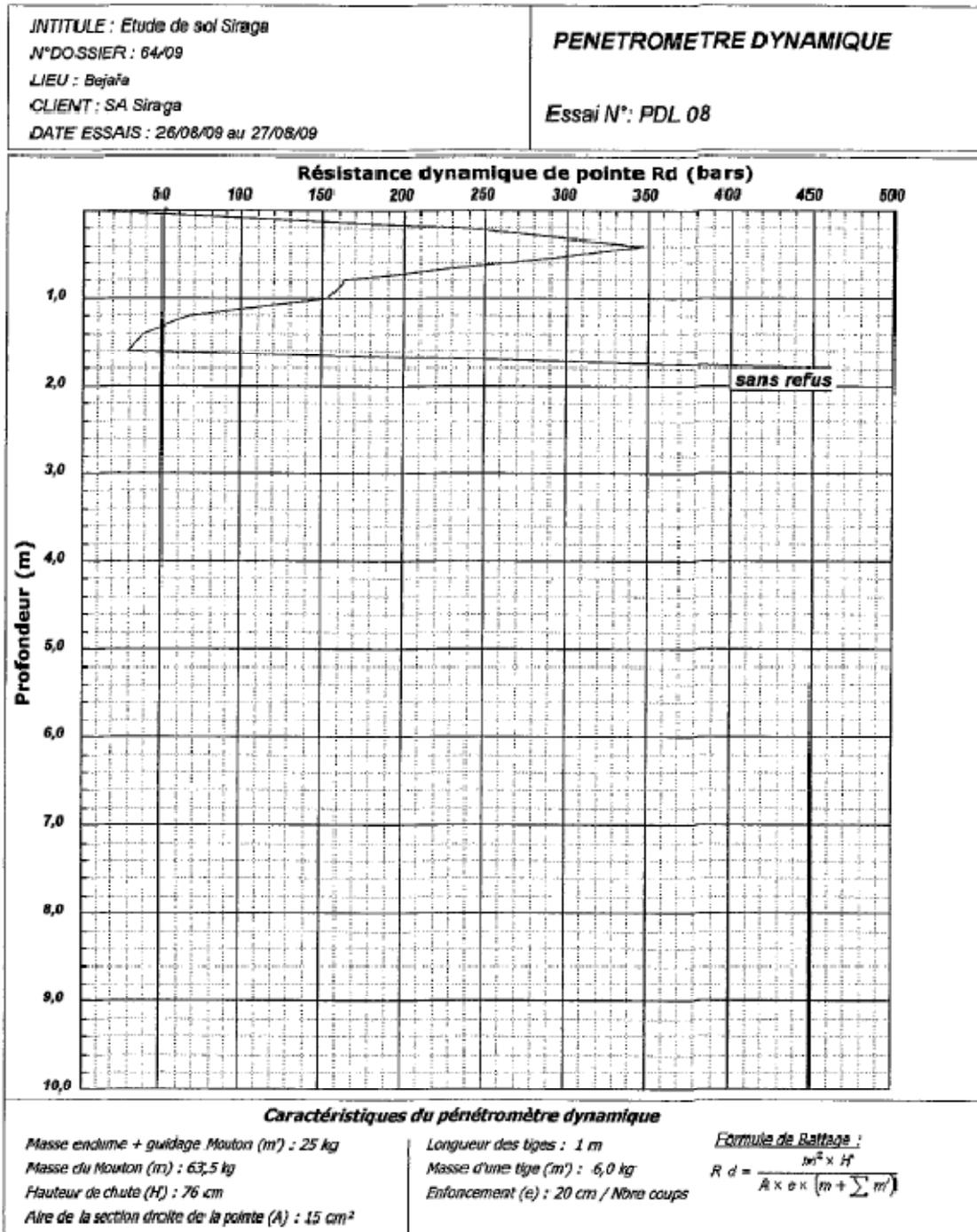
## Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Est - Bejaia



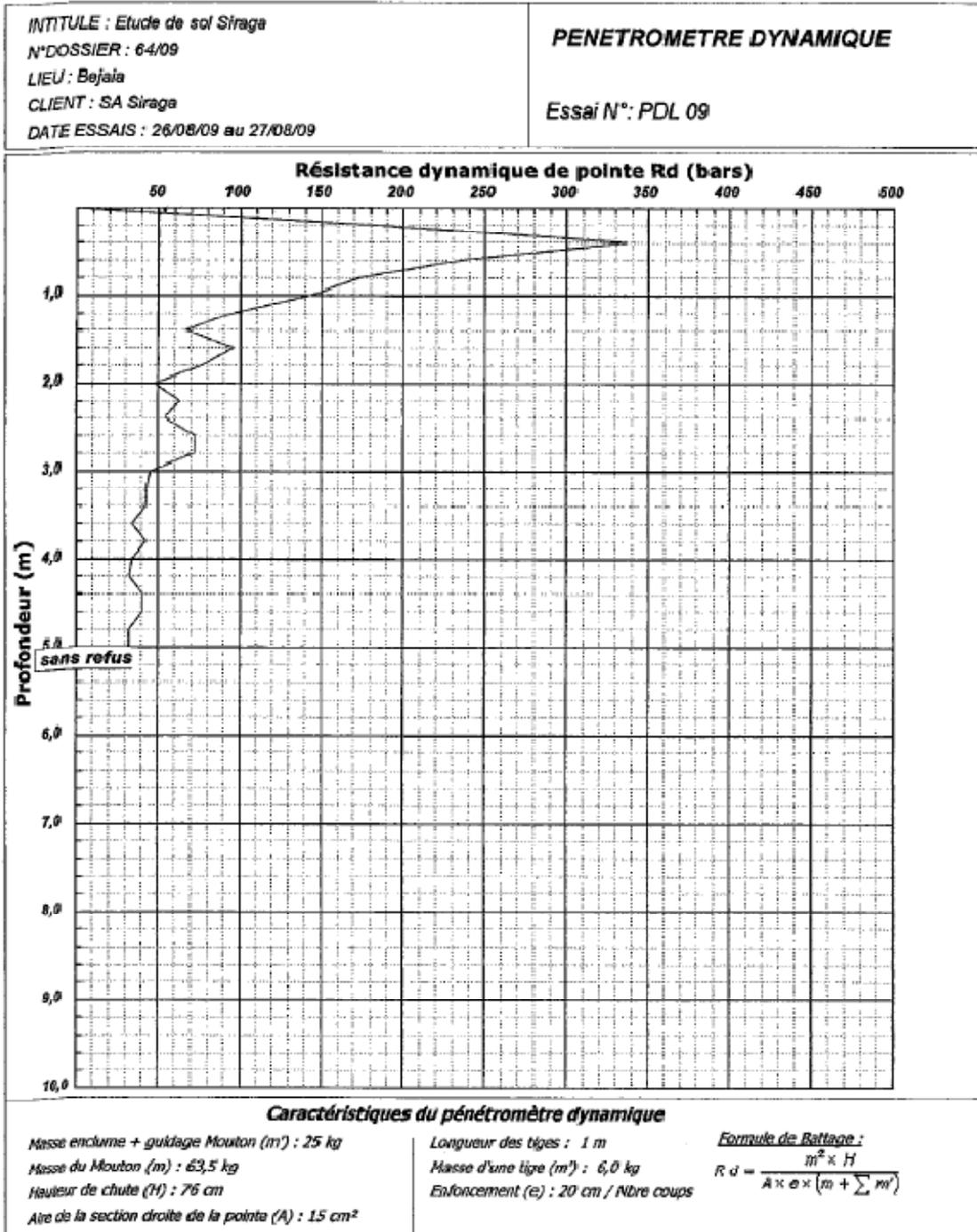
## Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Est - Bejaia



## Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Est - Bejaia



## Laboratoire de l'Habitat et de la Construction Est - Bejaia



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 024 20 61 58 Fax : 024 20 71 98

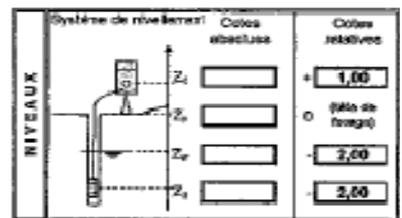
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22478-4 procédure B  
 - DONNEES -

Dossier	04_09
Page	standard
Nom du chantier	ETUDD_SERAGA
Localisation / n° / Plan	
Forage	SF04

CARACTERISTIQUES SONDE	TUBULAIRES ET FLUIDES				ETALONNAGE		
	Référence: 80-gel	Type	Solide X	Liquide	Mélure	Eau	Référence: ETS1091501
Longueur	Colone	amorce		Densité $\gamma_s$	1,00	Pression d'atmosphère $p_a$ (MPa)	
280 mm X	Caoutchouc X	Longueur totale (m)		SAUR	A2000	CALIBRAGE	
570 mm	Structure renforcée	25,85	Qm	Compressibilité $\lambda_p$ (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	0,00018	Référence: CA0290982	
Type	Structure métallique	CARACTERISTIQUES MEMBRANE				Diamètre intérieur du tube $d$ (mm)	55,0
C	Latexes métalliques	Référence du fluide	Coefficient de correction $\alpha$ (m <sup>3</sup> /MPa)				5,345
D X	Tube creux	Etalement $p_0$ (MPa)	Valeur de la sonde $V_0$ (cm <sup>3</sup> )				422,5

Référence de l'essai	ES06100901m
Date et heure	27 sept 05 - 12:50
Unité de contrôle (cm)	MANU
Enregistreur	
Opérateur(s)	L. HAMACHE
Pression différentielle	+0,050
Observations (Temp, etc)	

Palier	DONNEES BRUTES				DONNEES CORRIGÉES en P & V			
	PRESSIONS p (MPa)				VOLUMES V (cm <sup>3</sup> )			
	1 c	15 c	30 c	60 c	1 c	15 s	30 s	60 s
0					35,1	54,1	58,4	0,0
1	0,006	0,000	0,000	0,000	83,2	95,1	99,3	0,042
2	0,017	0,029	0,028	0,025	119,0	115,7	130,3	0,055
3	0,053	0,054	0,054	0,055	147,5	130,5	156,7	0,082
4	0,072	0,078	0,078	0,076	178,2	183,8	187,7	0,078
5	0,096	0,102	0,104	0,104	228,8	243,3	253,2	0,082
6	0,167	0,146	0,153	0,147	318,0	300,0	319,7	0,119
7	0,201	0,208	0,203	0,208	420,5	442,5	456,3	0,127
8	0,246	0,232	0,254	0,253	528,5	516,3	583,3	0,138
9	0,266	0,285	0,270	0,292				
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								



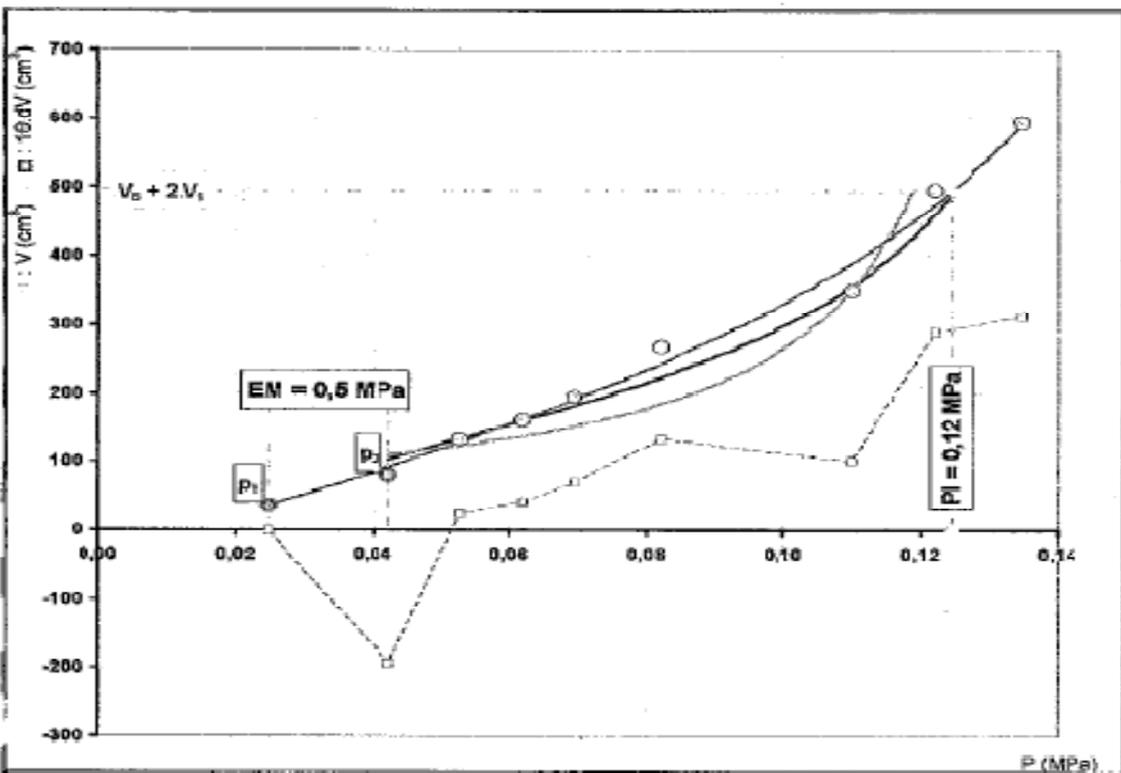
Système de localisation	X =	Y =
Atelier de forage	THC	
Méthode de forage (probation du tube:)		
Outil de forage	type	diamètre (mm)
Niveau pied de forage (m)		
Fluide d'injection		
Passes de forage	(0 - 10) (1 - 10)	0 - 10
Terminés à		

Hauteurs	mètre	m
Temps	seconde	s
Volumes	centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascal	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 024 20 61 58 Fax : 024 20 71 98

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22478-4 procédure B  
 - RESULTATS -

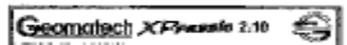
Dossier	04_09
Référence de l'essai	ES06100901m
Nom du chantier	ETUDD_SERAGA
Forage	SF04
Profondeur de l'essai	200



RÉSULTATS CALCULÉS NORMALISÉS	
$\sigma_{h1}$	0,019
$p_1$	0,02
$p_2$	0,04
$p_3$	
$\alpha$	0,12
$p^*$	0,11
$E_{10}$	0,6
$E_{10}/p_1$	42
$E_{10}/p^*$	4,9

PARAMÈTRES DES COURSES AJUSTÉS		
ultra fines (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	A	-1,32E-02
	B	1,91E-02
Cours fines (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	C	1,49E-01
	D	8,36E+04
sables fins (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	A1	-1,89E+02
	A2	2,03E+03
	A3	0,00E+00
	A4	2,80E+01
	A5	-3,00E+01
	A6	1,63E-01
Cours moyennes (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )		1,17E+01

COMMENTAIRES





Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst

UNITE DE BEJAIA  
Téléphone : 034 20 64 58 Fax : 034 20 71 68

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE

Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B

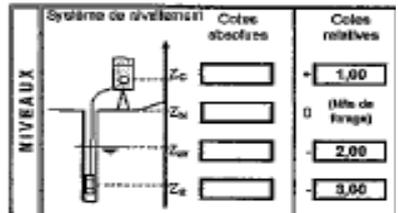
- DONNEES -

Destin	64_09
Pays	standard
Nom du chantier	ETUDE_SERAGA
Localisation / ref. Plan	
Forage	SP04

CARACTERISTIQUES SONDE	TUBULAIRES ET FLUIDES				ETALONNAGE		
	Référence: 99-gc-4	Type	Coaxiale X	Liquide	Hauteur	1,00	Référence: ET2100091
Longueur	Galva	Jointée	Gas	Densité $\rho_{fl}$	1,00	Pression d'étalonnage $p_0$ (MPa)	
240 mm X	Caoutchouc X	Longueur totale (m)		Nature	Azote	2,167	
170 mm	Structure renforcée	25,00		Compressibilité $\beta_{fl}$ (1/m <sup>2</sup> )	0,00018	Référence: CALIBRAGE	
Type	Structure adhésive	CARACTERISTIQUES MEMBRANE				Diamètre intérieur du tube $\phi_i$ (mm)	65,0
E	Laminés métalliques	Référence fournisseur				Coefficient de calibrage $\alpha$ (m <sup>2</sup> /MPa)	2,010
Ø X	Tube ténu	Étalonnage $p_0$ (MPa)	0,044			Volume de la sonde $V_0$ (cm <sup>3</sup> )	422,6

Référence de l'essai	ES27030502
Date et heure	27 sept 09 - 12:28
Unité de contrôle (p/P)	-G209E-
Enregistreur	AG12
Opérateur(s)	L_HAMMACHE
Pression différentielle	-0,080
Observations (semp, etc)	

Palier	DONNEES BRUTES				DONNEES CORREGIEES en P & V				p (MPa)	V <sup>0</sup> (cm <sup>3</sup> )	PERTE $\Delta V^{0,20p}$ (cm <sup>3</sup> /MPa)	FUMEE $\mu^{0,20p}$ (µm)
	PRESSIONS p <sub>0</sub> (MPa)				VOLUMES V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )							
0					1 s	15 s	30 s	60 s				
1	0,000	0,000	0,000	0,000	73,6	73,8	74,5	77,2	0,026	77,2		2,6
2	0,014	0,019	0,024	0,028	114,7	124,3	132,2	139,7	0,029	139,6	25385	7,5
3	0,059	0,053	0,052	0,056	162,4	169,5	174,9	181,8	0,037	181,6	5187	8,9
4	0,074	0,076	0,076	0,076	202,5	208,4	212,5	217,6	0,041	217,6	9657	5,4
5	0,102	0,098	0,098	0,098	238,1	240,8	243,6	246,4	0,046	246,1	3754	2,6
6	0,156	0,145	0,152	0,161	284,3	282,8	289,2	307,9	0,079	307,5	2000	8,7
7	0,204	0,204	0,200	0,201	336,6	343,3	346,4	349,7	0,118	348,1	1127	3,2
8	0,258	0,302	0,307	0,310	392,8	419,0	432,5	445,9	0,190	445,1	1205	13,5
9	0,406	0,409	0,411	0,413	510,2	537,9	557,6	582,5	0,273	581,3	1766	25,9
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



