

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi- Ouzou–UMMTO  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil  
Laboratoire des Géomatériaux, Environnement et Aménagement LGEA



THESE DE DOCTORAT ès Sciences

Spécialité: Génie Civil

Option: Géotechnique

Thème

---

**Analyse numérique et expérimentale du comportement des colonnes  
ballastées: Application à la prévision des tassements**

---

Présenté par:

**M. SADAoui OMAR**, dirigé par Pr. BAHAR Ramdane

**DEVANT LE JURY :**

|              |          |                     |            |
|--------------|----------|---------------------|------------|
| M. MELBOUCI  | BACHIR   | Professeur UMMTO    | Président  |
| M. BAHAR     | RAMDANE  | Professeur USTHB    | Rapporteur |
| M. BOUAFIA   | ALI      | Professeur U. Blida | Examineur  |
| M. GABI      | SMAIL    | Professeur UMMTO    | Examineur  |
| M. AKCHICHE  | MUSTAPHA | M.C.A USTHB         | Examineur  |
| M. IHADADENE | LOUNES   | D.G Cevital SPa     | Invité     |

Soutenue publiquement le 11 Avril 2018

*Je dédie ce modeste travail à:*

*La mémoire de mon père, mes grands pères et de mon frère Belkacem,*

*La mémoire de mon beau- père Mohand,*

*Ma Chère mère, ma Chère femme Nassima et mes Chers enfants,*

*A tous ceux qui militent avec persévérance pour que justice sociale règne sur terre.*

## **Remerciements**

Je remercie DIEU, le Tout Puissant Clément et Miséricordieux de m'avoir donné le courage et la volonté pour parachever ce travail.

J'offre mes sincères et vifs remerciements à mon Directeur de Thèse, Professeur BAHAR Ramdane pour son aide inestimable et son hospitalité. Il a toujours été pour me soutenir et me conseiller sans relâche dans l'élaboration de ce travail de recherche. Qu'il trouve ici l'expression de ma parfaite reconnaissance, merci infiniment pour vos aides et conseils.

Je remercie chaleureusement mes frères Akli et Samir gérant et cogérant du Bureau d'Engineering et de Conseils en TP BICS pour leur précieuses contributions en mettant à ma disposition leur station d'expertise topographique et leur personnel de soutien en vue de réussir l'opération des relevés continus des tassements des ouvrages instrumentés depuis plus de 11 ans (de 2005 à ce jour).

Je voudrais également exprimer ma gratitude et ma reconnaissance aux entreprises économiques ayant contribué à ce travail dans le cadre de l'instrumentation et de mesure des tassements de leurs ouvrages de stockage en l'occurrence l'ECI SPa- Bejaia et le Groupe Cevital SPa Bejaia. Les données et les mesures recueillies ont été d'un apport inestimable dans l'élaboration de cette thèse. A cet effet, je tiens à témoigner ma profonde reconnaissance et gratitude envers Monsieur IHADADENE Lounés, Directeur Général de Cevital SPa-Bejaia ainsi que l'ensemble des cadres techniques de la direction projets, particulièrement Madame Yagoub Fatma Zahra et les ingénieurs Messieurs Boukeroui Karim, Cherifi et Monsieur Amri Directeur de la raffinerie 3000T. Je remercie également Messieurs BOUDIAB Samir et ses frères et Monsieur Hamoudi Abdelkader, cadres dirigeants de l'établissement ECI SPa pour leur aide et la mise à disposition pour assurer une instrumentation de leur batterie de silos de stockage dans de meilleures conditions, ce qui est d'un apport qualitatif. Mes remerciements vont également aux ouvriers et techniciens d'exploitation des silos pour toutes leur aides, leur disponibilité et assistance durant les séances des relevés de tassements.

Je remercie également Monsieur BAHAR Ramdane, Professeur à l'USTHB d'Alger en sa qualité d'ex-Directeur du laboratoire LGEA et Monsieur MELBOUCI Bachir, Professeur et Directeur en poste du LGEA- Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO) pour tous les outils didactiques fournis et leur soutien durant la réalisation de cette thèse. Je remercie également Monsieur MELBOUCI Bachir d'avoir accepté d'être le Président de Jury de ma Thèse.

Je remercie vivement Monsieur BOUAFIA Ali, Professeur à l'Université de Blida, Monsieur GABI Smail, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO) et Monsieur AKCHICHE Mustapha, Maître de conférences (A) à l'Université USTHB d'Alger pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'être membres du Jury en leur qualité d'examineurs, d'avoir consacré de leur précieux temps à lire et à critiquer ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de ma vive reconnaissance.

Je remercie également Monsieur IHADADENE Lounés, Directeur Général de Cevital-SPa Bejaia d'avoir accepté l'invitation pour assister à ma soutenance.

Ma belle-sœur Issaadi Dahbia, épouse Hacini, d'avoir consacré énormément de son temps à la lecture et à la correction de ce manuscrit, qu'elle trouve ici l'expression de ma sincère reconnaissance et de mes vifs remerciements.

Je remercie ma petite famille à sa tête ma chère épouse Nassima pour son soutien indéfectible et ses encouragements ainsi que mes enfants Lina, Walid et Anais de m'avoir autorisé de prendre beaucoup de leur temps de loisirs pour parachever ce travail. Je remercie aussi ma mère, mes frères et sœurs pour leur soutien et encouragements.

Je remercie toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin et tous ceux qui sont intéressés par mon travail, en espérant qu'ils puissent trouver dans cette thèse des explications utiles pour leurs propres travaux de recherche.

Aussi, je ne peux clore cette page sans léguer Honneurs et Gratitudes à tous mes Enseignants depuis le cycle primaire jusqu'aux études post-graduées qui n'ont ménagé aucun effort, animés de patience, de dévouement et de sacrifices en vue qu'on atteigne ce niveau de connaissances scientifiques.



إن توقعات الهبوط أصبحت مشكلا عائقا يتعرض له المهندس الجيوتقني, حيث أوضحت التجارب أن الأعراض الباتولوجية ناتجة تحت تأثير الهبوط المفرط بمختلف أنواعه قبل الوصول إلى قمة قدرة تحمل التربة. للتخفيف من حدة المشكل في حالة التربة الرخوة القابلة للضغط نلجأ إلى استخدام أوتاد عميقة من الخرسانة المسلحة أو دعم التربة عن طريق أعمدة من الحصى كحل بديل.

و لقد اعتمدت مؤسسات التطوير العقاري و رجال الأعمال في ميدان البناء, الأشغال العمومية والصناعة على هذا الحل منذ سنة 1999م في الجزائر, باعتباره اقتصادي, غير أن ذلك لا يمنع هبوط الأسس ولكل يساعد في تسرع عامل الوقت لحدوثه.

هذا البحث يندرج في نطاق دراسة سبل التقليل من هذا الهبوط في حالة استخدام أعمدة الحصى الطافية لتقوية التربة, حيث حددت محاكاة رقمية باستعمال طريقة العناصر المنتهية من أجل تحليل كل الجوانب الميكانيكية و مختلف الأشكال الهندسية لتركيبة هذه الأعمدة. استنتجت في الأخير صيغة تحليلية جديدة لمعامل التقليل من الهبوط  $\beta$  باستعمال وسيط مصحح.

من جهة أخرى, تم إدراج موقعين تجريبيين منذ 2005م إلى غاية 2017م في ناحية السهل الغربي لبجاية بالجهة المحاذية للميناء. عبارة عن هياكل هامة لتخزين المواد الاستهلاكية, يقدر ضغط أسسها الحصرية السطحية من 1 إلى 3 (بار), و التي تتجاوز الضغط المسموح للتربة الانضغاطية المدعمة بأعمدة حصى طافية .

إن البيانات المستنبطة من القياسات المتواصلة للهبوط في سياق التركيبات حسب الكميات المخزنة و المسجلة في الوقت الحقيقي أظهرت هبوطات مطلقة وتفاضلية مفرطة و زائدة عن حدها الأقصى. وتسبب ذلك في أضرار قاسية مست الاستقرار العام لتركيبة الهياكل.

أقيمت دراسة تحليلية جيولوجية, جيوتقنية و جيوميكانيكية عميقة من أجل التمييز النوعي و الميكانيكي للأثرية و حسابات رقمية باستعمال البرمجية (سزار) . إن البحث الرقمي و القياسات التجريبية للهبوط التي تمت على الهياكل مكنتنا في حد ذاتها من مواجهة النتائج فيما يخص التنبؤ بالهبوطات في محيط مدعم بأعمدة الحصى الطافية, لينتج عن ذلك انسجام جيد للمعادلة المقترحة بالنسبة للقياسات المسجلة.

## Résumé

La prévision d'un tassement demeure un épineux problème auquel est confronté le géotechnicien. L'expérience a montré que les pathologies structurales surviennent souvent sous l'effet des tassements différentiels excessifs avant d'atteindre la portance du sol. Pour pallier ce problème dans le cas des sols mous et compressibles, on préconise des pieux ou un renforcement de sols par colonnes ballastées comme solution alternative. Ce procédé de renforcement, introduit en Algérie en 1999, est économique, toutefois, il n'anéantit pas totalement les tassements mais il en accélère le facteur temps.

Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre de l'étude de la réduction des tassements dans le cas des colonnes flottantes. Des modélisations numériques par EF ont été menées en s'intéressant à tous les aspects mécaniques et géométriques inhérents au maillage des colonnes ballastées flottantes. Une formulation analytique d'un coefficient correcteur ( $\mu_p$ ) et un abaque du facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) ont été proposés.

Par ailleurs, l'instrumentation de deux (02) sites expérimentaux depuis 2005 à 2017 au niveau de la plaine portuaire de Bejaia a été effectuée. Il s'agit d'ouvrages de stockage importants fondés sur des sols très compressibles renforcés par des colonnes ballastées flottantes. Les relevés des tassements à l'échelle des ouvrages en fonction des charges variables enregistrées à temps réel ont révélé des tassements excessifs sous l'effet des contraintes variables de 1 à 3 bars. Additivement à une analyse géologique, géotechnique et géomécanique exhaustive en vue de la caractérisation des sols, des modélisations numériques par EF sous l'environnement du code CESAR ont été effectuées. L'investigation expérimentale et numérique des ouvrages en question nous a permis de confronter les résultats en

matière de prédiction de tassements d'un milieu renforcé par colonnes flottantes. Il en résulte une parfaite concordance par rapport à la formule proposée.

Par ailleurs, l'analyse du comportement des ouvrages nous a permis de tracer une échelle d'évolution des pathologies en fonction de l'amplitude des tassements différentiels. Des recommandations techniques sont consignées à l'effet d'améliorer les Documents Techniques Réglementaires (DTR) Algériens en matière de d'amélioration et de renforcement des sols.

Mots clés: Sol compressible, colonne ballastée, flottante, tassement, expérimental, numérique, pathologie.

## **Abstract**

The prediction of a settlement remains a prickly problem to which geotechnical engineer is confronted. Experience has shown that structural pathologies are caused by the effects of excessive differential settlements before reaching soil bearing capacity. To palliate this problems in the case of soft and compressible soils we advocate, as an alternative solution, piles or the reinforcement of the soils with stone columns. This strengthening method, introduced in algeria in 1999, is economical. However, it does not inihilate settlements but it speeds up the time factor.

This thesis work is in the frame of the study about the reduction of settlements in the case of floating columns. Numerical modelings by FEM method have been carried out through interest into all mechanical and geometrical aspects that are inherent in the meshing of floating stone columns. An analytical formulation of a correction coefficent ( $\mu_p$ ) and an abacus of the settlement reduction factor ( $\beta$ ) have been suggested.

On the other way, the monitoring instrumentation of two (02) experimental sites since 2005 to 2017 at the level of the harbour lowland of Bejaia has been carried out. It concerns important storage structures fonded on a very compressible ground reinforced by floating stone columns. The records of the settlements at the scale of the structures, according to variable loads recorded in real time, have revealed excessive settlements under the effects of variable stresses from 1 to 3 bars. An exhaustive geological, geotechnical and geomechanical analysis has been carried out for the characterisation of the grounds, and numerical modeling by FEM method under CESAR software environment have been carried out. The experimental and numerical investigation of the concerned structures at issue allowed us to confront the results with regard to settlement prediction of an environment reinforced with floating stone columns. The result is a perfect matching in relation to the suggested formula.

On the other way, the analysis of the behaviour of the structures has allowed us to draw a pathologies evolution scale according to the amplitude of the differential settlements.

Technical recommandations are documented so as to improve on the Algerian Regulatory Technincal Documents (RTD) in terms of the improvement and reinforcement of the soils.

Keys words: Compressible soil, stone columns, floating, settlement, experimental, numerical, pathology.

|          |                                                                           |           |
|----------|---------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>                                         | <b>18</b> |
| <b>0</b> | <b>CHAPITRE 1.....</b>                                                    | <b>21</b> |
| <b>1</b> | <b>RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>                                     | <b>21</b> |
| 1.1      | INTRODUCTION.....                                                         | 21        |
| 1.2      | RETROSPECTIVE DU PROCEDE DE COLONNES BALLASTEES EN ALGERIE.....           | 22        |
| 1.2.1    | Répartition sectorielle et par typologie de fondations .....              | 24        |
| 1.3      | AMELIORATION DES SOLS PAR INCLUSIONS SOUPLES.....                         | 26        |
| 1.3.1    | Définitions et modes de fonctionnement .....                              | 27        |
| 1.3.2    | Quelques types de procédés d'amélioration des sols .....                  | 28        |
| 1.3.3    | Principe de réalisation des colonnes ballastées.....                      | 30        |
| 1.3.4    | Influence du mode de compactage .....                                     | 32        |
| 1.3.5    | Matériau constitutif de la colonne ballastée .....                        | 34        |
| 1.3.6    | Domaines d'applications.....                                              | 36        |
| 1.4      | COMPORTEMENT MECANIQUE DES COLONNES BALLASTEES .....                      | 39        |
| 1.4.1    | Mécanismes d'interaction sol/colonne isolée.....                          | 41        |
| 1.4.2    | Colonnes ballastées maillées en réseau.....                               | 43        |
| 1.4.3    | Paramètres de quantification de l'effet de renforcement.....              | 45        |
| 1.5      | METHODES ANALYTIQUES ET EMPIRIQUES DE DIMENSIONNEMENT.....                | 49        |
| 1.5.1    | Méthode empirique de Thorburn (1975).....                                 | 50        |
| 1.5.2    | Abaque de Greenwood (1970).....                                           | 50        |
| 1.5.3    | Abaques de Mattes et Poulos .....                                         | 51        |
| 1.5.4    | Méthode de l'homogénéisation simplifiée .....                             | 52        |
| 1.5.5    | Méthode empirique de Van Impe et De Beer (1983) .....                     | 54        |
| 1.5.6    | Méthode élastoplastique de Priebe (1976 et 1995).....                     | 54        |
| 1.6      | INFLUENCE DES LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL .....                           | 59        |
| 1.6.1    | Modèle de Mohr- Coulomb (MC) .....                                        | 59        |
| 1.6.2    | Modèle de Drucker-Prager .....                                            | 60        |
| 1.6.3    | Modèle de Cam-Clay modifié .....                                          | 61        |
| 1.6.4    | Modélisation par cellule élémentaire.....                                 | 63        |
| 1.6.5    | Approche par modèle axisymétrique .....                                   | 64        |
| 1.7      | REDUCTION DE TASSEMENT: MODELES REDUITS ET PREVISION NUMERIQUE.....       | 65        |
| 1.7.1    | Quelques résultats d'investigations numériques .....                      | 67        |
| 1.8      | PRESCRIPTIONS REGLEMENTAIRES SUR LE PROCEDE DES COLONNES BALLASTEES ...   | 71        |
| 1.8.1    | Exigences techniques et facteurs influents dans la mise en œuvre .....    | 72        |
| 1.8.2    | Justification des colonnes ballastées en termes de contraintes .....      | 73        |
| 1.8.3    | Justification de non poinçonnement d'une colonne ballastée flottante..... | 73        |
| 1.8.4    | Objectif des colonnes d'essais .....                                      | 74        |
| 1.8.5    | Méthodes de contrôle et de réception.....                                 | 75        |
| 1.9      | CONCLUSION DU CHAPITRE .....                                              | 77        |
| <b>2</b> | <b>CHAPITRE 2.....</b>                                                    | <b>79</b> |
| 2.1      | RESUME.....                                                               | 79        |
| 2.2      | INTRODUCTION.....                                                         | 80        |
| 2.3      | PRESENTATION DU CODE CESAR-LCPC.....                                      | 81        |
| 2.4      | MODELISATIONS TRIDIMENSIONNELLES (3D) ET AXISYMETRIQUES .....             | 81        |
| 2.4.1    | Colonnes ballastées sous fondation rigide .....                           | 84        |

|          |                                                                                       |            |
|----------|---------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| a)       | Influence de la rigidité relative $K$ de la fondation.....                            | 92         |
| b)       | Influence du rapport $(L_c/B)$ .....                                                  | 95         |
| 2.5      | MODELISATION 3D DU COMPORTAMENT DES COLONNES FLOTTANTES .....                         | 100        |
| 2.5.1    | Résultats et discussions .....                                                        | 102        |
| 2.6      | ETUDE D'UN RENFORCEMENT DE SOL SOUS UN BAC D'HYDROCARBURES .....                      | 112        |
| 2.6.1    | Introduction .....                                                                    | 112        |
| 2.6.2    | Contexte géotechnique du terminal marin de Bejaia.....                                | 115        |
| 2.6.3    | Modèles d'éléments finis .....                                                        | 117        |
| 2.6.4    | Discussion des résultats .....                                                        | 121        |
| 2.7      | CONCLUSION DU CHAPITRE .....                                                          | 121        |
| <b>3</b> | <b>CHAPITRE 3 .....</b>                                                               | <b>122</b> |
| 3.1      | RESUME.....                                                                           | 122        |
| 3.2      | INTRODUCTION.....                                                                     | 123        |
| 3.3      | CONDITIONS DE SITE ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....                                   | 124        |
| 3.3.1    | Contexte géologique et géotechnique .....                                             | 124        |
| 3.3.2    | Description de l'ouvrage .....                                                        | 126        |
| 3.3.3    | Caractéristiques géotechniques du sol .....                                           | 128        |
| 3.3.4    | Capacité portante et renforcement du sol par colonnes ballastées .....                | 130        |
| 3.4      | INSTRUMENTATION DE MESURES DE TASSEMENTS ET D'OVALISATION.....                        | 131        |
| 3.4.1    | Discussions des résultats .....                                                       | 133        |
| 3.5      | MODELISATION NUMERIQUE PAR EF .....                                                   | 139        |
| 3.5.1    | Paramètres géo-mécaniques de la modélisation .....                                    | 140        |
| 3.5.2    | Modèle EF tridimensionnel (3D).....                                                   | 145        |
| 3.5.3    | Modèle 2D en déformations planes .....                                                | 150        |
| 3.6      | RESULTATS ET DISCUSSIONS .....                                                        | 151        |
| 3.6.1    | Coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) .....                             | 156        |
| 3.7      | PRINCIPE DE RENFORCEMENT DE L'OUVRAGE .....                                           | 158        |
| 3.8      | CONCLUSION DU CHAPITRE .....                                                          | 160        |
| <b>4</b> | <b>CHAPITRE 4 .....</b>                                                               | <b>162</b> |
| 4.1      | RESUME.....                                                                           | 162        |
| 4.2      | INTRODUCTION.....                                                                     | 163        |
| 4.3      | CONTEXTE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DU SITE .....                                     | 165        |
| 4.3.1    | Synthèse et interprétation des essais de laboratoire .....                            | 168        |
| 4.3.2    | Essais in situ avant et après renforcement de sol: synthèse et interprétations<br>170 |            |
| 4.4      | CARACTERISTIQUES DU RENFORCEMENT PAR COLONNES BALLASTEES .....                        | 174        |
| 4.4.1    | Evaluation de la portance et des tassements après renforcement de sol.....            | 175        |
| 4.4.2    | Essais de chargement et de contrôle des colonnes .....                                | 176        |
| 4.5      | METHODOLOGIE D'INSTRUMENTATION ET RELEVES DES TASSEMENTS .....                        | 178        |
| 4.5.1    | Description des ouvrages et dispositifs expérimentaux.....                            | 178        |
| 4.5.2    | Evolution des charges et des contraintes sous les fondations .....                    | 180        |
| 4.5.3    | Instrumentation et procédure de mesure des tassements.....                            | 182        |
| 4.5.4    | Interprétations des mesures de tassements et des déformations.....                    | 186        |
| 4.6      | MODELISATIONS NUMERIQUES POUR LA PREVISION DE TASSEMENTS.....                         | 188        |
| 4.6.1    | Paramètres géomécaniques pris en compte dans la modélisation .....                    | 189        |
| 4.6.2    | Modèle axisymétrique .....                                                            | 190        |
| 4.6.3    | Modèle EF-3D de cellule unitaire .....                                                | 192        |
| 4.6.4    | Modèle EF tridimensionnel (3D).....                                                   | 194        |

|                                                                             |            |
|-----------------------------------------------------------------------------|------------|
| a. Comparaison du coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) ..... | 202        |
| 4.7 CONCLUSION DU CHAPITRE .....                                            | 204        |
| <b>5 CONCLUSION GENERALE.....</b>                                           | <b>206</b> |
| <b>6 BIBLIOGRAPHIE .....</b>                                                | <b>209</b> |

## LISTE DES FIGURES

|                                                                                                                                                                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 1.1- Tendances de développement du procédé des CB en Algérie (1999- 2011). .....                                                                                                                              | 23 |
| Figure 1.2- Répartition des renforcements par CB en Algérie (1999 à 2011) par secteurs d'activités. ....                                                                                                             | 24 |
| Figure 1.3- Répartition des CB par types de fondations en Algérie (1999 à 2011). ....                                                                                                                                | 25 |
| Figure 1.4- Plots ballastés                      Figure 1.5- Courbe granulométrique (Keller Spa, 2005). ....                                                                                                         | 29 |
| Figure 1.6- Etapes de réalisation d'une colonne ballastée. ....                                                                                                                                                      | 30 |
| Figure 1.7- Domaine d'application de l'amélioration des sols par vibration profonde d'après (Priebe, 1998)..                                                                                                         | 37 |
| Figure 1.8- Exemples d'ouvrages renforcés par des colonnes ballastées d'après (Bhandari, 1983; Bustamante et al., 1991). ....                                                                                        | 38 |
| Figure 1.9- Courbe d'un essai triaxial sur un échantillon amélioré par colonnes ballastées (a)-d'après (Juran et al., 1987) et résultats d'essais de cisaillement sur unballast (b)- d'après (Corneille, 2007). .... | 39 |
| Figure 1.10- Essai de chargement et Expansion d'une colonne isolée d'après Hughes et al. (1974 et 1975). ..                                                                                                          | 42 |
| Figure 1.11- Modes de rupture d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale. ....                                                                                                                                | 43 |
| Figure 1.12- Types de maillages en réseau de colonnes et principe de la cellule unitaire d'après .....                                                                                                               | 44 |
| Figure 1.13- Capacité portante et facteur de réduction des tassements d'après (Greenwood et Kirsch, 1983). ....                                                                                                      | 47 |
| Figure 1.14- Charge admissible et taux de réduction des tassements d'après (Soyez, 1985). ....                                                                                                                       | 50 |
| Figure 1.15- Tassement en tête d'une colonne ballastée d'après (Mattes et Poulos, 1969). ....                                                                                                                        | 52 |
| Figure 1.16- Abaque de réduction des tassements d'après (Van Impe et De Beer, 1983). ....                                                                                                                            | 54 |
| Figure 1.17- Abaques de dimensionnement des colonnes ballastées .....                                                                                                                                                | 55 |
| Figure 1.18- Coefficients correcteurs de tassements d'après (Priebe, 1995). ....                                                                                                                                     | 57 |
| Figure 1.19- Coefficients réducteurs de tassements pour semelles isolée et filantes d'après (Priebe, 1995). ...                                                                                                      | 58 |
| Figure 1.20- Approche par un modèle EF en déformations axisymétriques. ....                                                                                                                                          | 64 |
| Figure 1.21- Principe de la cellule unitaire appliqué aux colonnes ballastées (Vesic, 1972). ....                                                                                                                    | 65 |
| Figure 1.22- Variabilité du facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) d'après (Dhouib et al., 2004a). ....                                                                                                     | 67 |
| Figure 1.23- Colonne ballastée à chaussette en géotextile d'après (Dash et Bora, 2013). ....                                                                                                                         | 70 |
| Figure 1.24- Essai de chargement statique (à la plaque) d'une colonne ballastée. ....                                                                                                                                | 76 |
| Figure 2.1- Vue du maillage en EF tridimensionnel (3D) sous CESAR v5 et CL. ....                                                                                                                                     | 82 |
| Figure 2.2- Vue en plan du maillage des colonnes ballastées et du maillage EF du 1/4 du radier. ....                                                                                                                 | 83 |
| Figure 2.3- Evolution des tassements en fonction du module $E_s$ avant renforcement du sol. ....                                                                                                                     | 86 |
| Figure 2.4- Evolution des tassements du sol renforcé en fonction du module d'Young du sol. ....                                                                                                                      | 86 |

|                                                                                                                                                                                                              |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure 2.5- Evolution des coefficients de concentration de contraintes $\eta$ et de réduction des tassements $\beta$ en fonction du module de déformation du sol $E_s$ .....                                 | 87  |
| Figure 2.6- Evolution de l'expansion latérale des colonnes ballastées en fonction $E_s$ .....                                                                                                                | 87  |
| Figure 2.7- Répartition des contraintes verticales ( $\sigma_{zz}$ ) entre les colonnes ballastées et le sol. ....                                                                                           | 88  |
| Figure 2.8- Coefficient de réduction des tassements $\beta$ en fonction des paramètres ( $c$ et $\phi$ ) .....                                                                                               | 89  |
| Figure 2.9- Influence de l'étreinte latérale $K_0$ sur les coefficients ( $\beta$ et $\eta$ ) . ....                                                                                                         | 90  |
| Figure 2.10- Influence du coefficient $K_0$ sur la déformabilité de la colonne ballastée. ....                                                                                                               | 91  |
| Figure 2.11- Coefficient de réduction des tassements en fonction du rapport ( $E_c/E_s$ ) .....                                                                                                              | 92  |
| Figure 2.12- Evolution des tassements en fonction de la variation de la rigidité $EI$ de la fondation. ....                                                                                                  | 93  |
| Figure 2.13- Influence de la rigidité de la fondation sur l'amplitude des tassements. ....                                                                                                                   | 94  |
| Figure 2.14- Evolution du facteur $\eta$ en fonction de la rigidité de la fondation ( $EI$ ). ....                                                                                                           | 94  |
| Figure 2.15- Modèle EF-3D pour étude des colonnes ballastées flottantes. ....                                                                                                                                | 95  |
| Figure 2.16- Comparaison entre paramètres des maillages analytique et par FEM. ....                                                                                                                          | 96  |
| Figure 2.17- Influence des rapports ( $L_c/B$ et $L_c/H$ ) et du maillage ( $a$ ) sur le taux de réduction des tassements ( $\beta$ ) : Cas des colonnes ballastées flottantes. ....                         | 97  |
| Figure 2.18- Représentation cartographique 3D du coefficient $\beta$ , cas des CB flottantes. ....                                                                                                           | 97  |
| Figure 2.19- Evolution du coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) en fonction de ( $1/a$ ) : cas des colonnes ballastées flottantes. ....                                                        | 98  |
| Figure 2.20- Evolution du rapport de concentration de contrainte ( $\eta_{max}$ ) en fonction de ( $L_c/B$ ) d'après l'analyse par EF-3D: cas des colonnes ballastées flottantes. ....                       | 99  |
| Figure 2.21- Evolution des tassements en fonction ( $L_c/B$ ) - modèles EF-3D. ....                                                                                                                          | 100 |
| Figure 2.22- Modèle EF-3D (CU) cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes. ....                                                                                                                       | 101 |
| Figure 2.23- Comparaison des résultats de modélisations par EF CE- 3D les profils géomécaniques de la couche compressible renforcée par CB flottantes. ....                                                  | 102 |
| Figure 2.24- Comparaison du coefficient $\beta$ avec les travaux de Nguyen et al. (2007). ....                                                                                                               | 103 |
| Figure 2.25- Evolution du coefficient $\beta$ dans le cas d'un réseau de colonnes flottantes. ....                                                                                                           | 104 |
| Figure 2.26- Evolution du coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) en fonction du rapport ( $1/a$ ) : cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes, analyse par EF cellule unitaire 3D. .... | 105 |



|                                                                                                                                                                                    |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure 2.27- approximation aux moindres carrés du coefficient $\beta$ par fonctions rationnelles.....                                                                              | 106 |
| Figure 2.28- Approximation aux moindres carrés du coefficient $\beta$ suivant une loi allométrique .....                                                                           | 106 |
| Figure 2.29- Paramètres ( $b_0$ et $b_2$ ) du coefficient de réduction des tassements ( $\beta_{cor}$ ) proposé.....                                                               | 107 |
| Figure 2.30- Abaque de dimensionnement du coefficient $\beta$ - Cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes. ....                                                            | 110 |
| Figure 2.31- Abaque de calcul du coefficient réducteur $\mu_\beta$ pour le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées flottantes. ....                                     | 111 |
| Figure 2.32- Comparaison entre les modélisations 3D-FE et cellule unitaire 3D FE (CU) dans l'évaluation du coefficient de réduction de tassements $\beta$ .....                    | 112 |
| Figure 2.33- Plan de masse du TM nord d'hydrocarbures et relevés des affaissements différentiels et des déformations des bacs d'après (Sonatrach, 1995; Sadaoui et al., 2013)..... | 114 |
| Figure 2.34- Coupe géotechnique au droit du bac affaissé 4C9- TM Nord Bejaia d'après (Sadaoui et al., 2013).....                                                                   | 114 |
| Figure 2.35- Relevés des tassements et d'ovalisations des bacs d'hydrocarbures du TM nord Bejaia d'après (Sonatrach, 1995; Bahar et al., 2013). ....                               | 116 |
| Figure 2.36- Caractéristiques géotechniques mesurées au laboratoire (Bahar et al., 2013) .....                                                                                     | 116 |
| Figure 2.37- Conception du renforcement par réseau de colonnes ballastées sous bac d'hydrocarbures. ....                                                                           | 118 |
| Figure 2.38- Modèles éléments finis 3D et axisymétrique. ....                                                                                                                      | 119 |
| Figure 2.39- Vue des déformées des modèles EF.....                                                                                                                                 | 120 |
| Figure 2.40- Cuvettes de tassement sous l'assise du bac renforcé des colonnes ballastées. ....                                                                                     | 120 |
| Figure 3.1- Vue générale des silos de stockage de l'ECI Bejaia (Sadaoui, 2011).....                                                                                                | 124 |
| Figure 3.2- Extrait de la feuille géologique n°26 (1/50000) de Bejaia et vue du site expérimental de l'ECI Boudiab sur Google earth. ....                                          | 125 |
| Figure 3.3- Profil géotechnique et caractéristiques physiques des sols. ....                                                                                                       | 126 |
| Figure 3.4- Vue en plan des silos et instrumentation de mesure des tassements (Sadaoui, 2011).....                                                                                 | 128 |
| Figure 3.5- Synthèse des paramètres mécaniques des couches de sols, mesurés au laboratoire.....                                                                                    | 129 |
| Figure 3.6- Paramètres géo-mécaniques mesurés à partir des essais in situ.....                                                                                                     | 131 |
| Figure 3.7- Historique des charges moyennes d'exploitation réparties par silos (2005 à 2012). ....                                                                                 | 132 |
| Figure 3.8- Relevé de déformation (ovalisation) du silo C13.....                                                                                                                   | 133 |
| Figure 3.9- Résultats d'essai de chargement statique d'une colonne ballastée. ....                                                                                                 | 134 |
| Figure 3.10- Relevés des mesures de tassements du radier depuis (2005 à 2012). ....                                                                                                | 134 |
| Figure 3.11- Variation des tassements en fonction de la contrainte de service moyenne.....                                                                                         | 137 |
| Figure 3.12- Illustration de quelques désordres observés (Bahar et al., 2010).....                                                                                                 | 137 |
| Figure 3.13- Evolution de la cuvette réelle des tassements du radier (Mesurés de 2006 à 2012).....                                                                                 | 138 |
| Figure 3.14- Variation des tassements différentiels entre le bord et le centre du radier et leurs effets pathologiques sur l'ouvrage (2005 à 2012). ....                           | 139 |