Système de forage	X =	Y =
Atelier de forage		
Méthode de forage	T H C	
Matériau de forage		
Outil de forage	Type	
	Diamètre (mm)	
Niveau prod de tubage (m)		
Rufile d'injection		
Passes de forage	de ... (m)	0 - 10
	à ... (m)	
	Terminé à	

Hauteurs	mètre	m
Temps	seconde	s
Volumes	centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascal	MPa



Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst

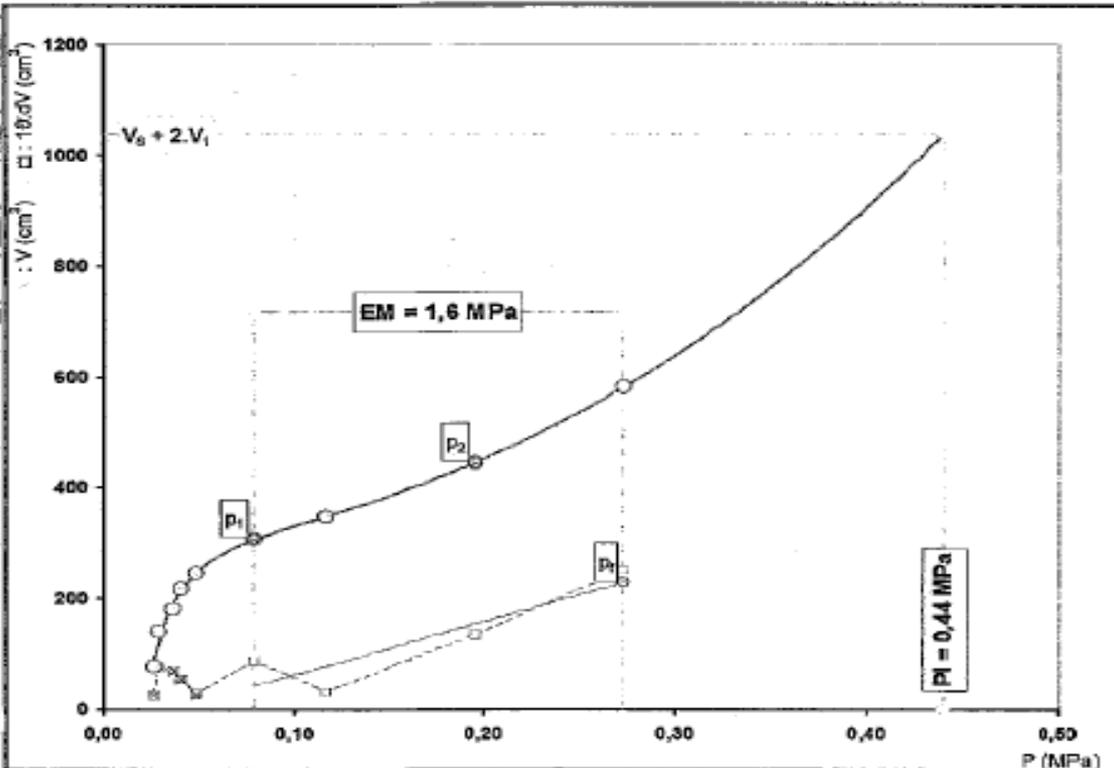
UNITE DE BEJAIA  
Téléphone : 034 20 64 58 Fax : 034 20 71 68

ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE

Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B

- RESULTATS -

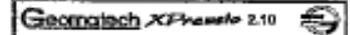
Destin	64_09
Référence de l'essai	ES27030502
Nom du chantier	ETUDE_SERAGA
Forage	SP04
Profondeur de l'essai	3,05



RESULTATS CALCULES NORMALISES	
$\alpha_0$	0,032
$p_1$	0,03
$p_2$	0,29
$p_3$	0,27
$n$	0,44
$p^*$	0,41
$E_v$	1,6
$E_{v1}/p_1$	5,7
$E_{v1}/p^*$	4,0

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES		
valeurs	A	
	B	
hyperbole	C	
	D	
double hyperbole	A1	-1,37E+06
	A2	-7,63E+04
	A3	4,92E+06
	A4	2,49E+07
	A5	3,13E-03
	A6	1,82E+01
coeur hyperbole (m <sup>2</sup> )	3,70E+05	

COMMENTAIRES	





**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 94 58 Fax : 034 20 71 66

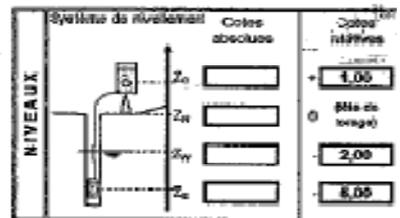
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22475-4 procédure B  
 - DONNEES -

Site	64_09
Rayon	standard
Nom du chantier	ETUDD_SERAGA
Localisation / n° Plan	
Forage	SP04

CARACTERISTIQUES SONDE	TUBULAIRES ET FLUIDES				ETALONNAGE		
	Résistance 60-gs4	Type	Coaxiale X	Liquide	Nettoyé	EAU	Référence
Longueur	Galva	Longueur totale (m)	Gas	Nettoyé	1,00	Pression d'étalonnage p <sub>0</sub> (MPa)	0,197
210 mm X	Caractéristique X	25,00	Compressibilité k <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	Nettoyé	Airsec	CALIBRAGE	
370 mm	Structure mécanique			Compressibilité k <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	0,00016	Référence	CA67070P42
Type	Structure métallique	CARACTERISTIQUES MEMBRANE				Diamètre intérieur du tube d (cm)	66,0
Ø	Lentilles réfléchissantes	Référence fournisseur	Coefficient de calage k (cm <sup>3</sup> /MPa)				2,013
Ø X	Tube fendu	Etalement p <sub>u</sub> (MPa)	Volume de la sonde V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )				422,6

Référence de l'essai	ES27090904
Date et heure	27 sept 09 - 12:06
Unité de contrôle (cm)	-0,250E-
Enregistreur	AG12
Opérateur(s)	L. HAMMACHE
Pression différentielle	-0,065
Observations (surge, etc)	

Pallier	DONNEES BRUTES				DONNEES CORRIGES en P & V				Pression p (MPa)	Volume V <sup>0</sup> (cm <sup>3</sup> )	PENTE dV/dP (cm <sup>3</sup> /MPa)	PLAQUE dV <sup>0</sup> /dP (cm <sup>3</sup> )
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s				
1	0,000	0,002	0,002	0,000	67,1	68,6	68,4	68,0	0,046	69,0		-0,5
2	0,023	0,025	0,025	0,024	93,9	95,9	97,0	97,8	0,066	97,8	1921	0,8
3	0,052	0,059	0,054	0,054	107,0	109,0	110,5	111,3	0,091	111,1	526	0,8
4	0,080	0,083	0,083	0,082	120,0	122,7	123,7	124,9	0,115	124,7	566	1,3
5	0,108	0,105	0,106	0,106	132,3	133,8	135,1	137,1	0,139	135,8	660	1,8
6	0,154	0,156	0,154	0,153	155,0	159,0	160,4	163,4	0,160	163,0	701	2,0
7	0,187	0,200	0,202	0,200	182,5	187,8	191,4	196,0	0,197	195,5	1138	4,1
8	0,288	0,306	0,309	0,314	251,5	274,4	290,1	308,4	0,258	307,0	1683	16,4
9	0,367	0,366	0,401	0,409	369,5	407,4	439,2	493,3	0,304	492,2	3055	45,1



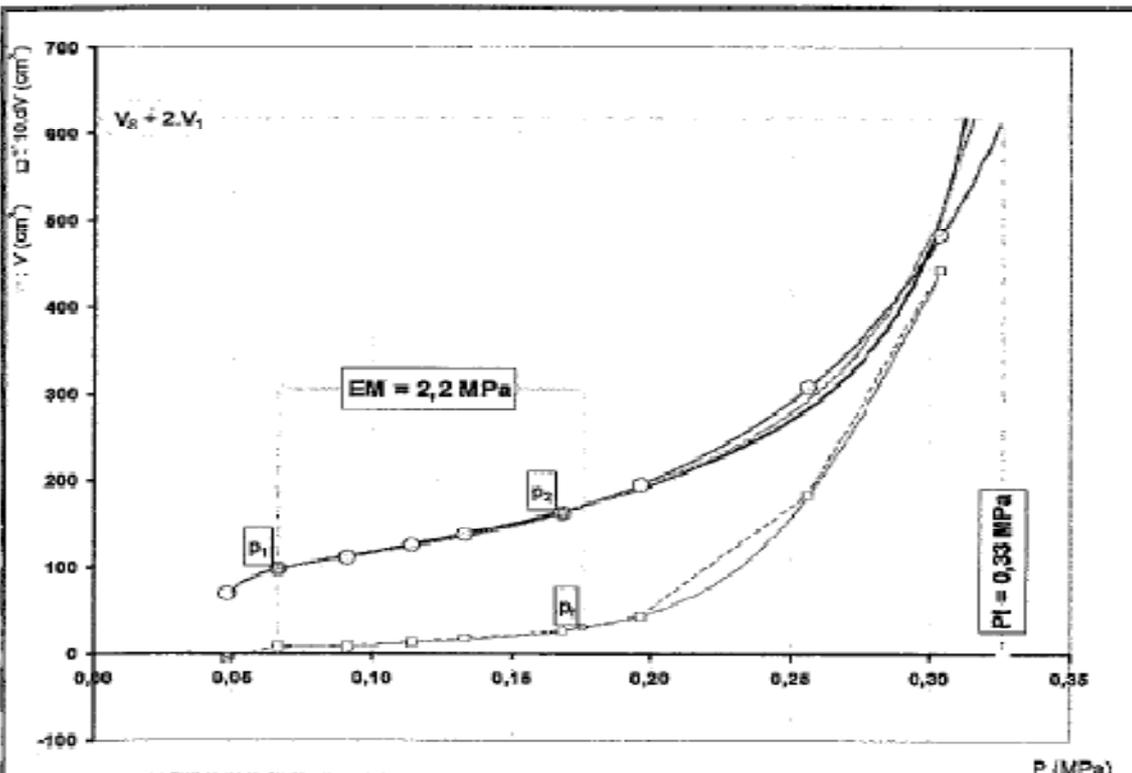
Système de localisation	X =	Y =
Niveau de forage	THG	
Méthode de forage	Méthode de forage	
Caractéristiques du tube (Ø)	type	
Outil de forage	diamètre (mm)	
Niveau pied de forage (m)	Ø - 10	
Fluide d'injection	Température à	

Hauteur	mètre	m
Temps	seconde	s
Volumen	centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascal	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 94 58 Fax : 034 20 71 66

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22475-4 procédure B  
 - RESULTATS -

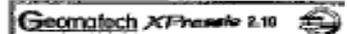
Docteur	94_09
Référence de l'essai	ES27090904
Nom du chantier	ETUDD_SERAGA
Forage	SP04
Profondeur de l'essai	6,00



RESULTATS CALCULES NORMALISES	
σ <sub>pe</sub>	0,060
p <sub>1</sub>	0,67
p <sub>2</sub>	0,17
p <sub>3</sub>	0,16
p <sub>4</sub>	0,33
p <sub>5</sub>	0,27
E <sub>0</sub>	2,2
E <sub>0</sub> / p <sub>1</sub>	4,7
E <sub>0</sub> / p <sub>5</sub>	8,3

PARAMETRES DES COURSES AJUSTEES		
volumes inverses	A	-0,90E-02
	B	1,11E-08
hyperbole	C	3,91E-01
	D	1,87E+04
double hyperbole	Erreur moyenne (cm <sup>3</sup> )	7,45E+00
	A1	-1,70E+02
	A2	-6,07E+02
	A3	-4,52E-01
	A4	1,25E+02
	A5	3,73E-08
A6	4,53E-06	
Erreur moyenne (cm <sup>3</sup> )	4,05E-04	

COMMENTAIRES	





**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 84 08 Fax : 034 20 71 08

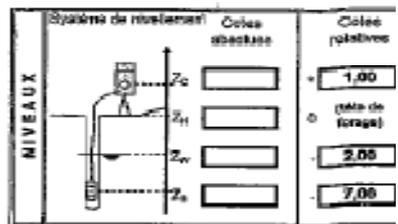
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - DONNEES -

Docuser	64_08
Page	standard
Nom de chantier	ETUDD_SERAGA
Localisation / n° Plan	
Forage	SP04

CARACTERISTIQUES SONDE		TUBULAIRES ET FLUIDES				ETALONNAGE		
Reference	99-904	Type	Crocodile	X	Liquide	Nature	Eau	
Longueur	216 mm		Justifié	X		Détailé s/v	1,80	
	216 mm		Longueur totale (m)	25,00	Gas	Nature	Azote	
						Compressibilité $\lambda_p$ (s <sup>-1</sup> )	0,00010	
Type	Structure métallique	CARACTERISTIQUES MEMBRANE				Reference	ET01022001	
	Lamelles métalliques	Reference fournisseur				Pression d'étalonnage ou (MPa)	6,197	
	Tube finis	Etalonnage $p_u$ (MPa)				6,544	Reference	CA07070992
						Diamètre intérieur du tube $\phi$ (mm)	65,0	
						Coefficient de calibrage $(m^3/MPa)$	2,010	
						Volume de la sonde $V_s$ (cm <sup>3</sup> )	432,0	

Référence de l'essai	ES00000808m
Date et heure	30 sept 08 - 11:44
Unité de contrôle (cm)	MANU
Enregistreur	
Opérateur(s)	L. HAMMACHE
Pression différentielle	-0,040
Observations (Séisme, etc)	

Pelle	DONNEES BRUTES				DONNEES CORRIGES ET P & V			
	PRESSIONS $p$ (MPa)				VOLUMES $V$ (cm <sup>3</sup> )			
0								
1	0,030	0,000	0,000	0,000	53,6	55,2	56,8	58,9
2	0,014	0,020	0,022	0,019	82,0	91,8	98,5	100,0
3	0,056	0,051	0,047	0,046	124,6	128,1	130,0	150,0
4	0,072	0,079	0,080	0,091	155,4	162,8	169,4	200,0
5	0,108	0,101	0,101	0,102	184,7	201,4	207,1	215,7
6	0,154	0,150	0,153	0,160	253,8	273,0	286,9	380,0
7	0,200	0,207	0,211	0,212	330,0	380,0	390,0	310,0
8	0,258	0,264	0,265	0,272	380,0	370,0	380,0	400,0
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								



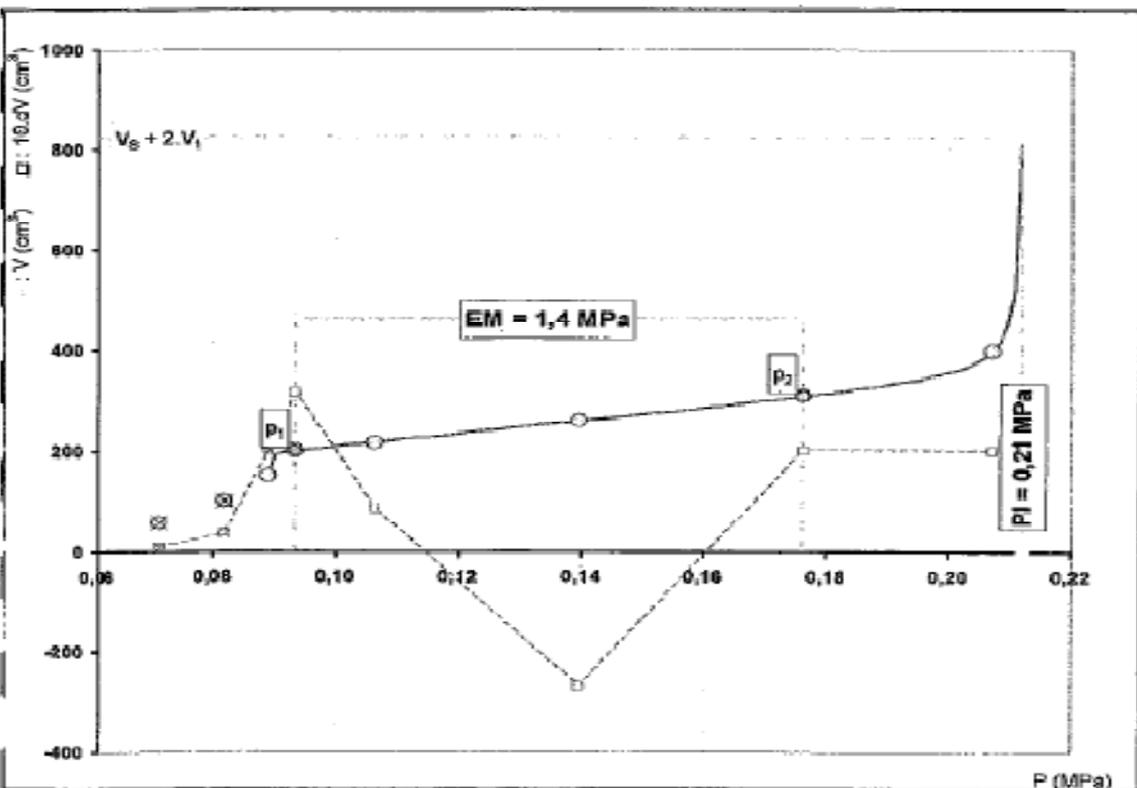
Systeme de localisation	X =	Y =
Altitude de forage		
Méthode de forage (abréviations du tableau C)	THG	
Châssis de forage	type	diamètre (mm)
Niveau pied de tubage (m)		
Filiés d'injection		
Passo de forage	$\phi$ ... (m)	0 - 10
	$\delta$ ... (m)	
	TCM/SCA 8	

Hauteurs	mètres	m
Temps	secondes	s
Volumens	centimètres cubes	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascals	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 84 08 Fax : 034 20 71 08

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - RESULTATS -

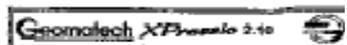
Docuser	64_08
Référence de l'essai	ES00000808m
Nom de chantier	ETUDD_SERAGA
Forage	SP04
Profondeur de l'essai	7,00



RESULTATS CALCULES NORMES FIS	
$\phi_m$	0,488
$D_1$	0,69
$P_1$	0,18
$D_2$	
$P_2$	0,21
$R^*$	0,12
$E_m$	1,4
$E_u / R^*$	6,4
$E_u / R^*$	11,0