|                                                                                                                                                         |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure 3.15- Paramètres de cisaillement moyens de la couche d'alluvions compressibles (2 à 18m).....                                                    | 142 |
| Figure 3.16- Paramètres de cisaillement moyens de la couche d'alluvions (18 à 30m).....                                                                 | 142 |
| Figure 3.17- Paramètres de cisaillement moyens de la couche de marne indurée (30 à 50m).....                                                            | 143 |
| Figure 3.18- Résultats d'un essai triaxial (CD) réalisé à 57m dans le substratum (marne grise compacte)....                                             | 143 |
| Figure 3.19- Historique de distribution des contraintes de services (Modèle a).....                                                                     | 147 |
| Figure 3.20- Maillage EF-3D et conditions aux limites du modèle (a). ....                                                                               | 147 |
| Figure 3.21- Maillage EF-3D et conditions aux limites du modèle (b). ....                                                                               | 148 |
| Figure 3.22- Variation de la contrainte moyenne (ELS) sous le radier général (2005 à 2012).....                                                         | 149 |
| Figure 3.23- Approche par modèle EF-2D en déformations planes .....                                                                                     | 150 |
| Figure 3.24- Déformées des modèles EF-3D (Phase 6). ....                                                                                                | 152 |
| Figure 3.25- Déformées finales du maillage des modèles EF-3D.....                                                                                       | 152 |
| Figure 3.26- Tassement approché en déformations planes (déformée du modèle EF-2D). ....                                                                 | 153 |
| Figure 3.27- Confrontation entre les cuvettes de tassements numériques et les mesures (profils: A-A et B-B)<br>.....                                    | 154 |
| Figure 3.28- Confrontation entre les cuvettes de tassements numériques et les mesures (profils: C-C et D-D)<br>.....                                    | 154 |
| Figure 3.29- Comparaisons entre cuvettes transversales de tassements (profils: B1-I1 et D1-G1).....                                                     | 155 |
| Figure 3.30- Coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ), confrontation entre les résultats numériques EF-3D<br>et les mesures. ....            | 155 |
| Figure 3.31- Comparaison des valeurs de ( $\beta$ ) avec la formule proposée. ....                                                                      | 156 |
| Figure 3.32- Enveloppe des contraintes de flexion maximales ( $\sigma_{xx}$ et $\sigma_{yy}$ ), comparaison entre les résultats<br>des modèles. ....    | 156 |
| Figure 3.33- Enveloppe des moments de flexion maximums ( $Mu_{xx}$ et $Mu_{yy}$ ) dans le radier, comparaisons<br>entre les résultats des modèles. .... | 158 |
| Figure 3.34- Cartographie des contraintes de flexion dans la fondation. ....                                                                            | 158 |
| Figure 3.35- Plan schématique de confortement de l'ouvrage. ....                                                                                        | 159 |
| Figure 4.1- Extrait de la carte géologique de Bejaia et la vue du site expérimental sur Google Earth.....                                               | 164 |
| Figure 4.2- Profil géologique (GG) sur la plaine alluviale et portuaire de Bejaia. ....                                                                 | 166 |
| Figure 4.3- Plan de masse des ouvrages du site expérimental 2, zone portuaire de Bejaia. ....                                                           | 167 |
| Figure 4.4- Courbes granulométriques et résultats oedométriques. ....                                                                                   | 169 |
| Figure 4.5- Synthèse des paramètres géomécaniques du site mesurés au laboratoire.....                                                                   | 170 |
| Figure 4.6- Essais pressiométriques et corrélation des modules de déformation des sols. ....                                                            | 172 |
| Figure 4.7- Evolution des paramètres pressiométriques avant et après renforcement. ....                                                                 | 173 |



|                                                                                                                                                                                              |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure 4.8- Essai de chargement sur colonnes ballastées isolées sous l'assise du silo. ....                                                                                                  | 176 |
| Figure 4.9- Essais in situ avant construction des ouvrages (CPT, SPT et sismique réfraction). ....                                                                                           | 177 |
| Figure 4.10- Vue en plan et dispositif d'instrumentation du site expérimental 2. ....                                                                                                        | 179 |
| Figure 4.11- Coupe BB, profil géomécanique et dispositifs de mesure des tassements. ....                                                                                                     | 180 |
| Figure 4.12- Variation des charges permanentes et d'exploitation de (2008 à 2017). ....                                                                                                      | 181 |
| Figure 4.13- Relevés des tassements et des contraintes appliquées depuis Novembre (2008 à Mai 2016), la Fig. (a) montre les tassements des radiers sous l'effet de leurs poids propres. .... | 182 |
| Figure 4.14- Enveloppes des états de contraintes et des tassements mesurés sur les différents ouvrages (2008 à 2017). ....                                                                   | 183 |
| Figure 4.15- Evolution des tassements mesurés en fonction du temps et des contraintes appliquées. ....                                                                                       | 184 |
| Figure 4.16- Evolution de la cuvette des tassements des radiers depuis 2009 à 2017. ....                                                                                                     | 185 |
| Figure 4.17- Relevés des déplacements horizontaux (inclinaison) de la tour1 d'ensilage. ....                                                                                                 | 185 |
| Figure 4.18- Evolution des tassements différentiels mesurés depuis 2009 à 2017. ....                                                                                                         | 186 |
| Figure 4.19- Variation des tassements du silo en fonction des contraintes appliquées. ....                                                                                                   | 187 |
| Figure 4.20- Variation des tassements de la tour1 en fonction des contraintes du silo. ....                                                                                                  | 188 |
| Figure 4.21- Approche axisymétrique, vue du modèle EF-2D et conditions aux limites. ....                                                                                                     | 190 |
| Figure 4.22- Résultats de calculs du modèle axisymétrique: cartographie et cuvette des tassements. ....                                                                                      | 191 |
| Figure 4.23- Vue du modèle (EF-3D) de cellule unitaire. ....                                                                                                                                 | 193 |
| Figure 4.24- Comparaison des tassements du modèle (CU) par rapport aux mesures. ....                                                                                                         | 193 |
| Figure 4.25- Vue du modèle tridimensionnel (EF-3D), géométrie et conditions aux limites. ....                                                                                                | 196 |
| Figure 4.26- Déformées du maillage EF-3D, amplifié 20 fois. ....                                                                                                                             | 197 |
| Figure 4.27- Contrainte en fonction du déplacement radial maximal du sol autour du silo. ....                                                                                                | 199 |
| Figure 4.28- Déformée et cartographie du déplacement radial du sol autour du silo. ....                                                                                                      | 199 |
| Figure 4.29- Evolution de la cuvette de tassements numériques (Profils BB et CC). ....                                                                                                       | 200 |
| Figure 4.30- Confrontation entre les tassements numériques et expérimentaux. ....                                                                                                            | 200 |
| Figure 4.31- Coefficient de réduction des tassements, confrontation entre les calculs numériques et les mesures expérimentales. ....                                                         | 201 |
| Figure 4.32- Enveloppes des contraintes flexionnelles $(\sigma_{xx}^{max}, \sigma_{yy}^{max})$ dans les radiers. ....                                                                        | 201 |
| Figure 4.33- Enveloppes des tassements différentiels numériques et expérimentaux. ....                                                                                                       | 202 |
| Figure 4.34- Coupe géotechnique $(\omega-E)$ synthétique des tassements subis par des ouvrages implantés dans la plaine de Bejaia et leurs impacts pathologiques. ....                       | 204 |

## LISTE DES TABLEAUX

|                                                                                                                                                    |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau 1.1- Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en œuvre (Corneille, 2007) .....                                      | 33  |
| Tableau 1.2- Caractéristiques du ballast (Dhouib et Blondeau, 2005; Coprec1, 2011). .....                                                          | 35  |
| Tableau 1.3- Limites d'application des colonnes ballastées d'après (Dhouib et Blondeau, 2005). .....                                               | 72  |
| Tableau 2.1- Paramètres de calculs de capacités portantes du sol vierge et avec renforcement par CB. ....                                          | 84  |
| Tableau 2.2- Paramètres physiques et mécaniques des modèles d'éléments finis .....                                                                 | 84  |
| Tableau 2.3- Paramètres du maillage des CB flottantes déterminés à partir des modèles EF 3D. ....                                                  | 96  |
| Tableau 2.4- Paramètres géomécaniques pris en compte dans l'étude comparative entre profils de sols. ....                                          | 102 |
| Tableau 2.5- Comparaison des résultats numériques avec la méthode de Priebe (1995) dans le cas des colonnes ballastées profondes ( $L_c/H$ ) ..... | 103 |
| Tableau 2.6- Expression des fonctions d'ajustement du coefficient $\beta$ - Cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes. ....                | 108 |
| Tableau 2.7- Fonction d'ajustement du coefficient ( $\mu_\beta$ ) relatif aux colonnes ballastées flottantes. ....                                 | 110 |
| Tableau 2.8- Paramètres de cisaillement (UU) mesurés au triaxial, TM nord de Bejaia d'après (Sonatrach-RTC, 1991) .....                            | 117 |
| Tableau 2.9- Caractéristiques géotechniques et paramètres équivalents des couches de sol. ....                                                     | 117 |
| Tableau 2.10- Résultats de calculs numériques par CESAR .....                                                                                      | 119 |
| Tableau 3.1- Relevé des inclinaisons période (Mars à Juin 2011) .....                                                                              | 133 |
| Tableau 3.2- Paramètres géomécaniques des modèles numériques .....                                                                                 | 141 |
| Tableau 3.3- Paramètres physiques et mécaniques équivalents du sol renforcé entre 0 et 12m .....                                                   | 145 |
| Tableau 4.1- Paramètres de compressibilité des sols mesurés à l'oedomètre .....                                                                    | 169 |
| Tableau 4.2- Classification des sols selon L. Menard et corrélations du module d'Young $E_s$ .....                                                 | 171 |
| Tableau 4.3- Résultats d'essais pressiométriques d'expertise réalisés en 2012. ....                                                                | 174 |
| Tableau 4.4- Tassement de la couche (0 à 47m) renforcée par colonnes ballastées ( $L_c=18m$ ) .....                                                | 175 |
| Tableau 4.5- Caractéristiques physiques et mécaniques prises en compte dans la modélisation. ....                                                  | 189 |
| Tableau 4.6- Paramètres des couches de sols homogénéisées de 0 à 19m, modèle EF-3D. ....                                                           | 194 |
| Tableau 4.7- Phasage de la modélisation tridimensionnelle par EF (3D). ....                                                                        | 195 |

## LISTE DES SYMBOLES

- $a$  : Coefficient de substitution (ou taux d'incorporation),  
 $A$  : Section droite du domaine d'influence de la colonne ballastée (principe de la cellule unitaire)  
 $A_c$  : Section droite de la colonne ballastée,  
 $c_c$  : Coefficient de compressibilité d'un sol, mesuré à l'oedomètre,  
 $c_s$  : Coefficient de gonflement d'un sol, mesuré à l'oedomètre,  
 $c$  : Cohésion d'un sol,  
 $c_{col}$  : Cohésion du matériau de la colonne ballastée,  
 $\bar{c}_e$  : Cohésion équivalente du milieu homogénéisé,  
 $c_u$  : Cohésion non drainé (apparente) du sol,  
 $d$  : Distance entre-axe de deux colonnes ballastées consécutives d'un réseau,  
 $d_e$  : Diamètre du cylindre d'influence de la colonne (principe d'une cellule unitaire),  
 $D$  : Profondeur d'ancrage d'une fondation superficielle,  
 $D_c$  : Diamètre moyen d'une colonne ballastée,  
 $e, (e_0)$  : Indice des vides d'un sol, (initial),  
 $e_{rad}$  : Epaisseur d'un radier,  
 $E$  : Module de déformation longitudinale (Young) d'un matériau,  
 $E_s$  : Module de déformation longitudinale (Young) d'un sol,  
 $E_c$  : Module d'Young (déformation élastique) de la colonne ballastée,  
 $\bar{E}_e$  : Module d'Young (déformation élastique) du milieu homogénéisé équivalent (sol/colonne),  
 $E_{oed}$  : Module oedométrique d'un sol,  
 $E_{oeds}$  : Module oedométrique du sol traité par colonnes ballastées,  
 $E_M$  : Module de déformation pseudo-élastique mesuré au pressiomètre L. Menard (PMT)<sup>(a)</sup>,  
 $E_v$  : Module de déformation élastique vertical du milieu homogène anisotrope équivalent,  
 $E_{v1}$  : Module de déformation du premier chargement à l'essai de plaque,  
 $E_{v2}$  : Module de déformation du second chargement à l'essai de plaque,  
 $f_d$  : Facteur de profondeur pour la correction des tassements préconisé par la méthode de Priebe,  
 $\phi$  : Diamètre d'une géométrie circulaire exemple ( $\phi_{silo}$ ),  
 $G$  : Module de déformation transversale (module de cisaillement),  
 $H$  : Hauteur de la couche compressible à renforcer,  
 $I$  : Moment d'inertie d'une section droite,  
 $K$  : Rigidité relative (semelle- sol),  
 $K_a$  : Coefficient de poussée active de Coulomb =  $\tan^2(\pi/4 - \phi/2)$ ,  
 $K_p$  : Coefficient de poussée passive (butée) de Coulomb =  $\tan^2(\pi/4 + \phi/2)$ ,

- $K_{ac}$  : Coefficient de poussée du ballast (matériau constitutif d'une colonne ballastée),
- $K_{pc}$  : Coefficient de butée du ballast,
- $K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos,
- $l_e$  : Longueur élastique d'une fondation (radier général ou semelle filante),
- $L_c$  : Longueur de la colonne ballastée (profondeur du renforcement de sol),
- $m$  : Facteur d'homogénéisation de Priebe,
- $\mu_\beta$  : Coefficient correcteur du coefficient de réduction de tassement  $\beta$  de Priebe ( $0 < \mu_\beta \leq 1$ ),
- $\eta$  : Rapport de concentration des contraintes,
- $\eta_{max}$  : Rapport de concentration maximal de contraintes (Etat final de report de charges),
- $n_0$  : Rapport d'amélioration du sol donné par Priebe,
- $n_1$  : Rapport d'amélioration avec prise en compte de la compressibilité du ballast,
- $n_2$  : Rapport d'amélioration avec prise en compte de l'incidence de la profondeur,
- $N_{SPT}$  : Nombre de coups mesuré au Standard Pénétration Test (SPT)<sup>(a)</sup>,
- $r$  : Rayon du cylindre d'influence de la colonne ballastée,
- $r_p$  : Rayon de plastification autour de la colonne ballastée,
- $r_{rad}$  : Rayon d'une fondation (radier) de forme circulaire,
- $R_c$  : Rayon théorique moyen de la colonne ballastée,
- $R_e$  : Rayon équivalent du cylindre d'influence de la cellule unitaire,
- $R^2$  : Coefficient de corrélation statistique ( $0 \leq R^2 \leq 1$ ),
- $p'$  : Pression moyenne de la fonction de charge (Modèle Mohr- Coulomb),
- $P_c$  : Charge (kN) appliquée en tête de colonne ballastée,
- $p_l$  : Pression limite mesurée au pressiomètre L. Menard,
- $p_0$  : Pression totale horizontale des terres au repos dans un massif de sol isotrope ( $\sigma_{HS}$ ),
- $p_l^*$  : Pression limite nette mesurée au pressiomètre L. Menard: ( $p_l^* = p_l - p_0$ ),
- $p_{lmoy}$  : Pression limite moyenne calculée sur la profondeur de renforcement,
- $q$  : Déviateur de contraintes: ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ , si  $\sigma_2 = \sigma_3$ ),
- $q_c$  : Résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique (CPT)<sup>(a)</sup>,
- $q_{cm}$  : Résistance moyenne de pointe mesurée au pénétromètre statique (CPT) sur une couche de sol,
- $q_{cr}$  : Contrainte de rupture en tête de colonne ballastée au sens du DTU- 13.2
- $q_d$  : Résistance de pointe mesurée au pénétromètre dynamique (PDL)<sup>(a)</sup>,
- $q_{ELS}$  : Contrainte encaissée par la colonne ballastée à l'ELS: ( $q_{ELS} = q_{cr} / 2$ , d'après le DTU- 13.2),
- $q_{ref}$  : Contrainte de référence appliquée par une fondation (en flexion composée),
- $Q_i$  : Charge d'exploitation appliquée en phase (i),

- $s$  : Tassement total d'une fondation, ( $s$  ou  $\Delta h$ ),  
 $\bar{s}$ , ( $\overline{\Delta h}$ ) : Tassement admissible pour un ouvrage de GC, défini par les DTU et/ou le CPS du marché,  
 $s_f$  : Tassement final à l'issue de la consolidation primaire d'un milieu renforcé,  
 $s_i$ , ( $s_0$ ) : Tassement initial, avant traitement au sens de la méthode de Priebe,  
 $s_c$  : Tassement en tête de colonne ballastée,  
 $t_i$  : Temps initial ( $t_i=0$ ), au début de chargement),  
 $t_f$  : Temps final de transfert de charge,  
 $u$  : Déplacement horizontal d'un point dans le repère horizontal ( $Ox$ ),  
 $u_r$  : Déplacement radial en coordonnées polaires et/ou cylindriques,  
 $v$  : Déplacement vertical d'un point dans le repère ( $Oy$ ),  
 $\alpha$  : Coefficient rhéologique du sol, donné par L. Menard pour le passage de  $E_M$  à  $E_{oed}$   
 $\alpha'$  : Coefficient de structure du sol (au sens de la méthode de Buisman),  
 $\beta$  : Facteur (coefficient) de réduction des tassements,  
 $\Delta a$  : Accroissement de la section de la colonne ballastée,  
 $\Delta c_u$  : Accroissement de la cohésion non drainée,  
 $\Delta Q_i$  : Incrément de charge d'exploitation en phase (i),  
 $\Delta R_c$  : Accroissement du rayon de la colonne ballastée,  
 $\Delta \sigma_i$  : Incrément de contrainte à la phase (i),  
 $\delta h_v$  : Tassement différentiel entre deux points d'une fondation,  
 $\overline{\delta h_v}$  : Tassement différentiel admissible (fixé par les DTU et/ou le CPS du marché),  
 $\varepsilon$  : Déformation,  
 $\varepsilon_i$  ( $i=1$  à  $3$ ) : Déformations principales suivant ( $Ox$ ,  $Oy$  et  $Oz$ ) dans un massif de sol semi infini,  
 $\varepsilon_h$  : Déformation horizontale,  
 $\varepsilon_r$  : Déformation radiale,  
 $\varepsilon_\theta$  : Déformation tangentielle,  
 $\varepsilon_v$  : Déformation verticale,  
 $\gamma_h$  : Poids volumique humide du sol,  
 $\gamma_d$  : Poids volumique sec du sol,  
 $\gamma_c$  : Poids volumique du matériau de la colonne ballastée,  
 $\bar{\gamma}_e$  : Poids volumique équivalent du milieu homogénéisé,  
 $\gamma_{smax}$  : Poids spécifique maximale des matières emmagasinées,  
 $\nu_c$  : Coefficient de Poisson de la colonne ballastée,  
 $\nu_s$  : Coefficient de Poisson du sol ( $\nu$ ),

$\nu_e$  : Coefficient de Poisson du milieu homogénéisé,  
 $\omega$  : Angle de pendage des formations géologiques par rapport à l'horizontale,  
 $\phi$  : Angle de frottement interne du sol,  
 $\phi'$  : Angle de frottement interne effectif du sol,  
 $\phi_c$  : Angle de frottement interne du ballast,  
 $\psi$  : Angle de dilatance du sol,  
 $\psi_c$  : Angle de dilatance de la colonne ballastée,  
 $\bar{\sigma}_{adm}$  : Portance du sol pour fondations superficielles (Contrainte admissible  $\bar{\sigma}_s$ ),  
 $\sigma_{col}$  : Contrainte verticale appliquée en tête de la colonne,  
 $\sigma'_c$  : Contrainte de consolidation du sol mesurée à l'oedomètre,  
 $\sigma_0$  : Contrainte verticale apportée par l'ouvrage (à l'ELS),  
 $\sigma_i (i= 1 \text{ à } 3)$  : Contraintes principales suivant les  $Ox$ ,  $Oy$  et  $Oz$  dans un massif de sol semi infini,  
 $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$  : Contrainte radiale, tangentielle et verticale en coordonnées polaires ou cylindriques,  
 $\sigma_h$  : Contrainte horizontale que peut supporter le sol autour de la colonne ballastée ( $\sigma_h \approx p_l$ ),  
 $\sigma_s$  : Contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité,  
 $\sigma'_{v0}$  : Contrainte effective verticale régnant dans le sol,  
 $\tau_c$  : Contrainte de cisaillement mobilisée dans la colonne ballastée,

(a)- Abréviations utilisées:

---

(a) /

PMT : Presuremeter Test Menard (Essai pressiométrique)

CPT : Cone Penetration Test (Essai de pénétration statique)

PDL : Pénétromètre Dynamique Lourd

SPT : Standard Penetration Test (Essai au carottier normalisé SPT)

EF : Eléments finis

FEM : Finite Elements Method

CU : Cellule Unitaire

CB : Colonnes Ballastées

CL : Conditions aux Limites

## INTRODUCTION GENERALE

La plaine alluviale de Bejaia est située à 250 kms à l'Est d'Alger. Elle est caractérisée par des formations marécageuses de faible portance, potentiellement compressibles et sujettes au risque de liquéfaction (Sadaoui 2006; Khiatine et al. 2013; Delft soils, 1978). Les formations d'âge quaternaire d'une puissance de 25 à 30 mètres surmontant le substratum sont constituées d'une succession de couches d'argiles molles, sables et limons vaseux avec interpénétrations de lentilles sablonneuses. Parmi les pathologies de fondations diagnostiquées, on cite les ouvrages de stockage d'hydrocarbures fondés sur radiers souples ayant subis dans un passé récent des tassements différentiels variant de 18 à 28 cm. Les dommages structuraux inhérents aux tassements se sont traduits par l'ovalisation des robes, coincement et frottement des toits flottants et fissurations des radiers (Bahar, Khaitine et Sadaoui 2011; Bahar et al. 2012). La remise en état de service des ouvrages affectés avait conduit l'exploitant à réaliser des consolidations des fondations très onéreuses par micro-pieux injectés sur quatre bacs de stockage (Bahar, Sadaoui et Amzal 2013).

Devant ce constat alarmant, l'expansion des activités industrielles à partir des années 2000 avait impulsé les concepteurs de projets et les maîtres d'ouvrage à adopter soit des fondations profondes sur pieux fichés dans le substratum, soit de procéder au renforcement des sols pour l'adoption de semelles superficielles. Parmi les procédés de renforcement de sols, la technique de colonnes ballastées offre une alternative intéressante du fait qu'elle utilise le ballast comme matériau de substitution disponible localement et non polluant. Ce procédé est économique d'après (Bouassida et Guetif, 2000), de réalisation rapide et contribue à l'augmentation de la portance des sols médiocres, réduit les tassements et les risques de liquéfaction des couches sablonneuses saturées (Brown 1977; Seed and Booker 1977; Bouassida et Guetif 2000; Lambert 2013; Priebe 1989; Adalier and Gamal 2004; Dhouib et Blondeau 2005), par conséquent il constitue une bonne alternative par rapport au système de fondations profondes en béton armé. Cette technique de renforcement a été appliquée pour la première fois en Algérie en 1999 dans le traitement des sols mous sous les silos de stockage de céréales au port de Bejaia. Le caractère flottant des colonnes de 18m de profondeur et la contrainte de service appliquée, de l'ordre de 2.2 bars avaient engendré des tassements incompatibles avec la stabilité des ouvrages (Bahar et Sadaoui 2008; Bahar, Sadaoui et Vincens 2010; Bahar, Khaitine et Sadaoui 2011). En outre, l'instrumentation durant 7 ans (2005 à 2012) d'une batterie de 10 silos métalliques de stockage fondés sur un sol renforcé par colonnes ballastées a révélé un développement rapide des tassements avec un impact très préjudiciable sur le radier de grandes dimensions et la structure métallique des silos (Sadaoui et Bahar, 2017).

Le présent travail traite le comportement des colonnes ballastées flottantes en termes de réduction des tassements en vue de proposer une formule prenant en compte la correction du coefficient réduction des tassements du à Priebe (95). Par ailleurs, l'instrumentation de deux

sites expérimentaux au niveau de la plaine portuaire de Bejaia nous a permis d'avoir un retour d'expérience en termes d'apparition des tassements et des pathologies des fondations. Ces ouvrages ont été fondés entre 2005 à 2008 sur des sols mous et compressibles renforcés par des colonnes ballastées flottantes de 12 à 18m de profondeur et d'un maillage ( $2.4 \times 2.4 \text{ m}^2$ ) et ( $1.6 \times 1.6 \text{ m}^2$ ). L'évolution continue des tassements absolus et différentiels et l'historique des chargements ont été suivis par des dispositifs de mesure très fiables. Cette étude met en évidence, le développement rapide des tassements différentiels et leurs impacts sur la stabilité des ouvrages en interaction. Par ailleurs, la confrontation des mesures réelles aux résultats des calculs numériques par éléments finis (2D et 3D) montre une convergence dans les valeurs obtenues. La confrontation des mesures par rapport à la prévision des tassements à partir de la formule proposée est effectuée et discutée.

Le chapitre 1 est consacré aux travaux bibliographiques traitant de l'état de l'art dans le renforcement des sols par colonnes ballastées. Nous avons passé en revue les principes de conception, d'exécution et les concepts de dimensionnement selon les approches élastique et élastoplastique. En matière d'analyse numérique traitant du comportement d'une cellule unitaire et d'un réseau de colonnes en déformation plane, une synthèse des principaux résultats des travaux de recherche a été élaborée. Par ailleurs, en termes de dimensionnement, une synthèse succincte des méthodes les plus appliquées dans la profession a été faite avec une analyse critique par rapport aux approches numériques.

Le chapitre 2 traite une analyse numérique avec le code Cesar- Lcpc v5 de l'influence de la géométrie de la fondation, du renforcement par colonnes ballastées et des différents paramètres des lois de comportement Mohr-Coulomb. L'analyse est faite dans le cas d'un milieu argileux homogène et isotrope (argile plastique) en déformations axisymétriques et en tridimensionnel (3D). Plus de 240 modèles numériques EF-3D ont été compilés, il en résulte la construction de courbes de variation de  $\beta$  en fonction de  $1/a$  et de  $L_c/H$ . Une relation fonctionnelle du coefficient de réduction des tassements  $\beta$  est proposée.

Le chapitre 3 est dédié à l'exploitation des résultats de mesures de tassements d'un radier de grandes dimensions recevant une batterie de 10 silos de stockage de grains. Le sol a fait l'objet d'un renforcement par colonnes ballastées sur 12m (colonnes flottantes) suivant un maillage uniforme en vue de remédier aux tassements prévisionnels importants. Une instrumentation topographique a été installée à l'effet de suivre les tassements et les déformations des silos. Il s'agit d'un suivi de tassements et de l'évolution pathologique de l'ouvrage depuis la mise en exploitation en 2005 jusqu'à 2012. Des calculs numériques par EF 2D et 3D sous l'environnement CESAR v4 ont été effectués en vue d'une confrontation aux mesures. Les résultats des calculs numériques sont concordants avec les mesures, et des conclusions ont été tirées sur la méthodologie de chargement, le temps d'apparition des tassements et l'impact des tassements différentiels sur la stabilité de la fondation.



Le chapitre4 s'intéresse à la modélisation et à l'exploitation des mesures de tassements d'un gros silo de stockage et les tours d'ensilage. L'historique des tassements relevés en fonction de l'évolution des charges de stockage depuis plus de 8 ans a été analysé. Une modélisation 2D et 3D a été menée avec le code de calcul CESAR en vue d'une confrontation avec l'expérimental. Par ailleurs, les mesures de tassements à l'échelle réelle nous a permis d'estimer le coefficient de réduction de tassements  $\beta$  et de le comparer par rapport aux valeurs données par l'abaque proposé dans la présente étude, relatif aux colonnes flottantes.

La conclusion générale termine le travail avec des recommandations techniques.

## CHAPITRE 1

## RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

## 1.1 INTRODUCTION

Cette partie présente une synthèse des principaux travaux de recherche et de l'état actuel des connaissances dans le domaine du renforcement des sols par des colonnes ballastées.

Le procédé d'amélioration des sols par colonnes ballastées avait connu dans le passé beaucoup d'applications en France. Ces premières utilisations remontent au début des années 1930 en Allemagne, ce sont Steurmann et Degen, alors employés de Johann Keller<sup>(b)</sup>-GmbH, qui ont développé la vibroflottation pour compacter des sables et des graviers. A cet effet, la première application a été réalisée à (Nuremberg) en 1936 sous l'assise d'un bâtiment fondé sur des sables lâches. Cette technique été l'apanage d'un nombre restreint d'entreprises spécialisées dont la conception et le dimensionnement étaient réservés à quelques spécialistes en ingénierie géotechnique. Au début, les premiers traitements de sols étaient restreints à des ouvrages souples et étendus (remblais sur sols compressibles, réservoirs souples, stations de traitement...). A partir de 1980, la technique des colonnes ballastées commençait à être appliquée dans le domaine du BTP. Les plates-formes sous dallages industriels et les sols médiocres sous radiers de structures ont été renforcés par des réseaux de colonnes. En France, de 2000 à 2002, plus de deux millions de mètres de colonnes ballastées ont été réalisées (Dhouib et Blondeau, 2005).

Actuellement, le procédé des colonnes ballastées cherche à se développer dans le secteur prometteur qui est le BTPH. La multiplication du nombre d'entreprises spécialisées et la fabrication de puissants vibreurs militent pour l'expansion et l'intégration du procédé dans le secteur des travaux publics et de l'environnement. D'après (Bouassida et Guetif, 2000), l'impact économique des colonnes ballastées représente environ 37% de moins value par rapport aux pieux forés, ce qui constitue souvent un critère de choix alternatif par rapport aux fondations profondes. En dépit de ces limitations dans certains types de sols mous et anthropiques, la rapidité d'exécution, l'utilisation de matériaux granulaires locaux offrent

---

<sup>(b)</sup> : Groupe international spécialisé dans la  
Réalisation des Fondations Spéciales et du  
Renforcement et Traitement des sols.

parfois une meilleure alternative par rapport aux fondations profondes rigides. Du point de vue environnemental, aucune pollution n'est proférée vis à vis du sous sol et des nappes.

Nonobstant les prescriptions du DTU-13.2 (1983), les recommandations Coprec (2004 et 2011) et la norme EN 14731 (2005) un grand nombre de recherches ont été élaborées à partir des années 1980: Thorburn (1975), Priebe (1976, 1989, 1995, 1998), Goughnour et Bayuk (1979b), Datye (1982), Baalam et Poulos (1983). Ces travaux ont abouti à des abaques de détermination de l'état de contraintes ou de prédiction de la réduction des tassements souvent adaptés aux cas d'ouvrages souples. Les méthodes de calcul proposées par ces chercheurs sont de type élastique ou à la rupture. Cette démarche conduit dans le cas de l'approche à la rupture à une forte concentration des contraintes sur la colonne ballastée par rapport au sol environnant. Ce qui contribue à long terme, d'améliorer l'étreinte latérale du sol ambiant (Dhouib et al., 1998).

Les colonnes ballastées confèrent une certaine souplesse au sol environnant, elles s'adaptent aux ouvrages souples et étendus dont les règles de dimensionnement sont assez bien validées (Dhouib et Blondeau, 2005; Ellouze et al., 2010; Bouassida and Hazzar, 2012; Soyez, 1985; Bouassida and Hazzar, 2008; Bouassida and Carter, 2014). En revanche, on dénote un manque accru de règles de justification des semelles rigides de faibles dimensions (semelle isolée) sur sol renforcé par colonnes ballastées, la majorité des ouvrages instrumentés ont été réalisés sur radiers. Néanmoins les travaux de Comeille (2007) portant sur des essais expérimentaux de chargement de semelles isolées rigides sur un groupe de 1 à 3 colonnes et leurs confrontations aux modèles EF ont abouti à des résultats intéressants en termes de prédiction de capacité portante, de déformabilité et de modes de rupture des colonnes ballastées.

## 1.2 RETROSPECTIVE DU PROCEDE DE COLONNES BALLASTEES EN ALGERIE

**L**e procédé de renforcement de sol par colonnes ballastées a connu ces deux décennies un développement et une croissance importante en Algérie. Plusieurs facteurs ont milité pour son expansion en vue de gagner des parts du marché à l'issue de l'ouverture économique aux entreprises étrangères.

Le renforcement de sol se situe comme alternative intéressante entre le système classique de pieux et les fondations superficielles de par l'amélioration des caractéristiques mécaniques qu'il confère au sol. En dépit des risques encourus par les ouvrages sensibles aux tassements, le parti économique et le temps réduit dans la réalisation demeurent des éléments décisionnels forts du choix du procédé. Par ailleurs, la diversification des entreprises et la forte demande dans le cadre du programme de relance économique ont contribué à l'utilisation diversifiée des colonnes ballastées dans les secteurs du bâtiment, des plates formes aéroportuaires, des voiries et routes et des installations de stockage et de production

industrielles. Le procédé a été introduit pour la première fois en Algérie en 1999 dans le cadre du renforcement des sols mous et compressibles pour la construction de silos de stockage dans la zone portuaire de Bejaia (Bahar et Sadaoui, 2008).

L'analyse et la consolidation des données recueillies auprès des maîtres d'ouvrages, de l'organisme de contrôle technique CTC et de l'entreprise Keller Algérie (Keller Spa, 2011) nous a permis d'appréhender les tendances du procédé en Algérie. A cet effet, on dénombre un linéaire total de l'ordre de 796 kms réalisé durant plus d'une décennie, dont 62% dans la région de Bejaia (Figure 1.1). Le procédé à voie humide représente plus de 90% car il permet la progression rapide du vibreur et la rapidité de réalisation. Les diverses contraintes géotechniques des terrains résiduels et le parti économique justifient le recours à ce nouveau procédé. Dans cette optique, on constate que les pics de réalisations ont été atteints en 2004 et 2007 dans sillage du plan de relance économique du secteur du BTPH en Algérie.