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES		
Vitesse linéaire	A	
	B	
Hyperbole	C	
	D	
double hyperbole	A1	3,13E-01
	A2	1,24E-03
	A3	3,37E-03
	A4	3,18E-01
	A5	8,39E-02
	A6	2,13E-01
Erreur moyenne (cm <sup>3</sup> )		2,83E-01

COMMENTAIRES



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 64 53 Fax : 034 20 71 95

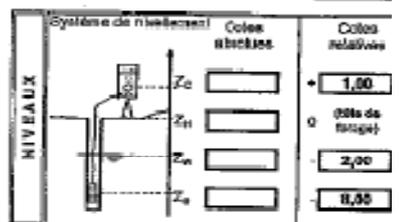
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - DONNEES -

Dossier	64_09
Page	standard
Nom du chantier	ETUDD_SERAG
Localisation / réf. Plan	
Forage	SP04

CARACTERISTIQUES SONDE	TUBULURES ET FLUIDES				ETALONNAGE			
	Référence	SS-god	Type	Constante X	Liquide	Référence	ETD16509/1	
Longueur	Gaine					Presses d'étalonnage $p_u$ (MPa)	0,097	
210 mm	CARACTÉRIS X	Longueur totale (m)				<b>CALEBRAGE</b>		
370 mm	Structure sertissée	25,00	Occ			Référence	CA970999/2	
Type	Structure métallique	<b>CARACTERISTIQUES MEMBRANE</b>				Diamètre intérieur du tube $d_i$ (mm)	65,0	
E	Lames métalliques	Référence du mesureur					Coefficient de calibration $\alpha$ (cm <sup>3</sup> /MPa)	2,010
D	Tube blind	Étalonnage $p_u$ (MPa)	0,444				Vitesse de la sonde $V_s$ (cm <sup>2</sup> )	422,6

Référence de l'essai	E90100907m
Date et heure	10 mai 08 - 15:14
Liste de contrôle (GPO)	MANU
Enregistreur	
Opérateur(s)	L_HAMRACHE
Pression différentielle	-0,080
Observations (temps, etc)	

Palier	PRESSIONS $p_i$ (MPa)				VOLUMES $V_i$ (cm <sup>3</sup> )				DONNEES CORRIGÉES et P & V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	$p$ (MPa)	VOLUME $V^*$ (cm <sup>3</sup> )	PENTE $\frac{dV}{dP}$ (cm <sup>3</sup> /MPa)	FLANDE $\Delta V^*$ (cm <sup>3</sup> )
0									0,0			
1	0,000	0,000	0,000	0,000	85,5	85,5	88,4	87,1	0,074	87,1		0,7
2	0,021	0,049	0,078	0,020	89,0	90,0	95,0	100,0	0,069	90,0	039	5,0
3	0,057	0,053	0,053	0,000	141,9	146,3	149,9	130,0	0,113	130,9	1241	19,0
4	0,078	0,084	0,081	0,061	140,0	150,0	160,0	170,0	0,121	160,9	5100	10,0
5	0,107	0,113	0,109	0,100	205,9	215,0	219,0	220,7	0,120	221,1	8890	1,7
6	0,183	0,184	0,186	0,161	250,0	260,0	270,0	280,0	0,144	273,8	2531	10,0
7	0,204	0,211	0,212	0,211	300,0	310,0	320,0	340,0	0,179	330,4	1712	20,0
8	0,265	0,250	0,256	0,250	300,0	310,0	300,0	400,0	0,202	424,3	3600	90,0
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



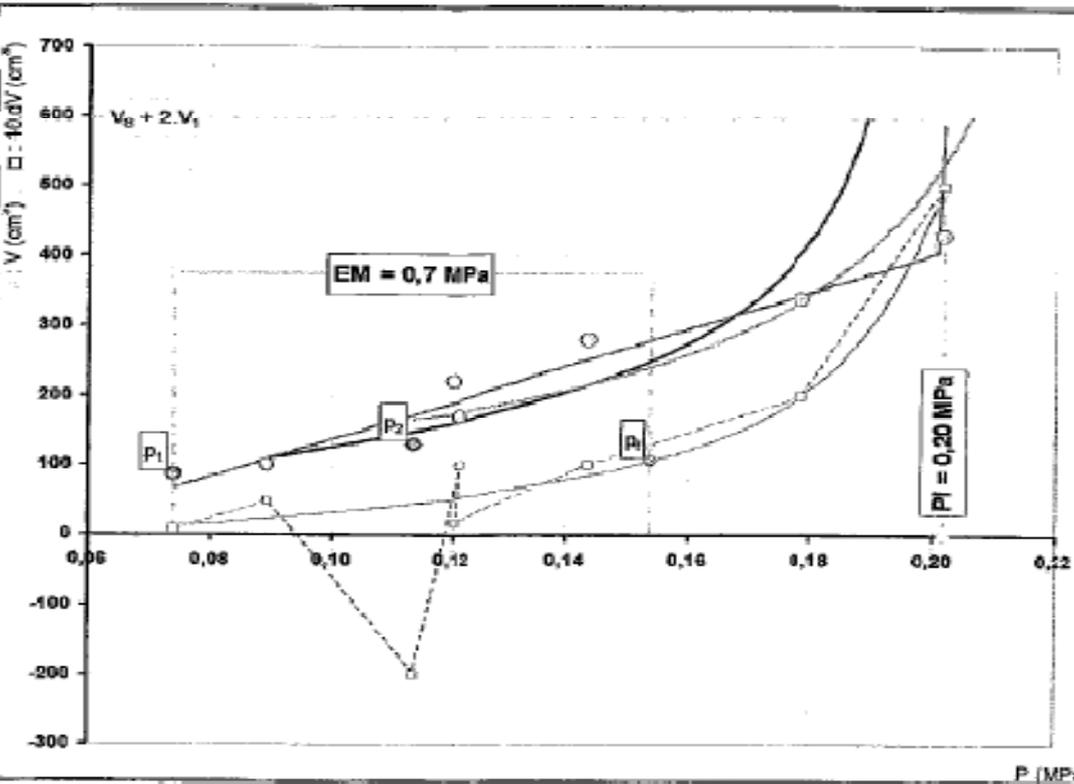
Système de localisation	X =	Y =
Abîme de forage		
Méthode de forage	T H C	
Opérateur(s) du forage (C)		
Qualité de la roche	type	
	diamètre (mm)	
Niveau point de suberge (m)		
Fluide d'injection		
Pauses de forage	$d_1$ (m)	0 - 10
	$d_2$ (m)	
	Terminé à	

Hauteurs	mètre	m
Temps	secondes	s
Volumes	centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascal	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 64 53 Fax : 034 20 71 95

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - RESULTATS -

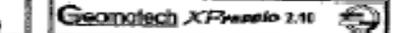
Dossier	64_09
Référence de l'essai	E90100907m
Nom du chantier	ETUDD_SERAG
Forage	SP04
Profondeur de l'essai	0,00



RESULTATS CALCULES NORMALISES	
$C_{10}$	0,102
$P_0$	0,07
$P_1$	0,11
$P_2$	0,15
$P_3$	0,20
$R^*$	0,10
$E_{10}/P_0$	0,7
$E_{10}/P_1$	3,3
$E_{10}/P_2$	6,7

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES		
volumes	A	-4,74E-02
inverses	B	1,14E+02
	Erreur moyenne (%)	4,28E+01
hyperbole	C	1,50E-01
	D	2,37E+04
	Erreur moyenne (%)	1,43E+14
doublé	A1	-1,26E+02
hyperbole	A2	2,66E+03
	A3	0,00E+00
	A4	4,78E-03
	A5	-2,00E+01
	A6	2,02E-01
	Erreur moyenne (%)	1,92E+01

COMMENTAIRES



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BELJAI  
 Téléphone : 031 20 61 98 Fax : 031 20 71 66

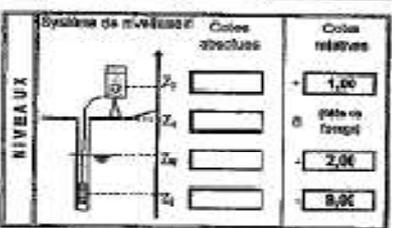
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en large conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - DONNEES -

Donneur	SA 08
Pays	standard
Nom du chantier	ETUDE SERAGA
Localisation / réf. Ras	
Forage	SP04

SONDE	CARACTERISTIQUES SONDE				TUBULURES ET FLUIDES				ETALONNAGE			
	Références ISO-gel		Type	Capacité	Liquide		Eau		Métal		Référence	
	Longueur		Galilé	Autobloc	Densité $\rho_f/\rho$		1,00		Pression d'étalonnage $p_0$ (MPa)		6167	
	210 mm X	370 mm X	Coarctation	Longueur totale (m)	Gaz		Azote		Référence		CALIBRAGE	
25,00		Structure radiale	CARACTERISTIQUES MEMBRANE				Densité nominale du tube $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )		2079		60678902	
Type		Structure radiale	Référence fabricant				Coefficient de correction $\alpha$ (cm <sup>3</sup> /MPa)		412,8			
E		Localiser radiale	Etalonnage $\beta$ (MPa)				0,04					
a X		Tube brisé										

Référence de l'essai	ES2738088
Date et heure	27 sept 09 - 14:47
Limite de contrôle (cm)	-0,2012
Essaieur	AG12
Opérateur (e)	L. HUMMACHE
Pression d'étalonnage	-0,001
Observations (Swiss, etc)	

Pulser	DONNEES BRUTES				DONNEES CORRIGES en F & V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s
0								
1	0,009	0,020	0,029	0,000	78,4	78,8	80,8	0,068
2	0,028	0,023	0,035	0,003	99,6	101,7	103,0	0,106
3	0,041	0,027	0,042	0,009	127,2	131,8	134,2	0,127
4	0,002	0,010	0,018	0,019	150,2	152,2	154,8	0,135
5	0,107	0,133	0,104	0,101	175,6	179,4	182,3	0,145
6	0,150	0,120	0,154	0,157	215,3	224,7	228,8	0,163
7	0,200	0,200	0,212	0,217	271,7	280,4	286,3	0,203
8	0,267	0,262	0,268	0,260	351,3	373,7	402,4	0,257
9	0,267	0,264	0,272	0,268	464,3	513,5	543,3	0,280
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								



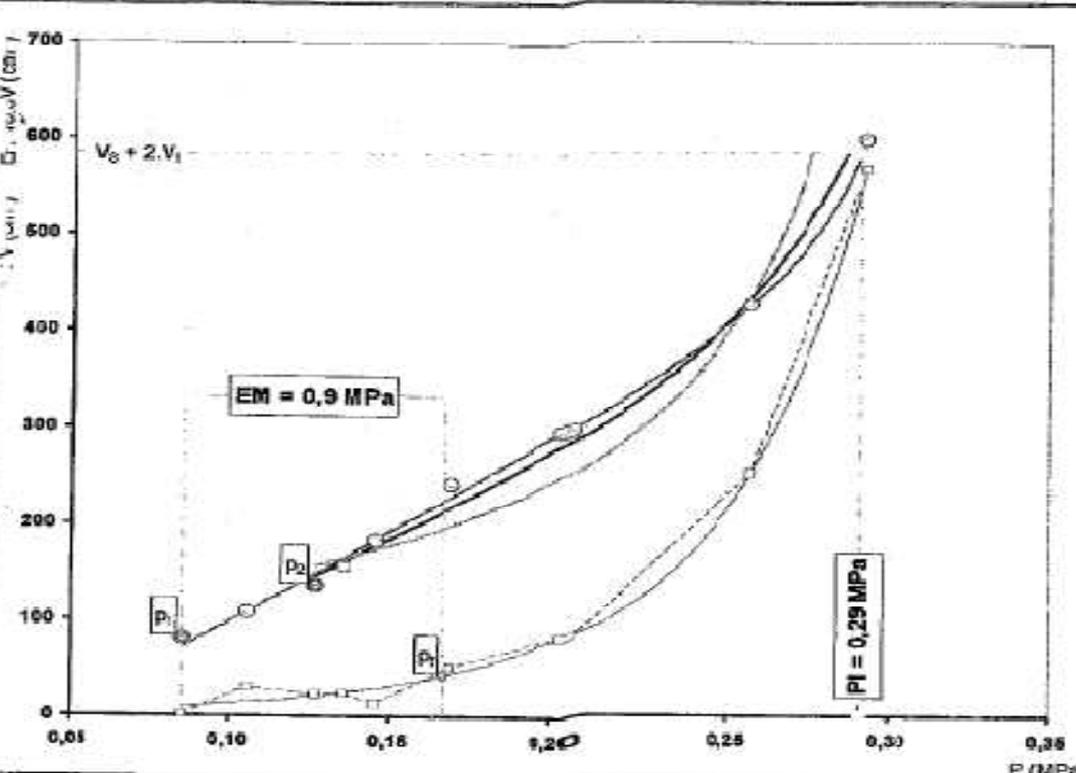
Systeme de nivellement	X =	Y =
Niveau de forage		
Méthode de forage	THC	
(évolution du diamètre)		
Outil de forage	type	
(diamètre (mm))		
Épaisseur de l'anneau (mm)		
Fluide d'injection		
Pression de forage	(kg/cm <sup>2</sup> )	0 - 50
	Turntable	0

Unités	mm	m
Temps	secondes	s
Volumen	centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pression	Mégapascals	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BELJAI  
 Téléphone : 031 20 61 98 Fax : 031 20 71 66

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en large conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - RESULTATS -

Donneur	SA 08
Référence de l'essai	ES27090909
Nom du chantier	ETUDE SERAGA
Forage	SP04
Profondeur de l'essai	3,00



RESULTATS CALCULES/NORMATIFS	
$d_{95}$	0,116
$d_{50}$	0,08
$d_{10}$	0,13
$\sigma_v$	4,17
$\sigma_h$	3,29
$\sigma'_v$	1,18
$E_{50}$	4,9
$E_{a1}/E_{50}$	1,0
$E_{a2}/E_{50}$	4,9

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES		
volutes inverses	A	3,11E-02
	B	1,63E-05
hyperbole	C	3,30E-01
	D	3,38E+04
double hyperbole	$\sigma_{10}$	1,30E+01
	A1	4,67E+01
	A2	1,75E+09
	A3	1,03E+00
	A4	1,21E+00
	A5	2,00E+01
A6	1,18E-01	
$\sigma_{10}$	1,75E+02	

**COMMENTAIRES**

Geotechnical XP-Base 2.16

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 84 98 Fax : 034 20 71 98

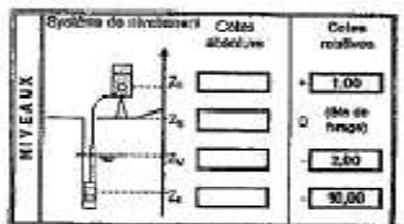
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'exposition en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - DONNEES -

Essai	64_09
Page	standard
Nom du chantier	ETUDO_SERRAS
Localisation / réf. For	
Forage	SP04

CARACTERISTIQUES SONDE	TUBULAIRES ET FLUIDES		ETALONNAGE	
	Référence	ES-64	Type	Calibre
Longueur	210 mm	Calibre		
Ø int	Ø	Structure		
Type		Structure		
		Structure		
		Structure		

Référence de l'essai	ES2709009
Date et heure	27 sept 08 - 15:00
Unité de contrôle civil	-0200E
Enregistreur	AG 2
Opérateur(s)	L_FARMACHE
Précision calculée	<0,050
Observations (temps, etc)	

Palier	DONNEES BRUTES				DONNEES CORRIGES EN P & T			
	1 s	15 s	30 s	60 s	PRESSION (MPa)	VOLUME V <sup>0</sup> (cm <sup>3</sup> )	PERTE DE FLUIDE (cm <sup>3</sup> )	FLUIDE (cm <sup>3</sup> )
0								
1	0,000	0,000	0,000	0,000	67,6	69,0	73,8	76,8
2	0,000	0,007	0,022	0,052	67,1	69,3	90,0	90,9
3	0,054	0,050	0,051	0,056	101,2	102,7	103,8	105,0
4	0,062	0,060	0,064	0,060	111,8	114,0	115,7	117,5
5	0,115	0,117	0,113	0,111	122,9	123,7	124,7	124,7
6	0,150	0,152	0,153	0,153	136,3	136,9	137,6	139,0
7	0,205	0,204	0,200	0,204	154,5	156,0	161,4	165,2
8	0,312	0,309	0,311	0,309	206,3	219,2	225,7	233,3
9	0,495	0,410	0,419	0,403	283,0	313,5	336,4	355,7
10	0,462	0,463	0,455	0,472	413,1	442,4	480,5	514,5
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								



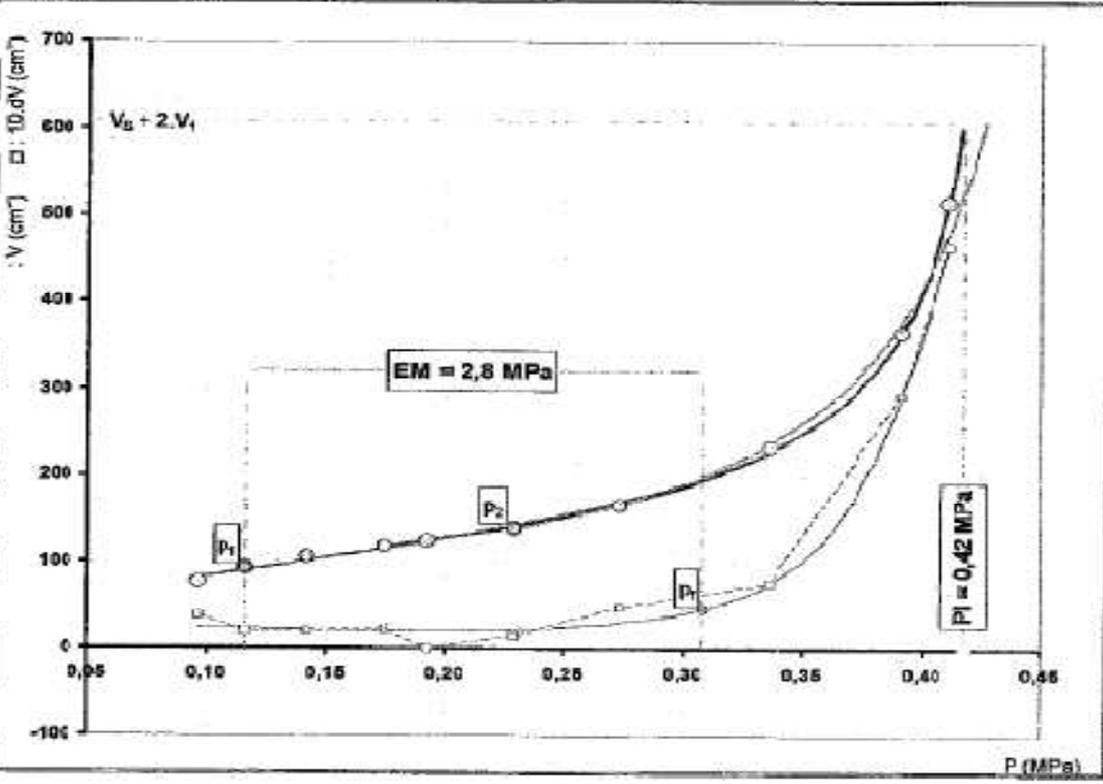
Système de localisation	X =	Y =
Méthode de forage	T H D	
Outillage de forage	Type	Ø (mm)
Modularité de forage (m)		
Fluide d'injection		
Passes de forage	Ø (mm)	0 - 10
	h (m)	
	Terrasse à	

Hauteur	mètre	m
Temps	seconde	s
Volumen	Centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pression	Mégapascal	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 84 98 Fax : 034 20 71 98

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'exposition en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - RESULTATS -

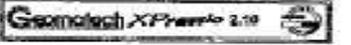
Essai	64_09
Référence de l'essai	ES2709009
Nom du chantier	ETUDO_SERRAS
Forage	SP04
Profondeur de Forage	10,50



RESULTATS CALCULES NORMALISES	
m <sub>0</sub>	0,139
P <sub>1</sub>	0,12
P <sub>2</sub>	0,29
P <sub>3</sub>	0,51
m	0,42
D <sup>*</sup>	0,23
E <sub>0</sub>	2,8
E <sub>0</sub> /s	6,6
E <sub>0</sub> /s <sup>2</sup>	3,4

PARAMETRES DES COURBES AJUSTES	
Volterra	A -2,80E-02
Volterra	B 1,28E-02
hyperbole	C 4,22E-01
hyperbole	D 8,98E+03
double hyperbole	A1 7,40E+04
double hyperbole	A2 -3,70E+03
double hyperbole	A3 1,35E+00
double hyperbole	A4 1,39E+01
double hyperbole	A5 -1,83E+01
double hyperbole	A6 -4,48E-01
double hyperbole	Emoyenne (s)
double hyperbole	2,73E+00

COMMENTAIRES





**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
UNITE DE BEJAIA  
Téléphone : 034 20 64 30 Fax : 034 20 71 88

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B

- DONNEES -

Dossier	64_09
Page	standard
Nom du chantier	ETUDE_SIRAGA
Localisation / sit. Plan	
Forage	SP05

CARACTERISTIQUES SONDE	TUBULURES ET FLUIDES				ETALONNAGE				
	Référence	90-grd	Type	Graines Jonaille	X	Liquide	Matière	Référence	Référence
Longueur	210 mm	X	Coaxiale	X	Longueur totale (m)	25,05	Eau	1,00	ET01090901
Type	Struckes métallique						Acide		
E	Lentilles métalliques						Compressibilité $\lambda_p$ (m <sup>3</sup> )	0,00018	0,007070602
O	Tube lentille								

Référence de l'essai	ES28090901
Date de l'essai	28 sept 09 - 09:57
Unité de compte (cm)	-G30SE-
Enregistreur	AG12
Opérateur(s)	L. HAMMACHE
Pression d'équilibre	-0,050
Observations (temps, etc)	

Pressier	PRESSIONS (en MPa)				VOLUMES (en cm <sup>3</sup> )				DONNEES CORRIGES en P & V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	P (MPa)	V (cm <sup>3</sup> )	PERTE (cm <sup>3</sup> /MPa)	FLUXE (cm <sup>3</sup> /min)
0												
1	0,000	0,000	0,000	0,000	30,1	34,1	31,4	35,7	0,028	30,2		-5,3
2	0,017	0,022	0,026	0,025	83,2	94,1	89,6	102,5	0,058	100,4	27,17	2,8
3	0,053	0,054	0,054	0,055	118,0	125,7	120,6	132,0	0,092	128,6	1509	2,4
4	0,072	0,076	0,079	0,076	147,9	159,9	156,7	159,6	0,067	160,8	2955	4,1
5	0,096	0,102	0,104	0,104	176,2	183,0	187,7	194,7	0,076	184,4	4469	1,0
6	0,157	0,148	0,153	0,147	229,6	243,3	239,2	265,4	0,082	269,0	6767	13,9
7	0,201	0,206	0,203	0,206	345,6	335,7	351,6	374,7	0,103	374,1	9135	22,8
8	0,245	0,252	0,254	0,253	420,6	442,2	458,5	485,3	0,123	484,8	8330	28,5
9	0,288	0,285	0,279	0,282	506,5	545,3	565,0	594,0	0,138	582,2	7578	34,0
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												

Niveau de nivellement	Cotes absolues	Cotes relatives
Z <sub>0</sub>		+ 1,00
Z <sub>1</sub>		0
Z <sub>2</sub>		- 1,00
Z <sub>3</sub>		- 2,00

Méthode de forage	THG
Cylindre de forage	type diamètre (mm)
Niveau pied de forage (m)	
Pression d'injection	
Pape de forage	de ... (m) à ... (m) Température

Unités	mètres	m
Temps	secondes	s
Volumes	centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascals	MPa



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
UNITE DE BEJAIA  
Téléphone : 034 20 64 30 Fax : 034 20 71 88

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B

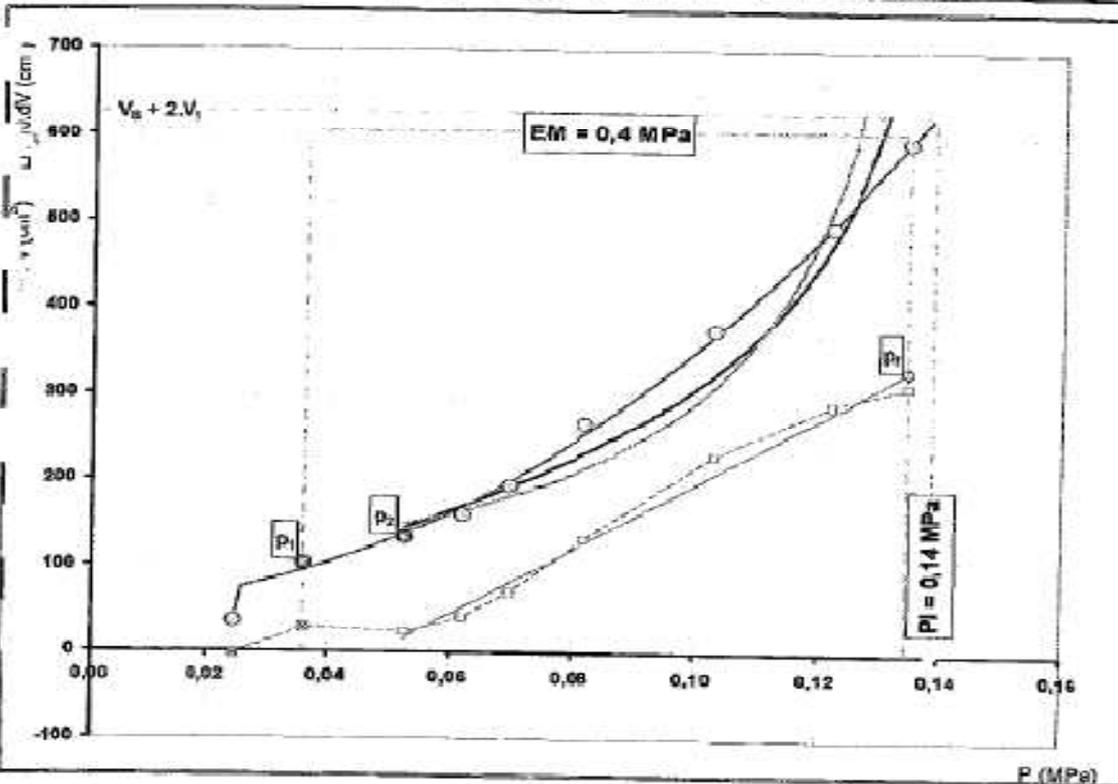
- RESULTATS -

Dossier	64_09
Référence de l'essai	ES28090901
Nom du chantier	ETUDE_SIRAGA
Forage	SP05
Profondeur de forage	2,00

RESULTATS CALCULES NORMALIS	
$\alpha_s$	0,019
$\beta$	0,04
$P_2$	0,05
$\beta_1$	0,15
$\beta_2$	0,14
$\alpha^*$	0,12
$E_H$	9,4
$E_H / \beta$	3,6
$E_H / \beta^*$	3,4

PARAMETRES DES COURSES AJUSTES		
Volumic (métrico)	A	-5,81E+02
	B	1,02E+02
	EMPIRIQUE (MPa)	
	D	7,55E+01
hyperbol	C	1,40E+01
	D	5,07E+04
deute hyperbol	Méthode (cm <sup>3</sup> )	
	A1	-1,18E+07
	A2	-5,91E+05
	A3	9,58E+04
	A4	2,30E+06
	A5	3,46E+02
A6	2,00E+01	
Méthode (cm <sup>3</sup> )		5,04E+03

COMMENTAIRES



Geomtech XPressio 2.10



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 64 99 Fax : 034 20 71 69

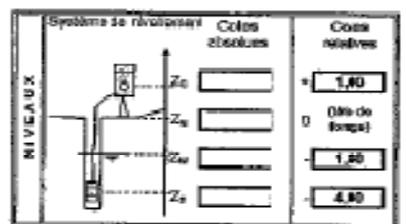
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'essai en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - DONNEES -

Dossier	64_64
Pays	standard
Nom du chantier	ETUDD_SERRAG
Localisation / réf. Plan	
Forage	SP05

SONDE	CARACTERISTIQUES SONDE		TUBULURES ET FLUIDES				ETALONNAGE			
	Référence	PP-gc4	Type	Castelle Javelle	X	Liquide	Nature	Eau	Référence	ET01069901
Longueur	Colore							Possible décalage $p_0$ (MPa)	0,197	
210 mm	Gierchoc	X	Longueur totale (m)		Gaz	Nature	Acide	CALIBRAGE		
270 mm	Structure renforcée		25,00			Compressibilité $\lambda_0$ (m <sup>3</sup> )	0,00018	Référence	GA0707002	
Type	Structure métallique		CARACTERISTIQUES MEMBRANE				Diamètre intérieur de tube $\phi$ (mm)	63,0		
C	Laçage métallique		Résistance fluide				Coefficient de collage $\alpha$ (m <sup>2</sup> /MPa)	2,013		
G	Tôle lino		Elongation $\lambda_0$ (MPa)				0,044	Volume de la sonde $V_0$ (m <sup>3</sup> )	422,4	

Référence de l'essai	ES2809093
Date et heure	20 sept 09 - 10:43
Unité de contrôle (cm)	-0205-
Enregistreur	AG 12
Opérateur(s)	L_HAMMACHE
Pression différentielle	-9,091
Observations (temps, etc)	

Paler	PRESSIONS p (MPa)				VOLUMES V (cm <sup>3</sup> )				DONNEES CORRIGES en P & V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	PRESSION (MPa)	VOLUME V <sup>0</sup> (cm <sup>3</sup> )	PERTE au 100 (cm <sup>3</sup> /MPa)	FLUAKE au 100 (cm <sup>3</sup> )
0												
1	0,000	0,000	0,000	0,000	80,1	80,1	80,6	80,1	0,055	93,1		-0,5
2	0,020	0,016	0,016	0,017	120,1	122,7	123,9	124,8	0,040	154,8	5170	1,0
3	0,047	0,049	0,050	0,050	139,0	141,3	142,7	143,9	0,054	163,8	601	1,2
4	0,075	0,075	0,075	0,071	154,0	155,5	157,5	158,5	0,031	193,3	836	1,0
5	0,071	0,099	0,097	0,095	188,9	187,0	188,8	191,1	0,097	190,8	736	1,2
6	0,148	0,150	0,154	0,152	184,9	188,3	192,8	200,2	0,192	205,0	089	3,5
7	0,202	0,213	0,213	0,206	220,4	235,1	241,0	243,5	0,173	240,9	819	2,5
8	0,300	0,303	0,302	0,306	280,3	298,2	305,3	310,1	0,298	314,3	1060	5,0
9	0,368	0,404	0,406	0,413	372,7	397,8	416,5	440,7	0,308	435,5	1601	24,2
10	0,465	0,466	0,470	0,473	469,0	513,2	535,2	569,7	0,344	597,9	3041	32,9
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



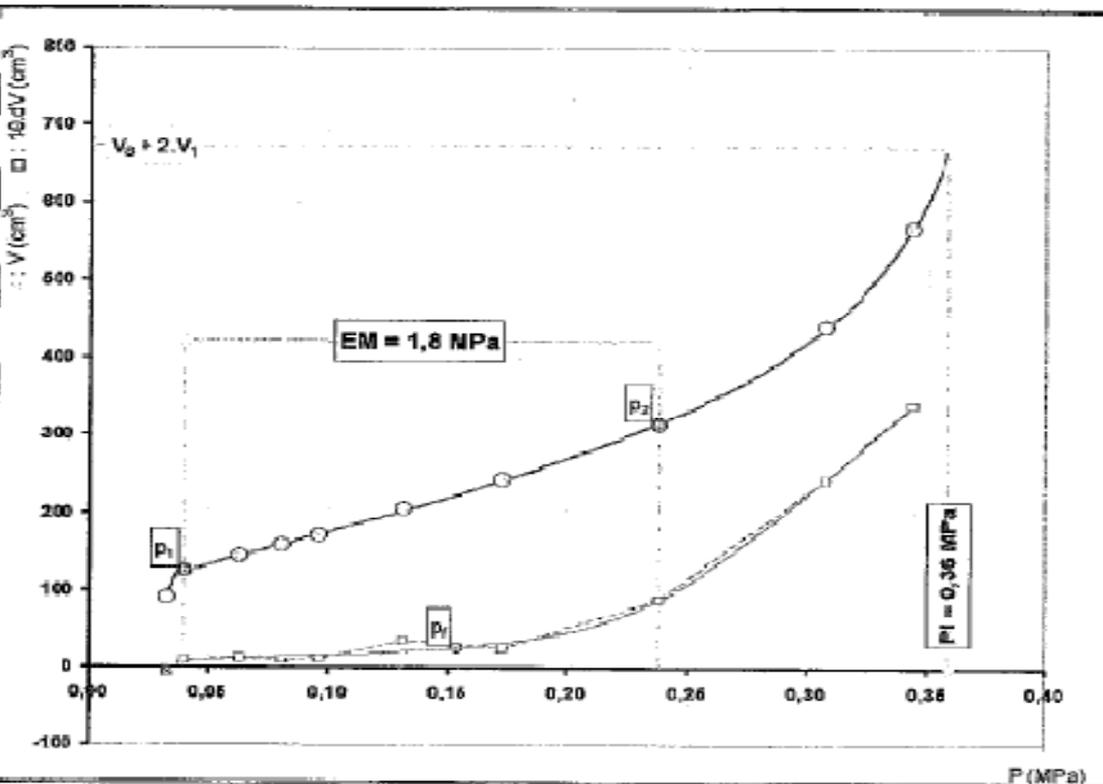
Système de nivellement	Colles adhésives	Coef. relatives
		1.00
		0 (0% de forage)
		1.00
		4.00

Hauteur	mm	m
Vitesse	secondes	s
Volume	centimètres cubes	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascals	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 64 99 Fax : 034 20 71 69

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'essai en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - RESULTATS -

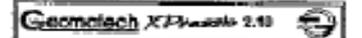
Dossier	64_65
Référence de l'essai	ES2809093
Nom du chantier	ETUDD_SERRAG
Forage	SP05
Profondeur de l'essai	4,00



RESULTATS CALCULES/NORMATIFS	
$p_0$	3,047
$P_1$	3,04
$P_2$	3,26
$P_3$	3,46
$P_4$	2,38
$p^*$	3,31
$E_u$	1,8
$E_{u1}/p_1$	5,0
$E_{u1}/p^*$	5,7

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES	
voies inverses	A
	B
hyperbole	C
	D
	A1
	A2
	A3
	A4
	A5
	A6
	Erreur relative (%)

COMMENTAIRES	



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 64 55 Fax : 034 20 71 68

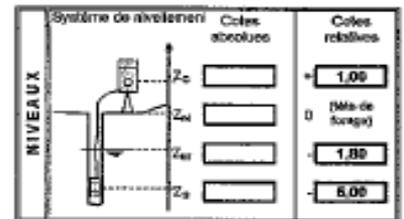
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22478-4 procédure B  
 - DONNEES -

Diester	84_09
Page	standard
Nom du chantier	ETUDD_SERAG
Localisation / réf. Plan	
Forage	SP05

SONDE	CARACTERISTIQUES SONDE		TUBULURES ET FLUIDES				ETALONNAGE			
	Référence	60-gcf	Type	Coude	X	Liquide	Nature	Pression	Référence	ETI1090901
	Longueur	Gaine		Jouante			Densité $\rho_f$	1,00	Pression d'étalonnage $p_u$ (MPa)	0,197
	230 mm	Coude/bloc	X	Longueur totale (m)			Nature	Azote	CALIBRAGE	
	330 mm	Structure renforcée		25,00			Compressibilité $\lambda_p$ ( $m^3$ )	0,0016	Référence	CA2700902
	Type	Structure métallique		CARACTERISTIQUES MEMBRANE				Diamètre intérieur d à l'axe e (mm)	60,0	
	E	Lameilles métalliques		Référence fournisseur			Coefficient de calibrage a ( $cm^3/MPa$ )	2,010		
	O	Tube fendu		Etalonnage $p_u$ (MPa)			Volume de la sonde $V_s$ ( $cm^3$ )	422,6		

Référence de l'essai	E52809004
Date et heure	28 sept 09 - 11:14
Unité de contrôle (CPV)	-G200E-
Enregistreur	AG12
Opérateur(s)	L. HAMMACHE
Pression différentielle	-0,050
Observations (temps, etc)	