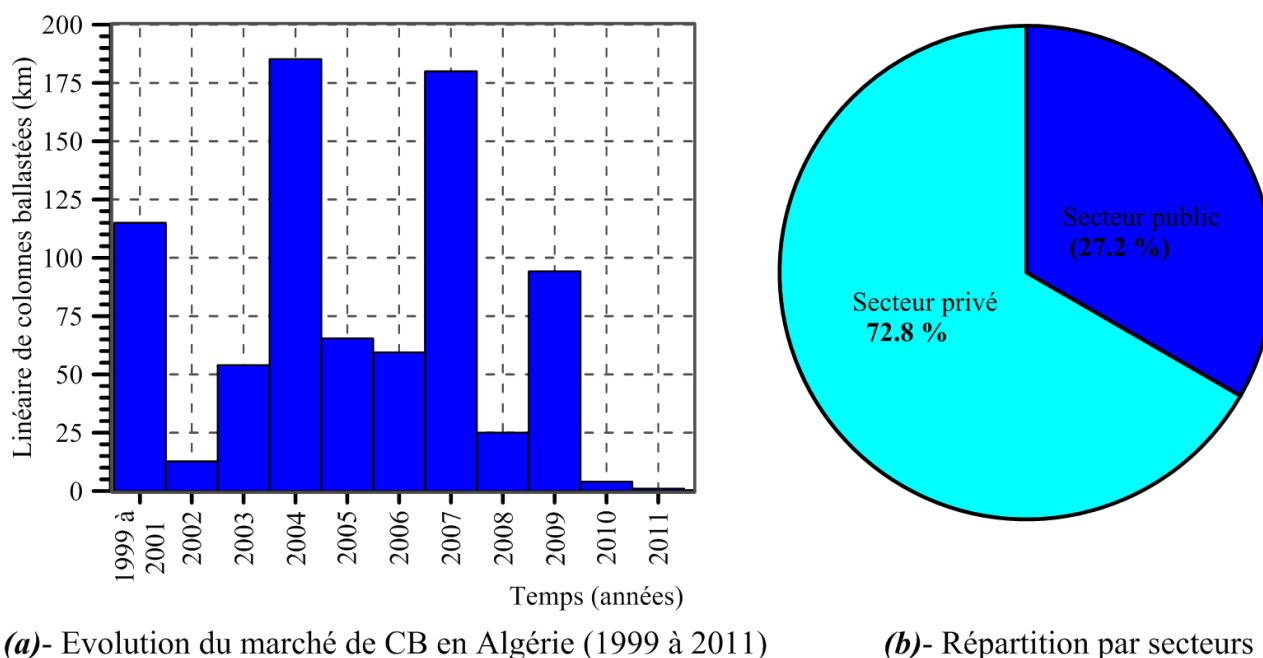


Figure 1.1- Tendances de développement du procédé des CB en Algérie (1999- 2011).

Le procédé de renforcement des sols souffre de l'absence d'une réglementation technique spécifique (DTR) régissant la conception, le calcul et la méthodologie de contrôle des travaux. Le recours au DTU13-2 (1978) et aux recommandations Coprec (2004 et 2011) demeure insuffisant pour justifier la stabilité des fondations d'ouvrages de grandes importances. A cet effet, les maîtres d'œuvre et les entreprises de réalisation sont souvent exposés à des difficultés dans l'approbation des plans de renforcement de sols auprès des bureaux de contrôle technique (CTC)<sup>(c)</sup>. Cet état de fait constitue un frein au développement du procédé,

<sup>(c)</sup> : Organisme National de Contrôle Technique de la Construction,, chargé de veiller à la conformité des plans par rapport aux normes et règlements techniques de la construction et de la normalisation des risques pour l'assurance décennale.

notamment dans les domaines des équipements publics, des infrastructures et des ouvrages d'art.

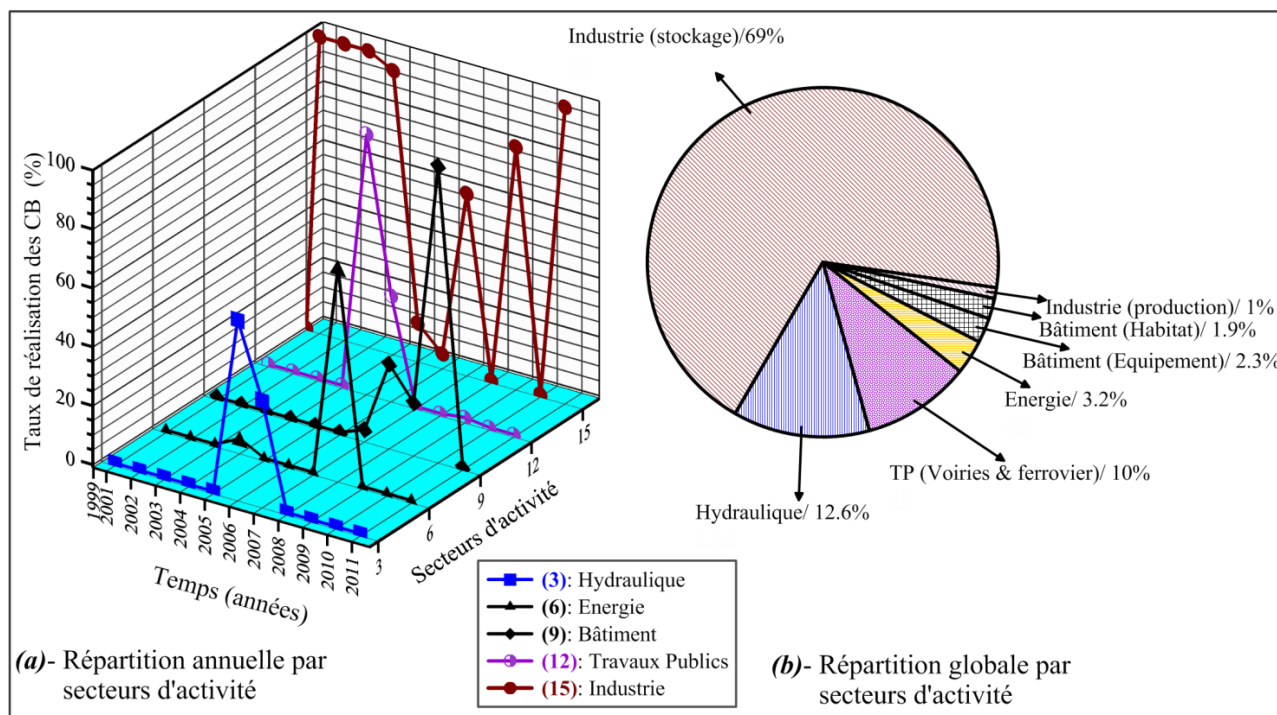


Figure 1.2- Répartition des renforcements par CB en Algérie (1999 à 2011) par secteurs d'activités.

D'après les statistiques établies, 73% des renforcements de sols concernent le domaine privé. La contribution du secteur public dans l'utilisation du procédé est marginale (27%). Tenant compte des risques et du manque d'expérience qui entoure le procédé des colonnes ballastées en Algérie, les maîtres d'ouvrages publics recourent souvent aux fondations profondes malgré des surcoûts substantiels afin de se prémunir d'éventuels risques de tassement. D'après Bahar et Sadaoui (2008), le premier retour d'expérience a révélé les limites du procédé à la lumière des premières pathologies liées aux tassements excessifs apparus sur des ouvrages de stockage fondés sur sols renforcés dans la zone portuaire de Bejaia.

### 1.2.1 Répartition sectorielle et par typologie de fondations

La Figure 1.2 illustre la répartition annuelle par secteurs d'activités du procédé de renforcement de sols par colonnes ballastées durant la période (1999 à 2011). On relève une large application dans l'industrie à concurrence de 70%, dont 69% concernent des ouvrages de stockage et d'entrepôts appartenant au privé à 98%. En dépit des risques encourus en matière de tassements, l'engouement du secteur industriel envers ce procédé est justifié par le parti technico-économique, la rentabilité dans les délais de réalisation, le caractère souple des ouvrages projetés et la nature privée des investissements tolérant un certain niveau de risques.

L'impact d'utilisation dans le secteur du bâtiment est très faible (4.2%), dont 1.9% concerne l'habitat promotionnel privé. Le maillage en réseaux de colonnes sous radiers rigides est conçu dans 80% des cas dans l'objectif d'uniformisation des tassements.

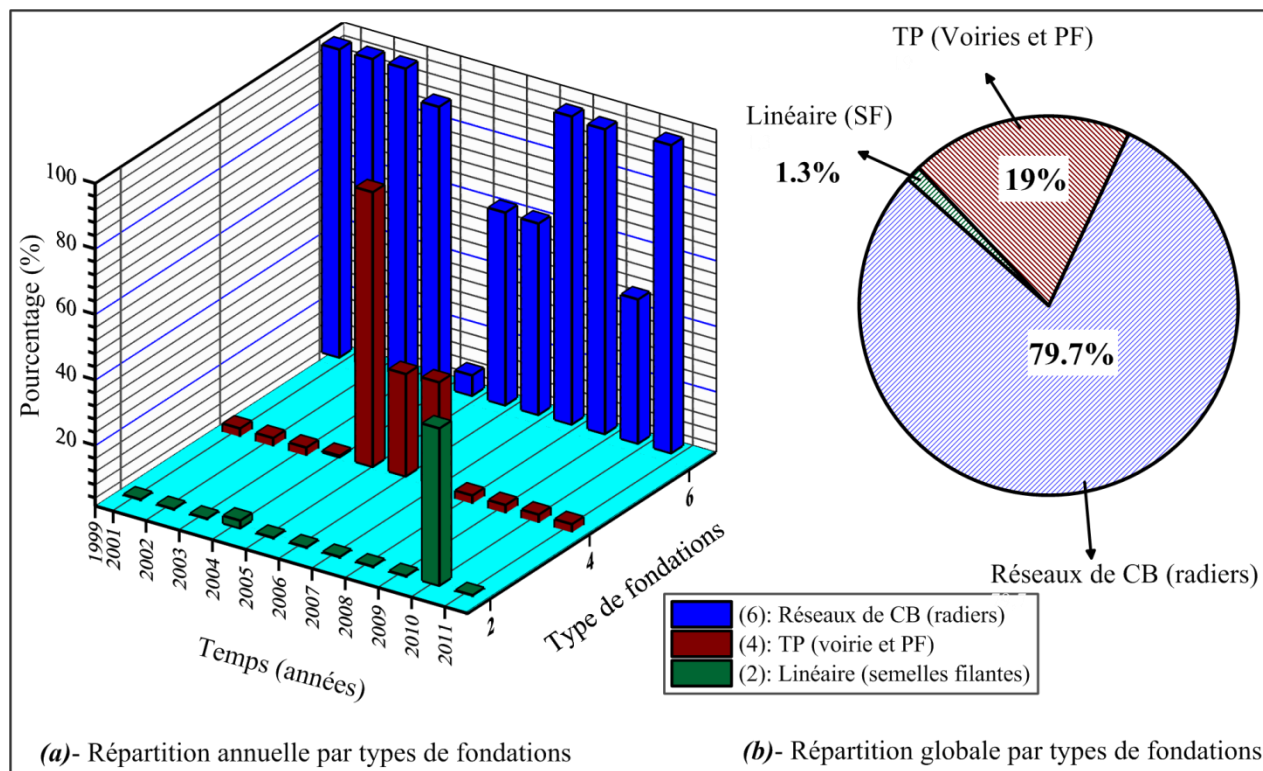


Figure 1.3- Répartition des CB par types de fondations en Algérie (1999 à 2011).

D'après les données consolidées, le procédé des colonnes ballastées est prépondérant à hauteur de 80% en système de réseaux sous radiers par rapport au maillage linéaire (SF bâtiments, chemins de roulement portuaire,...), représentant un taux marginal de 1.3%. Par ailleurs, on dénote une utilisation significative durant la période (2005 à 2007) dans les travaux publics à concurrence de 19%. Il s'agit de renforcement des fondations souples des plates formes de quai, des voies ferroviaires et de tramway (Figure 1.3). Le renforcement des sols compressibles sous les remblais d'accès des ouvrages d'art permet de pallier les effets de tassements différentiels entre la dalle de transition et le tablier. Concernant la région de Bejaia, d'après l'Algérienne des autoroutes (ADA)<sup>(d)</sup>, des renforcements par colonnes ballastées ont été projetés sur un linéaire d'environ 15kms sous l'assise de la pénétrante reliant l'autoroute Est-Ouest au niveau des sections vulnérables aux tassements, traversant des embouchures et estuaires comblés par les dépôts quaternaires fins et mous d'oued Soummam. Les travaux n'ont pas encore démarré jusqu'à septembre 2017.

<sup>(d)</sup> : Algérienne Des Autoroutes, organisme public  
Constructeur et Gestionnaire des autoroutes.



### 1.3 AMELIORATION DES SOLS PAR INCLUSIONS SOUPLES

**L**e terme inclusion souple regroupe l'ensemble des techniques d'introduction d'éléments souples (matériaux granulaires, géogrilles,...) dans le massif de sol pour améliorer sa résistance et réduire sa déformabilité. Contrairement aux pieux assurant la liaison mécanique (ferraillage) avec les massifs de fondations, aucune liaison n'est assurée dans le cas des inclusions souples. Le recours à la panoplie de procédés d'inclusions souples se fait dans le cas des sols mous et déformables recevant des ouvrages souples (remblai routier, dallage industriel, station d'épuration sur radier,...). Le choix de la technique dépend de l'importance des charges de l'ouvrage, granulométrie des sols à traiter et leur portance ainsi que des tolérances en termes de tassement des ouvrages projetés. A noter que l'interaction (sol-inclusion) est un des aspects les plus complexes à analyser et ne peut se résumer à un simple calcul d'inclusion rigide.

Parmi les objectifs principaux d'un renforcement de sol par inclusions souples, l'augmentation de portance, réduction et accélération des tassements, homogénéisation des couches de sols qui peut contribuer à la minimisation des tassements différentiels et la réduction du potentiel de liquéfaction dans les zones sismiques (Lambert et Rangeard, 2008; Lambert, 2013; Almeida, 2015).

Les sols pulvérulents renforcés par des colonnes ballastées présentent généralement des facteurs d'amélioration nettement supérieurs à ceux des sols cohérents. A cet effet, Chambosse (1983) et Bell et al. (1986), après vérification par des essais au carottier SPT et au pénétromètre CPT concluent que les sables subissent une forte densification entre les colonnes ballastées. D'après les travaux de (Guilloux et al., 2003; Zaghouni et al., 2004; Bretelle et al., 2004), le rapport de résistance en pointe du sol analysé au pénétromètre statique ( $q_c/CPT$ ) avant et après le renforcement varie de (1.7 à 1.9) dans les formations sablonneuses, alors qu'il est quasiment égal à l'unité (1) dans les sols limoneux argileux. De même, Hayden et Welch (1991) et Renton-Rose et al. (2000) ont déterminé un rapport variable de (1.5 à 3) dans les sables et graviers propres. Généralement l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols cohérents fins (argiles-limons) est faible entre les colonnes. Les essais CPT réalisés par Corneille (2007) sur un site expérimental de colonnes ballastées chargées par des semelles rigides montrent que l'amélioration du sol argilo-limoneux est variable dans un rapport de 1 à 1.5 (Corneille et Masrouri, 2007). Cependant, les sols pulvérulents lâches subissent une densification après la mise en œuvre des colonnes isolées ou en réseau. Par ailleurs, Holeyman et Wallays (1984) ont constaté à travers des colonnes de sable réalisées par pilonnage dans des sables fins limoneux, que l'amélioration des propriétés mécaniques était fonction de la granulométrie du sol, de sa compacité initiale et de la quantité de matériau incorporé, par conséquent plus le taux de fines est élevé, plus l'amélioration de la résistance en pointe du sol est faible.

### 1.3.1 Définitions et modes de fonctionnement

Les inclusions souples consistent à incorporer et compacter un matériau granulaire de bonnes caractéristiques géomécaniques dans des sols de portance médiocre en vue d'obtenir un milieu renforcé apte à recevoir des fondations. Plusieurs techniques d'amélioration des sols par inclusions souples ont été développées depuis plusieurs décennies. Leurs mises en œuvre consistent en l'excavation (forage) ou le refoulement du sol avec introduction d'un meilleur matériau d'apport (ballast, sable) afin d'améliorer globalement ces caractéristiques géomécaniques. Les principales techniques de mise en œuvre des inclusions souples énumérées ci-dessous sont fonction des conditions géotechniques des sites autorisant leurs utilisations ainsi que des améliorations escomptées:

- Plot ballasté pilonné ;
- Colonne pilonnée ;
- Vibroflottation ;
- Colonne vibrée.

Les différentes méthodes de renforcement répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place. Les objectifs escomptés d'une amélioration de sol par inclusions souples sont:

- Augmentation de la résistance au cisaillement, donc de la capacité portante du sol;
- Réduction des tassements sous les ouvrages projetés à des valeurs admissibles;
- Accélération de la consolidation par l'effet drainant des matériaux incorporés;
- Réduction du potentiel de liquéfaction en zones sismiques en présence des sables lâches saturés. En effet, la perméabilité du ballast permet la dissipation des surpressions interstitielles créées lors d'un séisme;
- Contribuer à la stabilité générale des remblais d'apport des plates-formes.
- L'amélioration de sol par inclusions souples doit prendre en compte de nombreux paramètres à savoir la mise en œuvre, les caractéristiques du sol en place, le comportement mécanique des inclusions et de l'ouvrage projeté. Contrairement aux fondations rigides (pieux) qui sont mécaniquement liées à la structure de l'ouvrage par des dalles et nervures, les inclusions souples ne le sont pas. Il en résulte que leur comportement est dépendant du sol environnant d'où l'interaction sol-colonne est l'un des aspects les plus délicats à étudier.



### 1.3.2 Quelques types de procédés d'amélioration des sols

L'amélioration des sols compressibles peut se faire par la chute libre de hauteur 10 à 30m des masses de 15 à 20 tonnes pour faire pénétrer le ballast dans le sol (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou battage d'un tube obturé à sa base provisoirement ou ouvert (colonne pilonnée), ou par fonçage d'un vibreur avec lançage d'un fluide en air ou l'eau (colonnes vibrées). Le Japon a été le précurseur dans l'utilisation des colonnes pilonnées dès leur origine pour la densification des dépôts sablonneux fluviaux en vue d'atténuer le phénomène de liquéfaction (Tanimoto, 1960; Aboshi et al.; Barksdale, 1981; Barksdale et Takefumi, 1991; Ishihara and Cubrinovski, 2005; Ishihara and Cubrinovski, 2005(a)). Le principe de réalisation consiste à introduire par battage ou vibro-fonçage un tube métallique, puis à compacter par passes, en utilisant un pilon et un mélange de sable et de ballast préalablement déversé dans le tube. Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de le refouler latéralement afin d'améliorer ponctuellement ses caractéristiques géomécaniques. Plusieurs autres procédés existent et ont fait l'objet de développement depuis les années 1936, d'après Six (2006), on peut citer à cet effet:

- Les pieux de sable compactés réalisés avec la technique japonaise "Compozer" (Aboshi et al., 1979; Akdogan et Erol, 2001);
- Les pieux de sable compacté, mis en œuvre comme des pieux classiques avec tubage récupérable: procédé type "Franki" (Bustamante et al., 1991; Ishihara, 2013);
- Les picots de sable de Menard- Sol compact (Juillié, 1986) ;
- Les plots ballastés mis en place par substitution dynamique (Figure 1.4), qui constituent une variante de l'utilisation du matériel développé par Menard pour le compactage dynamique (Gambin, 1984; Liausu et Juillié, 1990);
- Les colonnes ballastées réalisées au moyen de vibreurs électriques à sas, de type vibreur à torpille Keller ou dérivés (vibreur hydraulique), dont le procédé a été mis au point et développé par Keller en 1936 (Soyez, 1985; Priebe, 1995; Dhouib et Blondeau, 2005; Lambert, 2013).
- La vibroflottation qui permet la densification par un vibreur électrique des sols pulvérulents lâches contenant moins de 10 à 15% de particules fines (80µm) (Slocombe et al., 2000; Cubrinovski and Ishihara, 2002; Corneille, 2007). Après liquéfaction provisoire du sol sous l'effet des vibrations, les particules se réarrangent dans un état plus dense après dissipation de l'excès de pression interstitielle. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales du sol et des objectifs assignés, sa conception (géométrie, profondeur) dépend des résultats de la planche d'essai.

La technique de plots ballastés pilonnés est une méthode de renforcement des sols compressibles par des colonnes en matériaux granulaires de 2 à 3m de diamètre, très compactés par pilonnage dynamique. Le principe de fonctionnement des plots est similaire aux colonnes ballastées. La profondeur maximale de traitement dépend de la consistance de la couche compressible, de l'épaisseur du matelas granulaire superficiel et de l'énergie de compactage mise en œuvre. On obtient une amélioration et homogénéisation des caractéristiques mécaniques du sol sur des profondeurs maximales de 7 à 8m (Liausu, 1984).

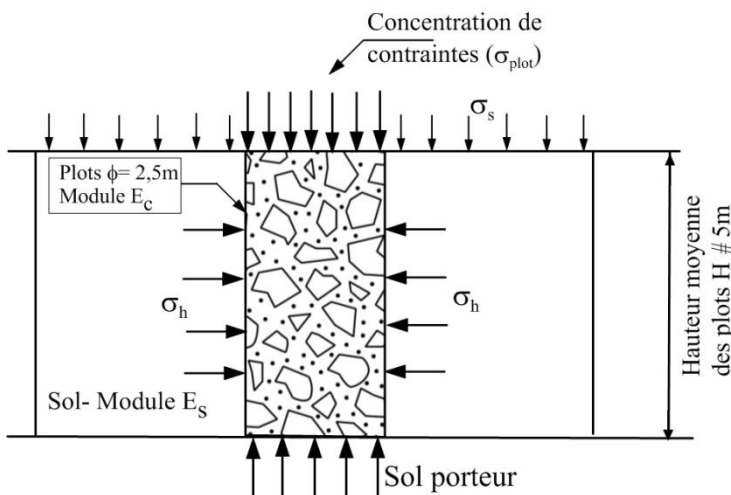


Figure 1.4- Plots ballastés

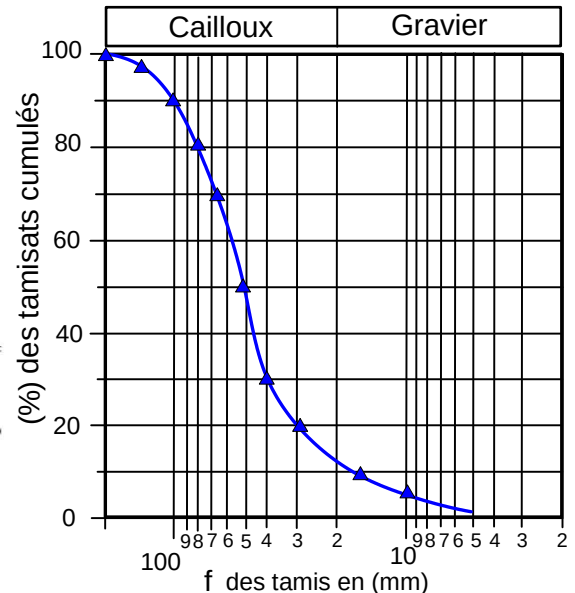


Figure 1.5- Courbe granulométrique (Keller Spa, 2005)

La colonne ballastée vibrée est associée au terme anglais vibro stone column. Cette technique consiste à introduire par le biais d'un vibreur un matériau granulaire (Figure 1.4) de meilleures caractéristiques mécaniques (ballast) dans un sol cohérent afin d'augmenter sa résistance. La mise en place se fait par refoulement du sol avec compactage par passes successives.

Il existe plusieurs modes de construction des colonnes ballastées selon la nature du fluide de lançage et du mode d'alimentation du ballast, soit par le haut, soit par la base du vibreur:

- Colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut ;
- Colonne ballastée par voie humide et alimentation par le haut ;
- Colonne ballastée par vibreur à sas (voie sèche ou humide) et alimentation par la base.

Une colonne ballastée est souvent comparée à un pieu. Constituée de matériaux granulaires frottants (ballast), elle peut effectivement porter une charge élevée, dans la mesure où le terrain naturel encaissant assure un bon frottement (mobilisation de l'étreinte latérale). Cependant, à un niveau donné, la charge verticale reprise par la colonne sera fonction de la contrainte horizontale existant dans le terrain naturel. Elle augmentera donc

avec la profondeur. Par ailleurs, la charge apportée par l'ouvrage par le biais de sa fondation va se répartir entre le terrain naturel et les colonnes. Si ces dernières se trouvent chargées de manière excessive, elles vont se déformer et refouler le terrain voisin, ce qui conduit à une augmentation de la contrainte horizontale et par conséquent de la contrainte verticale dans la colonne jusqu'à un nouvel état d'équilibre.

Une colonne ballastée n'existe que grâce à la réaction latérale du terrain environnant qui procure un effet de confinement et permet à la colonne de supporter des charges verticales.

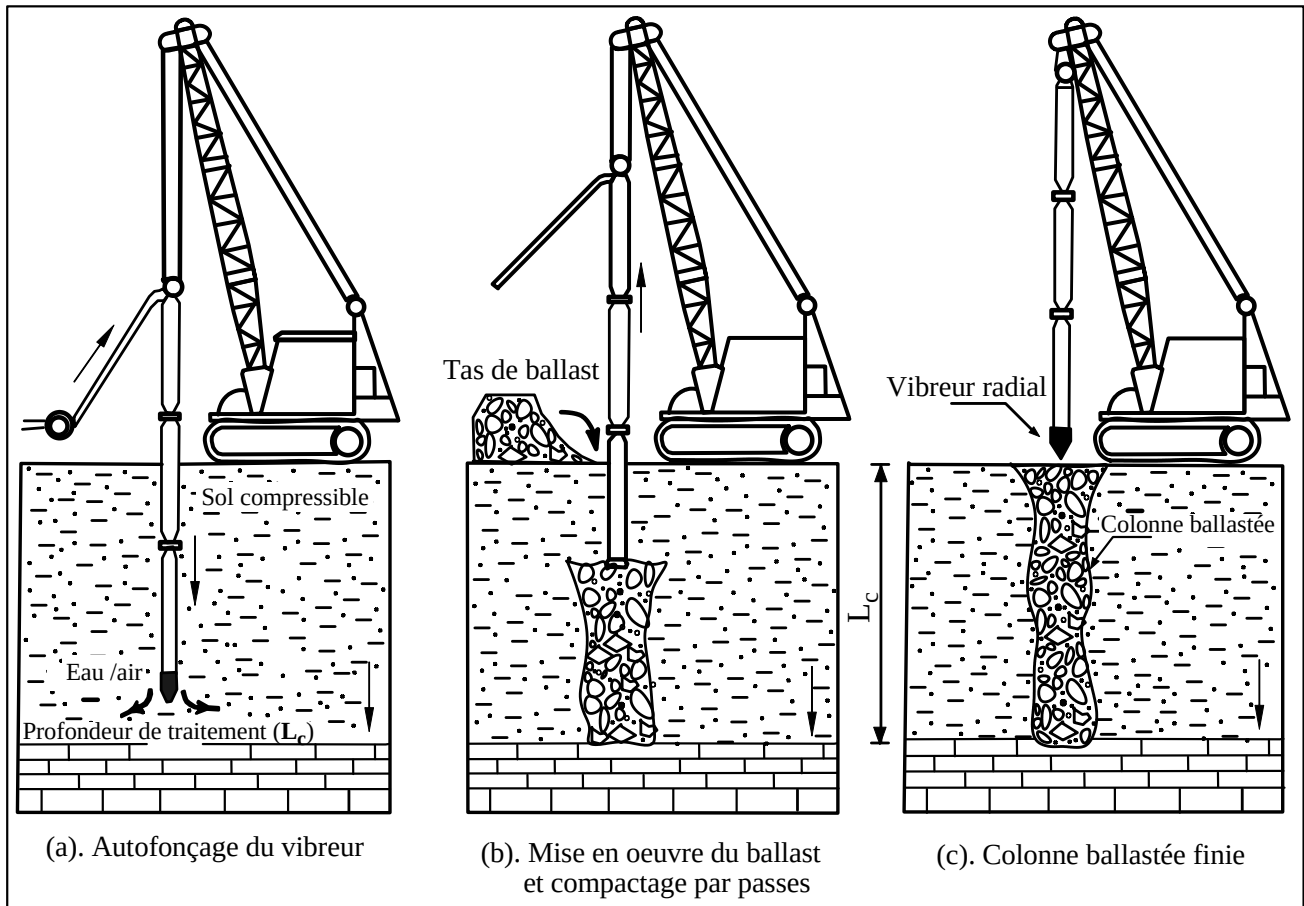


Figure 1.6- Etapes de réalisation d'une colonne ballastée.

### 1.3.3 Principe de réalisation des colonnes ballastées

Il consiste en la réalisation d'un avant trou à l'aide d'une aiguille vibrante suspendue à une grue. Le diamètre de perforation varie en général de 0.25 à 0.5m . Le trou est effectué en vibration, sous l'effet du poids de l'aiguille vibrante, actionné d'une injection d'eau à la base pour faciliter l'enfoncement et le refoulement du sol. Cette action engendre une densification et un confinement du sol autour du trou de forage. Lorsque le vibreur atteint la profondeur de traitement, on introduit le matériau d'apport (ballast), qui est compacté par passes de vibrations au fur et à mesure de la remontée de l'aiguille (Figure 1.6).

Le compactage est suffisamment intense pour faire pénétrer le ballast dans le terrain. Il se forme ainsi une colonne ballastée de diamètre variant de 0.60 à 1.20 m en fonction de l'étreinte latérale et de la plasticité du sol environnant (Vautrain, 1980; Lambert et al., 2001; Dhoub et al., 2004c; Madun et al., 2012). Dans les sols hétérogènes verticalement, la colonne ballastée présente des variations de diamètre en fonction de la raideur du sol encaissant. L'expansion latérale par refoulement est très importante dans les sols mous.

La mise en œuvre des colonnes ballastées peut s'effectuer par voie humide, voie sèche et par pilonnage. Elles sont exécutées à partir d'une plate-forme carrossable généralement pour engins sur chenilles de charges variant de 300 à 400 kN (grues, atelier à mât vertical fixe). Une colonne ballastée est caractérisée par les quatre (4) phases successives suivantes (Figure 1.6):

- Pénétration par vibro-fonçage jusqu'à la bonne profondeur: cette phase consiste à descendre le vibreur en provoquant une liquéfaction locale du sol et les sédiments sont refoulés par l'espace annulaire jusqu'à la surface. Le forage ainsi obtenu devrait être vertical et continu avec injection d'eau sans interruption;
- Remontée du vibreur jusqu'à la surface pour permettre le nettoyage du forage obtenu;
- Descente du vibreur dans le forage: Cette étape doit être effectuée très rapidement afin de regagner le fond de la colonne ; dès lors commence l'alimentation du ballast;
- Compactage du ballast par passes remontantes: la remontée se fait par passes de 0.50 à 1 m et le ballast est vibrocompacté jusqu'à l'obtention d'une intensité de référence maximale de l'ordre de 250 ampères (Zaghouani et al., 2004; Guetif et al., 2004). Lorsque cette valeur est dépassée, on risque souvent une inclinaison du vibreur (rotation des câbles sur eux-mêmes) et par conséquent l'arrêt de la vibration; alors des zones non compactées peuvent subsister.

La réalisation des colonnes ballastées dans les sols mous est confrontée au problème de stabilité des parois du forage à court terme. Pour des trous supérieurs à 12 m de profondeur, la capacité de celui-ci à rester ouvert pour que le ballast introduit en surface atteigne bien le fond est une condition difficile à surveiller sur chantier. Pour s'affranchir de ces contraintes, l'alimentation du ballast par la base (vibreur à sas) est privilégiée par rapport à l'approvisionnement au sommet. Le vibreur à sas s'adapte bien pour les voies humide et sèche, avec une limitation du diamètre du matériau ballast à 35mm environ pour éviter le risque de blocage de l'alimentation (Corneille, 2007).

### 1.3.3.1 Colonne ballastée exécutée par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro substitution (vibro- remplacement) consiste en la réalisation d'un forage par auto fonçage et lançage à l'eau

jusqu'à la profondeur de traitement. Le fluide de lançage contribue à la stabilité des parements du trou durant la réalisation. On déverse gravitairement le ballast après la remontée du vibreur tout en assurant un compactage par passes successives jusqu'à la finition de la colonne ballastée.

Dans la voie humide, le forage à l'eau provoque une extraction de terrain (cuttings) et par conséquent des remontées de boues qu'il faudra évacuer hors du site. L'influence de l'eau de lançage sur les parois du forage entraîne aussi un diamètre plus important dans le cas des colonnes exécutées par voie humide.

L'inconvénient de la technique d'exécution par voie humide réside dans la tendance à la pollution de l'environnement immédiat et les risques de mélange du ballast avec le sol. Ce procédé est inadapté en site urbanisé.

### **1.3.3.2 Colonne ballastée exécutée par voie sèche**

Cette technique, appelée également vibro-refoulement (vibro-displacement), consiste à auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur du traitement. Remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par un chargeur dans une benne coulisant le long du mât. Le compactage du ballast se fait par passes de 0.50 m environ jusqu'à la finition de la colonne.

Dans le cas de la voie sèche, le vibreur est descendu avec un lançage à l'air et il refoule le sol latéralement sans engendrer d'évacuation de sédiments de sol. A cet effet, la voie sèche offre plus de garanties quant à la continuité de la colonne et à son homogénéité.