Palier	DONNEES BRUTES				DONNEES CORRIGES en P & V				PRESSION $p$ (MPa)	VOLUME $V^m$ ( $cm^3$ )	PERTE $\Delta V^{m/p}$ ( $cm^3/MPa$ )	PLUISE $\Delta V^{m/p}$ ( $cm^3$ )
	PRESSION $p$ (MPa)				VOLUME $V_0$ ( $cm^3$ )							
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s				
0									0,0			
1	0,000	0,000	0,000	0,000	70,7	73,2	74,4	74,7	0,047	74,7		0,3
2	0,018	0,022	0,026	0,029	86,3	93,3	93,1	96,9	0,067	98,8	1130	1,8
3	0,054	0,054	0,058	0,059	109,1	111,9	113,6	115,2	0,092	116,0	715	1,7
4	0,084	0,083	0,079	0,079	127,6	130,1	130,0	131,9	0,110	131,7	682	1,0
5	0,101	0,108	0,106	0,100	141,0	143,8	147,1	151,1	0,128	150,7	1020	4,0
6	0,154	0,155	0,151	0,147	177,5	188,0	190,4	195,1	0,148	194,7	2225	4,7
7	0,198	0,204	0,200	0,200	226,9	240,8	251,2	264,2	0,168	263,9	3783	13,0
8	0,250	0,254	0,254	0,254	304,0	325,3	342,0	368,0	0,184	360,9	6821	24,0
9	0,284	0,288	0,288	0,288	414,3	435,6	450,0	484,2	0,199	483,4	7642	28,5
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



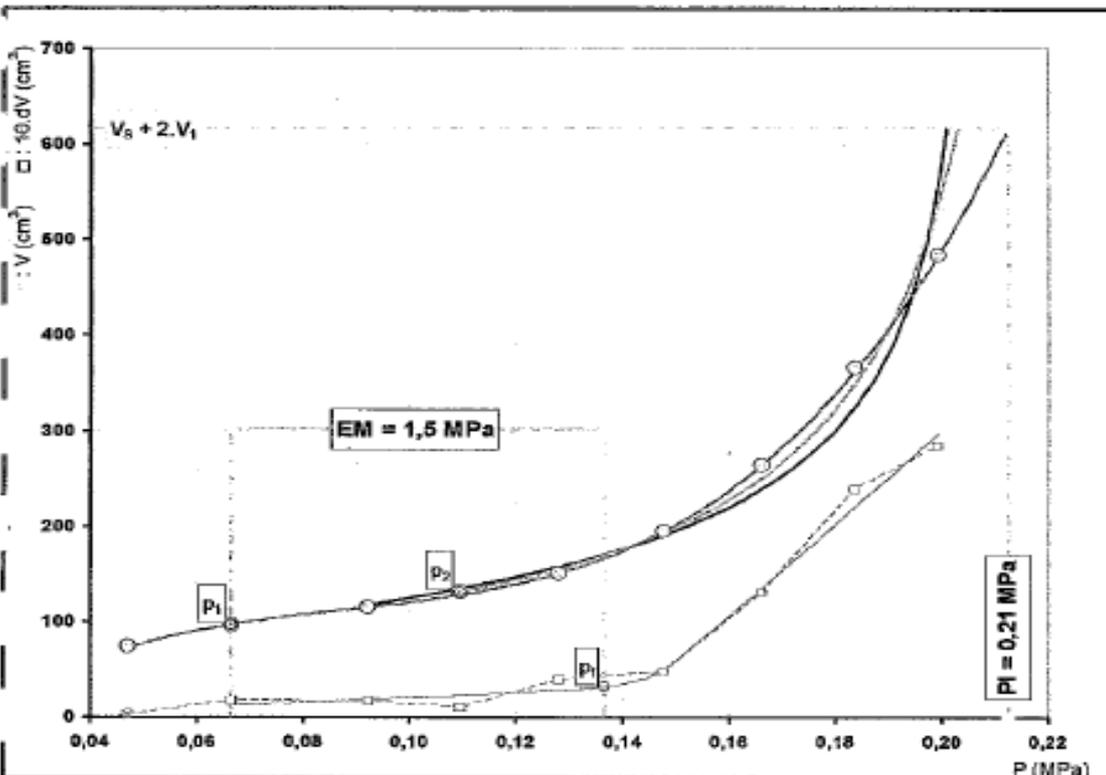
Système de localisation	X =	Y =
Atelier de forage		
Méthode de forage (nomenclature du tableau C)	T H C	
Outil de forage	type	diamètre (mm)
Niveau pied de forage (m)		
Ruée d'injection		
Passes de forage	de ... (m)	à ... (m)
		Terminée à

Hauteurs	mètre	m
Temps	secondes	s
Volumes	centimètre cube	$cm^3$
Pressions	Mégapascal	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 64 55 Fax : 034 20 71 68

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22478-4 procédure B  
 - RESULTATS -

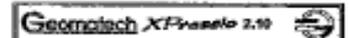
Diester	84_09
Référence de l'essai	E52809004
Nom du chantier	ETUDD_SERAG
Forage	SP05
Profondeur de l'essai	6,00



RESULTATS CALCULES NORMALISES	
$m_b$	0,061
$P_1$	0,07
$P_2$	0,11
$P_3$	0,14
$P_4$	0,21
$P_5$	0,16
$E_u$	1,5
$E_u / P_1$	6,9
$E_u / P_4$	0,7

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES		
volumes	A	-6,41E-02
	B	1,47E-02
hyperbole	C	2,09E-01
	D	1,08E+04
double hyperbole	E	2,20E+01
	A1	6,38E+07
	A2	-5,83E+06
	A3	5,84E+06
	A4	2,79E+06
	A5	-1,35E+01
A6	2,07E+00	
Ecart moyen ( $\mu$ )		
1,11E+00		

COMMENTAIRES	



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 024 20 84 58 Fax : 024 20 71 05

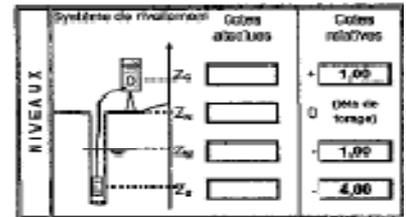
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
**- DONNEES -**

Dossier	64_09
Pays	standard
Nom du chantier	ETUDE_SERRA
Localisation (N°L Plan)	
Forage	SP05

CARACTERISTIQUES SONDE				TUBULAIRES ET FLUIDES				ETALONNAGE					
Référence	EG008	Type	Casella X	Matière	Acier	Référence	ET0100001	Matière	Acier	Référence	ET0100001	Matière	Acier
Longueur	300 mm	Longueur totale (m)	25,00	Capacité (cm³)	1,60	Pression d'étalonnage p <sub>e</sub> (MPa)	0,157	Capacité (cm³)	1,60	Pression d'étalonnage p <sub>e</sub> (MPa)	0,157	Capacité (cm³)	1,60
Type	Structure renforcée	Matière	Acier	Compressibilité λ <sub>g</sub> (cm³)	0,0016	Référence	CALIBRAGE	Matière	Acier	Référence	CALIBRAGE	Matière	Acier
CAPACITES MEMBRANE				CAPACITES MEMBRANE				CAPACITES MEMBRANE					
Elastique (λ <sub>e</sub> , MPa)				Elastique (λ <sub>e</sub> , MPa)				Elastique (λ <sub>e</sub> , MPa)					
1,044				1,044				1,044					

Référence de l'essai	ES260903
Date et heure	28 sept 03 - 10:43
Unité de contrôle externe	-02005-
Enregistreur	AG12
Opérateur (s)	L. HAMRACHE
Pression différentielle	-0,050
Observations (temp, etc)	

Palier	PRESSIONS p (MPa)				VOLUMES V <sub>g</sub> (cm³)				DONNEES CORRIGES en P & V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	p (MPa)	V <sub>g</sub> (cm³)	PERTE ΔV <sub>g</sub> (cm³)	FLUXES ΔV <sub>g</sub> (cm³/s)
0									0,0			
1	0,030	0,030	0,300	0,060	88,1	80,1	80,8	80,1	0,035	90,1		-0,5
2	0,020	0,018	0,218	0,07	120,1	122,7	123,8	124,8	0,040	124,8	517,0	5,0
3	0,047	0,049	0,300	0,02	139,0	141,3	142,7	143,8	0,054	143,8	891	5,2
4	0,075	0,075	0,300	0,01	154,8	158,6	157,5	158,5	0,081	158,3	825	5,0
5	0,071	0,069	0,307	0,05	168,2	167,0	163,8	171,1	0,087	170,8	790	5,2
6	0,148	0,150	0,354	0,152	184,9	186,3	202,0	206,2	0,132	205,8	880	5,5
7	0,202	0,213	0,213	0,280	228,4	235,1	241,0	243,5	0,173	242,9	970	2,9
8	0,300	0,300	0,302	0,389	280,3	286,2	300,3	315,1	0,238	314,3	1083	8,8
9	0,398	0,404	0,408	0,473	372,7	387,0	410,5	440,7	0,308	430,6	1591	24,2
10	0,483	0,486	0,470	0,473	488,0	513,2	539,2	560,2	0,244	507,2	3517	33,9
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



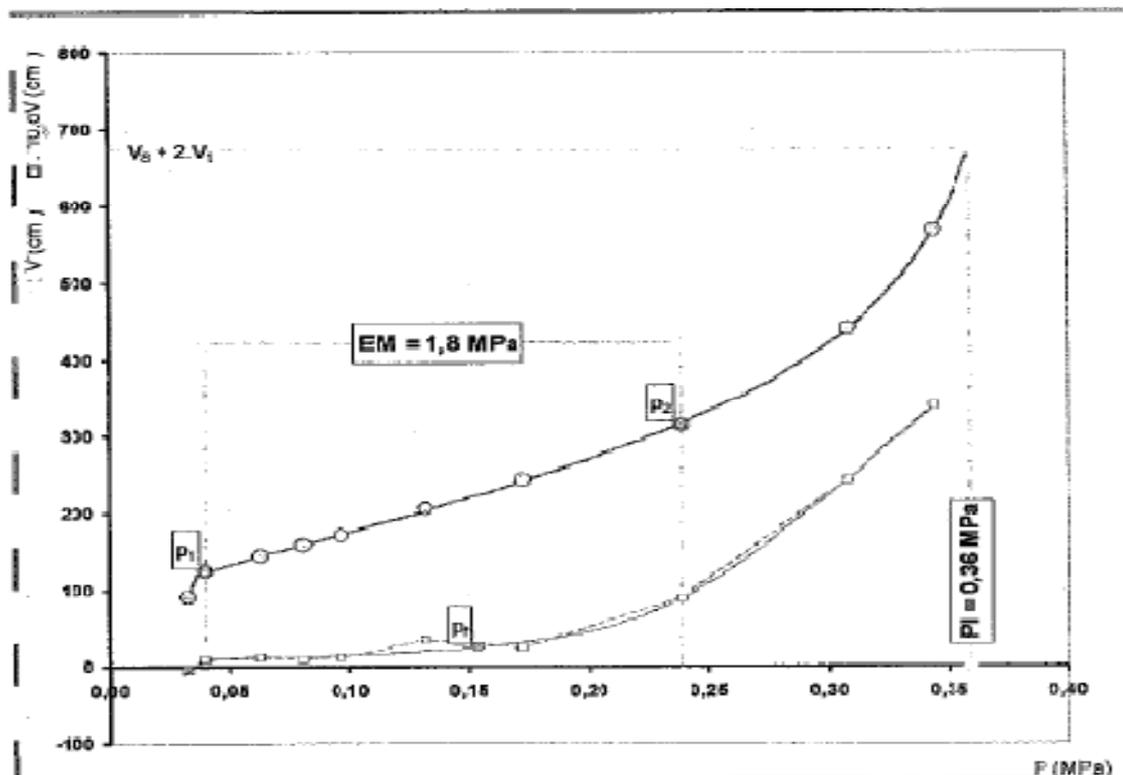
Système de fixation	X =
	Y =
Atelier de forage	T H O
Méthode de forage (normes de référence)	
Outil de forage (type d'acier mm)	
Niveau pied de tubage (m)	
Fluides dirigés (de ... (m) à ... (m) terminée )	0 - 10

Hauteurs	mètres	m
Temps	seconde	s
Volumes	centimètre cube	cm³
Pressions	mégapascal	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 024 20 84 58 Fax : 024 20 71 05

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
**- RESULTATS -**

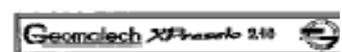
Dossier	64_09
Référence de l'essai	ES260903
Nom du chantier	ETUDE_SERRA
Forage	SP05
Profondeur de forage	4,80



RESULTATS CALCULES NORMALISES	
α <sub>g</sub>	0,047
p <sub>1</sub>	0,04
p <sub>2</sub>	0,24
p <sub>3</sub>	0,15
p <sub>4</sub>	0,39
p <sub>5</sub>	0,31
E <sub>u</sub>	1,8
E <sub>u</sub> / p <sub>1</sub>	8,8
E <sub>u</sub> / p <sub>2</sub>	6,7

PARAMETRES DES COURBES AJUSTES	
volumes inverses	A
	B
	C
hyperbole	D
	E
double hyperbole	A1
	A2
	A3
	A4
	A5
	A6
	A7

COMMENTAIRES	



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 024 29 61 58 Fax : 021 29 71 86

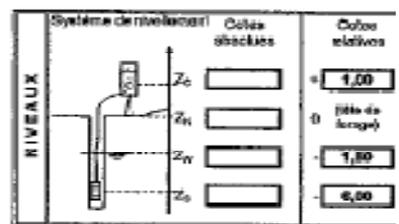
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - DONNEES -

Donneur	64_09
Pays	standard
Nom du chantier	ETUDE_SERAGA
Localisation / rdéf. Plan	
Forage	SP06

CARACTERISTIQUES SONDE	TUBULURES ET FLUIDES		ETALONNAGE	
	Référence: 90-gc4	Type: Solable X Liquide	Nature: Eau	Référence: ETS-083501
Longueur: 310 mm X	Caractéristique: Coefficient X	Nature: Eau	Densité (g/cm³): 1,00	Pression d'étalonnage p <sub>e</sub> (MPa): 0,15
370 mm X	Structure réalisée	Nature: Azote	Compressibilité (1/n³): 0,00016	Référence: CALIBRAGE
Type: Structure métallique	Longueur totale (m): 25,00	Nature: Compressibilité (1/n³): 0,00016	Référence: CAO1970992	
E: Lamelles métalliques	CARACTERISTIQUES MEMBRANE			Diamètre intérieur du tube à (mm): 23,0
Ø X: Tube flexible	Référence fournisseur:	Coefficient de contraction (cm³/cm³): 2,014	Volume de la sonde V <sub>0</sub> (cm³): 422,1	
	Elasticité p <sub>e</sub> (MPa): 0,044			

Référence de l'essai	ES200805
Date de l'essai	28 sept 08 - 12:17
Unité de contrôle (cm)	+G200E-
Enregistreur	AG12
Opérateur(s)	L. HAMMACHE
Pression différentielle	-0,040
Observations (dames, etc)	

Palier	DONNEES BRUTES				DONNEES CORRIGES EN P & V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s
0								
1	0,000	0,000	0,000	0,000	89,6	92,8	93,7	93,7
2	0,001	0,002	0,008	0,008	128,2	135,1	136,6	142,0
3	0,000	0,000	0,049	0,049	155,2	156,7	161,3	164,9
4	0,075	0,075	0,076	0,075	168,4	185,6	188,1	191,1
5	0,007	0,102	0,105	0,094	208,2	215,6	220,6	228,7
6	0,150	0,151	0,147	0,151	259,9	260,8	264,3	268,1
7	0,200	0,197	0,201	0,200	360,1	360,8	410,9	446,6
8	0,246	0,244	0,246	0,246	526,5	537,1	537,6	617,5
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								



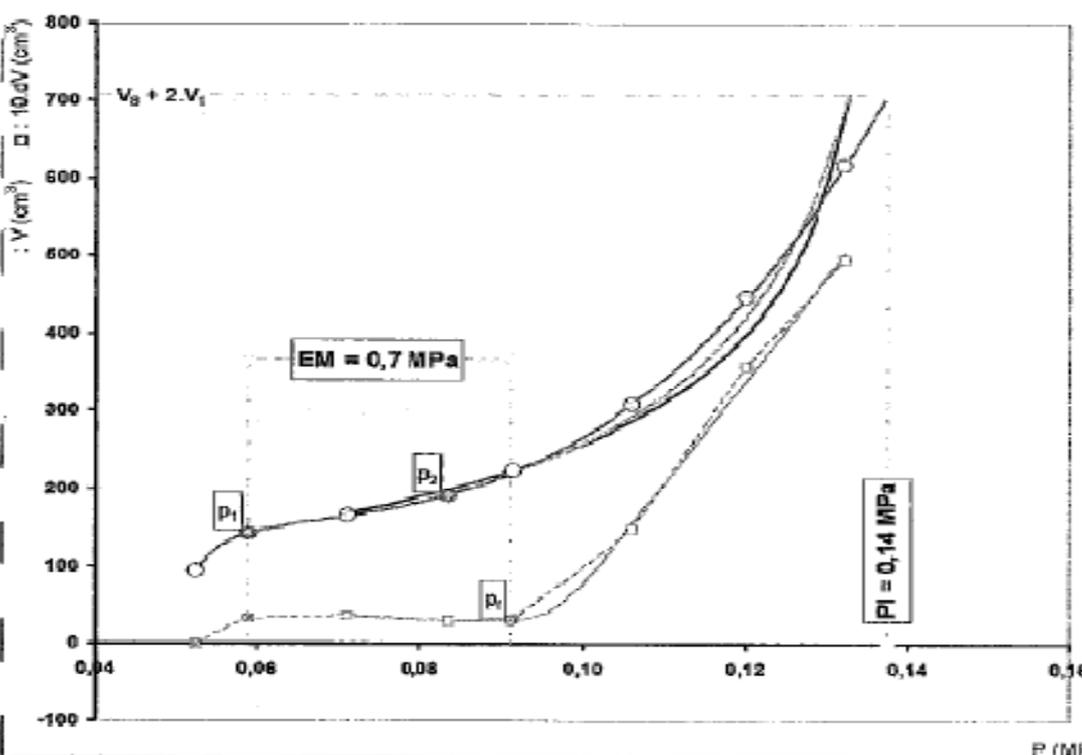
Système de localisation	X =	Y =
Atelier de forage	THC	
Méthode de forage	THC	
Cellule de forage	type: diamètre (mm):	
Niveau pied de la sonde (m)		
Fluide d'injection		
Passo de forage	de .. (m) 0 - 10	
Terminé à		

Hauteur	mètre	m
Temps	secondes	s
Volumes	centimètre cube	cm³
Pressions	Mégapascals	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 024 29 61 58 Fax : 024 29 71 86

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - RESULTATS -

Donneur	64_09
Référence de l'essai	ES20080505
Nom du chantier	ETUDE_SERAGA
Forage	SP06
Profondeur de l'essai	5,30



RESULTATS CALCULES NORMALISES	
a <sub>0,1</sub>	0,075
P <sub>0,1</sub>	0,06
P <sub>0,2</sub>	0,08
P <sub>0,3</sub>	0,09
P <sub>0,4</sub>	0,14
P <sub>0,5</sub>	0,06
E <sub>0,1</sub>	0,7
E <sub>0,2</sub> / P <sub>0,2</sub>	4,8
E <sub>0,3</sub> / P <sub>0,3</sub>	16,5

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES	
volume inverse	A -7,48E-02
	B -1,14E-02
	C 2,35E-01
hyperbole	D 1,40E-01
	E 2,44E-04
	F 2,44E-01
double hyperbole	A1 -3,66E+03
	A2 +2,17E+04
	A3 1,24E+05
	A4 1,38E+25
	A5 4,38E-02
	A6 3,22E-01
	Coeff moyen (cm³) 7,46E-01

COMMENTAIRES	



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEWA  
 Téléphone : 034 20 64 66 Fax : 034 20 71 66

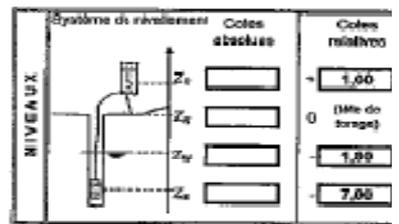
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'épave en forage conforme à la norme EN ISO 22478-4 procédure B  
 - DONNEES -

Dossier	64_09
Pays	standard
Nom du chantier	ETUDE SERAG
Localisation / réf. Plan	
Forage	SP05

CARACTERISTIQUES SONDE	TUBULURES ET FLUIDES		ETALONNAGE	
	Référence	90-ges	Type	Caractéristiques
Longueur	Colonne	X	Liquide	Eau
210 mm	Caractéristique	X	Longueur totale (m)	Nature
370 mm	Structure radiale		25,50	Densité (g/cm³)
Type	Structure métallique			Nature
E	Lames métalliques			Compressibilité (1/MPa)
D X	Tube renforcé			0,004

Référence de l'essai	ES3009006m
Date et heure	30 sept 09 - 11:44
Unité de contrôle (cm)	MANU
Enregistreur	
Opérateur(s)	L. HANNACHE
Pression différentielle	-0,000
Observations (temps, etc)	

Palier	PRESSIONS p (MPa)				VOLUMES V <sub>v</sub> (cm³)				DONNEES CORRIGES p & V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s	PRESSION p (MPa)	VOLUME V <sub>v</sub> (cm³)	PENTE p/V (cm³/MPa)	PLAQUE p/V (cm³)
0												
1	0,000	0,000	0,000	0,000	83,0	95,2	99,2	99,9	0,000	83,0	85,0	20,0
2	0,014	0,023	0,032	0,040	82,0	91,6	96,5	100,0	0,082	99,9	85,0	3,5
3	0,150	0,091	0,047	0,046	124,8	138,1	130,0	150,0	0,008	149,0	7038	20,0
4	0,079	0,079	0,080	0,091	150,4	162,8	168,4	200,0	0,093	188,8	11450	31,8
5	0,100	0,101	0,101	0,102	194,7	201,4	207,1	240,0	0,095	239,7	31862	32,9
6	0,154	0,153	0,153	0,160	263,8	273,9	288,9	300,0	0,152	270,8	1066	-6,9
7	0,202	0,207	0,211	0,212	270,0	280,0	290,0	320,0	0,173	319,4	972	30,0
8	0,250	0,294	0,283	0,272	360,0	370,0	380,0	400,0	0,207	396,3	2308	20,0
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
21												
22												
23												
24												



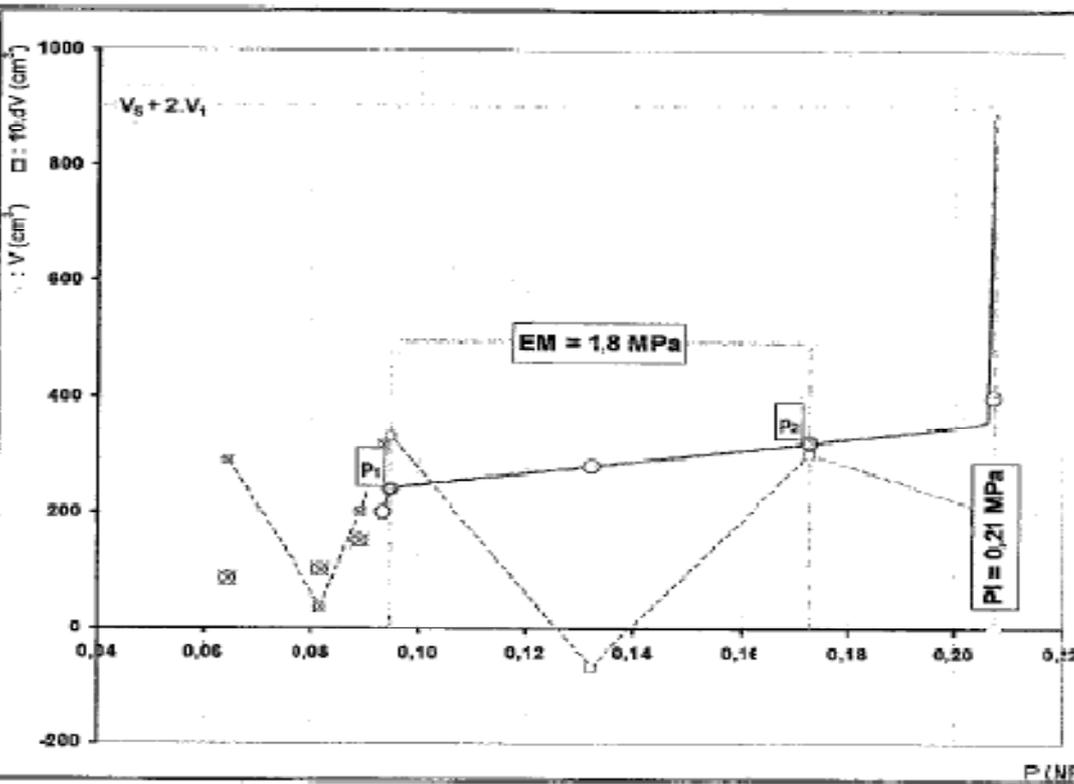
Système de nivellement	X =
Axe de forage	Y =
Méthode de forage	T H C
Outil de forage	Type (diamètre (mm))
Niveau plat de forage (m)	
Fluide d'injection	
Press de forage	0 - 10

Hauteurs	mètre	m
Temps	secondes	s
Volumen	centimètres cubes	cm³
Pressions	Mégapascals	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEWA  
 Téléphone : 034 20 64 66 Fax : 034 20 71 66

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'épave en forage conforme à la norme EN ISO 22478-4 procédure B  
 - RESULTATS -

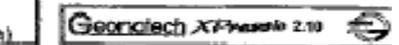
Dossier	64_09
Référence de l'essai	ES3009006m
Nom du chantier	ETUDE SERAG
Forage	SP05
Profondeur de l'essai	7,00



RESULTATS CALCULES NORMATIFS	
$c_{30}$	4,088
$P_1$	4,09
$P_2$	4,17
$P_3$	
$P_4$	4,31
$P_5$	4,12
$E_{30}$	0
$c_{30}/P_1$	1,8
$E_{30}/P_1^2$	5,4

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES	
volèmes	A
	B
hypertels	C
	D
distels hypertels	A1
	A2
	A3
	A4
	A5
	A6

COMMENTAIRES



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 54 52 Fax : 034 20 71 68

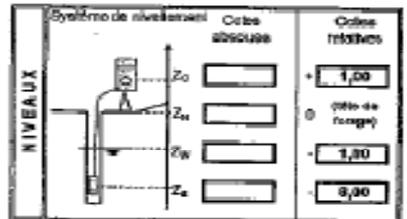
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - DONNEES -

Dossier	61_09
Page	standard
Nom de chantier	EUDD_SERAGA
Localisation / réf. Plan	
Forage	SP06

SCONDE	CARACTERISTIQUES SONDE		TUBULURES ET FLUIDES				ETALONNAGE	
	Référence	60-g04	Type	Cavité Jumelle	X	Liquide	Nature Eau	Révisée
Longueur	Gainé	Longueur totale (m)	25,00	Gas	Nature Azote	Pression d'alimentation $P_0$ (MPa)	6,167	
210 mm	Crochetage				Compressibilité $\chi_0$ (m <sup>3</sup> )	0,00018	Référence	CALIBRAGE
300 mm	Structure renforcée						0,00018	0,00018
Type	Structure métallique							
E	Lames en aluminium							
Q	Tube fermé							

Référence de l'essai	ES05100907m
Date et heure	21 sept 09 - 14:00
Unité de contrôle (CPC)	MANU
Enregistreur	
Opérateur(s)	L. HAMMACHE
Pression différentielle	-0,085
Commentaires (temp, etc)	

Piston	DONNEES BRUTES				DONNEES CORRIGES EN P L V			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s
0								
1	0,000	0,000	0,000	0,000	85,3	85,8	86,4	87,1
2	0,001	0,018	0,038	0,020	88,0	90,0	95,0	100,0
3	0,057	0,063	0,085	0,055	111,5	146,8	149,9	150,0
4	0,078	0,081	0,081	0,091	119,0	150,0	160,0	170,0
5	0,107	0,113	0,101	0,106	206,5	215,0	219,0	230,7
6	0,163	0,154	0,152	0,161	250,5	260,0	270,0	280,0
7	0,204	0,211	0,212	0,211	300,0	310,0	320,0	340,0
8	0,263	0,268	0,258	0,258	360,0	370,0	380,0	400,0
9	0,313	0,309	0,306	0,310	467,8	525,4	540,4	595,4
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								



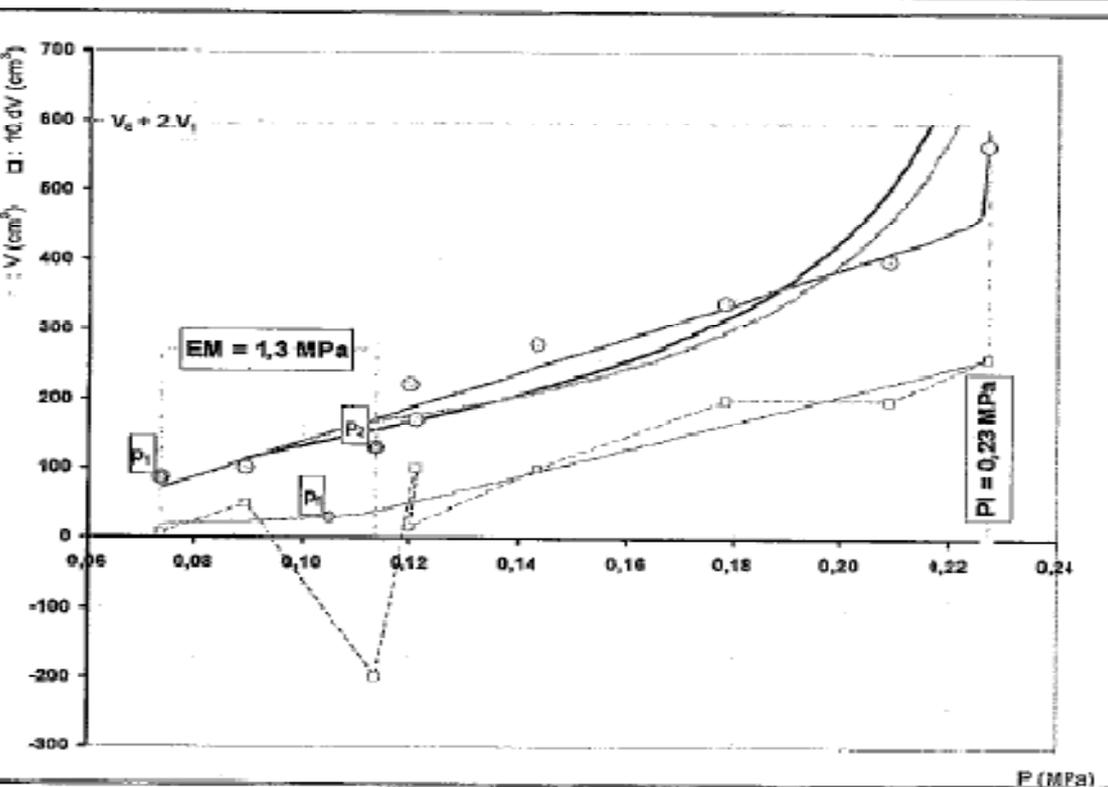
Opérateur localisateur	X =	Y =
Atelier de forage		
Méthode de forage	T H C	
(arrêté de la loi n° 6)		
Catégorie de forage	Type	
	diamètre (mm)	
Niveau plan de forage (m)		
Fluide d'injection		
Pression de forage	60 ... (MPa)	0 - 10
	8 ... (MPa)	
	Terminée à	

Hauteurs	mètre	m
Temps	secondes	s
Volumes	centimètre cube	cm <sup>3</sup>
Pressions	Mégapascals	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJAIA  
 Téléphone : 034 20 54 52 Fax : 034 20 71 68

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - RESULTATS -

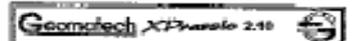
Dossier	64_09
Référence de l'essai	ES05100907m
Nom de chantier	EUDD_SERAGA
Forage	SP06
Profondeur de forage	3,00



RESULTATS CALCULES NORMALISES	
$\alpha_0$	0,102
$D_0$	0,07
$P_0$	0,11
$P_1$	0,11
$P_2$	0,23
$P^*$	0,15
$E_u$	1,3
$E_u / P_1$	5,7
$E_u / P^*$	10,4

PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES		
hyperbole	A	-3,91E-02
	B	1,04E-02
	C	8,01E+01
double hyperbole	D	2,37E-01
	E	-4,45E+04
double hyperbole	Diamètre moyen (mm)	7,50E+01
	A1	-1,12E+02
	A2	2,85E+03
	A3	0,00E+00
	A4	2,43E-02
	A5	-2,60E+01
A6	2,28E-01	
Norme européenne (m <sup>3</sup> )		1,50E+01

**COMMENTAIRES**



**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJIA  
 Téléphone : 034 90 94 58 Fax : 034 90 71 83

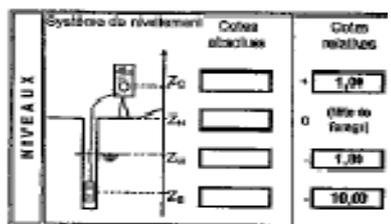
**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - DONNEES -

Dossier	64_09
Page	standard
Nom du chantier	ETUDE_SBPAG
Localisation / réf. Plan	
Forage	SP05

CARACTERISTIQUES SONDE	TUBULURES ET FLUIDES				ETALONNAGE	
	Référence 60-got	Type	Coque Joints	Liquide	Nature	Eau
Longueur	Graine	Longueur totale (m)	Gras	Densité (kg/m³)	1,00	Pression étalonnage P <sub>0</sub> (MPa)
210 mm X	Cavité(s)	25,06		Nature	Acide	Référence
350 mm	Structure renforcée			Compressibilité V <sub>0</sub> (m³)	0,0006	CA02870902
Type	Structure métallique	CARACTERISTIQUES MEMBRANE				Diamètre NARROW du fil de (mm)
II	Lamelles métalliques	Référence fournisseur				25,0
III X	Tube flexible	Etalonnage P <sub>0</sub> (MPa)	0,564	Coef. de dil. calibrage α (m³/MPa)		2,910
				Volume de la sonde V <sub>0</sub> (m³)		422,6

Référence de l'essai	ES20090909
Date et heure	28 sept 09 - 13:27
Unité de contrôle (conv.)	-G210E-
Enregistreur	AG12
Opérateur(s)	L. HANMACHE
Pression différentielle	-0,030
Observations (temps, etc)	

Palier	DONNEES BRUTES				DONNEES CORRIGES en P & V			
	PRESSIONS p (MPa)				VOLUMES V (cm³)			
	1 s	15 s	30 s	60 s	1 s	15 s	30 s	60 s
1	0,000	0,000	0,000	0,000	83,0	86,5	88,6	89,2
2	0,022	0,015	0,017	0,024	85,0	132,2	135,7	141,7
3	0,054	0,005	0,032	0,051	89,5	175,1	180,4	186,0
4	0,075	0,001	0,079	0,083	206,8	218,2	222,8	232,4
5	0,104	0,104	0,103	0,102	258,5	269,2	275,3	284,7
6	0,145	0,145	0,151	0,149	328,3	345,5	357,1	366,7
7	0,191	0,201	0,201	0,225	401,0	437,2	450,6	488,4
8	0,245	0,253	0,259	0,261	526,1	599,0	599,1	543,0
9	0,299	0,302	0,313	0,308	653,2	578,0	503,7	614,3



**FORAGE**

Système de localisation	X =	Y =
Avance de forage		
Méthode de forage (abréviations du tableau C)	THC	
Outil de forage (type, diamètre (mm))		
Niveau pied de forage (m)		
Fluide d'injection		
Passes de forage (m ... (m), m ... (m))	0 - 50	
Terminé à		