Lorsque le vibreur atteint la profondeur d'assise de la colonne, il est légèrement remonté (0.5m) permettant ainsi au ballast de s'écouler à la base sous l'influence de la pression d'air comprimé du sas. Le vibreur est alors foncé dans le matériau afin de le compacter et de le refouler dans le sol compressible. La répétition successive des phases de soulèvement du vibreur et de compactage du ballast par passes de 0.5m permet de créer une colonne vibrée dont le diamètre est fonction de la résistance et la consistance du sol environnant et de la puissance du vibreur.

### **1.3.4 Influence du mode de compactage**

La compacité de la colonne ballastée conditionne sa résistance au cisaillement. Le Tableau 1.1 présente la hauteur des passes selon divers auteurs (Corneille, 2007). Cette hauteur dépend du type de sol traité, de la méthode employée ainsi que de la puissance du vibreur. Il indique la disparité des pratiques en matière de hauteur des passes mais ne permet pas d'apporter des informations complémentaires sur une éventuelle

recommandation pratique. Le DTU13.2 (1978) et les recommandations techniques Coprec (2005 et 2011) n'apportent aucune information sur la hauteur de passe.

Tableau1.1- Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en œuvre  
(Corneille, 2007)

| Auteurs                    | Hauteur des passes (m) | Nature du sol                                             | Méthode de mise en place des colonnes                                                                    |
|----------------------------|------------------------|-----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Zaghouani et al. (2004)    | 0.5                    | Sable limoneux lâche<br>Sable, limon et argile lâches     | Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée                                                     |
| Renton-Rose et al. (2000)  | 1 à 1.5                | Remblai hydraulique                                       | Voie humide et alimentation du ballast par le haut                                                       |
| Davie et al. (1991)        | 0.3 à 0.6              | Stérile de charbon                                        | Voie humide et alimentation du ballast par le haut                                                       |
| Goughnour et al. (1991)    | 0.9 à 1.2              | Argile limoneuse molle                                    | Voie sèche et alimentation du ballast par le bas.<br>Compactage de 0.9 à 1.2m puis repénétration de 0.3m |
| Drescher et Fritz (1989)   | < 1                    | Remblai hydraulique et boue de betterave à sucre          | Voie humide et alimentation du ballast par le bas                                                        |
| Barksdale et Bachus (1983) | 0.6 à 1.2              | Argile et sable                                           | Voie humide ou sèche et alimentation du ballast par le haut                                              |
| Rathgeb et Kutzner (1975)  | 0.8                    | Sable, fin à moyen, lâche avec des lentilles de limon mou | Fluide de lançage non spécifié et alimentation du ballast par le haut.                                   |

L'augmentation de la hauteur de la passe engendre une compaction faible à la base. Dans les sols de faibles caractéristiques géomécaniques (argile molle, limon et sable vaseux), si la hauteur des passes est trop réduite, le ballast sera plus facilement refoulé dans le sol avoisinant, induisant ainsi une surconsommation excessive de matériau. Seuls des essais d'étalonnage sur chantier permettent de définir, pour chaque projet, la hauteur de passes optimale ainsi que le calage des fréquences de vibration. (Klimis and Sarigiannis, 2013) a montré par une modélisation numérique d'une cellule unitaire 3D l'influence de l'énergie de compactage sur l'augmentation du diamètre de la colonne.

Le phénomène d'écrasement des grains de faible résistance sous l'effet des contraintes de compression et de cisaillement est également étudié (Kheffache, 2014). Les chocs générés par le vibreur au cours du compactage peuvent modifier le fuseau granulaire initialement mis en œuvre, par conséquent les valeurs du frottement  $\varphi_c$  sont sensiblement affectées.



### 1.3.5 Matériau constitutif de la colonne ballastée

La provenance du matériau peut être d'origine fluviatile (gravier roulé d'oued) et de carrière (ballast concassé). Pour garantir l'intégrité de la colonne, le ballast doit être conforme à des spécifications techniques en termes de fuseau granulaire, délitage, résistance aux chocs et aux frottements et chimiquement stable dans le temps d'après le DTU 13.2 (1978), recommandations Coprec (2005 et 2011) et Européen Standard EN 14731 (2005). Les essais Los Angeles (Norme NFP18-573, 1990) et micro- Deval (Norme NFP18-572, 1990) caractérisent respectivement les résistances de fragmentation et d'usure du granulat. Tenant compte de ces propriétés mécaniques élevées et son pouvoir drainant, le ballast concassé d'origine calcaire est utilisé dans les voies ferrées pour amortir les actions dynamiques. Malgré la disponibilité de ces matériaux sédimentaires le long des oueds, l'expérience montre que l'homogénéité des dépôts, la résistance des grains et leur granulométrie sont difficiles à quantifier pendant l'emprunt. A cet effet, le recours au produit de concassage issu des carrières demeure le meilleur gage de la qualité du ballast, car le processus de production est maîtrisé. En général, la caractérisation de ce matériau consiste à déterminer son fuseau granulaire (Figure 1.4), l'angle de frottement interne ( $\phi_c$ ), la densité à l'état lâche et le module de déformation ( $E_c$ ) qui n'est que rarement évaluable par des essais de laboratoire.

D'après Rowe (1969), l'angle de frottement interne d'un matériau granulaire dépend de plusieurs facteurs: frottement inter-granulaire, réarrangement et écrasement des grains ainsi que la dilatance du matériau. Ces facteurs dépendent également de l'indice des vides, du niveau de contrainte appliquée, de l'angularité et de la nature minéralogique des grains. De Josselin de Jong (1988) et Atkinson et Lau (1991) ont montré que l'angle de frottement mesuré à la boîte de cisaillement dépend aussi de la contrainte horizontale. Par ailleurs, les essais de cisaillement réalisés par Corneille (2007) sur un ballast concassé d'origine calcaire de fuseau granulaire (20/ 31.5 mm) sur une boîte de Casagrande (30/30 cm) ont donné un angle de frottement moyen de  $45^\circ$  et une cohésion nulle. Dans le cas d'utilisation de vibreurs type Keller, une valeur prudente de  $38^\circ$  pour l'angle de frottement d'un ballast roulé ( $\phi_g \leq 50\text{mm}$ ) est couramment recommandée (Schulze, 1978; Besançon et al., 1984). En Allemagne, l'angle de frottement du ballast adopté dans de nombreux cas est de  $42^\circ$  (Soyez, 1985).

La propriété principale du ballast réside dans son potentiel de drainage élevé et son rôle porteur qui est accru par le fort pourcentage de cailloux. Le pourcentage de fines particules est limité pour que la colonne reste drainante et insensible à l'érosion interne.

Le fuseau granulométrique du matériau (ballast) doit vérifier les trois (3) conditions suivantes : ( $d_5 \geq 0.1\text{mm}$ ;  $d_{30} \geq 10\text{mm}$ ;  $d_{100} \geq 100\text{mm}$ ). Les caractéristiques physico-mécaniques adoptées pour le ballast et servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante, sont consignées dans le Tableau 1.2.



D'après l'expérience des entreprises (Degen, 1998; Keller Spa, 2005; Black and al., 2006), le choix de la granulométrie du ballast est fonction du type d'alimentation (par le bas ou par le haut). Le fuseau granulaire fréquemment employé dans le cas du vibreur à sas (alimentation par le bas) est du (10/30 mm). Cependant, l'alimentation par le haut ne risque aucune obstruction.

Tableau 1.2- Caractéristiques du ballast (Dhouib et Blondeau, 2005; Coprec1, 2011).

| Caractéristiques                                | Domaine de variation | Remarques                                                     |
|-------------------------------------------------|----------------------|---------------------------------------------------------------|
| Dimensions du ballast (mm)                      | 40 / 60<br>12 / 40   | Voie humide<br>Voie sèche                                     |
| Indice de concassage (%)                        | > 80                 | -                                                             |
| LA                                              | < 25 – 35            | Essai "Los Angeles"<br>(Norme NF EN 1097-2)                   |
| MDE                                             | < 20 – 30            | Essai "Micro –Deval"<br>(Norme NF EN 1097-1)                  |
| (LA + MDE)                                      | < 40 – 60            | -                                                             |
| Résistance à la compression<br>$R_c$ (MPa)      | > 25                 | -                                                             |
| Pourcentage de fines (%)                        | < 5                  | -                                                             |
| Poids volumique $\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 20 à 21              | -                                                             |
| Angle de frottement $\phi'_c$ (°)               | 37 à 46°             | Dépend de la nature du ballast                                |
| Cohésion $c'$ (kPa)                             | 0.0                  | -                                                             |
| Module d'Young $E'_c$ (MPa)                     | 60 à 100             | Dépend de l'étreinte latérale et du module du sol environnant |

La réussite d'une colonne ballastée est tributaire de plusieurs facteurs et d'impondérables géotechniques en l'occurrence, la voie de perforation, stabilité du forage, qualité du ballast, compactage et le suivi des indicateurs de contrôle en cour d'exécution. Les recherches de Barchus et Barksdale (1984), Hussin et al. (1991) et Adalier et al. (2003) ont montré que 20 à 30% du ballast situé à l'interface colonne/sol était pollué par le sol environnant. Hughes et al. (1975) ont conclu que si la valeur du frottement est connue à 2° près, alors la valeur de la charge sur la colonne n'est connue qu'à 6% près. Par conséquent, une faible variation de l'angle de frottement (de l'ordre de 2°) n'engendre pas une importante erreur.

Les recommandations Coprec (2005 et 2011) prescrivent la mise en œuvre d'un matelas drainant en ballast de granulométrie (0/31.5 mm) sous les fondations et en contact avec les colonnes ballastées. Le rôle du matelas est le drainage et l'atténuation du contact béton-colonne sous les actions horizontales. L'épaisseur du matelas de répartition dépend de l'intensité des charges, type de fondations (rigide ou souple) et des caractéristiques des

colonnes ballastées (diamètre et maillage). D'après la littérature technique et les informations recueillies auprès des entreprises spécialisées (Keller Spa, 2005), l'épaisseur du matelas varie en pratique entre 0.3 et 1m.

### 1.3.6 Domaines d'applications

La technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées a connu une grande évolution depuis quelques décennies. Les travaux de recherche sur les méthodes de dimensionnement analytiques et numériques, l'expérimentation sur modèles réduits et le retour d'expériences sur le comportement des ouvrages à l'échelle réelle ont contribué à une meilleure connaissance du procédé. Par conséquent, les domaines d'application ont évolué au cours des années en fonction du développement technologique inhérents à ces méthodes. Les performances du procédé en matière de coût de revient (utilisation de matériaux locaux), rapidité d'exécution, homogénéisation des paramètres mécaniques du sol ont milité en faveur d'une expansion rapide des domaines d'application.

Les premières applications du procédé ont concerné les ouvrages souples tels que: le renforcement des remblais routiers, ferroviaires et pistes d'aéroport (Rathgeb et Kutzner, 1975; Vautrain, 1980; Watts et Charles, 1991; Bouassida, 1996), stabilisation de talus (Goughnour et al., 1991) ainsi que les réservoirs, les stations de traitement et dallages industriels (Bhandari, 1983; Bustamante et al., 1991; Bouassida and Hazzar, 2012), (voir la Figure 1.8).

Concernant les conditions géotechniques, il y'a lieu de noter que l'hypothèse d'un milieu idéalisé (homogène et isotrope), reposant sur une couche d'ancrage résistante (substratum) au sein duquel la colonne pourra être ancrée, n'existe que rarement dans la réalité. En dépit des problèmes géotechniques rencontrés, l'amélioration des sols par vibroflottation a été initiée au début des années 1930 (Degen, 1998). A cet effet, des sols pulvérulents ont été les premiers à être densifiés par vibro-compactage avec incorporation de matériau dont les résultats étaient satisfaisants (Massarsch, 1991.b). La confrontation des entreprises à la variabilité des conditions géotechniques (sols cohérents et mous) a engendré l'invention de vibreurs spécifiques et le développement des procédés d'exécution adaptés à partir des années 1950 (Barksdale and Bachus, 1983). La technique des colonnes ballastées avec vibreur à sas (alimentation par la base) a été développée en 1972 (Degen, 1998). Les colonnes ballastées sont très adaptées pour les sols cohérents (argiles, limons) avec des fractions variables de matériau pulvérulent. En dépit des contraintes d'effondrement des trous de forage dans les sols à faible étreinte latérale, la profondeur de traitement varie en général de 2 à 20m, exceptionnellement 27 à 30m, d'après (Baumann and Bauer, 1974; Slocombe and Moseley, 1991).

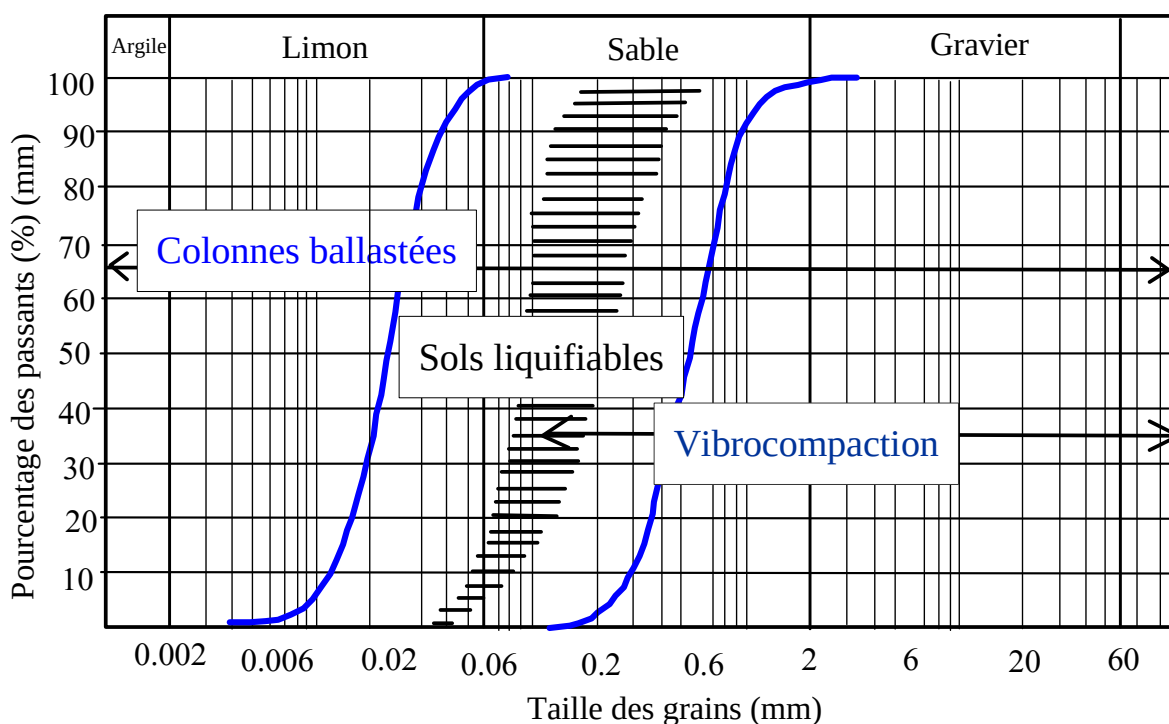


Figure 1.7- Domaine d'application de l'amélioration des sols par vibration profonde d'après (Priebe, 1998).

Conventionnellement, les domaines d'utilisation des techniques d'amélioration des sols sont répertoriés dans la Figure 1.7. Le premier fuseau granulaire des sols adaptés pour la vibroflottation fut déterminé par (Mitchell, 1970). Il conclut à cet effet que les sols lâches de courbe granulométrique inscrite dans le fuseau granulaire peuvent atteindre une densité relative d'au moins 70% entre les points de vibro-compactage selon le maillage adopté. Plusieurs auteurs se sont ensuite intéressés au problème d'adaptabilité du vibro-compactage et du renforcement par colonnes ballastées en fonction de la granulométrie des sols (Brown, 1977; Dobson and Slocombe, 1982; Queyroi et al., 1985; Priebe, 1991; Degen, 1998; Watts et al., 2000) ou bien de paramètres mécaniques du sol (Dhouib et al., 2004.b). D'après ces auteurs, les colonnes ballastées peuvent être installées dans chaque type de sol présentant une étreinte latérale suffisante et pérenne capable de confiner le ballast. En revanche, le vibro-compactage est restreint à des sols pulvérulents dont le diamètre minimal des grains est supérieur à (80 $\mu$ m). Dans le cas du fuseau granulaire (20/60 $\mu$ m), les colonnes ballastées peuvent être envisagées tout en utilisant la voie humide comme pour la vibroflottation.

Priebe (1991 et 1998) indique les domaines d'applicabilité des méthodes d'amélioration des sols (Figure 1.7). Lorsque la zone hachurée est traversée par la courbe de distribution ou si le sol est entièrement constitué de particules fines, alors le dimensionnement doit être entièrement basé sur l'effet de renforcement des colonnes ballastées mises en place. Degen (1998) précise que les argiles et limons dont le pourcentage de particules fines ( $\phi$ 80 $\mu$ m) est supérieur à 15% sont difficilement compactables par vibration, par conséquent le recours aux colonnes ballastées est une solution alternative de fondation.

D'après les auteurs (McKenna et al., 1975; Dhouib et al., 2006.a; Dhouib et al., 2006.b), les colonnes ballastées sont inadéquates dans le traitement des remblais et des sols anthropiques et organiques (tourbes et vases) à cause des tassements secondaires importants et incontrôlés qui en résultent. Les recommandations Coprec (2005 et 2011) conseillent de ne pas utiliser les colonnes ballastées dans les sols organiques, par contre le DTU 13.2 (1978) et le European Standard EN 14731: 2005.E (2005) ne donnent aucune indication à ce sujet.

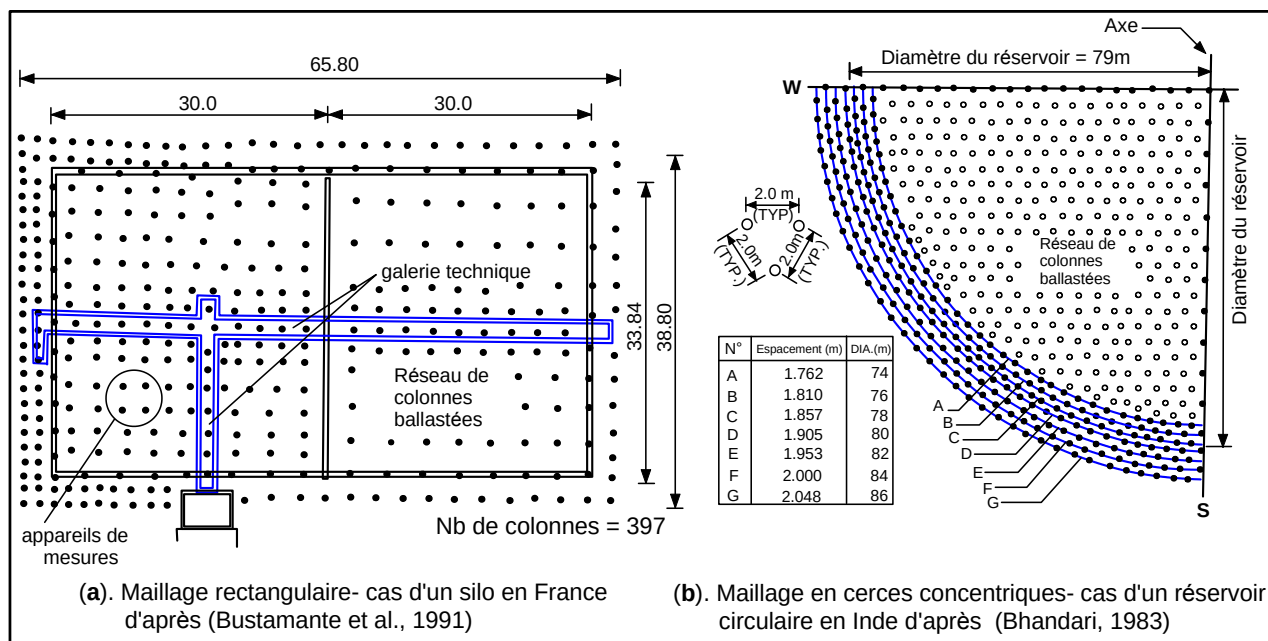


Figure 1.8- Exemples d'ouvrages renforcés par des colonnes ballastées d'après (Bhandari, 1983; Bustamante et al., 1991).

Il existe peu de travaux traitant des limites d'application des colonnes ballastées dans les sols mous et déformables. La colonne ballastée est stable sous l'effet du confinement conféré par le sol environnant. D'après les informations recueillies auprès des entreprises spécialisées (Keller Spa, 2005) et celles disponibles dans la littérature technique et appuyés par les travaux des chercheurs (Dhouib et Blondeau, 2005; Berthelot, 2007; Almeida, 2015), les intervalles de variation des paramètres mécaniques pour l'adoption du renforcement par colonnes ballastées en vue de leur offrir une résistance et stabilité vis à vis des déformations latérales sont les suivants:

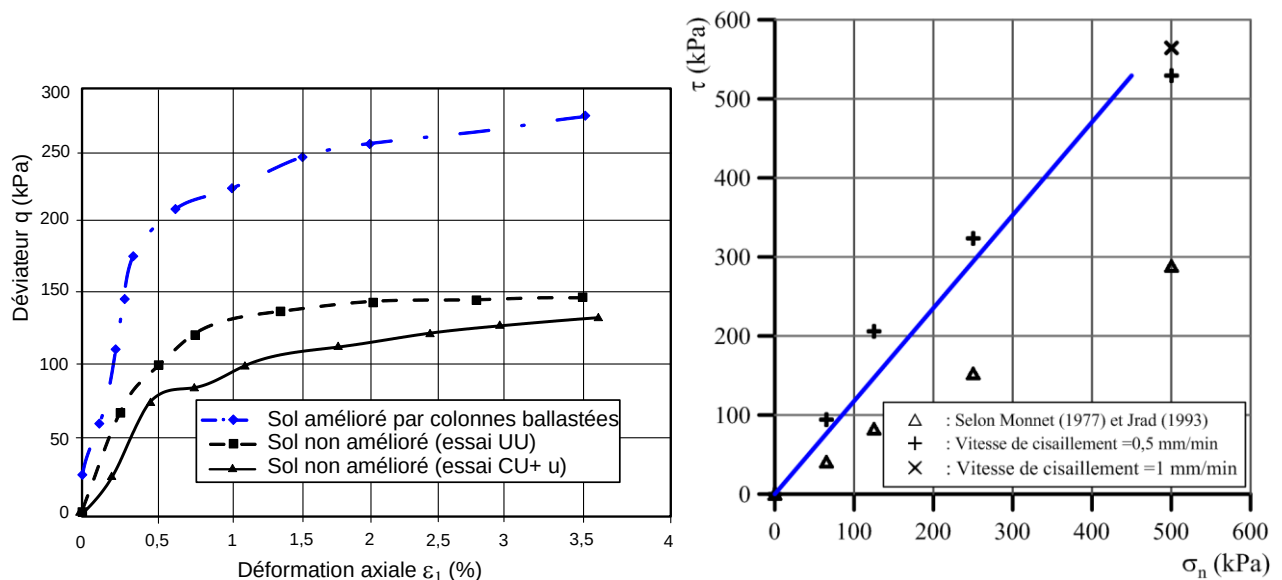
- Cohésion apparente mesurée par cisaillement rectiligne ou triaxial ( $11 \leq c_u < 50$  kPa), les recommandations (Coprec1, 2011) préconisent d'éviter les colonnes ballastées dans les sols fortement compressibles quand ( $c_u < 20$  kPa), le cas échéant, recourir à une étude spécifique;
- Résistance en pointe statique  $q_c$  (argiles, limons et sables fins lâches)  $6 \leq q_c < 12$  bars. En outre, les recommandations (Coprec1, 2011) stipulent d'éviter l'utilisation des

colonnes ballastées à la traversée des couches faibles correspondant à une résistance en pointe statique ( $q_c < 3$  bars) ;

- Sondage pressiométrique: pression limite nette ( $1 \leq p_l^* < 5$  bars) et des modules pressiométriques ( $0.3 \leq E_M < 5$  MPa) ;
- Les sondages par SPT sont rarement utilisés pour évaluer l'étreinte latérale du sol.

## 1.4 COMPORTEMENT MECANIQUE DES COLONNES BALLASTÉES

Cette partie est dédiée à l'état des connaissances actuelles sur les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées, leurs comportements mécaniques ainsi que les modes de ruptures qui leur sont associés. Puis une synthèse des travaux de recherche relatifs aux aspects expérimentaux, analytiques et numériques est présentée afin de mieux cerner les interactions qui régissent le fonctionnement du complexe sol-colonne ballastée.



(a)- Essai triaxial (Juran et al., 1987)

(b)- Courbe intrinsèque du ballast (Corneille, 2007)

Figure 1.9- Courbe d'un essai triaxial sur un échantillon amélioré par colonnes ballastées (a)- d'après (Juran et al., 1987) et résultats d'essais de cisaillement sur unballast (b)- d'après (Corneille, 2007).

Juran et al. (1987) ont effectué des essais triaxiaux sur des échantillons de limon ( $\phi 110$ mm) renfermant des colonnes de ballast (Figure 1.9). D'après la courbe contrainte-déformation, on constate un comportement dilatant du sol renforcé dont la résistance à la rupture est presque le double de celle du sol non amélioré. En outre, le module de déformation initial ( $E_i$ ) mesuré sur l'échantillon renforcé est plus important que celui du sol vierge d'où la contribution des colonnes ballastées dans la réduction des tassements. Les essais triaxiaux non drainés sur

des échantillons d'argile renforcés par colonnes de sable ont révélé un accroissement de la résistance au cisaillement de 33% par rapport au sol vierge, d'après (Black et al., 2007).

Le comportement d'une colonne ballastée est dépendant du sol encaissant. Sous l'effet d'un chargement subi en tête, la colonne ballastée a tendance à se déformer à volume constant dans deux directions principales, un tassement vertical et une expansion horizontale. L'ampleur de ces déplacements est fonction de nombreux paramètres dont le plus important est l'étreinte latérale conféré par le sol. Le confinement latéral du sol dépend de ces paramètres mécaniques, en effet plus un sol est raide et résistant, plus l'étreinte latérale est élevée et moins la colonne va se déformer. D'après les auteurs (Priebe, 1976), (Barksdale and Bachus, 1983), (Six, 2006) et (Nguyen et al., 2007) l'effet de confinement latéral est prépondérant dans les colonnes ballastées situées à l'intérieur d'un maillage en réseau. L'effet de compactage lors de la mise en œuvre des colonnes périphériques augmente donc l'étreinte sur la zone centrale et contribue à la résistance des colonnes ballastées.

Sous l'effet d'un chargement transmis par une fondation, le tassement de la colonne ballastée est dû à la compaction du matériau. Dès lors qu'une colonne se déforme latéralement, le domaine élastique est supposé dépassé et l'on rentre dans celui des grands déplacements (plasticité).

Certains chercheurs Morgenthaler et al. (1978), Vautrain (1980), Bachus et Barksdale (1984), Pulko and Majes (2005) et Castro and Karstunen (2010) ont remarqué que la charge appliquée par une fondation sur un sol renforcé se répartissait par un ratio de 50% sur le sol et la colonne. Ensuite, au fur et à mesure de la dissipation des pressions interstitielles par écoulement radial vers les colonnes (consolidation), un transfert de contraintes s'effectue vers les colonnes dans la proportion de 3 à 6 fois celle reprise par le sol. Cependant, d'après Balaam et Poulos (1983) les sols argileux saturés encaissent plus de contrainte que les colonnes ballastées à l'état initial du chargement à cause du comportement non drainé engendrant une incompressibilité du matériau. Après dissipation des surpressions interstitielles vers le ballast (conditions drainées), la contrainte verticale reprise par les colonnes devient supérieure à celle de l'argile. Plusieurs auteurs se sont intéressés à l'étude de l'influence des pressions interstitielles et la consolidation sur le comportement drainé et non drainé des sols cohérents renforcés par colonnes ballastées (Han and Lin Ye, 2001), (Tan et al., 2008), (Bouassida and Hazzar, 2008), (Weber et al., 2009) et (Cimentada et al., 2011). L'expérimentation à grandeur réelle réalisée par Corneille (2007) sur une semelle fondée sur 3 colonnes ballastées instrumentées par des capteurs de pression montre que le temps de dissipation des surpressions interstitielles varie de quelques jours en profondeur à 30j en surface (3m/TN). L'interprétation des résultats a mis en évidence l'influence du refoulement sur l'augmentation des pressions au cours de la réalisation des colonnes ballastées, ainsi, des pressions élevées ont été mesurées au voisinage des colonnes.



Concernant le tassement d'un sol renforcé, l'interaction sol/colonne dépend de la rigidité de la fondation (EI) et de la raideur (déformabilité) du sol d'assise. D'après Eggstad (1983) et Belcotec (1985), sous une fondation souple, le tassement du sol est plus important que celui de la colonne, en revanche, quand la fondation est rigide, les tassements qui en résultent en surface du sol et en tête de colonne sont identiques.

Globalement, les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent de la disposition des colonnes (isolée/ou groupe), du mode de chargement en tête (fondation rigide/souple) et des paramètres mécaniques du sol renforcé. Les colonnes ballastées peuvent être soit isolées, afin de reprendre une charge ponctuelle, soit en réseau régulier (maillage) pour conférer une amélioration et homogénéisation globale du sol, en vue de réduire les tassements et d'augmenter la portance du sol compressible.

### 1.4.1 Mécanismes d'interaction sol/colonne isolée

Le comportement d'une colonne ballastée est fondamentalement différent de celui d'un pieu rigide. La colonne ballastée fonctionne par transfert de contrainte au sol après expansion latérale du ballast. Les colonnes ballastées isolées peuvent être soit ancrées dans un horizon dur, soit flottantes. Néanmoins, d'après la littérature, l'utilisation de colonnes isolées flottantes est extrêmement rare. L'expansion latérale de la colonne dépend intrinsèquement de l'intensité de la charge appliquée et de la raideur du sol environnant. Dans les argiles molles, Madhav (1982) et Saha et De (1994) ont estimé à partir des essais de chargement que la déformation radiale ( $\epsilon_r$ ) d'une colonne ballastée en gravier est d'environ 30%.

Il est admis que la rupture d'une colonne isolée fondée sur un substratum et chargée en tête s'effectue par une expansion latérale. D'après les expériences des auteurs Datye (1982), Greenwood (1970) et Hughes et Withers (1974) la hauteur critique d'expansion latérale (déformation en tonneau) est de l'ordre de 3 à 4 fois le diamètre de la colonne (Figure 1.10 et Figure 1.11), alors que pour Guermazi (1986) cette zone d'expansion est d'environ 2 fois le diamètre initial de la colonne. (Barksdale and Bachus, 1983) et (Sharma et al., 2004) indiquent que la profondeur d'expansion d'une colonne ballastée libre ou confinée par géogrille dans un sol homogène varie de 2 à 3 fois son diamètre.

D'après Corneille (2007), les mesures inclinométriques effectuées sur un groupe de 3 colonnes ballastées (Diam. variable de 0.75 à 0.9m) réalisées dans une argile molle surmontant une marne tendre et chargées par une semelle isolée rigide révèlent une augmentation des déplacements du sol entre (1.5 à 4m/TN), ce qui correspond à environ 3 fois le diamètre moyen de la colonne dans l'argile. En outre, cette expérimentation met évidence une déformation inégale loin et au voisinage immédiat de la colonne. L'auteur a montré l'expansion différentielle de la colonne pendant le compactage en fonction de la raideur du sol.



A cet effet, en se basant sur des mesures et des enregistrements de paramètres, les diamètres réels des colonnes varient respectivement de 0.78m dans la marne tendre de pression limite ( $p_1^* = 4$  à 36 bars) à 0.9m dans l'argile molle de ( $p_1^* = 4$  à 5 bars) , (Corneille, 2007a).

La rupture par cisaillement généralisé se produit lorsque la colonne est courte et repose sur une couche résistante (Braums, 1978). En effet, une rupture par cisaillement se produira généralement en présence de couche molle en surface, alors qu'une couche molle en profondeur pourra induire une légère expansion latérale. La profondeur d'expansion maximale donnée par Braums (1978) (Figure 1.11b) est confirmée par la modélisation numérique d'après (Zhang et al., 2013). A noter que la rigidité de la fondation et l'ampleur de la surface chargée ont une influence sur le mode de rupture et sur la déformée des colonnes ballastées.

Compte tenu du confinement du ballast sous l'étreinte latérale du sol, la rupture par flambement n'a pas fait l'objet d'études particulières, bien que d'après (Watts et al., 2000), la tendance au flambement des colonnes de faible diamètre a été observée sur des modèles réduits.

D'après les professionnels du renforcement par colonnes ballastées (Keller Spa, 2005), particulièrement en Algérie, l'utilisation des colonnes ballastées pour des renforcements ponctuels sous des semelles isolées est quasi rare.

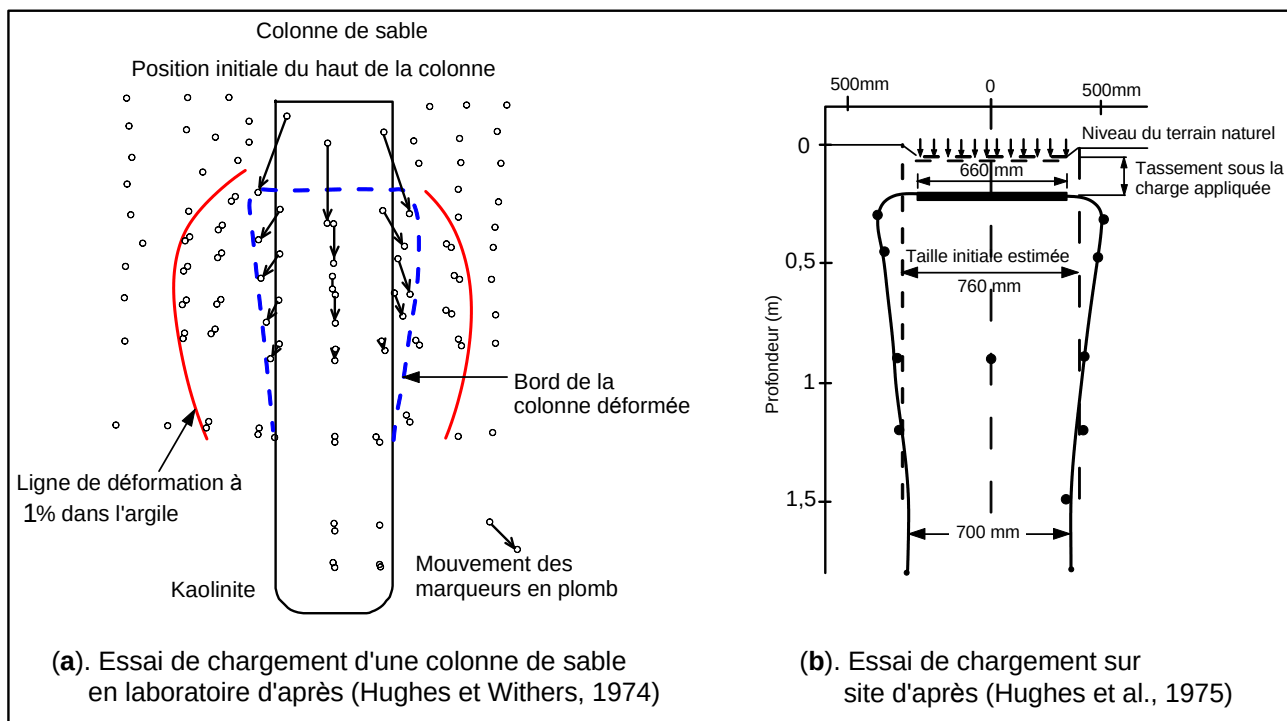


Figure 1.10- Essai de chargement et Expansion d'une colonne isolée d'après Hughes et al. (1974 et 1975).

### 1.4.2 Colonnes ballastées maillées en réseau

Le renforcement des sols sur de grandes surfaces en disposant des colonnes en réseau a connu beaucoup d'applications de par le monde. Dans la plupart des cas, il s'agissait d'amélioration des caractéristiques du sol d'assise d'ouvrages souples (bacs à liquides, dallages industriels, remblai d'accès, ...etc.) et sous radiers rigides. En Algérie, la majorité des applications concernent des réseaux de colonnes sous radiers rigides d'ouvrages industriels et de bâtiments (Bahar et Sadaoui., 2008; Bahar et al., 2010; Bahar et al., 2011). Plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'étude du comportement des réseaux de colonnes ballastées Priebe (1976), Dhouib et al. (1993), Priebe (1995), Dhouib et al. (1993), Dhouib (2003b) et Bouassida et al. (2003).

D'après la littérature, on dénote un manque de retour d'expérience en matière de tassements accusés par des ouvrages réels fondés sur sols renforcés par colonnes ballastées. La majorité des mesures disponibles traitent des essais de plaque à court terme. D'après les auteurs (Barksdale and Bachus, 1983; Bustamante et al., 1991; Maurya et al., 2005), l'analyse des essais de chargement en grandeur réelle réalisés sur des colonnes ballastées isolées et sur des groupes de colonnes disposés en maillage ont montré que le réseau de colonnes ballastées présente une meilleure réduction de tassements. Le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) dans le cas des semelles isolées est influencé par les déformations de cisaillement.

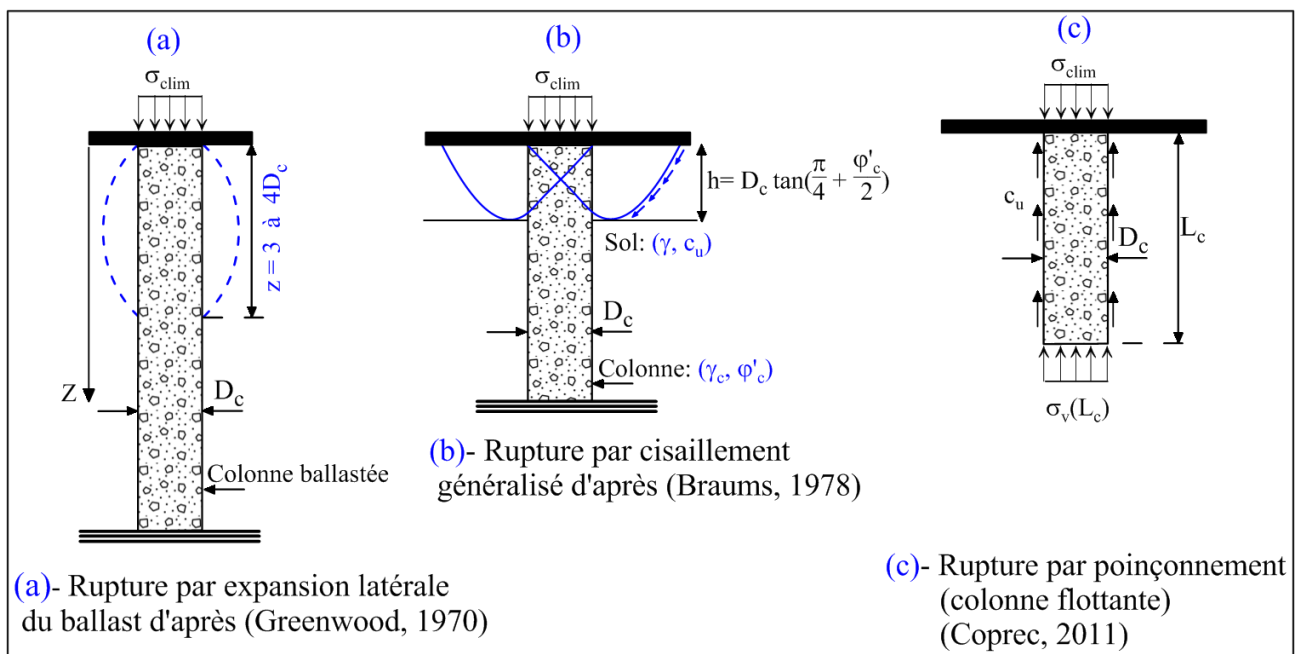


Figure 1.11- Modes de rupture d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale.

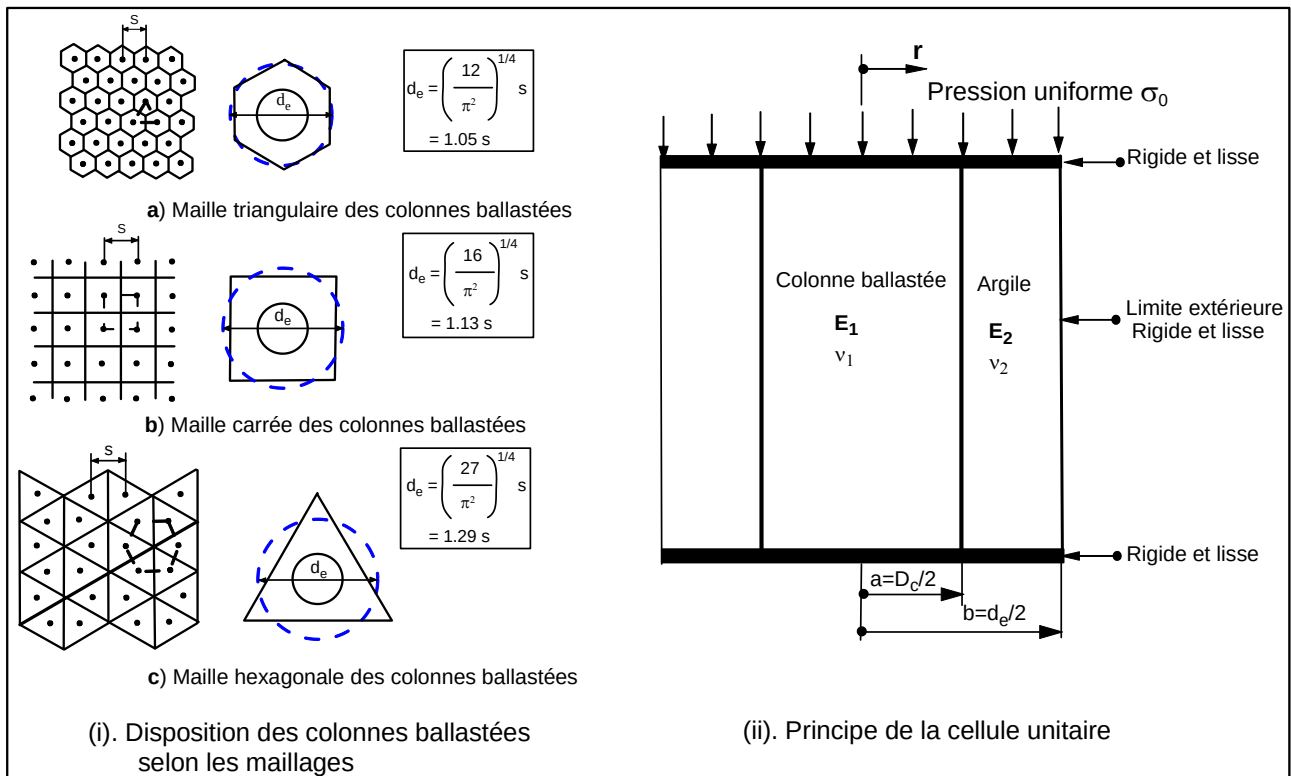


Figure 1.12- Types de maillages en réseau de colonnes et principe de la cellule unitaire d'après (Balaam et Poulos, 1983).

La Figure 1.12 présente les maillages couramment utilisés (triangulaire, carré et hexagonal) et les domaines d'influence équivalents qui leur sont associés. Le domaine d'influence ( $d_e$ ) caractérise la cellule unitaire (Vesic, 1972; Wallays et al., 1983). Il est constitué par la colonne et une partie du sol environnant, il permet d'effectuer des calculs axisymétriques de dimensionnement d'un réseau infini de colonnes, uniformément chargées (remblai d'accès, réservoir,...etc.) (Balaam et Booker, 1981; Besançon et al., 1984). Le principe de calcul basé sur la cellule unitaire ne permet pas le dimensionnement d'un groupe réduit de colonne sous semelles isolées.

D'après l'expérience des entreprises spécialisées (Keller Spa, 2005), il en résulte ce qui suit:

- Le maillage des colonnes ballastées sous forme carrée et triangulaire est le plus utilisé, le maillage en anneaux concentriques est souvent réalisé dans les fondations circulaires (axisymétriques); l'espacement entre-axe des colonnes varie de 1.2 à 4m ;
- Le maillage hexagonal est délaissé à cause de sa complexité de mise en œuvre. L'efficacité de renforcement n'est pas influencée par le type de maillage.
- Les colonnes ballastées réalisées sous semelles rigides isolées ou filantes présentent un entre-axe variant de  $(1 \text{ à } 2.7D_c)$  ;

- Le facteur de substitution moyen du sol varie en général dans l'intervalle  $(0.2 \leq a \leq 0.35)$ .

### 1.4.3 Paramètres de quantification de l'effet de renforcement

L'évaluation de l'efficacité d'un renforcement de sol se base sur un ensemble de paramètres géométriques et mécaniques. Ces paramètres permettent l'évaluation d'un facteur d'amélioration quelconque en l'occurrence, la résistance en pointe des sols traités ( $R_p$ ), la capacité portante ( $\bar{\sigma}_{adm}$ ), le rapport de réduction de tassement ( $\beta$ ), le facteur de concentration de contraintes ( $\eta$ ) caractérisant la répartition des charges entre la colonne et le sol,...etc.

#### 1.4.3.1 Facteur de substitution du sol (a)

Le facteur de substitution du sol (area replacement ratio) est le rapport de la surface de la colonne ballastée et de l'aire totale de la cellule unitaire selon le maillage considéré, d'après Sexton et al. (2013), il est donné par la relation (1.1):

$$a = \frac{A_c}{A} = \frac{1}{k} \left( \frac{D_c}{d} \right)^2 \rightarrow \begin{cases} k = 2\sqrt{3} / \pi : \text{Maillage triangulaire} \\ k = 4 / \pi : \text{Maillage carré} \\ k = 3\sqrt{3} / \pi : \text{Maillage hexagonal} \end{cases} \quad (1.1)$$

( $D_c$  et  $d$ ): Sont respectivement le diamètre et l'espacement des colonnes.

Le facteur (a) exprime en termes d'aires le pourcentage de ballast incorporé par rapport au sol naturel et l'amélioration qui en résulte. Il varie en fonction des conditions initiales du sol et des objectifs escomptés de l'amélioration. Dans le cas de réseaux infinis de colonnes, ce facteur varie dans l'intervalle (0.05 à 0.5) d'après des mesures in situ (Clemente et Davie, 2000; Maurya et al., 2005). Par ailleurs, dans le cas des chargements sur semelles, Greenwood (1991) et Dhouib et al. (2006.b) préconisent des valeurs variant de (0.16 à 0.5). Dans l'optique d'une optimisation de la quantité de ballast, Bouassida (2011) a proposé de borner le facteur (a) dans un intervalle ( $a_{min} - a_{max}$ ) en vue de minimiser les tassements d'ouvrages. Dans la pratique, le facteur de substitution moyen ( $a_{moy}$ ) se situe entre 0.2 et 0.35 d'après Dhouib et Blondeau (2005).

#### 1.4.3.2 Facteur de réduction des tassements ( $\beta$ )

Sous l'effet de la contrainte apportée par l'ouvrage, le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) traduit le rapport des tassements avant et après renforcement par colonnes ballastées, il

augmente avec l'accroissement du facteur de substitution ( $a$ ). D'après la littérature, diverses appellations sont dédiées à ce facteur: settlement reduction factor selon (Balaam et Booker, 1981; Balaam et Poulos, 1983), improvement factor ( $\eta$ ) (Priebe, 1995; Clemente et Davie, 2000), settlement ratio ( $\eta$ ) (Poorooshab et Meyerhof, 1997), settlement reduction factor ( $\beta$ ) (Pulko and Majes, 2005); néanmoins, elles expriment toutes le rapport entre le tassement du sol non amélioré sur le tassement du sol amélioré.

$$\beta = \frac{\text{Tassement (SV)}}{\text{Tassement (SR)}} = \frac{s_0}{s} \quad (1.2)$$

$s_0$ : Tassement du sol non renforcé (sol vierge SV) ;

$s$  : Tassement du sol renforcé (SR) ;

Balaam et Poulos (1983) ont indiqué que le facteur ( $\beta$ ) évalué sous des ouvrages souples et rigides ne diffère que de quelque pour-cent pour des géométries courantes de maillage. La répartition des tassements en surface entre le sol et les colonnes est presque uniforme. A cet effet, l'égalité des tassements a été observée sous des remblais d'accès (Vautrain, 1980) et des cuves de stations d'épuration (Soyez, 1985).

Depuis le milieu des années 1970, plusieurs études analytiques et numériques ont été consacrées à la formulation du facteur ( $\beta$ ) sous forme d'abaques dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées (Baumann and Bauer, 1974; Greenwood, 1975; Priebe, 1976; Balaam, 1978; Aboshi et al., 1979; Balaam et Booker, 1981; Balaam et Booker, 1985; Greenwood et Kirsch, 1983; Priebe, 1995; Poorooshab et Meyerhof, 1997).

La Figure 1.13a résume les variations de ( $\beta$ ) en fonction de ( $1/a$ ) dans le cas d'une fondation souple chargée uniformément sur un sol renforcé par un réseau infini de colonnes ballastées (Greenwood, 1970; Baumann and Bauer, 1974; Priebe, 1976; Balaam, 1978). On remarque que le facteur ( $\beta$ ) diminue lorsque le maillage des colonnes est lâche [ $a$  diminue et inversement ( $1/a$ ) augmente]. Cette figure synthétise des résultats analytiques et expérimentaux dont on ignore les chargements appliqués et la méthode de calcul de  $\beta$ . En effet, le tassement du sol renforcé est mesurable in situ, toutefois, celui du sol vierge est souvent calculé dans les mêmes conditions que le sol amélioré. Ceci est compréhensible car il n'est pas économiquement rentable de charger un ouvrage de grandes dimensions à la fois sur les sols renforcé et vierge dans le but d'obtenir la valeur de  $\beta$ . D'après la Figure 1.13a, on constate une nette divergence des résultats pour ( $1/a$ ) inférieur à 5 et ce à cause des conditions de mesure et des techniques de mise en œuvre du procédé de renforcement par colonnes ballastées.

Le facteur de réduction des tassements  $\beta$  est exprimé selon les auteurs: en fonction de l'angle de frottement du ballast (Priebe, 1976), de la cohésion non drainée du sol (Greenwood, 1970) et de la rigidité relative de la colonne ( $E_c/E_s$ ) (Baumann and Bauer, 1974; Balaam et al., 1976).

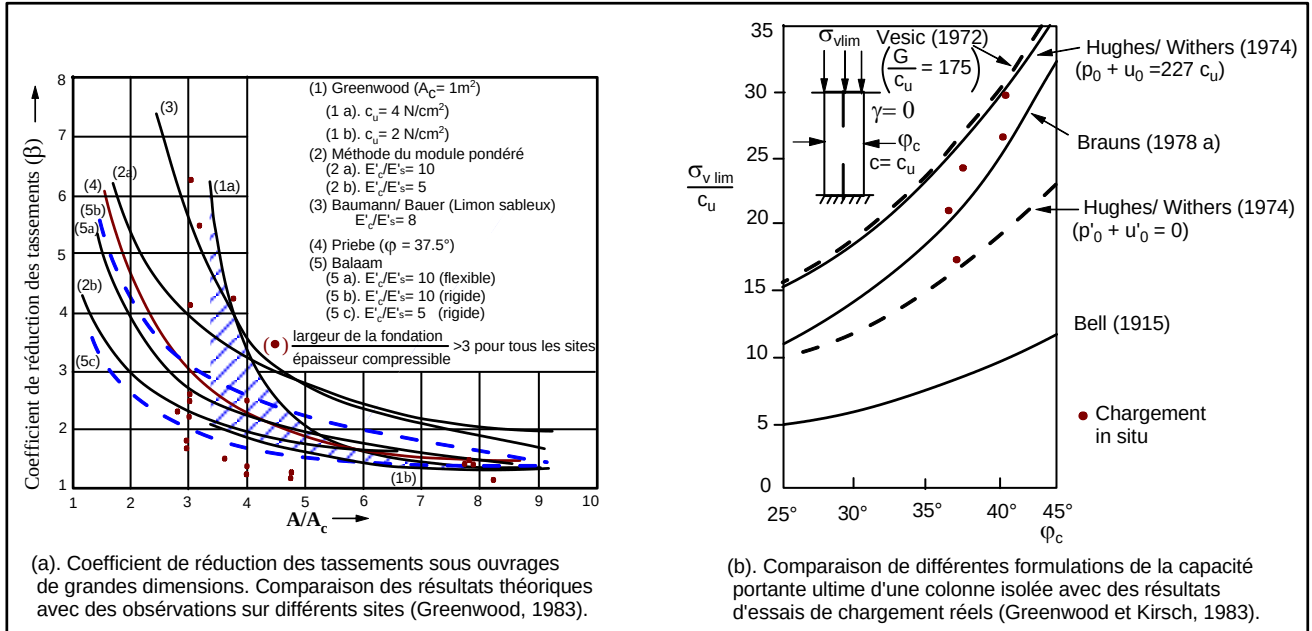


Figure 1.13- Capacité portante et facteur de réduction des tassements d'après (Greenwood et Kirsch, 1983).

D'après Clemente et Davie (2000) et Corneille (2007), le facteur  $\beta$  augmente avec l'accroissement de la charge appliquée quand le facteur de substitution (a) est maintenu constant. Les essais de chargement jusqu'à la rupture d'une semelle sur 1 et 3 colonnes dénotent une variation de  $\beta$  dans un intervalle de 2 à 5.5. Après plastification des colonnes,  $\beta$  se stabilise à une valeur moyenne de 2. Concernant la différence entre le facteur de réduction de tassements des fondations rigides et souples, Balaam et Poulos (1983) indiquent que pour ( $L_c/D_c < 5$ ), le facteur  $\beta$  des fondations souples est légèrement inférieur à celui des fondations rigides. Par ailleurs, la plupart des auteurs convergent sur le principe d'égalité du paramètre  $\beta$  des fondations souples et rigides lorsque le rapport ( $L_c/D_c$ ) est compris entre 10 et 20.

Des essais oedométriques dans une grande cellule ont été effectués par (Cimentada et al., 2011) selon deux conditions ( $1/a = 9$  et 16), les résultats ont mis en évidence l'accroissement de la rigidité relative colonne- sol qui se traduit par une réduction des tassements de l'ordre de 25 à 35%, soit un coefficient  $\beta$  variable de 1.25 à 1.35.

### 1.4.3.3 Facteur de concentration de contrainte ( $\eta$ )

Le facteur de concentration de contrainte ( $\eta$ ) constitue un paramètre fondamental dans la caractérisation du comportement de la colonne ballastée. Il permet d'évaluer le report de charge entre la colonne et le sol environnant lors du chargement. Le facteur est défini par le rapport de la contrainte reprise par la colonne sur la contrainte appliquée au sol:

$$\eta = \frac{\sigma_{col}}{\sigma_s} \quad (1.3)$$

Dans le cas des sols supposés élastiques et de fondations rigides, d'après (Schlosser et al., 1984)  $\eta$  peut s'écrire par la relation (1.4):

$$\eta = \frac{E_c}{E_s} \quad (1.4)$$

La concentration de contrainte n'est pas immédiate, mais elle se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol accentué par l'effet drainant du ballast. D'après la littérature, une importante divergence est relevée dans l'intervalle de variation de  $\eta$ . A cet effet, le facteur  $\eta$  a tendance à augmenter de 1 au début du chargement pour atteindre des valeurs comprises entre 1.86 (Black and al., 2006) et 10 (Stewart et Fahey, 1994). Vautrain (1980) a cependant montré que pour des sols mous et hétérogènes,  $\eta$  pouvait atteindre 50. En revanche, dans le cas de fondations souples, le report de charge est moins accentué que dans le cas de fondations rigides dont le facteur  $\eta$  varie en général de 4 à 40 d'après (Dhouib et Blondeau, 2005). Balaam et Poulos (1983) ont démontré que l'augmentation de la rigidité de la fondation entraînait un accroissement de transfert de charge vers le matériau le plus résistant c.à.d. la colonne. Par ailleurs, ils estiment qu'en comportement non drainé au début du chargement, le sol est plus raide, donc reprend une fraction plus importante de la charge à l'encontre de la colonne ballastée. Ceci peut engendrer un facteur  $\eta$  légèrement inférieur à 1 au début du chargement, chose prédite par (Barksdale and Bachus, 1983; Greenwood, 1991; McKelvey et al., 2004).

Les travaux de (Guermazi, 1986) portant sur l'étude dans une cellule triaxiale sous confinement constant d'une colonne de sable placée dans un limon montrent que le facteur  $\eta$  varie de 6 à l'état élastique (initial) jusqu'à 4 lorsque la colonne ballastée est à l'état plastique. Par ailleurs, il constate qu'au-delà du point de plastification de la colonne,  $\eta$  diminue progressivement, traduisant un transfert de contrainte de la colonne vers le sol.

Concernant les modélisations numériques de prédiction du comportement d'un réseau de colonnes, (Muir Wood et al., 2000) ont mis en évidence la différence de concentration de



contrainte le long d'une semelle filante fondée sur cinq (5) colonnes ballastées. En effet,  $\eta$  relevé varie en fonction de la position de la colonne par rapport au centre de la semelle ce qui traduit un effet de voûte entre colonnes drainantes induisant un chargement plus important des colonnes situées aux deux extrémités de la semelle. L'effet de consolidation lente au centre par rapport à la périphérie engendre un effet de voûte d'après (Magnan, 2004). Cependant, Kirsch (2004) a constaté que les colonnes centrales sont chargées suivant un rapport de (1.35 à 1.45 fois) plus que celles de la périphérie lors des incréments de chargement d'une fondation.

En somme, d'après (Alamgir et al., 1996), le facteur de concentration de contrainte  $\eta$  est fonction de l'espacement entre colonnes ( $d$ ), du type de sol, de la profondeur de traitement ( $L_c$ ) et de l'état de chargement. Barksdale and Bachus (1983) suggèrent en pratique un intervalle de ( $\eta$ ) variant de 3 à 10; qui est en concordance avec les résultats expérimentaux sur chemin oedométrique de Cimentada et al. (2011).

## 1.5 METHODES ANALYTIQUES ET EMPIRIQUES DE DIMENSIONNEMENT

**D**e nombreuses études analytiques, expérimentales et numériques ont été menées afin de déterminer les paramètres intervenant dans la réduction des tassements ( $\beta$ ) d'un réseau infini de colonnes ballastées sous fondations souples ou rigides (Dhouib et Blondeau, 2005). Cependant, le dimensionnement des colonnes ballastées sous semelles rigides isolées et filantes est peu étudié. Les méthodes de dimensionnement ont été développées en tenant compte d'une colonne isolée ou d'un réseau infini, du type de fondation, du comportement mécanique des matériaux ainsi que les l'objectifs escomptés du renforcement (réduction de tassements, augmentation de portance du sol, réduction du risque de liquéfaction en zone sismique,...etc.).

Dans le cas d'une fondation de grandes dimensions fondée sur un maillage de colonnes ballastées, le comportement de la colonne en réseau se réduit à la colonne isolée. Dans ce cas, l'application du principe de la cellule unitaire (Figure 1.12) avec l'hypothèse de déformation à volume constant permet d'introduire les principes de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique semi infini (Gibson et Anderson, 1961; Vesic, 1972; Hughes et Withers, 1974). Une telle formulation permet de distinguer le domaine plastique développé autour de la colonne et le domaine élastique qui le circonscrit. D'ailleurs la méthode de Priebe (1976, 1995) est basée sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique (Vesic, 1972).

### 1.5.1 Méthode empirique de Thorburn (1975)

L'abaque de Thorburn (1975) permet le calcul de la charge admissible d'une colonne isolée en fonction de la cohésion non drainée du sol ( $c_u$ ) en tenant compte d'un coefficient de sécurité vis à vis d'une rupture à court terme (Figure 1.14). L'abaque est valable également dans le cas de réseaux de colonnes sous des fondations étendues. Cependant, cette règle est basée sur la connaissance du diamètre réel des colonnes réalisées par des vibreurs des entreprises Cementation ou Keller. L'hypothèse retenue dans cette méthode est que la charge est reprise intégralement par les colonnes sans la contribution du sol environnant.

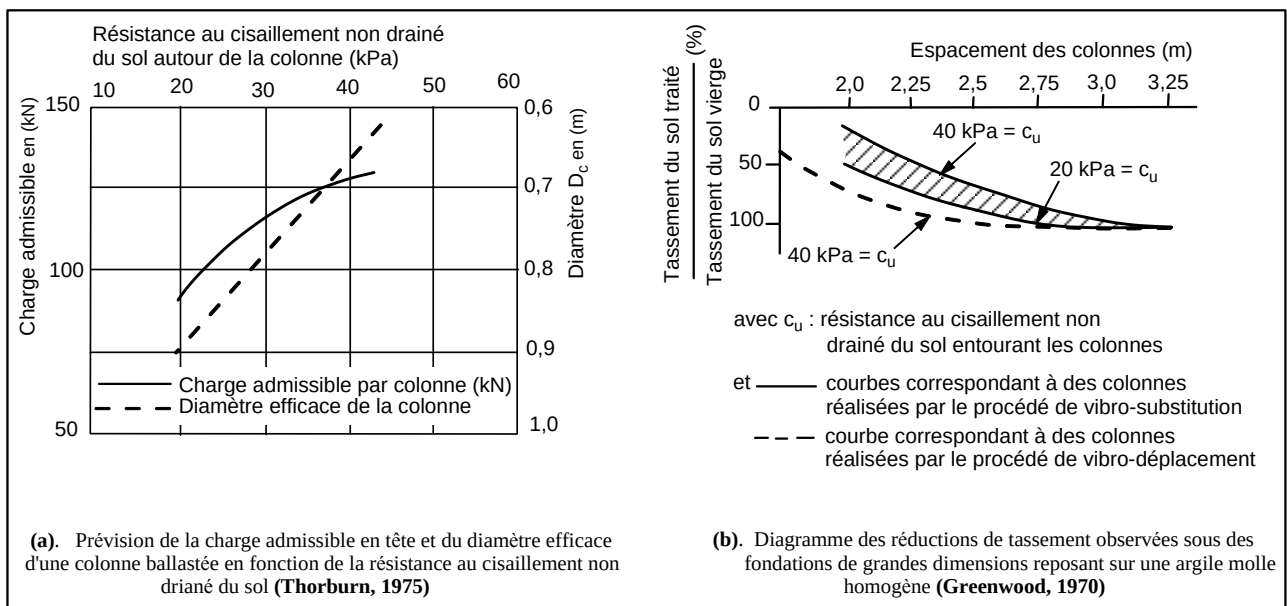


Figure 1.14- Charge admissible et taux de réduction des tassements d'après (Soyez, 1985).

### 1.5.2 Abaque de Greenwood (1970)

Cette méthode est basée sur un prédimensionnement vis à vis de la réduction des tassements sous fondations étendues reposant sur un réseau de colonnes dans une argile molle homogène. Les éléments nécessaires aux calculs sont: la cohésion du sol ( $c_u$ ), l'espacement entre-axes des colonnes ballastées ( $d$ ) et le type de procédé appliqué (Figure 1.14a). Cet abaque est basé sur deux hypothèses principales à savoir: les colonnes ne sont pas flottantes et les déplacements engendrés par les divers cisaillements ainsi que les tassements immédiats ne sont pas pris en compte. La plage de variation de la résistance au cisaillement non drainée ( $c_u$ ) considérée par l'auteur est de (20 à 40 kPa).

Par ailleurs, l'expression de la contrainte verticale de rupture ( $q_{uc}$ ) par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée a été développée par Greenwood (1970), elle est donnée par la relation (1.5):

$$q_{cu} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \times \sigma'_{h\max} = K_{pc} \sigma'_{h\max} = K_{pc} (p_l - u_w) \quad (1.5)$$

Sachant que la rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée dans un sol homogène se produit à une profondeur variant de (3 à 4D<sub>c</sub>) d'après (Datye, 1982) alors, la contrainte horizontale maximale du sol ( $\sigma'_{h\max}$ ) doit être déterminée sur cette profondeur.

### 1.5.3 Abaques de Mattes et Poulos

Les travaux de Mattes et Poulos (1969) portent sur l'étude du tassement d'une colonne ballastée. A cet effet, les auteurs considèrent une inclusion souple compressible et flottante soumise à une charge verticale centrée (P<sub>c</sub>). Il en résulte des tassements pseudo-élastiques immédiats qui constituent la majeure partie du tassement total de l'inclusion. Cette méthode admet que la charge s'applique uniquement sur la colonne et que les tassements instantané (s<sub>i</sub>) et final (s<sub>f</sub>) peuvent être évalués en introduisant les modules drainés (E'<sub>s</sub>) et non drainés (E<sub>s</sub>) du sol et de la colonne. Les partitions du tassement sont données par la relation (1.6) :

$$s_i = \frac{P_c}{L_c E_s} I_p \quad (a) \quad \text{et} \quad s_f = \frac{P_c}{L_c E'_s} I_p \quad (b) \quad (1.6)$$

P<sub>c</sub>: Est la charge appliquée en tête de la colonne ballastée.

Le facteur d'influence du tassement (I<sub>p</sub>) dépend de la rigidité relative (E<sub>c</sub>/E<sub>s</sub>) et du rapport des dimensions (L<sub>c</sub>/D<sub>c</sub>), il est déterminé à partir de l'abaque de la Figure 1.15.

Par ailleurs, les travaux de Christoulas et al. (2000) s'appuient sur le même principe que ceux de Mattes et Poulos (1969). Ils admettent que le tassement d'une colonne ballastée isolée (s) peut être dissocié selon le chargement considéré, il est donné par les relations (1.7) et (1.8) dont les auteurs recommandent de les prendre avec précaution, car ces relations nécessitent un calage par des essais complémentaires:

$$s = \frac{P_c}{L_c E_s} I_p \quad \text{pour: } P_c \leq Q_c \quad (1.7)$$

$$s = \left( \frac{P_c}{L_c E_s} + \frac{P_c - Q_c}{4L_c E_s} \right) I_p \quad \text{pour: } Q_c \leq P_c \leq Q_{u(10\%)} \quad (1.8)$$

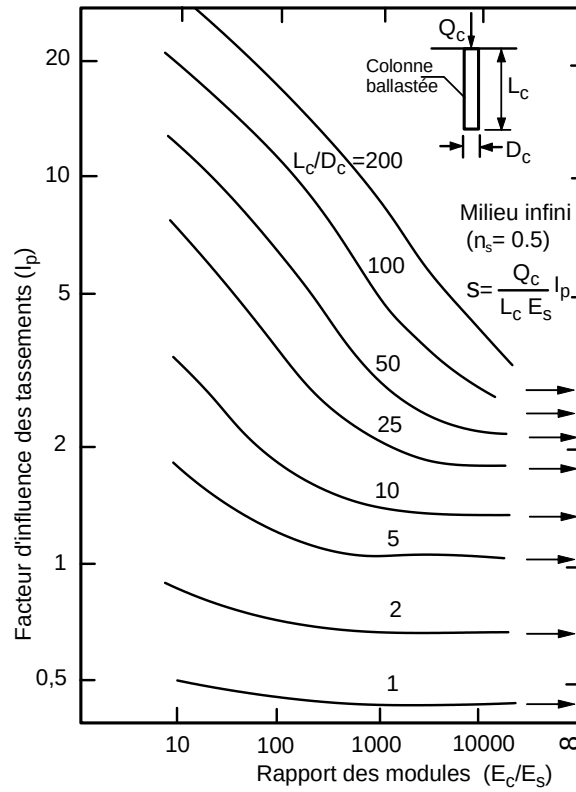


Figure 1.15- Tassement en tête d'une colonne ballastée d'après (Mattes et Poulos, 1969).