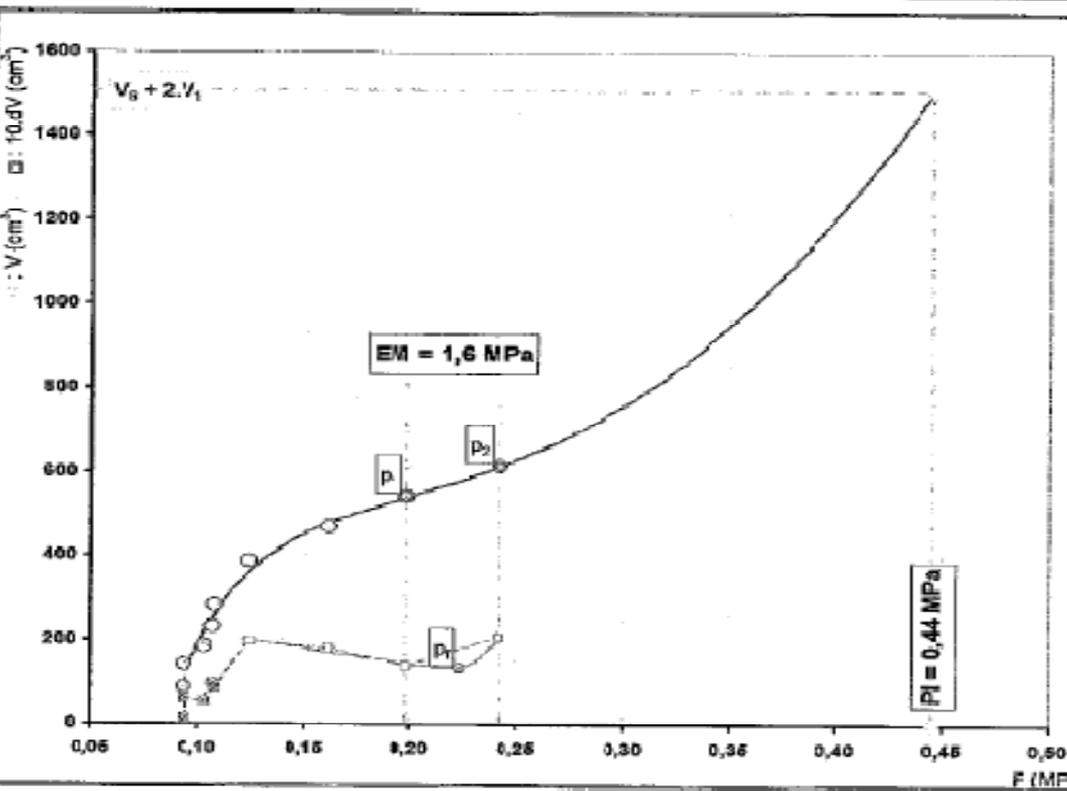
**UNITES**

Hauteurs	mètre	m
Temps	seconde	s
Volumes	centimètre cube	cm³
Pressions	Mégapascal	MPa

**Laboratoire de l'Habitat et de la Construction LHCEst**  
 UNITE DE BEJIA  
 Téléphone : 034 29 64 58 Fax : 034 90 71 83

**ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD A ENREGISTREMENT AUTOMATIQUE**  
 Essai d'expansion en forage conforme à la norme EN ISO 22476-4 procédure B  
 - RESULTATS -

Dossier	64_09
Référence de l'essai	ES20090909
Nom du chantier	ETUDE_SBPAG
Forage	SP05
Profondeur de l'essai	10,00



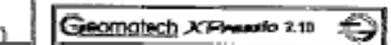
**RESULTATS CALCULES NORMALIS**

α <sub>0</sub>	0,191
P <sub>1</sub>	0,20
P <sub>2</sub>	0,24
P <sub>3</sub>	0,22
P <sub>4</sub>	0,44
P <sub>5</sub>	0,31
E <sub>M</sub>	1,6
E <sub>M</sub> / P <sub>4</sub>	3,6
E <sub>M</sub> / P <sub>5</sub>	5,2

**PARAMETRES DES COURBES AJUSTEES**

volémie inversée	A	
	B	
hyperbole	C	
	D	
double hyperbole	A1	-8,18E+06
	A2	-3,13E+05
	A3	7,93E+01
	A4	1,22E+08
	A5	3,01E-02
	A6	2,00E+01
limite moyenne (m³)		1,89E+01

**COMMENTAIRES**



N° de colonne testée : **296**  
 Surface du verin (cm2) : **168**

Charge à 100 % : **20.0** Tonnes  
 Charge à 100 % : **120.0** bar

Date : 6 juin 2010

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N°1 [mm]	N°2 [mm]	N°3 [mm]	N°4 [mm]		
0	0.00	10:47	0:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
25%	5.00		0:01	0.22	0.67	0.42	0.42	0.43	Stabilisation palier
Bar:	30.0		0:02	0.22	0.68	0.43	0.43	0.44	
			0:03	0.22	0.68	0.43	0.43	0.44	
			0:04	0.22	0.68	0.44	0.43	0.44	
			0:05	0.22	0.69	0.44	0.44	0.45	
			0:10	0.25	0.70	0.50	0.48	0.48	
			0:15	0.25	0.70	0.51	0.48	0.49	
			0:20					0.49	
			0:25					0.49	
			0:30					0.49	
			0:45					0.49	
			1:00					<b>0.49</b>	
50%	10.00		1:01	0.51	1.28	1.04	0.87	0.93	Stabilisation palier
Bar:	60.0		1:02	0.62	1.36	1.07	0.90	0.99	
			1:03	0.68	1.42	1.09	0.92	1.03	
			1:04	0.70	1.45	1.13	0.94	1.06	
			1:05	0.71	1.47	1.14	0.96	1.07	
			1:10	0.71	1.48	1.19	1.00	1.10	
			1:15	0.89	1.63	1.22	1.03	1.19	
			1:20	0.91	1.65	1.25	1.07	1.22	
			1:25					1.22	
			1:30					1.22	
			1:45					1.22	
			2:00					1.22	

N° de colonne testée : **296**  
 Surface du verin (cm<sup>2</sup>) : **168**

Charge à 100 % : **20.0** Tonnes  
 Charge à 100 % : **120.0** bar

Date : 6 juin 2010

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparamètres				Tassement moyen [mm]	Observations
				N°1 [mm]	N°2 [mm]	N°3 [mm]	N°4 [mm]		
75%	15.00		2:01	1.50	2.66	1.96	1.87	2.00	Stabilisation palier
Bar:	90.0		2:02	1.68	2.85	2.09	2.03	2.16	
			2:03	1.78	2.93	2.16	2.08	2.24	
			2:04	1.81	2.96	2.18	2.11	2.27	
			2:05	1.86	3.01	2.23	2.17	2.32	
			2:10	1.96	3.14	2.27	2.23	2.40	
			2:15	2.03	3.20	2.34	2.30	2.47	
			2:20	2.09	3.25	2.39	2.35	2.52	
			2:25	2.14	3.31	2.42	2.37	2.56	
			2:30	2.15	3.34	2.42	2.38	2.57	
			2:45					2.57	
			3:00					2.57	
100%	20.00		3:01	2.72	4.26	2.95	3.14	3.27	Stabilisation palier
Bar:	120.0		3:02	2.94	4.45	3.05	3.22	3.42	
			3:03	3.07	4.58	3.16	3.34	3.54	
			3:04	3.14	4.64	3.16	3.38	3.58	
			3:05	3.20	4.71	3.30	3.46	3.67	
			3:10	3.42	4.94	3.30	3.57	3.81	
			3:15	3.53	5.05	3.52	3.69	3.95	
			3:20	3.55	5.09	3.52	3.71	3.97	
			3:25	3.66	5.21	3.52	3.74	4.03	
			3:30	3.85	5.37	3.52	3.78	4.13	
			3:45	3.85	5.37	3.52	3.84	4.15	
			4:00					4.15	

N° de colonne testée : **296**  
 Surface du verin (cm2) : **168**

Charge à 100 % : **20.0** Tonnes  
 Charge à 100 % : **120.0** bar

Date : 6 juin 2010

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N°1 [mm]	N°2 [mm]	N°3 [mm]	N°4 [mm]		
125%	25.00		4:01	4.22	6.05	4.35	4.65	4.82	Stabilisation palier
Bar:	150.0		4:02	4.46	6.34	4.35	4.80	4.99	
			4:03	4.57	6.43	5.20	5.03	5.31	
			4:04	4.67	6.56	5.28	5.12	5.41	
			4:05	4.71	6.60	5.35	5.15	5.45	
			4:10	4.88	6.74	5.45	5.28	5.59	
			4:15	4.98	6.85	5.59	5.41	5.71	
			4:20	5.00	6.90	5.64	5.48	5.76	
			4:25	5.06	6.95	5.71	5.51	5.81	
			4:30	5.08	7.02	5.74	5.54	5.85	
			4:45					5.85	
			5:00					5.85	
150%	30.00		5:01	5.63	7.82	6.68	6.48	6.65	
Bar:	180.0		5:02	5.89	8.04	6.87	6.60	6.85	
			5:03	6.06	8.22	7.02	6.75	7.01	
			5:04	6.15	8.34	7.12	6.84	7.11	
			5:05	6.20	8.39	7.18	6.90	7.17	
			5:10	6.40	8.59	7.41	7.12	7.38	
			5:15	6.55	8.78	7.56	7.30	7.55	
			5:20	6.62	8.86	7.62	7.35	7.61	
			5:25	6.68	8.93	7.67	7.42	7.68	
			5:30	6.75	9.00	7.73	7.50	7.75	
			5:45	6.90	9.16	7.89	7.61	7.89	
			6:00	7.00	9.28	8.00	7.71	<b>8.00</b>	

N° de colonne testée : **296**  
 Surface du verin (cm<sup>2</sup>) : **168**

Charge à 100 % : **20.0** Tonnes  
 Charge à 100 % : **120.0** bar

Date : 6 juin 2010

Palier de charge [%]	Charge appliquée [tonne]	Heure [h:mn]	Temps cumulé [h:mn]	Mesure des tassements avec comparateurs				Tassement moyen [mm]	Observations
				N°1 [mm]	N°2 [mm]	N°3 [mm]	N°4 [mm]		
125%	25.00		6:01	7.00	9.28	7.99	7.71	8.00	
Bar:	150.0		6:02	7.00	9.28	7.96	7.71	7.99	
			6:03	7.00	9.27	7.94	7.68	7.97	
			6:04	7.00	9.27	7.93	7.68	7.97	
			6:05	7.00	9.27	7.93	7.68	<b>7.97</b>	
100%	20.00		6:06	6.97	9.20	7.90	7.68	7.94	
Bar:	120.0		6:07	6.97	9.20	7.90	7.67	7.94	
			6:08	6.97	9.20	7.89	7.65	7.93	
			6:09	6.97	9.20	7.89	7.65	7.93	
			6:10	6.97	9.20	7.89	7.65	<b>7.93</b>	
75%	15.00		6:11	6.92	9.06	7.71	7.55	7.81	
Bar:	90.0		6:12	6.92	9.04	7.70	7.55	7.80	
			6:13	6.92	9.03	7.70	7.54	7.80	
			6:14	6.92	9.02	7.70	7.54	7.80	
			6:15	6.92	9.01	7.70	7.54	<b>7.79</b>	
50%	10.00		6:16	6.88	8.84	7.53	7.44	7.67	
Bar:	60.0		6:17	6.88	8.81	7.51	7.41	7.65	
			6:18	6.88	8.80	7.50	7.41	7.65	
			6:19	6.88	8.80	7.49	7.40	7.64	
			6:20	6.88	8.80	7.48	7.39	<b>7.64</b>	
25%	5.00		6:21	6.75	8.19	6.94	7.01	7.22	
Bar:	30.0		6:22	6.71	8.16	6.92	6.99	7.20	
			6:23	6.70	8.15	6.90	6.96	7.18	
			6:24	6.69	8.13	6.89	6.94	7.16	
			6:25	6.69	8.12	6.87	6.93	<b>7.15</b>	
0%			6:26	5.85	5.98	5.56	5.51	5.73	
			6:27	5.71	5.86	5.52	5.47	5.64	
			6:28	5.66	5.81	5.46	5.42	5.59	
			6:29	5.63	5.79	5.46	5.39	5.57	
			6:30	5.61	5.75	5.41	5.37	5.54	
			6:35	5.56	5.70	5.40	5.35	5.50	
			6:40	5.54	5.67	5.40	5.35	<b>5.49</b>	

**NB: Stabilisation de palier si vitesse d'enfoncement inférieur à 0,02 mm/min**

## AVI. Description générale du logiciel FLAC-GIIC

Parmi les caractéristiques de FLAC GIIC on peut citer :

- Définition du projet à modéliser en mode entièrement graphique.
- Possibilité de présentation graphique du domaine étudié et de la représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul.
- Facilité d'effectuer une analyse statique et dynamique.
- Possibilité de composer librement les impressions.

Nous présentant dans ce qui suit un bref aperçut sur les composants de l'interface graphique de FLAC GIIC version 5.0 utilisé pour préparer ce travail.

### AVI.1. Le bureau de démarrage

Après avoir effectué l'installation du logiciel FLAC, une icône de démarrage apparait sur le bureau de l'ordinateur. En cliquant dessus une fenêtre principale et une boîte de dialogue apparaissent sur l'écran comme indiqué sur la figure (AVI.1)

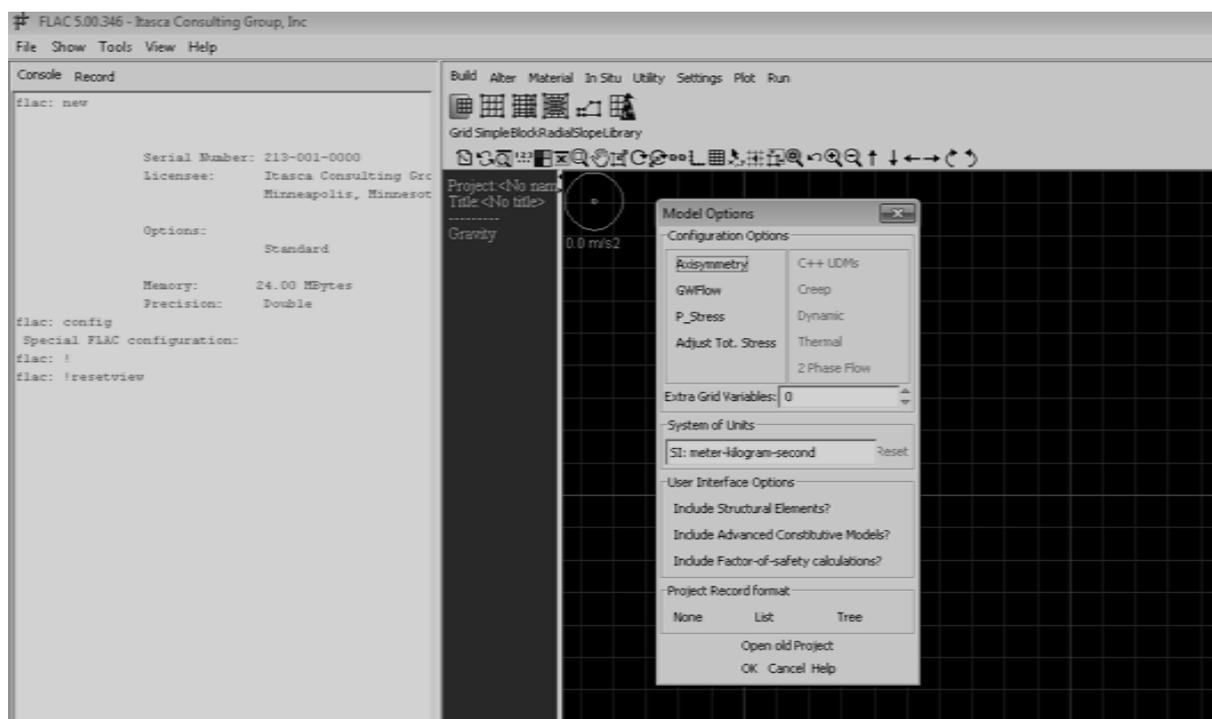


Figure AVI.1. Le bureau de démarrage dans la configuration graphique de FLAC 2D.

### AVI.2. Fenêtre de dialogue « Model options »

La fenêtre de dialogue « Model options » apparait à chaque lancement du logiciel FLAC GIIC ou bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet, figure (AVI.2).

Cette fenêtre permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique...etc). on peut sélectionner aussi le système d'unité à utiliser tout au long de l'analyse, ainsi que les modèles de comportement définis dans FLAC GIIC. Des éléments structuraux peuvent être aussi inclus dans le modèle à analyser.

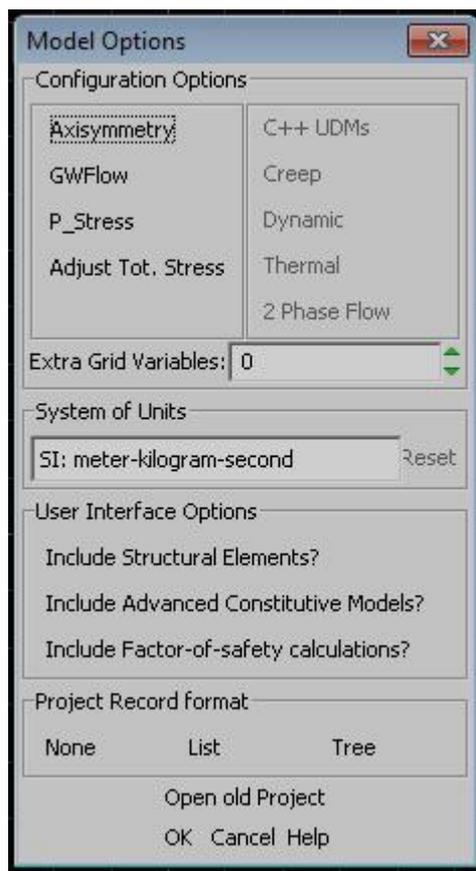


Figure AVI.2. Fenêtre de dialogue « Model Options » dans la configuration graphique de FLAC 2D GIIC.

### AVI.3. les barres d'outils

Pour effectuer une analyse complète d'un problème avec le logiciel FLAC GIIC, un ensemble de commandes ont été élaborées afin de faciliter à l'utilisateur la modélisation et l'analyse d'un modèle. Ces commandes sont assemblées dans une barre d'outils, figure (AVI.3), avec un ordre progressif et logique afin de résoudre le problème. On peut les résumer comme suit :



Figure AVI.3. Barre d'outils dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

#### AVI.3.1. Barre d'outils BUILD

Les outils de la commande BUILD permettent de donner une première forme générale du domaine à étudier. On peut trouver aussi des modèles déjà prédéfinis auxquels on fait appel.