#### 1.5.4 Méthode de l'homogénéisation simplifiée

Cette méthode ne s'applique qu'aux charges réparties de grandes dimensions. Elle consiste à assimiler le sol renforcé par colonnes ballastées à un milieu homogène équivalent. Selon Di Maggio (1978), Priebe (1978) in Soyez (1985), Mitchell (1981), Bouassida (2001) et Tan et al. (2008), les paramètres du milieu équivalent sont déterminés par les relations (1.9) à (1.13):

$$\bar{\gamma}_e = a\gamma_c + (1-a)\gamma_s \quad (1.9)$$

$$m = \frac{a\eta}{1 + a(\eta - 1)} \quad (1.10)$$

$$\bar{c}_e = mc_{ol} + (1-m)c_s \approx (1-m)c_s : (\text{le ballast est pulvérulent} \rightarrow c_{col} = 0) \quad (1.11)$$

$$\bar{\tan\varphi}_e = m \tan\varphi_c + (1-m) \tan\varphi_s \Rightarrow \varphi_e = \text{Artan}[m \tan\varphi_c + (1-m) \tan\varphi_s] \quad (1.12)$$

En adoptant l'hypothèse restrictive pour le cas d'une fondation rigide ( $\eta = E_c/E_s$ ), il est alors possible d'écrire l'équation (1.13):

$$\bar{E}_e = aE_c + (1-a)E_s \quad (1.13)$$

On déduit alors l'expression du facteur de substitution ( $\beta$ ) :

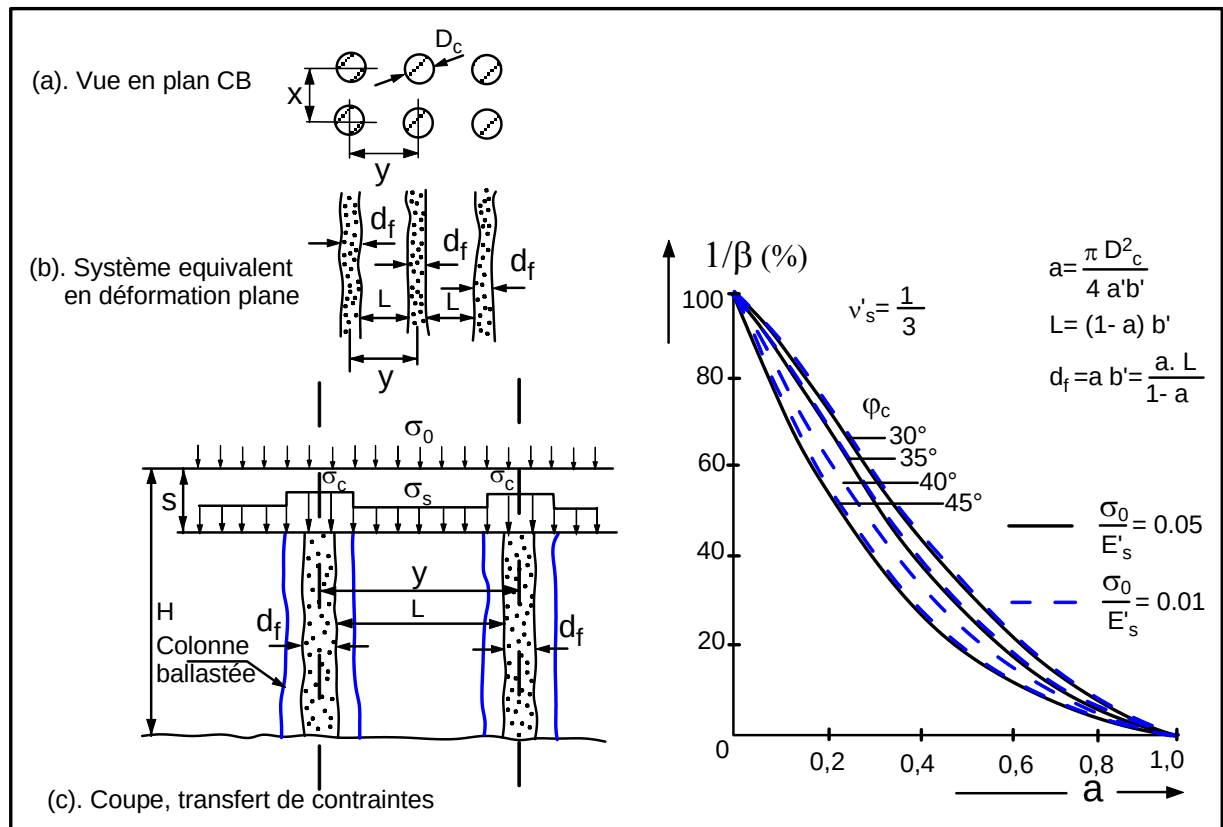
$$\beta = 1 + a \left( \frac{E_c}{E_s} - 1 \right) = 1 + a(\eta - 1) \quad (1.14)$$

Soyez (1985) indique que le rapport des modules d'élasticité du ballast et du sol ( $E_c/E_s$ ) est en général compris entre 5 et 10.

Le tassement du milieu renforcé sous l'effet de la contrainte apportée par la fondation est donné par l'expression (1.15):

$$s_f = \frac{q_{ref} \cdot L_c}{\bar{E}_{oed}} = \frac{q_{ref} \cdot L_c}{aE_c + (1-a)E_{oeds}} \simeq \frac{q_{ref} \cdot L_c}{aE_c + 1.74E_s(1-a)} : (\text{pour } \nu_s = 1/3) \quad (1.15)$$

Le tassement se calcule sur l'épaisseur de la couche renforcée par colonnes ballastées ( $L_c$ ).



(Figure 1.16). L'abaque de réduction des tassements exprime ( $1/\beta$ ) en fonction du facteur de substitution ( $a$ ) pour un angle de frottement du ballast variant de  $30^\circ$  à  $45^\circ$ .

### 1.5.5 Méthode empirique de Van Impe et De Beer (1983)

La méthode (Van Impe et De Beer, 1983) traite le problème d'un réseau de colonnes ballastées en déformations planes pour les cas des maillages rectangulaires et carrés. La procédure consiste à calculer l'épaisseur équivalente en un mur ballasté d'une file de colonnes. Abaque de Balaam et al. (1978)

Balaam et al. (1978) ont développé un abaque reliant un facteur de tassement ( $s/\sigma_0 m_{vs}$ ) au rapport des dimensions de la cellule unitaire ( $R_c/D_c$ ) pour des ratios de rigidités ( $E'_c/E'_s$ ) variant de 10 à 40. Il s'agit d'une solution en élasticité linéaire basée sur la cellule unitaire soumise aux conditions oedométriques. La méthode traite le comportement de fondations rigides de grandes dimensions fondées sur sol renforcé par colonnes ballastées (Figure 1.17b).

Figure 1.16- Abaque de réduction des tassements d'après (Van Impe et De Beer, 1983).

### 1.5.6 Méthode élastoplastique de Priebe (1976 et 1995)

La méthode de Priebe est largement utilisée dans le monde entier pour le dimensionnement des projets de renforcement de sol par le procédé des colonnes ballastées. Elle a fait l'objet de plusieurs publications scientifiques (Dhouib et al., 1993; Dhouib et al., 2004a; Ellouze et al., 2010; Lambert et Rangeard, 2008) et d'investigations numériques pour validation (Terrasol, 1995; Mestat et al., 2004; Baguelin, 2004). Le fondement de la méthode remonte au milieu des années 1970 (Priebe, 1976). La méthode de Priebe est basée sur l'application de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (Vesic, 1972) sous l'effet de la déformation radiale de la colonne ballastée et du sol. La colonne ballastée est supposée incompressible, elle est en état limite de poussée et confinée horizontalement par la contrainte de butée du sol ( $\sigma_h \approx p_l$ ), l'effet de la pesanteur étant négligé. Les matériaux sont supposés avoir un comportement élastique linéaire ou élastoplastique avec conservation des sections planes et les tassements en surface sont égaux ( $s_{sol} = s_c$ ). Le sol environnant subit une sollicitation de type pressiométrique, ces tassements sont calculés à partir d'un module de type oedométrique ( $E_{oed}$ ) et ceux de la colonne sont directement liés au changement de diamètre  $\Delta R_c$  (déformation à volume constant). Les effets inhérents à l'influence de la pesanteur et à la compressibilité de la colonne ont été pris en compte par des corrections (Figure 1.18). L'approche axisymétrique du problème fait que les déformations latérales à la périphérie de la cellule unitaire sont considérées nulles ( $\varepsilon_r = \varepsilon_\theta$ ).

Tenant compte des hypothèses précitées, Priebe en conduit une amélioration globale du sol définie par un facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ), appelé aussi facteur d'amélioration noté ( $n_0$ ), qui caractérise l'efficacité du renforcement de sol, il est donné par la relation (1.16) d'après (Dhouib et al., 2004a):

$$\beta = n_0 = \frac{s(\text{SV})}{s(\text{SR})} = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} = 1 + a \left[ \frac{0.5 + f(\nu_s, a)}{K_{ac} f(\nu_s, a)} - 1 \right] \quad (1.16)$$

Avec :  $\begin{cases} a = A_c / A : \text{facteur de substitution du sol ;} \\ \nu_s : \text{coefficient de Poisson du sol ;} \\ K_{ac} = \tan^2(\pi/4 - \varphi_c/2) \text{ est le coefficient de poussée active du ballast.} \end{cases}$

$$f(\nu_s, a) = \frac{(1-a)(1-\nu_s)}{a + (1-2\nu_s)} \Rightarrow \begin{cases} \nu_s = 1/3 \rightarrow f = \frac{2(1-a)}{1+3a} \\ \nu_s = 1/2 \rightarrow f = \frac{(1-a)}{2a} \end{cases} \quad (1.17)$$

Le facteur de concentration des contraintes sur la colonne s'écrit:

$$\eta = \frac{\sigma_{col}}{\sigma_s} = \frac{0.5 + f(\nu_s, a)}{K_{ac} f(\nu_s, a)} \quad (1.18)$$

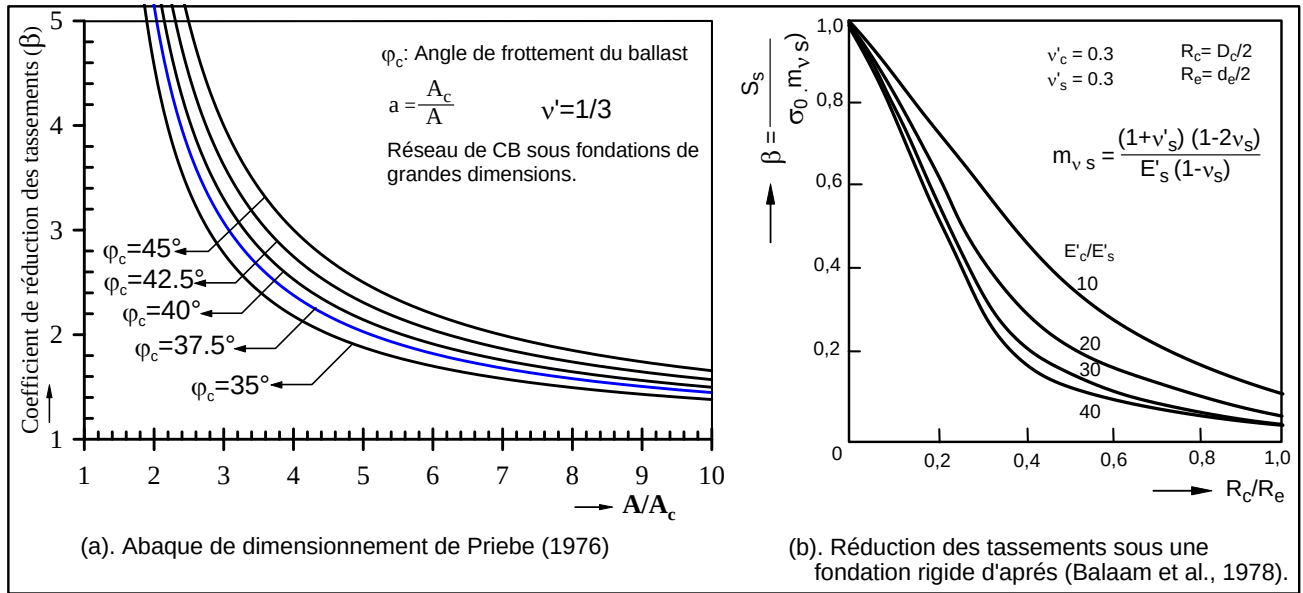


Figure 1.17- Abaques de dimensionnement des colonnes ballastées

(Priebe, 1976; Balaam et al., 1978).



Pour un coefficient de poisson ( $\nu_s = 1/3$ ), valeur adéquate pour l'évaluation du tassement final dans la plupart des cas courants de sols meubles et renforcés, il en résulte l'expression du facteur de réduction ( $\beta$ ) donnée par (1.19):

$$\beta = 1 + a \left[ \frac{5 - a}{4K_{ac}(1 - a)} - 1 \right] \quad (1.19)$$

Le facteur ( $\beta$ ) est donné par l'abaque de Priebe (1976) en fonction de ( $1/a$ ) pour des valeurs de l'angle de frottement  $\phi_c$  du ballast variant de  $35^\circ$  à  $45^\circ$  (Figure 1.17a). Cet abaque s'applique pour le dimensionnement du maillage des colonnes ballastées complètes sous fondations étendues (grandes dimensions).

La prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée se traduit par un accroissement ( $\Delta a$ ) de sa section en fonction de la rigidité relative colonne/sol ( $E_{oedc}/E_{oeds}$ ). Le nouveau facteur de substitution  $\bar{a}$  est donné par : ( $\bar{a} = a + \Delta a$ ).

Dans le cas où ( $a = 1$ ), le facteur de réduction de tassements  $n_0$  détermine une valeur théorique infinie caractérisant les matériaux incompressibles. En fait, ce facteur doit correspondre à la rigidité relative colonne/sol, dans le cas où  $\nu_s = 1/3$  : ( $n_0 = E_{oedc}/E_{oeds}$ ).

$$a_1 = \frac{4K_{ac}(n_0 - 2) + 5}{2(4K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4K_{ac}(n_0 - 2) + 5}{4K_{ac} - 1} + \frac{16K_{ac}(n_0 - 1)}{4K_{ac} - 1}} \quad (1.20)$$

Le paramètre  $a_1$  est donné par l'expression (1.20) et  $\Delta(1/a)$  est exprimé par l'abaque (Figure 1.18b) en fonction du rapport des modules oedométriques ( $E_{oedc}/E_{oeds}$ ). Le nouveau rapport de substitution  $\bar{a}$  est remplacé dans l'expression de  $n_0$  (Eq-1.16), on obtient un nouveau facteur d'amélioration noté  $n_1$  qui intègre l'effet de la compressibilité de la colonne ( $\bar{a}$ ) :

$$n_1 = \beta_1 = 1 + \bar{a} \left[ \frac{0.5 + f(\nu_s, \bar{a})}{K_{ac} f(\nu_s, \bar{a})} - 1 \right], \text{ avec : } f(\nu_s, a) = \frac{(1 - \bar{a})(1 - \nu_s)}{\bar{a} + (1 - 2\nu_s)} \quad (1.21)$$

Le paramètre  $n_1$  est directement déterminé à partir d'un abaque en fonction de  $\bar{a}$ .

La prise en compte de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur noté  $f_d$  donné par l'expression (1.22). Cette correction s'inscrit dans l'hypothèse d'un état

hydrostatique dans le sol ( $K_0 = 1$ ), elle prend en compte l'impact de l'accroissement de  $\sigma_h$  sur l'état de contraintes dans la colonne en fonction de la profondeur, avec une transition progressive de  $K_a$  à  $K_0$  dans le ballast quand la déformation latérale de la colonne devient faible puis négligeable.

$$f_d = \frac{1}{1 - y \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{vi}(z)}{\sigma_{0i}}} \quad (1.22)$$

- $\sigma_v(z)$  : contrainte verticale à la profondeur considérée ( $z$ ) ;  
 $\sigma_0$  : contrainte apportée par l'ouvrage ( $\approx q_{ref}$ ) ;  
 $y$  : facteur d'influence donné par un abaque.

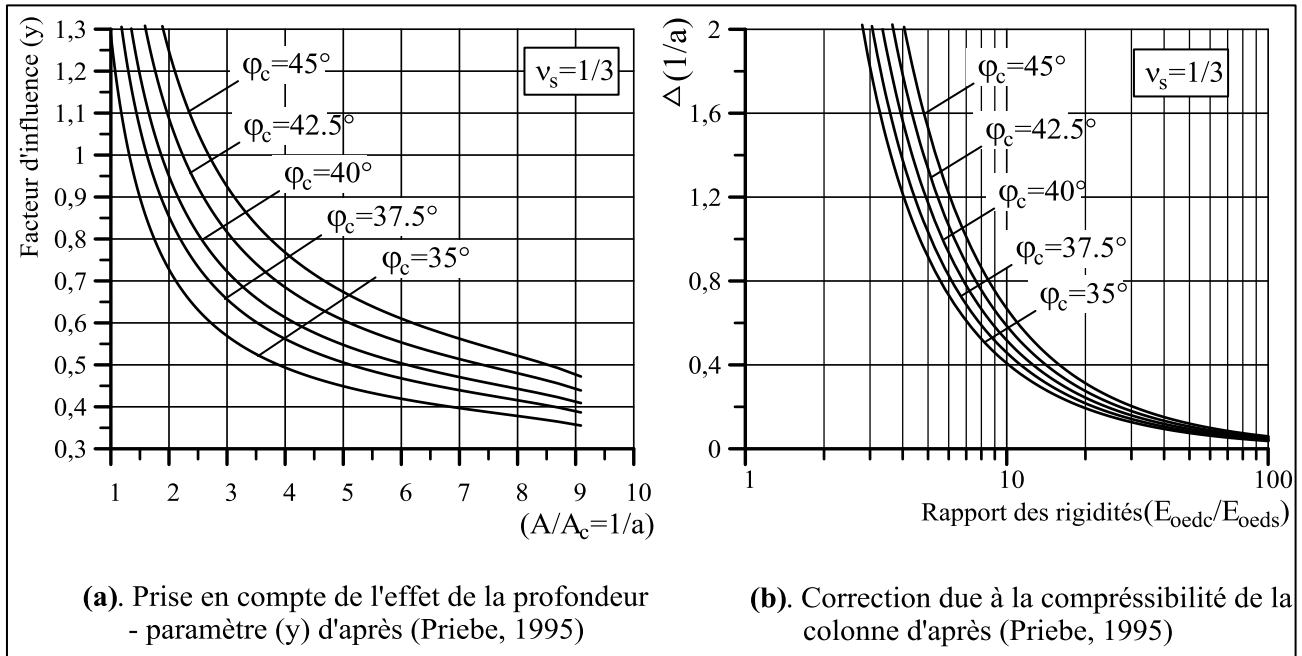


Figure 1.18- Coefficients correcteurs de tassements d'après (Priebe, 1995).

La compatibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne a conduit Priebe (1995) à limiter le facteur  $f_d$  à l'intervalle suivant:  $1 \leq f_d \leq y(E_{oed.c}/E_{oed.s})$ .

Par ailleurs, ( $f_d = 1$ ) lorsque la fondation est rigide c.à.d. ( $E_c / E_s = \sigma_c / E_s$ ).

Le facteur final de réduction des tassements est donné par:

$$\beta_2 = n_2 = n_1 \times f_d \quad (1.23)$$

Finalement le tassement total du sol renforcé est donné par l'expression (1.24):

$$s = \sum_{i=1}^N \frac{\sigma_{0i}(z) \times L_{ci}}{n_{2i} E_{si}} \quad (1.24)$$

La méthode de Priebe (1995) s'applique dans le cas des ouvrages étendus renforcés par un réseau de colonnes ballastées profondes communément appelées colonnes encastrees (dont la pointe est fichée dans une couche suffisamment résistante et incompressible).

### 1.5.6.1 Cas des semelles isolées et filantes

Les seules méthodes existantes pour la justification de tassements des semelles isolées et filantes sur sol renforcé par colonnes ballastées sont empiriques et basées sur l'aspect expérimental. Cependant, seul Priebe (1995) a élaboré des abaques de dimensionnement en appliquant au tassement ( $s_{\infty}$ ) donné par la formule (1.25) 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 ( $a/b \leq 2$ ) et filantes ( $a/b \geq 4$ ).

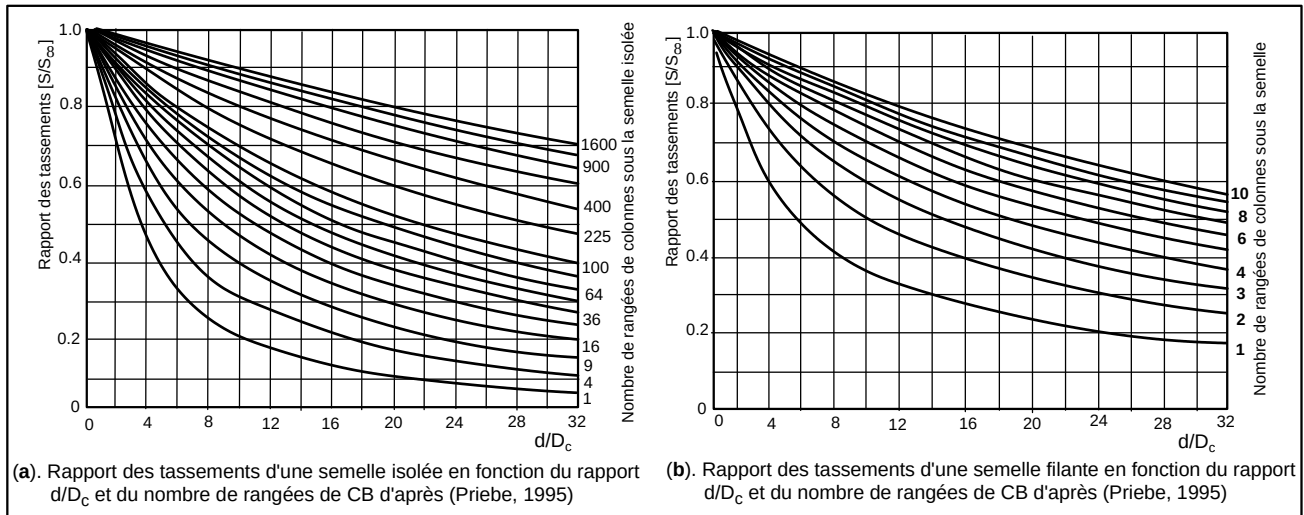


Figure 1.19- Coefficients réducteurs de tassements pour semelles isolée et filantes d'après (Priebe, 1995).

Des abaques de dimensionnement sont proposés à cet effet par l'auteur (Figure 1.19) 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 (1.25):

$$s_{\infty} = \frac{\sigma_0 L_c}{n_2 E_s} \quad (1.25)$$

L'inconvénient de ces abaques réside dans l'absence des dimensions des semelles.

## 1.6 INFLUENCE DES LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL

**L**a loi élastique linéaire ne décrit pas fidèlement le comportement mécanique des sols renforcés par colonnes ballastées. Le recours aux modèles élastoplastiques permet la meilleure approche par rapport à la réalité expérimentale (Hicher et Shao, 2002; Mestat, 1993; Mestat et al., 2004). La plupart des codes de calcul numérique contiennent des lois de comportement élastoplastiques avancées en l'occurrence Cast3M, Plaxis bv et Cesar- LCPC (Lcpc-itech, 2002; Plaxis 3D, 2010; Brinkgreve et al., 2011; Wittasse, 2012; Bourgeois et al., 2012; Bourgeois, 2013; Hamlaoui et al., 2015; Hamlaoui et al., 2015a). En dépit de la robustesse de ces codes, il existe peu de travaux de calage des lois de comportement implémentées par rapport aux mesures effectuées sur ouvrages en vraie grandeur. On s'intéresse dans ce qui suit à l'exposé de la formulation des principales lois de comportement élastoplastiques dans le domaine des sols et fondations, les paramètres les régissant et leurs domaines d'application.

### 1.6.1 Modèle de Mohr- Coulomb (MC)

Il s'agit d'un critère élastoplastique décrivant de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable) et cohérents (argiles et limons). Dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), la surface de rupture est une pyramide dont la fonction de charge est donnée par l'équation:

$$f(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\varphi - 2c \cos\varphi = 0 \quad (1.26)$$

$$\text{Le potentiel plastique est donné par l'expression: } g(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\psi \quad (1.27)$$

Vermeer (1982) a proposé une relation empirique reliant l'angle de frottement à la dilatance.

$$\psi = \varphi = 30^\circ \text{ avec : } \psi = \arcsin\left(\frac{1}{1 - 2d\varepsilon_1^p/d\varepsilon_v^p}\right) \quad (1.28)$$

Lorsque ( $\varphi = 0$  et  $\psi = 0$ ), la pyramide dégénère en cylindre, on retrouve alors la loi de Tresca utilisée pour l'étude à court terme des argiles saturées. Le modèle Mohr- Coulomb comprend cinq paramètres:  $E$  (module d'Young),  $\nu$  (coefficient de poisson),  $c$  (cohésion),  $\varphi$  (angle de frottement) et  $\psi$  (angle de dilatance). Les essais triaxiaux et oedométriques permettent la détermination de ces paramètres au laboratoire. Néanmoins, en présence de sols mous et de dépôts fluviaux, les risques de remaniement sont élevés. A cet effet, il existe des corrélations avec les paramètres ( $p_l, E_M, N_{SPT}, q_c, \dots$ ) mesurés par des essais in situ (pressiomètre PMT, SPT et pénétromètre statique CPT) permettant l'évaluation approchée

du module d'Young ( $E_s'$ ) et des caractéristiques de cisaillement ( $c_u, \phi'$ ) (Cassan, 1988; Bahar et al., 2012).

### 1.6.2 Modèle de Drucker-Prager

Le critère est donné dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) par la surface de rupture caractérisée par un cône à base circulaire d'équation du plan déviatorique ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$ ). La fonction de charge  $f(\sigma_{ij})$  est donnée par l'expression suivante:

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} - \alpha I_1 - k = 0: \begin{cases} I_1 = \sigma_{ii} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\ J_2(\sigma_{ij}) = 0.5 s_{ij} s_{ij} \end{cases} \quad (1.29)$$

$s_{ij}$  : Tenseur déviateur de contraintes ( $s_{ij} = \sigma_{ij} - (I_1/3)\delta_{ij}$ )

Le potentiel plastique est donné par l'expression:

$$g(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} - \beta I_1 \quad (1.30)$$

En compression triaxiale ( $\sigma_1 > \sigma_3$  et  $\sigma_2 = \sigma_3$ ), le critère de Drucker-Prager et les paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $k$  sont exprimés en fonction de  $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$  par les relations suivantes:

$$\begin{cases} f(\sigma_{ij}) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}} - \alpha(\sigma_1 + 2\sigma_3) - k = 0 \\ g(\sigma_{ij}) = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}} - \beta(\sigma_1 + 2\sigma_3) = 0 \end{cases} \quad (1.31)$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} ; \quad \beta = \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)} \quad \text{et} \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (1.32)$$

En conditions de déformations planes ( $\epsilon_2 = 0$ ), l'hypothèse d'une loi associée ( $\psi = \phi$ ) et l'analogie avec le critère de Mohr-Coulomb conduisent aux relations suivantes, Hicher et Shao (2002):

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} ; \quad \beta = \frac{\tan \psi}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \psi}} \quad \text{et} \quad k = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \phi}} \quad (1.33)$$

Le modèle est défini par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke caractérisée par ( $E, \nu$ ) et trois paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $k$  caractérisant le comportement irréversible ( $\alpha$  et  $k$  caractérisent la fonction de charge  $f$ , et  $\beta$  caractérise l'écoulement plastique). Lorsque ( $\alpha = 0$  et  $\beta = 0$ ), le

cône dégénère en cylindre d'axe d'équation ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) définissant la loi de Von Mises. D'après Mestat (1993) et (Desrues, 2002), le critère de Drucker-Prager doit être utilisé avec précautions concernant les valeurs de l'angle de frottement  $\phi$  dépassant  $37^\circ$ , par conséquent, il n'est pas bien adapté à la modélisation des sables grossiers.

### 1.6.2.1 Modèle de Drucker-Prager avec écrouissage isotrope

Le modèle Drucker-Prager avec écrouissage isotrope implémenté dans le code Cesar-LCPC est formulé comme suit, (Lcpc-itech, 2002; Bourgeois et al., 2012):

$$f(\sigma_{ij}, c) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} + \alpha I_1 - k(c) = 0 \quad (1.34)$$

Le potentiel plastique est donné par l'expression:

$$g(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} + \beta I_1 \quad (1.35)$$

Les paramètres ( $\alpha$ ,  $\beta$  et  $k$ ) sont donnés en fonction des caractéristiques ( $c$ ,  $\phi$  et  $\psi$ ) par les équations (1.32) et (1.33) selon le cas. Le paramètre  $c$  (cohésion) prend en compte l'écrouissage isotrope, son évolution est donnée par la fonction suivante:

$$\dot{c} = -\partial\lambda \frac{\mu}{1+\chi} = -\partial\lambda \frac{E}{2(1+\nu)(1+\chi)} \quad (1.36)$$

Avec:  $\partial\lambda$  est un multiplicateur de plasticité tel que ( $\partial\lambda > 0$ ).

L'écrouissage peut être positif ou négatif selon la valeur du paramètre  $\chi$ , il prend en compte d'une manière simple l'évolution de  $c$  en fonction de la déformation volumique plastique ( $\epsilon_v^p$ ).

### 1.6.3 Modèle de Cam-Clay modifié

Le modèle Cam-Clay est une loi élastoplastique avec écrouissage isotrope, il a été développé par l'université de Cambridge depuis 1963 et permet de décrire le comportement des argiles compressibles (remaniées) d'après (Burland et Roscoe, 1968; Mestat, 1993).

La fonction de charge dans le repère ( $p$ ,  $q$ ) est donnée par, (Chang et al., 1999; Hicher et Shao, 2002):

$$\begin{cases} f(p, q) = \frac{q^2}{M^2 p^2} - \frac{p_c}{p} + 1 = 0 \\ M = \frac{q}{p} = \frac{3\sqrt{J_2}}{I_1} = \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}}{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)} \end{cases} \quad (1.37)$$

$p_c$  : Contrainte de consolidation isotrope (mesurée à l'oedomètre).

D'après Mestat (1993), le paramètre  $M$  est déterminé à partir des résultats d'essais de compression triaxiale drainés et non drainés menés jusqu'aux grandes déformations pour atteindre l'état critique. Il peut être également relié à l'angle de frottement interne  $\varphi'$  par la relation suivante d'après Budhu (1999):

$$M = \frac{q}{p} = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (1.38)$$

L'élasticité associée aux lois Cam-Clay est non linéaire et isotrope. La relation de comportement sous forme tensorielle est la suivante, (Hicher et Shao, 2002):

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{1}{2G} d\sigma_{ij} + \left( \frac{\kappa}{3(1+e_0)p} - \frac{1}{2G} \right) dp \delta_{ij} \quad (1.39)$$

$G$  : Module de cisaillement, et  $\delta_{ij}$  est le symbole de Kronecker;  $\begin{cases} \delta_{ij} = 1 & \text{pour } i = j \\ \delta_{ij} = 0 & \text{pour } i \neq j \end{cases}$

De l'expression (1.39) découlent les déformations élastiques, volumique et déviatorique données par:

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{dp}{p} \quad \text{et} \quad d\varepsilon_d^e = \frac{1}{3G} dq \quad (1.40)$$

La contrainte isotrope  $p_c$  correspond au point d'intersection de la surface de charge avec l'axe de compressions isotropes. La fonction de charge dépend de  $p_c$  qui est égale à la force thermodynamique associée à l'écrouissage. Par ailleurs, cette variable  $p_c$  est liée à la déformation volumique par la relation:

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \frac{dp_c}{p_c} \quad (1.41)$$

Avec  $\lambda, \kappa$  pentes de la courbe de consolidation isotrope et des courbes de déchargement-rechargement isotropes. Ces paramètres sont déduits à partir d'un essai oedométrique



classique par: ( $\lambda = c_c / \ln 10$  et  $\kappa = c_s / \ln 10$ ), avec  $c_c$ ,  $c_s$  sont respectivement coefficients de compression et de gonflement du sol.

$e_0$  : Indice des vides initial, lié à l'état de contraintes géostatiques dans le massif de sol.

La loi de comportement Cam-Clay modifié comporte sept (7) paramètres. Ils peuvent être déterminés à partir des résultats d'essais triaxiaux et oedométriques classiques. D'après Duncan (1994) et Mestat et Riou (2002), le modèle Cam-Clay modifié est le plus utilisé dans les simulations numériques de massifs de sol cohérent, les paramètres du modèle implémenté dans les codes Cesar-LCPC et Plaxis bv sont les suivants:

- ✓  $G$  et  $\kappa$  : décrivent le comportement en petites déformations;
- ✓  $M$  : pente de la courbe d'état critique, décrit le comportement en grandes déformations;
- ✓  $\nu$ ,  $\lambda$ ,  $e_0$  et  $p_c$  : paramètres décrivant les variations de volume.

#### 1.6.4 Modélisation par cellule élémentaire

Le principe de la cellule unitaire s'applique au milieu semi infini renforcé par un réseau de colonnes. La réponse du milieu est assimilable au comportement d'un cylindre long à section circulaire de rayon équivalent  $R_e$  (Figure 1.21). Suivant le type de maillage des colonnes ballastées,  $R_e$  est donné par les formules suivantes:

$$\begin{cases} R_e = 1.05d : \text{cas de maillage triangulaire ;} \\ R_e = 1.13d : \text{cas de maillage carré ;} \\ R_e = 1.29d : \text{cas de maillage hexagonal.} \end{cases} \quad (1.42)$$

Avec  $d$ : entraxe des colonnes ballastées.

La modélisation peut être menée en 3D et par approche axisymétrique (Figure 1.21d). Tan et al. (2008) ont proposé une méthode d'assimilation du modèle tridimensionnel (3D) en déformations planes en considérant l'épaisseur du ballast  $b_c$  donné par la relation:

$$b_c = d \frac{r_c^2}{R_e^2} \quad (1.43)$$

$r_c$  : Rayon de la colonne ballastée.

D'après Tan et al. (2008), l'approche par déformations planes en utilisant le modèle Mohr-Coulomb a donné des résultats satisfaisants par rapport à la modélisation 3D avec un écart de 9%.

L'interface colonne- sol peut être modélisée par adhérence de Coulomb en considérant l'angle de frottement minimal entre les matériaux en contact en prenant en compte un coefficient de réduction de la résistance au cisaillement.

### 1.6.5 Approche par modèle axisymétrique

Il s'agit de simplifier le modèle dans le cas des problèmes axisymétriques présentant une révolution géométrique et de chargement dans le but de minimiser le temps des calculs. D'après Flavigny et al. (2006), les modèles axisymétriques s'appliquent dans le cas des fondations circulaires soumises à des charges uniformes et symétriques. Ils donnent des tassements proches des modèles 3D. La Figure 1.20 montre la procédure de passage d'un modèle 3D à un modèle axisymétrique. Dans la discrétisation géométrique, les colonnes ballastées sont maillées sous forme d'anneaux (murs) concentriques et continus d'épaisseur  $e_i$  donnée par l'expression (1.44):

$$e_i = \frac{NA_c}{2\pi r_i} = \frac{ND_c^2}{8r_i} \quad (1.44)$$

$N$  : Nombre de colonnes ballastées situées sur le concentrique de rayon  $r_i$ .

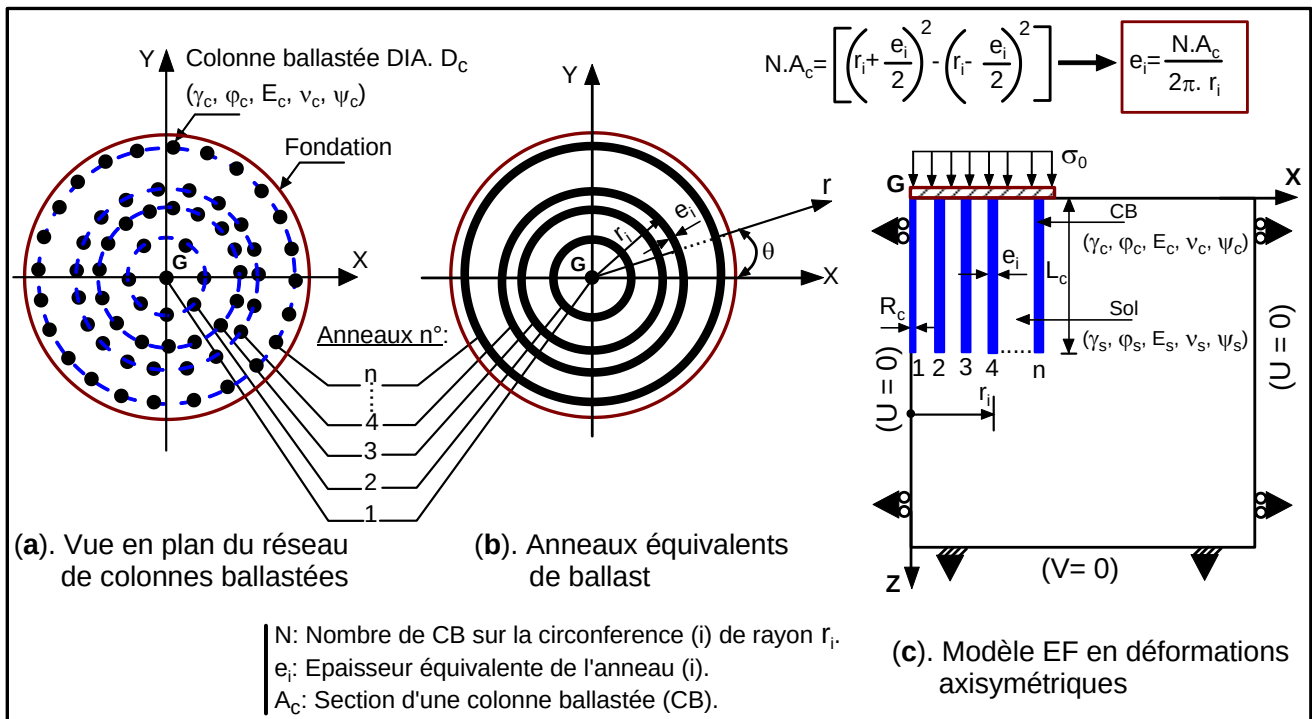


Figure 1.20- Approche par un modèle EF en déformations axisymétriques.

## 1.7 REDUCTION DE TASSEMENT: MODELES REDUITS ET PREVISION NUMERIQUE

**L**es réseaux réguliers de colonnes ballastées uniformément chargées ont été bien étudiées sur le plan théorique que numérique. Il en résulte de ces travaux que les colonnes en réseaux accélèrent la consolidation du sol, augmentent la résistance au cisaillement et la stabilité globale du milieu renforcé et contribuent suivant des proportions variables à l'augmentation de la portance et la réduction des tassements primaires du sol. En revanche, il existe peu d'essais et de modélisations numériques relatives aux colonnes ballastées sous charges ponctuelles.

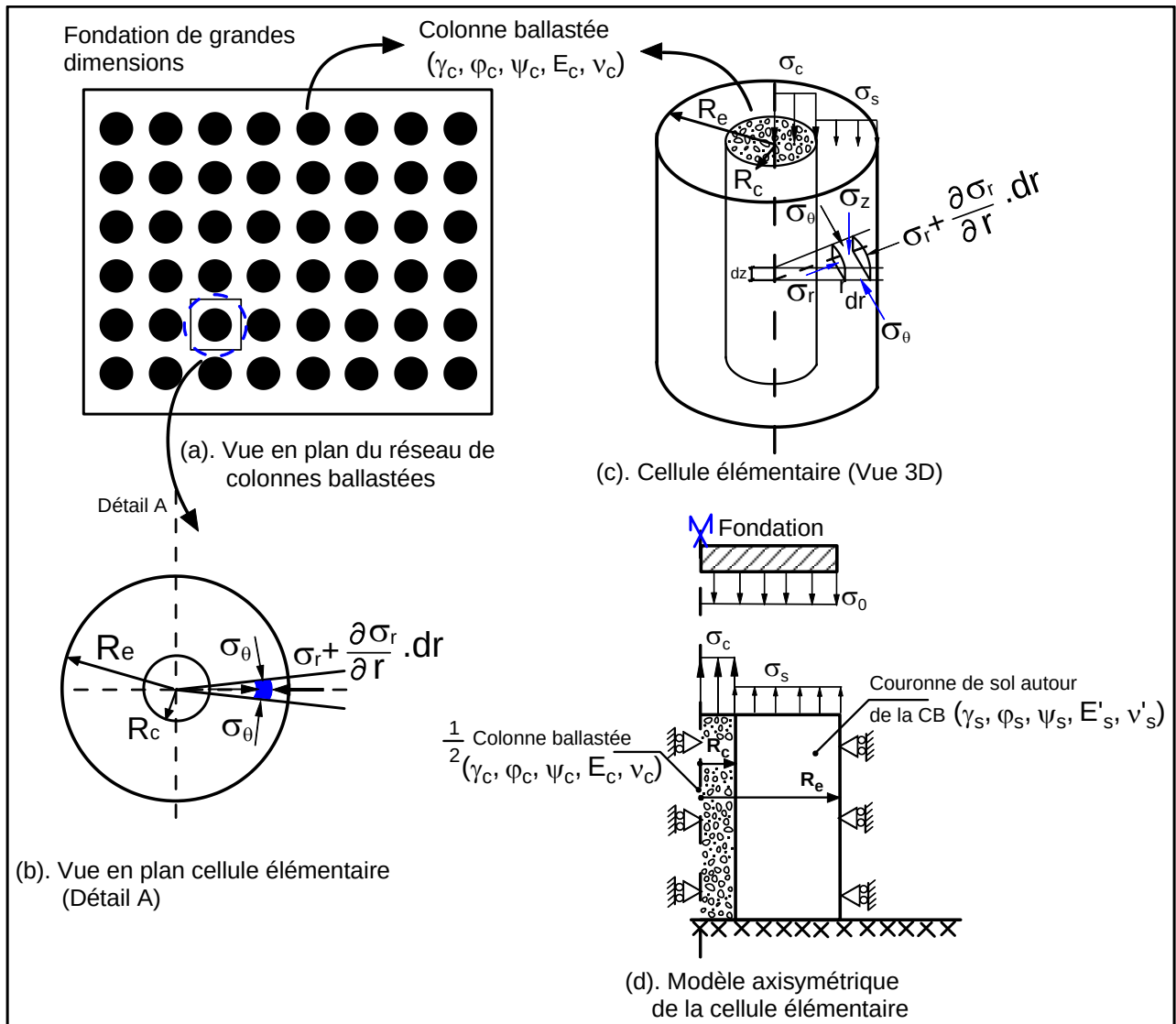


Figure 1.21- Principe de la cellule unitaire appliquée aux colonnes ballastées (Vesic, 1972).

La Figure 1.22 synthétise la variation du facteur ( $\beta$ ) en fonction de (a) d'après plusieurs chercheurs. On dénote des divergences entre les courbes de Priebe (1995), les résultats expérimentaux et les mesures sur ouvrages réels. Toutefois, la prévision numérique par EF donnée par Terrasol (1994) est en concordance avec l'abaque de Priebe (1995). On constate également que les résultats à la centrifugeuse divergent dans un rapport allant de 20 à 35%

par rapport à la courbe de Priebe ( $\phi_c=37.5^\circ$ ), par contre ils concordent pour la seule valeur de ( $a = 3.5$ ).

Balaam et Booker (1985) et Poorooshab et Meyerhof (1997) considèrent que ( $\beta$ ) est négligeable pour ( $a \leq 0.06$ ) et que le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) a une très faible influence sur la réduction des tassements.

D'après Kundu et al. (1994), sous l'effet d'une contrainte de service ( $\sigma_0 = 135$  kPa) et d'un rapport ( $E_c/E_s = 10$ ), les tassements estimés par modélisation numérique sont supérieurs de 21% par rapport à ceux mesurés in situ. Par ailleurs, les déplacements verticaux et horizontaux estimés numériquement par EF sont respectivement supérieurs de 31 et 33% par rapport à ceux mesurés in situ (Buggy et al., 1994).

L'analyse de la majorité des résultats d'essais sur modèles réduits d'une colonne ballastée isolée chargée par une semelle rigide permet de tirer les conclusions suivantes:

- Le matériau de la colonne est un sable fin ou une roche finement concassée (granite, calcaire), et le sol environnant est cohérent (kaolin, argile ou limon);
- Les colonnes d'essais sont soit flottantes, soit posées sur un support rigide (colonnes encastrées) et le rapport ( $L_c/D_c$ ) varie de 5 à 12;
- Les procédures de mise en œuvre du matériau constitutif des modèles réduits divergent substantiellement de la méthode de construction des colonnes ballastées in situ. Seule la technique employée par (Christoulas et al., 2000) qui consiste en un fonçage d'un tube métallique fermé provisoirement à la base puis remplissage et compactage du ballast se rapproche de la réalité du procédé des colonnes ballastées;
- Certains auteurs se sont intéressés au confinement du ballast par géotextile en vue d'étudier le comportement des colonnes ballastées dans des sols mous et remblais par des essais de laboratoire, à la centrifugeuse et à grandeur réelle (Sharma et al., 2004; Kumar Dash and Bora, 2013; Almeida et al., 2014; Hosseinpour et al., 2014). Les résultats mettent en évidence la contribution des géotextiles dans l'augmentation de la résistance des colonnes et la limitation de l'expansion latérale (radiale);
- Les facteurs de réduction de tassement ( $\beta$ ) varient au cours du chargement et dépendent de l'effet de drainage (perméabilité) de la colonne d'après (Guermazi, 1986; Barksdale and Bachus, 1983).

- D'après des essais de chargement de colonnes ballastées, la charge de fluage est de 1.25 à 2.4 fois plus élevée que celle du sol non amélioré et les tassements de fluage résultant des charges long terme sont négligeables, (Corneille, 2007a).

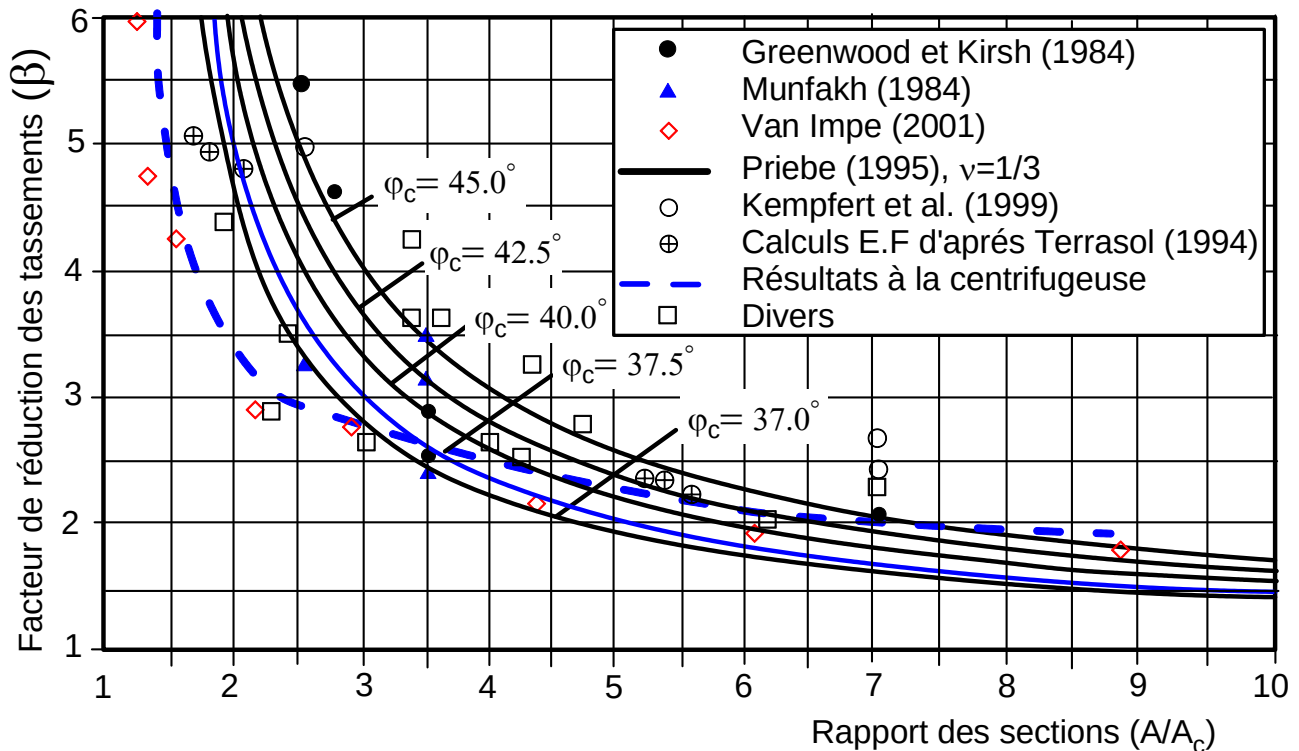


Figure 1.22- Variabilité du facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) d'après (Dhouib et al., 2004a).

Concernant les études numériques réalisées, leurs objectifs étaient la prédiction des tassements d'ouvrages, le calcul du facteur de concentration des contraintes et de réduction de tassement ( $\eta$  et  $\beta$ ), la dissipation des pressions interstitielles et la confrontation aux mesures sur modèles réduits ou à la centrifugeuse. D'après les auteurs (Nguyen et al., 2007; Tan et al., 2008; Weber et al., 2009; Sexton and McCabe, 2013; Sexton et al., 2013; Sexton and McCabe, 2015; Ambily, 2004), la loi de comportement adoptée pour les colonnes de ballast est élastoplastique à critères de Mohr- Coulomb ou Drucker Prager dont le coefficient de Poisson est borné par ( $0.3 \leq \nu_c \leq 0.33$ ) et l'angle de frottement ( $\phi_c$ ) varie de 35 à 45°. Le sol est généralement considéré élastoplastique (Mohr-Coulomb, Drucker Prager et Cam-Clay) avec prise en compte dans certaines études des lois intégrant les effets d'écrouissage et de la consolidation.

### 1.7.1 Quelques résultats d'investigations numériques

La plupart des études paramétriques par EF ont été effectuées en utilisant l'approche de la cellule élémentaire (Dhouib et Blondeau, 2005; Nguyen et al., 2007; Tan et al., 2008; Fory et al., 2009). Cette méthode simple et efficace s'applique dans le cas d'un réseau de colonnes

semi infini soumis à un chargement uniforme. Elle permet la rapidité des calculs en appliquant des modèles de comportement sophistiqués. La plupart des études basées sur le principe de la cellule unitaire, Nguyen et al. (2007), Tan et al. (2008), Weber et al. (2009), Castro and Sagaseta (2009), (Privarc, 2011), Sexton et al. (2013), Zhang et al. (2013) et Sexton and Mc Cabe (2015) confirment l'influence des paramètres des lois de comportement sur la prédiction de certains agrégats régissant l'efficacité du renforcement par colonnes en l'occurrence les coefficients de réduction de tassement et de concentration de contraintes ( $\beta$  et  $\eta$ ), la dissipation des pressions interstitielles et son incidence sur le tassement primaire et l'effet du fluage. La confrontation des résultats de ces études numériques se fait en général par rapport à la méthode de référence Priebe (1995) vu l'insuffisance voire l'absence de mesures grandeur réelle et de modèles réduits. La plupart des auteurs convergent sur la sensibilité importante des paramètres de cisaillement et de déformabilité du sol et des colonnes ( $C'$ ,  $\phi'$ ,  $\psi$ ,  $E'_s$ ,  $E'_c$ ...) sur la réponse des modèles numériques.

### 1.7.1.1 Influence du module de déformation

La mise en place des colonnes et leur compactage provoquent une expansion du sol et l'augmentation des contraintes horizontales dans le massif, d'où l'influence sur le rapport des rigidités ( $E_c/E_s$ ) et le coefficient de poussée des terres au repos  $K_0$ . Les travaux de Sexton et al. (2013) basés sur le modèle HSM (Brinkgreve et al., 2011) illustrent parfaitement l'influence du rapport ( $E_c/E_s$ ) variant de 5 à 40 sur les coefficients d'amélioration du sol ( $\beta$  et  $\eta$ ); dont un écart important est relevé par rapport à  $\beta_2$  donné par la méthode de Priebe (1995). D'après Zhang et al. (2013), le module de déformation de la colonne  $E'_c$  a un effet sur la réduction des tassements, par contre n'a pas d'influence sur l'amplitude et la profondeur d'expansion. Il demeure que le choix approprié des modules est très pertinent particulièrement dans les sols sujets au remaniement au cours des essais de laboratoire. A cet effet, le recours aux corrélations avec d'autres paramètres mesurés par le pressiomètre (PMT) et le pénétromètre statique (CPT) constitue une importante alternative (Cassan, 1988; Wittasse, 2012; Bahar et al., 2012).

La corrélation entre les modules pressiométriques  $E_M$  et de déformation (Young)  $E'$  est donnée par:

$$E' = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} E_{\text{oed}} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \cdot \frac{E_M}{\alpha} \quad (1.45)$$

$\alpha$  : Coefficient rhéologique, fonction du type de sol et du rapport ( $E_M/p_l$ ), il varie en général dans l'intervalle ( $0.25 \leq \alpha \leq 1$ )

$\nu$  : Coefficient de Poisson du sol ( $0.25 \leq \nu \leq 0.49$ ), dans le cas des formations géologiques meubles, la valeur généralement admise est de 1/3, ce qui se traduit par:

$$E' = \frac{2}{3} \frac{E_M}{\alpha} \quad (1.46)$$

Le pénétromètre statique (CPT) permet également l'évaluation approchée du module  $E'$  à en fonction de la résistance statique en pointe  $q_c$  en appliquant la formule de Buisman. D'après Cassan (1988) et Witasse (2012), le module de déformation du sol  $E'$  est donné par la corrélation (1.47) en fonction de la résistance moyenne en pointe ( $q_{cm}$ ).

$$\begin{cases} E_{oed} = \alpha' q_{cm} \\ E_{oed} = 4q_{cm} \quad (q_c < 10\text{MPa}) \Rightarrow 2.7q_{cm} \leq E' \leq 3q_{cm} \end{cases} \quad (1.47)$$

$\alpha'$  : Coefficient de structure du sol variant entre 3 à 4 dans le cas des argiles sableuses.

### 1.7.1.2 Influence de l'état géostatique

Le coefficient de poussée au repos considéré pour le sol autour de la colonne varie de 0.44 à 1. Par ailleurs, la prise en compte de l'expansion et la densification du sol autour de la colonne a été étudiée par Nguyen et al. (2007) et Fory et al. (2009) par des simulations numériques 3D de cellules unitaires et de groupe de colonnes. Debats et al. (2006) ont présenté des modèles axisymétriques en s'intéressant à l'influence des expansions latérales par l'introduction des valeurs de déformation latérale de la colonne ballastée. Il en résulte de ces travaux que, la valeur ( $K/K_0=2$ ) correspondant à une expansion radiale ( $\epsilon_r$ ) de 5% est la plus adéquate et concorde avec les mesures expérimentales. Si on considère que ( $K_0 = 0.5$ ) dans le cas de la plupart des sols meubles et normalement consolidés, ceci donne une valeur du coefficient de poussée au repos  $K$  après installation des colonnes voisine de l'unité (1), valeur adoptée par Priebe (1995) dans sa méthode élastoplastique et recommandée également par Handy (2001).

D'après Zahmatkesh et Choobbasti (2010), ( $\sigma_h/\sigma_v$ ) varie respectivement d'un rapport de (1.85 à 0.8) à compter du bord de la colonne jusqu'à une distance de  $3.7\phi_c$ . Par conséquent, le sol autour immédiat de la colonne développe une étreinte latérale plus importante due à la densification.

L'effet positif de l'expansion sur le sol environnant a été également analysé numériquement par Castro and Karstunen (2010), il en résulte, que le rapport  $K/K_0$  est proche de 1.4 après l'installation de la colonne ballastée, résultat concordant avec les travaux de (Kirsch, 2006).



### 1.7.1.3 Effet des géotextiles sur la résistance (colonne à chaussette)

L'utilisation de géosynthétiques de renforcement pour le confinement des colonnes ballastées flottantes dans les argiles molles à faible étreinte latérale contribue à l'augmentation de la capacité portante du milieu renforcé (Raithel et al., 2002). Le recours aux géotextiles pour le recouvrement des colonnes (colonnes à chaussettes) est une technique innovante, spécifique pour les sols mous et compressibles. Elle permet l'augmentation de la résistance au cisaillement, la réduction substantielle des déformations radiales (gonflement) et la migration des particules fines argileuses dans le ballast.

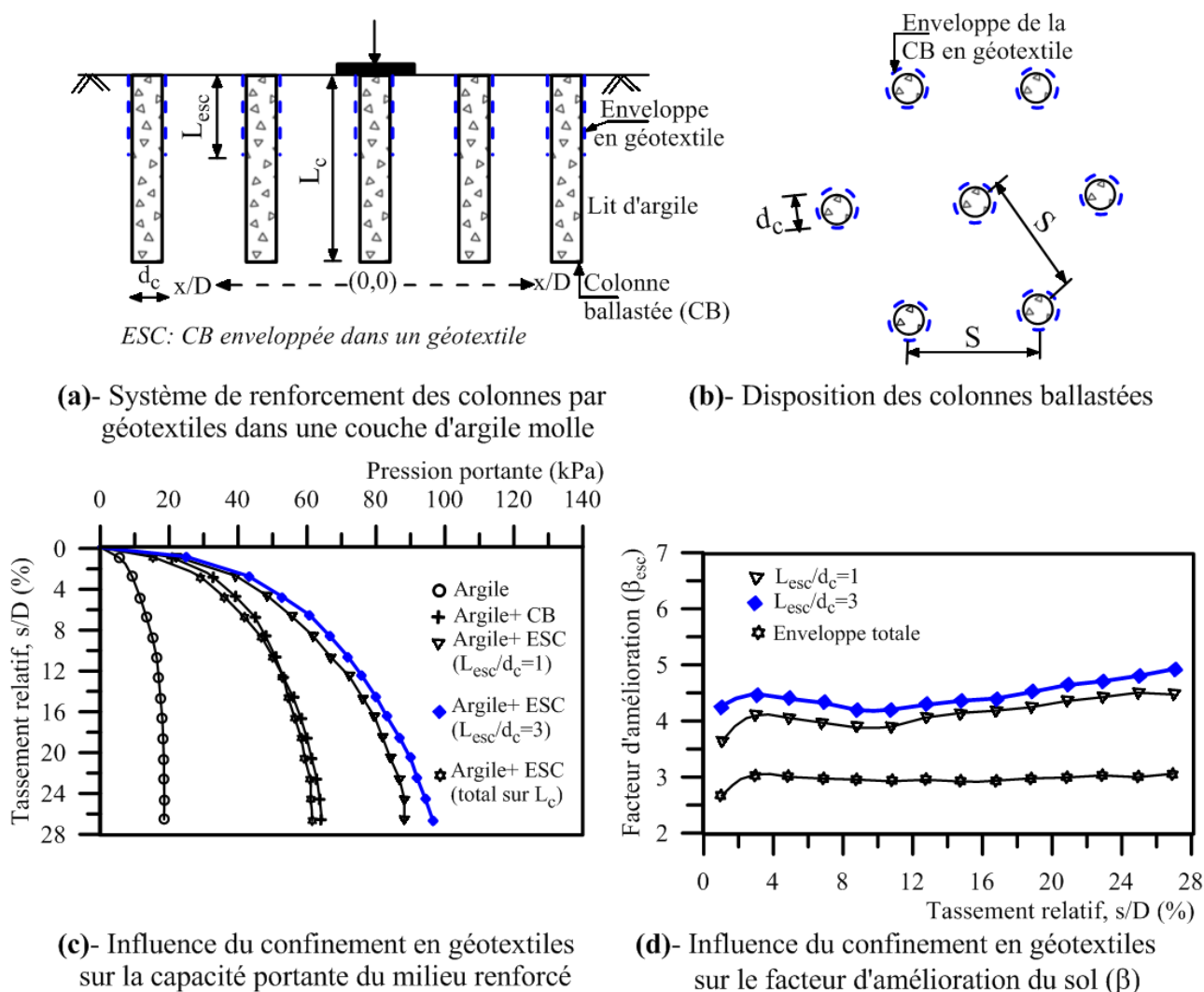


Figure 1.23- Colonne ballastée à chaussette en géotextile d'après (Dash et Bora, 2013).

D'après les travaux expérimentaux de (Dash et Bora, 2013) portant sur le renforcement des argiles ( $c_u = 5 \text{ kPa}$ ) par des colonnes à chaussettes, il en résulte que l'efficacité maximale de la colonne flottante augmente jusqu'à 5 fois, lorsque 60% de la longueur ( $3L_c/5$ ) est recouverte de géotextiles (Figure 1.23). Cependant, le recouvrement total (100%) sur  $L_c$  engendre la décroissance de la résistance jusqu'à trois (3) fois. Dans le cas des colonnes ballastées fichées

au substratum rigide (colonnes profondes), c'est le recouvrement complet en géosynthétiques qui offre la meilleure performance par rapport au confinement partiel, alors le mécanisme de fonctionnement est similaire au pieu.

#### 1.7.1.4 Impact sur la réduction du potentiel de liquéfaction

La perméabilité élevée des colonnes ballastées ( $K_h$  et  $K_v \approx 1.16 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ ) d'après Tan et al. (2008) contribue à la dissipation rapide des pressions interstitielles. Cette propriété de drainage combinée avec la procédure de maillage permettent l'accélération de la consolidation primaire et la réduction substantielle du potentiel de liquéfaction des sols en zone sismique (Priebe, 1998; Bouassida and Hazzar, 2008; Lambert, 2013). L'augmentation de la compacité du sol par refoulement et la rigidité élevée de la colonne ballastée permettent respectivement l'accroissement du taux de résistance au cisaillement "CRR" et la diminution du taux de contrainte cyclique engendré par le séisme "CSR" par un report de charge sur la colonne (Girsang, 2001; Davidovici et Lambert, 2013; Rayamajhi et al., 2014).

Les drains verticaux en PVD (prefabricated vertical drains, geodrains...) et les colonnes ballastées sont souvent conçus pour l'accélération des tassements des sols compressibles et la dissipation rapide des pressions interstitielles ( $\Delta u$ ) dans les sols mous et saturés (Jebali et al., 2017). En terme d'efficacité de traitement, Bouassida et Hazzar (2008) ont montré la performance et le caractère économique des colonnes ballastées par rapport aux drains PVD.

### 1.8 PRESCRIPTIONS REGLEMENTAIRES SUR LE PROCEDE DES COLONNES BALLASTEES

**L**e procédé des colonnes ballastées avait connu des applications très variées à travers le monde. Il a été utilisé pour fonder des remblais d'accès et de surélévation autoroutiers, des radiers et dallages des stations d'épuration, de bâtiments industriels et des fondations superficielles de bâtiments essentiellement de logistique et parfois d'habitation. En général, dans le cas des remblais routiers et des radiers, les charges sont réparties sur de grandes surfaces; mais celles-ci peuvent être concentrées dans le cas des semelles isolées, appuis des systèmes de stockage en particulier sous les radiers souples nécessitant un examen détaillé des tassements différentiels prévisibles (Dhouib et Blondeau, 2005). Le Tableau 1.3 donne le domaine de variation des charges apportées aux fondations de projets fondés sur sols améliorés par colonnes ballastées et les tolérances en matière de tassements.

Le DTU 13.2 (1983) et les règles Coprec (2011) stipulent l'utilisation de matériaux non débitables et non sujets à l'attrition ( $R_c > 25 \text{ MPa}$ ), de fuseau granulaire spécifique et de fortes propriétés de drainage ( $d_5 > 0.1 \text{ mm}$ ,  $d_{30} > 10 \text{ mm}$ ,  $d_{100} > 100 \text{ mm}$ ). Les caractéristiques usuelles des colonnes ballastées dépendent fortement des conditions géotechniques du sol,

leurs mises en œuvre dans des conditions de contrôle optimal permettent de considérer ( $\gamma_c = 21 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi = 38$  à  $40^\circ$ ,  $E_c \geq 60 \text{ MPa}$  et  $\nu_c = 1/3$ ).

Tableau 1.3- Limites d'application des colonnes ballastées d'après (Dhouib et Blondeau, 2005).

| Type d'ouvrage    | Hauteur/Epaisseur en (m) | Contrainte appliquée en (KPa) | Descente de charge en (KN) / (KN /m) | Tassements absolus en (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 – 1500KN                         | 1 - 2                      | 0.50                          |
| Semelles filantes | -                        | -                             | 100 - 300KN /m                       | 1 - 2                      | 0.50                          |

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

D'après notre expérience dans les chantiers de renforcement par colonnes ballastées, il existe énormément d'impondérables non quantifiables par des essais qui agissent sur la qualité des travaux. Les hétérogénéités géotechniques locales, le compactage du ballast et l'enregistrement de paramètres et les risques d'effondrement des forages sont des aléas d'exécution qui interfèrent la qualité des colonnes.