Figure AVI.4. Barre d'outils BUILD dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### AVI.3.2. Barre d'outils ALTER

Après avoir fait une modélisation approximative du domaine à étudier, on peut ajuster ce dernier pour le rapprocher de la réalité et cela en effectuant des modifications grâce aux commandes de la barre d'outils ALTER, avec lesquelles on peut par exemple créer d'autres régions, élaborer une excavation, modéliser les surfaces de contact ou bien raffiner le maillage dans des régions où on juge que c'est nécessaire, figure (AVI.5).

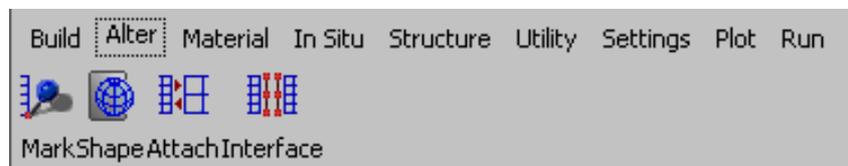


Figure AVI.5. Barre d'outils ALTER dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### AVI.3.3. Barre d'outils MATERIAL

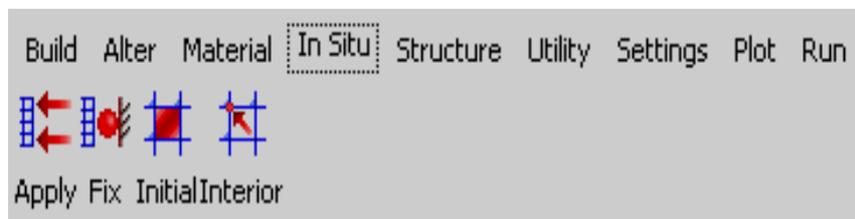
Les lois de comportements (Modèles de comportements), ainsi que les propriétés des matériaux utilisées sont introduites dans la modélisation à l'aide de la barre d'outils principalement : Mohr-coulomb, Drucker Prager, Strain Softening/Hardening, Double Yield et beaucoup d'autre.



Figure AVI.6. Barre d'outils MATERIAL dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### AVI.3.4. Barre d'outils IN SITU

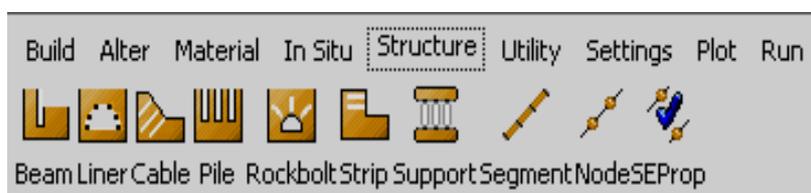
En utilisant les commandes de la barre d'outils IN SITU, figure (AVI.7), on déclare les conditions initiales et les conditions aux limites de notre modèle à étudier.



AVI.7. Barre d'outils IN SITU dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### AVI.3.5. Barre d'outils STRUCTURE

Grâce aux commandes de la barre d'outils STRUCTURE, on peut modéliser n'importe quelle géométrie d'une structure qu'elles soient des poutres, des poteaux, des pieux, des câbles de précontrainte...etc. comme l'indique la figure (AVI.8)

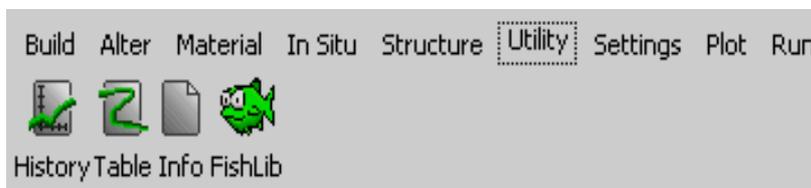


AVI.8. Barre d'outils STRUCTURE dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### AVI.3.6. Barre d'outils UTILITY

Les commandes de la barre d'outils UTILITY permettent d'accéder aux utilitaires dans FLAC qui facilitent la génération, la surveillance et le contrôle du modèle. On peut aussi accéder aux variables du modèle afin de surveiller leur influence pendant les cycles de calcul.

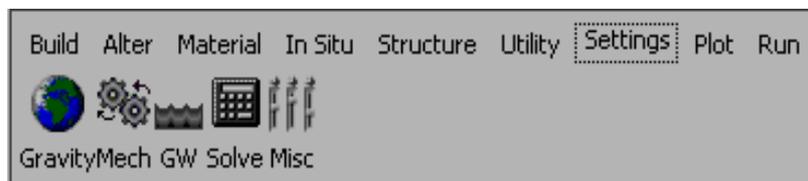
L'utilisateur peut introduire directement de nouvelles fonctions ou variables programmées par le langage FISH, inclus dans FLAC à base du C++ afin de compléter la modélisation du problème à résoudre ou enrichir la bibliothèque de FLAC GIIC.



AVI.9. Barre d'outils UTILITY dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### AVI.3.7. Barre d'outils SETTINGS

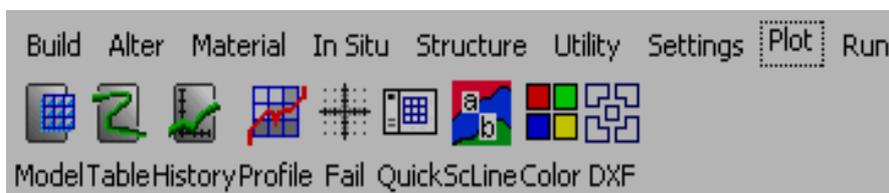
Pour effectuer des changements ou bien introduire des données afin de compléter la modélisation du problème à résoudre, on utilise les barres de commande fournies dans la barre d'outils SETTINGS. Grâce à ces dernières, on peut introduire la gravité, l'état de grandes ou petites déformations, les caractéristiques mécaniques de l'eau, le pas de calcul ainsi que les différents paramètres caractérisant une étude dynamique, de fluage ou bien thermique, figure (AVI.10).



AVI.10. Barre d'outils SETTING dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### AVI.3.8. Barre d'outils PLOT

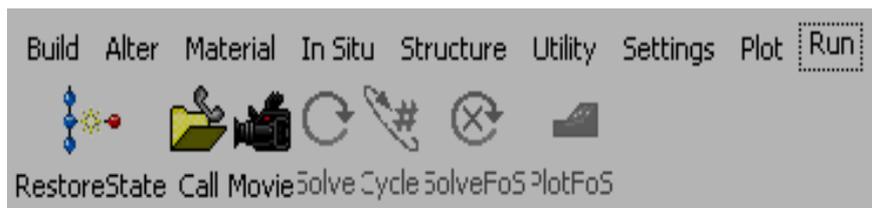
Les barres de commandes fournies dans la barre d'outils PLOT, sont associées au traçage de tous les résultats obtenus après la résolution du problème modélisé. On peut ainsi obtenir toutes les courbes selon les besoins du problème.



AVI.11. Barre d'outils PLOT dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

### AVI.3.9. Barre d'outils RUN

Les barres de commandes fournies dans la barre d'outils RUN, sont associées à la phase de résolution des problèmes modélisés avec FLAC, figure (AVI.12)



AVI.12. Barre d'outils RUN dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

## AVI.4. Ecriture d'un fichier exécutable sous FLAC

### 1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul)

FLAC possède plusieurs options de configuration (mode de calcul) et sont spécifiées avec la commande **conf**. Ça doit être donné avant la commande grid.

Les options qui existent dans FLAC sont :

**Ats** : ajuster les contraintes totales.

**Axisymétrique** : géométrie axisymétrique.

**Creep** : analyse de fluage.

**Dynamique** : analyse dynamique.

**Gwflow** : écoulement (fluide) d'eaux souterraines.

**p-stress** : déformation plane.

**Thermal** : analyse thermique.

## 2. Géométrie du problème

C'est avec la commande **grid** qu'on définit le milieu, le nombre de lignes et le nombre de colonnes, pour pouvoir donner une forme à ce maillage d'autres commandes doivent être écrites (generate, attach, ini...etc).

## 3. Choix de model de comportement et de ses paramètres

FLAC intègre de nombreux modèles constitutifs

Adaptables à un grand nombre de matériaux. Chacun d'entre eux nécessite l'introduction de paramètres mécaniques spécifiques de la rhéologie de matériau.

Le modèle est déclaré avec la commande **model** (suivie du type de modèle), les propriétés sont données après avec la commande **prop**.

## 4. Détermination des différentes conditions initiales et limites

Les conditions initiales sont déclarées avec la commande **ini** suivie des contraintes, vitesses, densité, pression interstitielle...etc.

**Fix** : fixer les déplacements dans une direction ou deux ; les vitesses, pression poreuse, degré de saturation...etc. Cette commande empêche le changement de ces conditions.

**Free** : Cette commande libère ce qui a été fixé par la commande fix.

## 5. Spécifier les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur

FLAC permet à l'utilisateur de spécifier un problème quelconque désiré en utilisant le langage de programmation FISH, à titre d'exemple, ces problèmes peuvent être un chargement sinusoïdal, dynamique, un nouveau modèle constitutif...etc.

## 6. Résolution du problème

Une fois le problème est défini, sa résolution se fait en prenant des séries de pas de calcul.

Pour cela les commandes suivantes, soit un calcul automatique ou un calcul contrôlé sont données comme suit:

**Step n** : exécute n pas de temps.

**Solve** : permet une détection automatique de la solution d'équilibre.

# Conclusion générale

Le géotechnicien a pour rôle, d'après l'analyse des résultats de l'étude des sites destiné à recevoir des ouvrages lourds. De vérifier la portance du sol et d'évaluer les tassements par la méthode préssiométrique, si B/H est faible et par la méthode oedométrique. Et si ces deux hypothèses ne sont pas vérifiées, il doit écarter le principe de fondations superficielles et d'opter pour des fondations profondes, ou bien, renforcer le sol par une méthode facile, rapide à exécuter et la plus économique.

La recherche bibliographique nous a permis de constater que les méthodes de traitement des sols instables sont vastes et permettent d'augmenter la capacité portante du sol en améliorant ses caractéristiques mécaniques. Chaque technique avec son fonctionnement et son domaine d'application qui dépend de la granulométrie des sols à traiter, par exemple pour:

- Les matériaux sablo-graveleux plus au moins fins, les techniques adaptées sont : compactage dynamique, statique (CHS), vibroflotation, jet grouting.
- Les sols organiques caractérisés par des teneurs en eau élevées, les solutions adéquates sont les colonnes chaux-ciment. Et si la teneur en eau est faible on utilise le deep soil mixing.

Le procédé des colonnes ballastées est adapté aux sols mous non organiques et aux sables fins qui présentent des étreintes latérales suffisantes pour la stabilisation des colonnes ballastées.

La colonne ballastée isolée peut tasser sous charge verticale statique et subir des déformations définies comme suit : (rupture par expansion latérale, par cisaillement et rupture par poinçonnement). Dans le cas des réseaux de colonnes sous charges réparties on peut assimiler les colonnes situées dans la maille à une colonne isolée appelée cellule unitaire.

L'étude du comportement et du dimensionnement des colonnes ballastées ainsi que l'efficacité du traitement conduit à introduire les paramètres caractéristiques qui sont le taux d'incorporation ( $\alpha$ ), le rapport de concentration des contraintes ( $n$ ) et le facteur des tassements ( $\beta$ ) et pour cela plusieurs auteurs se sont penchés sur ce point pour définir des méthodes de dimensionnement qui sont les suivantes : les méthodes empiriques, les méthodes qui sont basées sur les tassements et les méthodes numériques.

La modélisation par le code de calcul FLAC, montre que le sol subit des déplacements latéraux dans sa partie supérieure, accompagnée des tassements qui diminuent en fonction de la profondeur. D'après l'étude numérique du silo de stockage de sucre roux par le code de calcul FLAC, effectuée dans le quatrième chapitre. On aboutit à un tassement inadmissible de

l'ordre de 1m après renforcement de sol par colonnes ballastées, mais qui reste inférieur à celui calculé avant renforcement.

L'étude comparative des méthodes analytique effectuée dans le chapitre cinq, a permis de montrer que la méthode de Priebe, offre des résultats proche par rapport au calcul numérique. Et ces résultats sont plus importants par rapport à la méthode d'homogénéisation, cela est justifié sur le faite que cette dernière, ne définit pas le comportement et l nature réel du sol.

Les essais réalisés sur la colonne à savoir l'essai de continuité (PDL) et l'essai de chargement, ont montrés que les colonnes sont continues et moyennement compactées. La courbe (contraintes-déformations), montre que les tassements enregistrés par l'essai de chargent, évoluent lentement avec l'évolution de la charge appliquée, ne dépassent pas 8,00mm. L'information qualitative qu'on peut tirer de cet essai, est que le comportement de la colonne ballastée reste dans le domaine élastoplastique, une certaine réversibilité de la déformation d'environ 32% est mise en évidence avec un tassement résiduel de 5,49 mm.

## Références Bibliographiques

- § Bahar R., Sadaoui O., analyse des tassements de silos fondés sur des sols compressibles renforcés par des colonnes ballastées : cas de la zone portuaire de Bejaia. International Conference on Geotechnical Engineering, Tunisia, March 2008.
- § Bastien C. Etude expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires, application aux renforcements de sols par inclusions rigides. Thèse de doctorat de l'école doctorale mécanique et énergétique, Grenoble 1, 2008.
- § Bouassida M., Guetif Z., De Bouhan P., Dormieux L. Estimation par une approche variationnelle du tassement d'une fondation rigide sur sol renforcé par colonnes. Revue française de géotechnique, N° 102, pp. 21-29, 2003.
- § CNAM, « le renforcement des sols par inclusions rigides », article publié par le CNAM dans l'adresse : [http : www.CNAM.fr/geotechnique/recherche/IR/chapitre%20II.pdf](http://www.CNAM.fr/geotechnique/recherche/IR/chapitre%20II.pdf).
- § COPREC, 2004.Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles aux tassements.
- § Corneille S. Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. Thèse de doctorat en hydrosystèmes et géotechnique, institut nationale polytechnique de Lorraine, 2007.
- § Documents Techniques Unifiés (DTU n°13.2) (1978). Fondations profondes : Colonnes ballastées. Chap. VIII. Paris, pp. 57-59.
- § Document Keller : Compactage horizontal statique (CHS).
- § Document Keller : Le procédé de la Vibroflotation.
- § Document Keller : Le procédé du Jet grouting.
- § Document Ménard sol traitement : Compactage dynamique par pilonnage.
- § Document Keller: Le procédé de la colonne ballastée.

## Références Bibliographiques

- § Dhouib A., Blondeau F. (2005). Colonnes ballastées. Techniques de mise en œuvre, domaine d'application, Comportement, Justification, Contrôle, Axes de recherche et de développement. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- § Dhouib A. (2005). Discussion au sujet de l'article « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement ». Revue française de géotechnique N° 111, pp. 3-16, 2<sup>e</sup> semestre 2005.
- § Leadersbtp, « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement », article publié par Leadersbtp dans l'adresse :[http://www.leadersbtp.net/fichierscours/géotechnique/amélioration\\_sol/recommandation\\_COP\\_REC\\_SFONS\\_colonnesballastées.pdf](http://www.leadersbtp.net/fichierscours/géotechnique/amélioration_sol/recommandation_COP_REC_SFONS_colonnesballastées.pdf).
- § Lyazid G. Fiabilité en géotechnique : applications aux colonnes ballastées. Thèse de doctorat de l'école nationale supérieure polytechnique d'Alger, Laboratoire construction et environnement, M'sila.2009.
- § MTPNET, « Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées. Cas des ouvrages d'arts de la rocade méditerranéenne de NADOR » article publié par MTPNET dans l'adresse :<http://www.Mtpnet.gov.ma/NR/rdonlyres/17F48F90-02BB-4DA2-B42A62213394AF72B/902/501Am%C3%A9liorationdesolsdefondationparcolonnesballastées.pdf>.
- § Nathalie G., Karam S. et Pascal M. Identification expérimentale d'une loi de tassement du ballast. Revue canadienne de géotechnique, Vol. 36, N° 3, Pp. 523-532, 1999.
- § Ourtemache M. Etude numérique et paramétriques du comportement des colonnes ballastées. Mémoire de magister de l'université A. Mira, Bejaia, 2009.
- § Planseisme, « Traitement des sols et fondations », article publié par planseisme dans l'adresse : [http://www.Planseisme.fr/IMG/pdf/TRAITEMENT\\_DES\\_SOLS\\_ET\\_FONDATIONS.pdf](http://www.Planseisme.fr/IMG/pdf/TRAITEMENT_DES_SOLS_ET_FONDATIONS.pdf).
- § Sadaoui O. (2006). Analyse numérique et expérimentale du comportement des sols compressibles renforcés par des colonnes ballastées. Mémoire de magister de l'université A. Mira, Bejaia.

## Références Bibliographiques

- § Sadaoui O. (2008). Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le pressiomètre. Les ateliers professionnels, CTC- centre A. Bejaia.
- § Soletanche Bachy pieux, « amélioration de sol », article publié par S.B.P dans l'adresse : [http : //SBpieux.fr/amsol/amsol2.html](http://SBpieux.fr/amsol/amsol2.html).
- § S.B.P, « Inclusions et colonnes ballastées », article publié par S.B.P dans l'adresse : [http: //SBpieux.fr/tec\\_inclusions.html](http://SBpieux.fr/tec_inclusions.html).
- § SOLEM, “Etude des massifs de fondation reposant sur sols traits par colonnes ballastées et soumis a des efforts de renversement », article publié par SOLEM dans l'adresse : [http : //www.solem.ch/pentes/acceil/fichier\\_pdf\\_2A/coll\\_balst\\_dhouib.pdf](http://www.solem.ch/pentes/acceil/fichier_pdf_2A/coll_balst_dhouib.pdf).
- § Vincent S. Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales. Thèse de doctorat de l'université des sciences et technologies de Lille, 2006.

M<sup>elle</sup> :Bazizi Hamida

M<sup>elle</sup> :Kara Daya

*Master 2010  
géotechnique et  
environnement  
LGEA de T-O*