### 1.8.1 Exigences techniques et facteurs influents dans la mise en œuvre

Le caractère déformable des colonnes ballastées les rend très fiables pour les ouvrages souples tels que les remblais routiers sur sols compressibles, les dallages industriels et les radiers souples. En revanche, l'application hâtive du procédé pour fonder des ouvrages lourds et sensibles aux tassements peut engendrer, contrairement aux fondations profondes classiques (pieux, barrettes, micro pieux), des désordres résultant de déformations excessives. Pour se prémunir contre ces effets parfois lourds de conséquences, il est impératif de respecter les règles de bon usage suivantes:

- Elaboration d'une étude géotechnique approfondie du terrain à renforcer dont la profondeur d'investigation, la consistance de l'étude (types d'essais...) et les différents paramètres géomécaniques à mesurer dépendent de la géologie du site et de l'importance de l'ouvrage à construire ;
- Evaluation des descentes de charges des ouvrages et maîtrise du processus d'exploitation;

- Dimensionnement du projet de colonnes ballastées en tenant compte des tassements absolus et différentiels que l'ouvrage pourra supporter après son achèvement et sa mise en service ;
- Au niveau de la réalisation, une grande attention doit être accordée à l'implantation des colonnes dans le respect du plan de maillage, vérification de la profondeur de refus, quantification de la consommation du ballast et l'enregistrement des paramètres (ampérage, profondeur, nombre de godets,...etc.) ;
- Qualité de l'atelier de vibro-fonçage (verticalité, effort d'appui, équipement en enregistreur de paramètres,...) ;
- Puissance du vibreur, qui joue un rôle primordial dans la qualité et l'intégrité de la colonne (verticalité, continuité, compacité) ;
- La qualité du matériau (ballast) employé : un matériau d'apport tendre peut générer, selon la puissance du vibreur, des particules fines pendant les séquences de compactage et par conséquent réduire le pouvoir drainant de la colonne.

### 1.8.2 Justification des colonnes ballastées en termes de contraintes

Par analogie avec l'essai triaxial, la contrainte de rupture  $q_r$  de la colonne ballastée est donnée par document technique unifié DTU 13.2 (1973) par la formule suivante:

$$q_r = \sigma_h \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'_c}{2} \right), \text{ pour } \phi'_c = 37^\circ \rightarrow q_r = 4\sigma_h \quad (1.48)$$

$\sigma_h$  : Etreinte latérale du sol qu'on peut mesurer in situ par le pressiomètre ( $\sigma_h \approx p_l^*$ )

Les prescriptions techniques du DTU 13.2 (1983) et des règles Coprec (2011) préconisent un coefficient de sécurité minimal de 2 sur la contrainte de rupture ( $q_r$ ) tout en la plafonnant à 0.8 MPa. Les tassements sous les contraintes calculées doivent rester compatibles avec les tolérances de l'ouvrage ou une partie de sa structure. La contrainte admissible en tête de colonne à l'ELS est donnée par l'expression suivante:

$$q_{cELS} = \text{Min} \left( \frac{q_r}{2}; 0.8\text{MPa} \right) \quad (1.49)$$

### 1.8.3 Justification de non poinçonnement d'une colonne ballastée flottante

Le problème consiste à déterminer la longueur minimale d'une colonne ballastée pour éviter son poinçonnement sous l'effet d'une contrainte en tête ( $\sigma_{c,0}$ ). Hughes et al. (1975) et

Braums (1978) ont considéré que la colonne agit comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et d'un frottement latéral positif. Les auteurs ont fait l'hypothèse que la résistance au cisaillement, mobilisée sur la périphérie de la colonne, est égale à la résistance non drainée ( $c_u$ ) du sol supposée constante sur toute l'épaisseur de la couche compressible. La contrainte verticale régnant à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne en tenant compte du poids du ballast est donnée par:

$$\sigma_c(z) = \sigma_{c,0} + \left( \gamma_c - \frac{2c_u}{R_c} \right) z \quad (1.50)$$

La longueur minimale de la colonne est déterminée en considérant que la contrainte correspondante  $\sigma_c(L_{cmin})$  est égale à l'effort de pointe mobilisable par la couche d'argile, soit l'équivalent de  $(9c_u)$ , valeur généralement admise dans le dimensionnement des pieux traditionnels travaillant en pointe.

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

$$L_{cmin} = \frac{1}{2} R_c \left( \frac{\sigma_{c,0}}{c_u} - 9 \right) \quad (1.51)$$

Partant de la même hypothèse précédente, les auteurs ont déterminé une longueur maximale de traitement ( $L_{max}$ ) caractérisée par  $\sigma_{c, Lmax} = 0$ , au delà de laquelle le traitement est inutile. En annulant l'équation (1.50) avec ( $z = L_{max}$ ) et en négligeant le poids propre du ballast,  $L_{max}$  est donnée par la relation suivante:

$$L_{max} = \frac{1}{2} \frac{R_c \sigma_{c,0}}{c_u} \quad (1.52)$$

#### 1.8.4 Objectif des colonnes d'essais

La planche d'essai a pour objectif principal de vérifier au préalable la faisabilité technique de l'amélioration des sols et de confirmer les paramètres de dimensionnement retenus, notamment la longueur des colonnes ainsi que leur maillage. Elle permet également de fixer et d'étalonner les paramètres de contrôle et de suivi des colonnes comme suit:

- L'aptitude de pénétration du vibreur dans le sol jusqu'à la profondeur maximale ainsi que le diamètre nominal obtenu ;
- L'aptitude au compactage du ballast et les valeurs minimales et maximales de l'énergie requise ;

- Le nombre minimum de passes de compactage et leur temps par mètre linéaire de colonne;
- L'efficacité de refoulement des sédiments en fonction du débit d'injection d'eau ;
- L'efficacité de remplissage et de compactage des colonnes ;
- Les éventuels aléas d'exécution susceptibles d'influencer la qualité des colonnes en l'occurrence, les coupures de courant électrique, arrêt d'alimentation en eau, etc.

### 1.8.5 Méthodes de contrôle et de réception

Après la réalisation des colonnes ballastées, il est procédé aux essais de réception qui consistent à mesurer in situ les caractéristiques mécaniques des colonnes en vue de statuer sur leur conformité ou leur rejet. Les recommandations du Coprec (2004) stipulent que les essais de contrôle doivent être exécutés en présence d'au moins un représentant de l'entreprise ayant réalisé les colonnes ballastées et au moins 50% des essais soient réalisés en contrôle externe par un laboratoire de sol agréé par le maître d'ouvrage.

Parmi les essais les plus couramment utilisés, le pénétromètre statique (CPT) permettant la mesure continue de la résistance en pointe  $q_c$  dans l'axe de la colonne, dont la valeur minimale en tout point après lissage de la courbe  $q_c(z)$  devra être de ( $q_{cm}=10\text{MPa}$ ) . Cet essai, est confronté parfois aux contraintes de refus des tiges sur le gros ballast voire leurs déviations hors section de la colonne. Les autres essais in situ en l'occurrence (pressiomètre, pénétromètre dynamique type A et le SPT), sont d'utilisation plus délicate dans le ballast. Cependant, le sondage pressiométrique permet d'appréhender le gain de résistance et de raideur du sol entre les colonnes ( $\Delta p_l^*$  ;  $\Delta E_M$ ) dû au refoulement en comparant aux valeurs initiales effectuées sur sol vierge.

#### 1.8.5.1 Essai de chargement sur colonne isolée

L'essai de chargement sur colonne ballastée est un essai rapide (court terme) qui consiste à contrôler la compacité de la colonne en tête par l'application d'une charge axiale équivalente à  $1.5q_{cELS}$  et la mesure de l'enfoncement à l'aide de comparateurs conformément au DTU 13.2 (1978) et la norme NFP 94-150.1 (1999). L'effort est appliqué par une plaque rigide en acier actionnée par un vérin hydraulique doté de manomètre et un système de réaction équivalent.

Le chargement-déchargement s'effectue respectivement suivant 6 et 4 paliers de  $0.25q_{cELS}$ , maintenus pendant 60mn en chargement et 5 mn en déchargement. L'essai est considéré concluant si, au terme du chargement, le fluage de la colonne n'est pas atteint et que le tassement mesuré demeure faible devant les tolérances de l'ouvrage. La Figure 1.24 montre

les résultats d'un essai de chargement statique effectué sur une colonne ballastée au niveau du port de Bejaia, dont le tassement mesuré est de 2.8mm (LTPE, 2017).

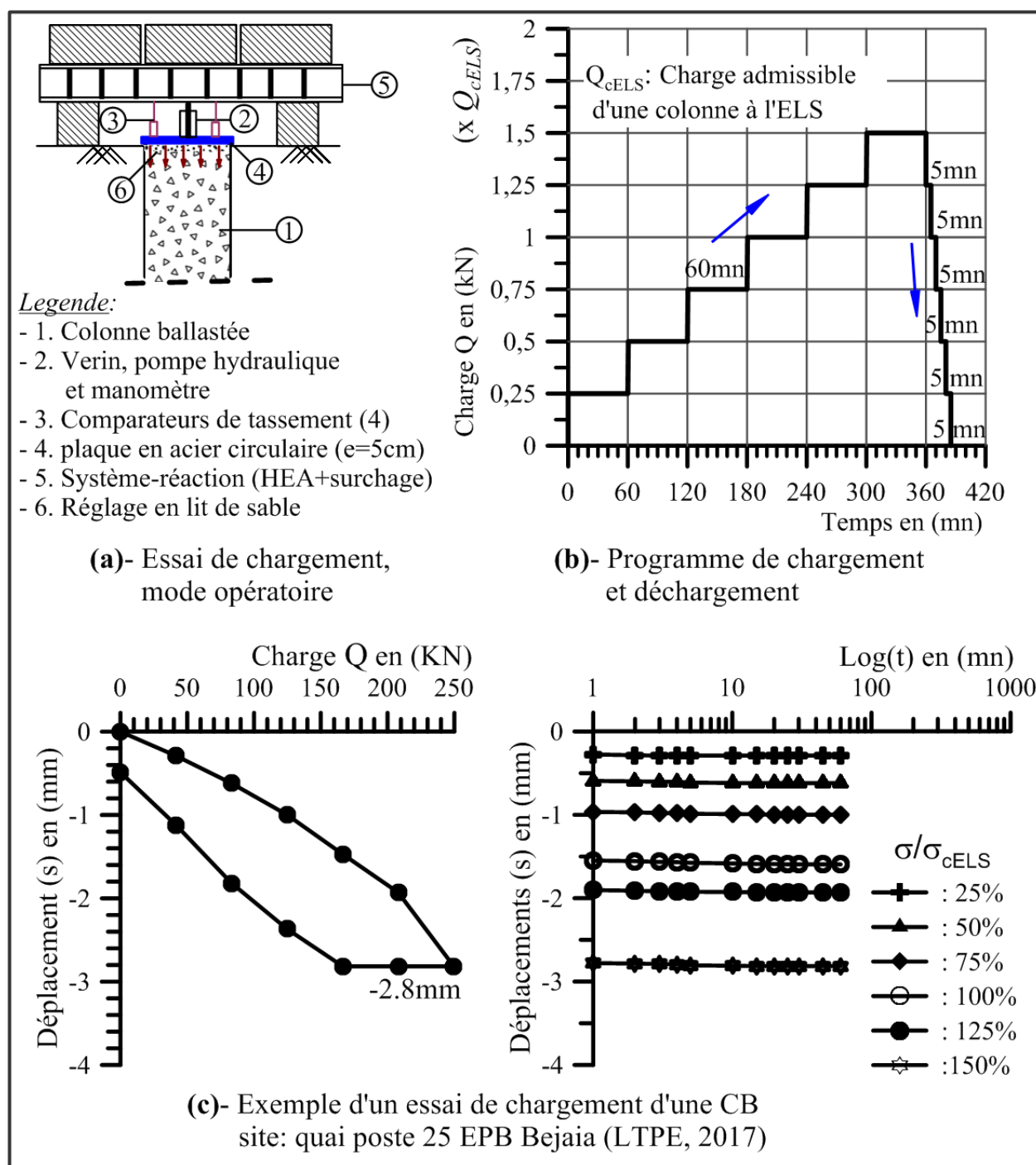


Figure 1.24- Essai de chargement statique (à la plaque) d'une colonne ballastée.

L'essai de chargement au sens de la norme est assimilable à un essai de plaque. En somme, la distribution des contraintes se fait sur le premier mètre de la colonne, par conséquent, le tassement mesuré ne prend pas en compte les déformations des couches inférieures quand il s'agit des fondations élancées.



Dans le cas des chantiers de faible importance dont le linéaire total des colonnes sous charges réparties est inférieur à 1000m, l'essai de chargement est facultatif au sens du DTU 13-2, sous réserve de l'accord préalable du maître d'œuvre et du géotechnicien. Dans ce cas, un coefficient réducteur de 1.5 doit être appliqué à la contrainte de calcul aux états limites de service (ELS).

## 1.9 CONCLUSION DU CHAPITRE

Au terme de cette étude bibliographique, on conclut que le procédé de renforcement par colonnes ballastées renferme beaucoup d'avantages du point de vue économique et environnemental. L'utilisation de matériaux granulaires calcaires ou alluvionnaires extraits localement n'affecte pas l'intégrité des nappes phréatiques, donc ils sont moins polluants. Néanmoins, l'appréhension de leur comportement mécanique demeure complexe malgré les nombreux progrès apportés par la recherche.

Il a été passé en revue les conditions d'utilisation de ce procédé dans les différents types de sols et d'ouvrages ainsi que les restrictions faites dans certaines catégories de formations molles, anthropiques et organiques à faible étreinte latérale. Concernant le dimensionnement, la panoplie de méthodes les plus utilisées par la profession, prenant en compte un comportement élastoplastique de la colonne ont été développées. Par ailleurs, il ressort que la méthode de Priebe (1995) est la plus utilisée pour le calcul du maillage, de capacité portante et la prévision de tassements sous radiers étendus.

Du point de vue de la modélisation numérique, une synthèse est élaborée sur les travaux récents relatifs à l'étude paramétrique de cellules unitaires et d'un réseau de colonnes ballastées complètes fondées sur substratum rigide. Ces études montrent l'intérêt d'un renforcement des sols compressibles sous forme de réseau de colonnes reposant sur une couche raide (substratum). Cette conception contribue à l'accélération de la consolidation, l'augmentation de la résistance au cisaillement et de la capacité portante et la réduction des tassements primaires. Il a été prouvé que l'influence du maillage des colonnes ( $\alpha$ ) et des caractéristiques mécaniques du sol est prépondérante sur l'efficacité du traitement, chose quantifiable par le coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ).

Par ailleurs, le procédé des colonnes ballastées a connu un grand essor en Algérie depuis presque deux (2) décennies dans tous les secteurs de la construction avec une prépondérance dans le secteur privé. A cet effet, tenant compte de la forte intégration et la croissance du procédé en Algérie, nous jugeons la nécessité urgente d'élaborer une réglementation technique spécifique Algérienne (DTR) en vue de bien cadrer la profession.

Dans les chapitres suivants, nous présenterons une étude paramétrique du comportement des colonnes flottantes maillées en réseaux en fonction de la variabilité des paramètres géotechniques. Aux termes de plusieurs modèles numériques EF-3D, une expression

analytique du coefficient  $\beta$  est proposée afin de tenir compte de l'influence des colonnes flottantes sur les tassements. La confrontation de la formule proposée a été menée par rapport aux données de deux sites (2) expérimentaux instrumentés à l'effet de mesure des tassements et de suivi pathologique des ouvrages fondés sur des sols renforcés par colonnes ballastées flottantes sous charges variables au niveau de la plaine alluviale de Bejaia.

## CHAPITRE 2

## Etude paramétrique et influence des paramètres dans le cas des colonnes ballastées flottantes

## 2.1 RESUME

Une étude paramétrique a été menée pour investiguer l'influence des paramètres géotechniques du sol et des colonnes ballastées ainsi que la géométrie du maillage. Des modèles EF 3D et 2D en utilisant le code CESAR v5 ont été effectués en prenant en compte le cas des colonnes flottantes et la variabilité des propriétés mécaniques du sol renforcé.

Les résultats montrent l'influence importante de  $E_s$  et  $\phi$  sur le coefficient de réduction des tassements  $\beta$  par rapport à la cohésion  $c$  qui n'affiche aucune influence au delà de 40KPa. Le coefficient  $\beta$  présente une grande sensibilité vis-à-vis de l'étreinte latérale du sol qui est caractérisée par le coefficient de poussée des terres au repos  $K_0$ . En matière de la réduction des tassements, une bonne convergence des résultats 3D et axisymétriques est obtenue à l'exception du coefficient de concentration des contraintes  $\eta$  qui fait apparaître des disparités sur certains intervalles de variations.

En s'intéressant aux réseaux de colonnes flottantes, des modèles EF par cellule unitaire (CU) ont été construits. Nous nous sommes intéressés à la variation du rapport  $(L_c/H)$ , du taux de substitution du sol ( $a$ ) et de l'influence des propriétés mécaniques du sol renforcé. L'approximation des résultats par des fonctions ayant des coefficients de corrélation proches de l'unité ( $R^2=1$ ) nous a permis de proposer une formule et un abaque du coefficient  $\beta$ , permettant de tenir compte du caractère flottant des colonnes ballastées dans le calcul du maillage et de la prévision des tassements. A cet effet, un coefficient  $\mu_\beta$  correcteur de la formule de Priebe (1995) dédié aux cas des colonnes profondes a été proposé sous forme de formules paramétriques et d'abaque.

La confrontation de la formulation proposée par rapport aux mesures sur ouvrages instrumentés est effectuée et discutée dans les chapitres 3 et 4 suivants.

## 2.2 INTRODUCTION

On s'intéresse dans ce chapitre à l'étude de l'influence des paramètres géomécaniques et des éléments géométriques des colonnes ballastées sur la réduction des tassements et le coefficient de concentration des contraintes. En première approche, nous avons traité la sensibilité des caractéristiques géotechniques du sol et des colonnes en considérant un renforcement par colonnes ballastées profondes fichées en pointe dans un substratum très raide. En deuxième approche, nous avons étudié le comportement des colonnes ballastées flottantes en variant le coefficient de substitution ( $\alpha$ ) et la profondeur de traitement du sol ( $L_c$ ) en fonction du domaine d'influence des bulbes de contraintes dû au chargement d'une fondation circulaire de largeur  $B$ . L'étude se base sur des modèles numériques par EF tridimensionnels et axisymétriques en utilisant le critère élastoplastique de Mohr-Coulomb.

D'après la littérature, il n'y a pas de travaux de recherche sur l'analyse du comportement d'un renforcement de sol par colonnes flottantes. Les colonnes ballastées flottantes sont considérées comme étant un renforcement partiel de la couche compressible sous la fondation. Il est consigné dans le cas des ouvrages souples et pour réduire les effets de la liquéfaction dans les zones sismiques. Dans ce cadre, les méthodes analytiques exposées au chapitre 1 sont inadéquates. Les objectifs assignés de l'étude des colonnes flottantes dans un milieu mou et compressible est la reformulation du coefficient de réduction des tassements  $\beta$  donné par la méthode de Priebe (95), lequel est souvent utilisé dans le dimensionnement du maillage des colonnes ballastées en utilisant un abaque.

Les sites expérimentaux à grandeur réelle présentés dans les chapitres suivants contiennent des colonnes flottantes soumises aux charges d'exploitation variables. A cet effet, le présent chapitre qu'on s'est proposé de faire a pour objet d'analyser la sensibilité de la géométrie du maillage par colonnes ballastées et de la fondation (rigidité de la fondation  $EI$ , longueur de la colonne  $L_c$ , facteur de substitution ( $\alpha$ ), ...etc.) ainsi que l'influence des variations des paramètres mécaniques du sol sur le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) et le rapport de concentration de contraintes ( $\eta$ ). L'étude est menée à partir des modèles tridimensionnels (3D) et en déformations axisymétriques à l'aide du code d'éléments finis CESAR-LCPC (Lcpc-itech, 2002; Itech, 2012). Des comparaisons des résultats des modélisations 2D, 3D et la méthode analytique de Priebe (1995) sont présentées et discutées.

La modélisation prend en compte un milieu argileux homogène et isotrope reposant sur un substratum plus raide. Les paramètres géomécaniques du modèle de référence (Tableau 2.2) ont été considérés similaires aux conditions géotechniques des formations quaternaires du site de la plaine de Bejaia (Sadaoui et Bahar, 2011). Les calculs ont été menés d'une façon concomitante avant et après renforcement du sol par colonnes ballastées profondes et flottantes.

## 2.3 PRESENTATION DU CODE CESAR-LCPC

La modélisation a été menée avec le code CESAR-LCPC, basé sur la méthode des éléments finis. Il s'agit d'un code de calcul et de recherche spécifique à l'étude des problèmes de géomécanique, développé par le laboratoire central des ponts et chaussées au début des années quatre vingt. CESAR intègre plusieurs algorithmes de calcul non linéaire en élastoplasticité et viscoplasticité (Itech., 2009; Mestat et Prat, 1999). Il contient une panoplie de lois de comportement dédiées à l'étude des problèmes de mécanique des sols et de génie civil (Mohr-Coulomb, Tresca, Drucker-Prager, Cam-Clay modifié, ...etc.). Le couplage hydromécanique et la consolidation des sols ainsi que le comportement dynamique des ouvrages sont également intégrés dans le code. Les modules MCNL et MTCL dédiés à l'étude élastoplastique en intégrant le caractère non linéaire et les effets de contact entre l'ouvrage et le sol ont été utilisés dans la présente étude.

## 2.4 MODELISATIONS TRIDIMENSIONNELLES (3D) ET AXISYMETRIQUES

Le problème consiste à étudier le comportement du massif renforcé par colonnes ballastées maillées en triangles équilatérales ( $d=1.8\text{m}$ ) et concentriques autour du centre du radier en béton armé (BA) de diamètre  $8.25\text{m}$ . Il comporte 19 colonnes ballastées ayant une axisymétrie par rapport aux axes principaux (OXY).

Tenant compte de la symétrie de révolution du problème, l'étude se focalise autour du quart ( $1/4$ ) de la fondation circulaire dans le souci de réduire le temps des calculs. Le modèle est constitué de 7270 éléments tétraédriques et de 20300 nœuds. Les déplacements horizontaux sont bloqués aux frontières latérales situées à  $40\text{m}$  du centre du radier et les déplacements verticaux sont bloqués sur la face inférieure du substratum (Figure 2.1). Les couches de sol sont considérées obéir à la loi élastoplastique de Mohr-Coulomb et la fondation d'épaisseur  $20\text{cm}$ , de rigidité constante ( $EI = 21.3 \text{ MN.m}^2$ ) est considérée élastique linéaire et isotrope. Le sol est considéré complètement saturé et le coefficient de poussée des terres au repos estimé par la formule de Jaky est, respectivement de  $0.7$  et  $0.85$  pour la couche argileuse compressible et le substratum rigide.

Les contraintes ultime  $q_u$  et admissible  $\bar{\sigma}_s$  du sol sous le radier reposant sur massif sans ancrage ( $D=0$ ) sont données par les expressions suivantes d'après Terzaghi:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma' s_\gamma N_\gamma B + s_c N_c c \quad (2.1)$$

$$\bar{\sigma}_s = \gamma' D + \frac{q_u - \gamma' D}{3} = \frac{q_u}{3} \quad (2.2)$$

Les facteurs de portance ( $N_\gamma, N_c$ ), les coefficients de forme ( $s_\gamma, s_c$ ) et la contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_s$  sans renforcement sont donnés dans le Tableau 2.1 suivant:

Après renforcement du sol par colonnes ballastées suivant le maillage (Figure 2.2), les contraintes ultime et admissible sont données par les expressions suivantes en introduisant les paramètres homogénéisés ( $\bar{\gamma}'_e, \bar{c}_e$  et  $\bar{\phi}'_e$ ) équivalents du sol, estimés à partir des formules (Eqs- 1.9 à 1.12) du chapitre1 et indiqués dans le Tableau 2.2.

$$\begin{cases} q_{ue} = \frac{1}{2} \bar{\gamma}'_e s_{\gamma e} B' \times N_{\gamma e}(\bar{\phi}'_e) + \bar{\gamma}'_e s_{qe} D \times N_{qe}(\bar{\phi}'_e) + s_{ce} \bar{c}_e \times N_{ce}(\bar{\phi}'_e) \\ q_{ue} = \frac{1}{2} \bar{\gamma}'_e s_{\gamma e} B' \times N_{\gamma e}(\bar{\phi}'_e) + s_{ce} \bar{c}_e \times N_{ce}(\bar{\phi}'_e) \quad \text{pour } (D=0) \end{cases} \quad (2.3)$$

Dans le cas des colonnes complètes (profondes), la méthode de Priebe (1995) permet la détermination du maillage des CB (a) et du paramètre ( $\eta$ ) à partir des formules (Eqs- 1.16 à 1.19).

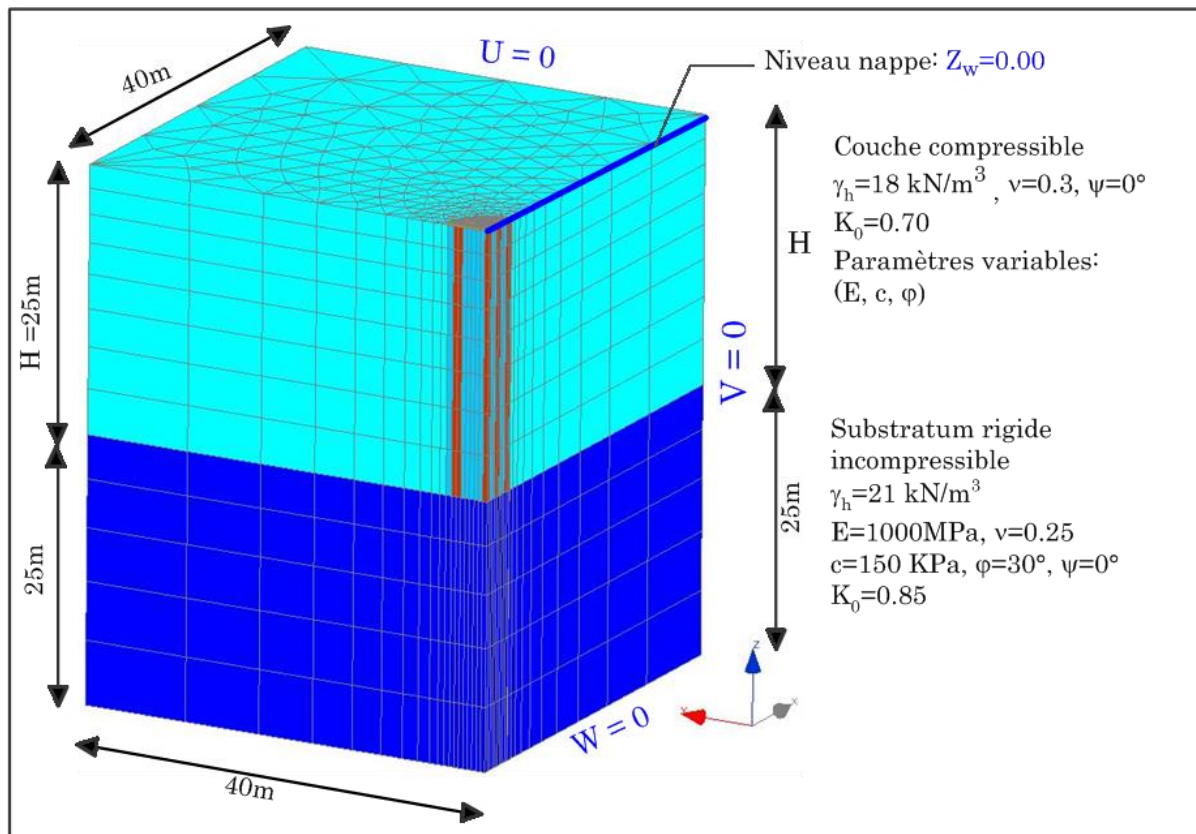


Figure 2.1- Vue du maillage en EF tridimensionnel (3D) sous CESAR v5 et CL.

Considérant le schéma de la Figure 2.2. Le maillage des colonnes de diamètre de 90cm et d'entraxe de 1.8m, est caractérisé par un coefficient de substitution ( $a$ ) et le paramètre  $f(\nu, a)$  donnés par les formules :

$$\begin{cases} a = \frac{A_c}{A} = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left( \frac{D_c}{d} \right)^2 = 0.9069 \left( \frac{D_c}{d} \right)^2 = 0.226 \\ f(\nu, a) = \frac{(1-a)(1-\nu_s)}{a + (1-2\nu_s)} = 0.865 ; \text{ avec : } \nu_s = 0.3 \end{cases} \quad (2.4)$$

Les paramètres ( $m$  et  $\eta$ ) donnés respectivement par les expressions (Eqs- 1.10 à 1.18) sont évalués à 0.659 et 6.63.

Par ailleurs, les paramètres de cisaillement équivalents du milieu renforcé par CB ( $\bar{c}_e$  et  $\bar{\phi}_e$ ) sont respectivement évalués à 6.82kPa et 31.76°. Ces paramètres, caractérisant le milieu composite, ont été introduits dans la formule (2.3) pour calculer les facteurs de portance équivalents.

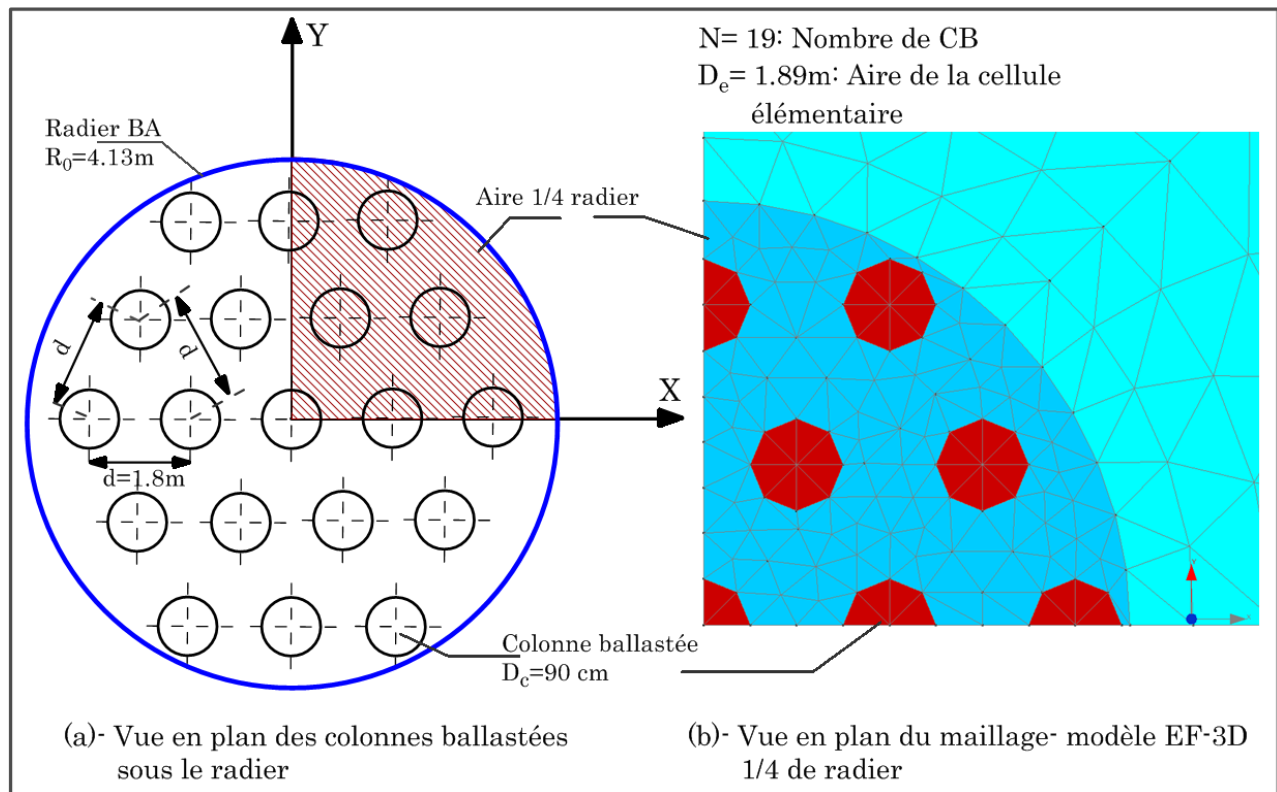


Figure 2.2- Vue en plan du maillage des colonnes ballastées et du maillage EF du 1/4 du radier.

On remarque une amélioration de la portance du sol renforcé dans un rapport de 2.75 fois. Cependant, le problème épineux inhérent à la stabilité de l'ouvrage met en jeux le taux de réduction de tassements de consolidation entre le sol vierge et après renforcement par colonnes



ballastées. La charge appliquée  $\sigma_0$  par le biais du radier superficiel est de 200kPa, inférieure à la portance du milieu renforcé.

Tableau 2.1- Paramètres de calculs de capacités portantes du sol vierge et avec renforcement par CB.

| Désignation            | Facteurs de forme                |                              |                   | Facteurs de portance         |                   | $q_u$<br>(kPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(kPa) |
|------------------------|----------------------------------|------------------------------|-------------------|------------------------------|-------------------|----------------|---------------------------|
|                        | $\gamma'_e$<br>kN/m <sup>3</sup> | $s_\gamma$<br>$s_{\gamma e}$ | $s_c$<br>$s_{ce}$ | $N_\gamma$<br>$N_{\gamma e}$ | $N_c$<br>$N_{ce}$ |                |                           |
| Massif sans CB         | 8                                | 0.8                          | 1.2               | 2.30                         | 12.34             | 357            | 120                       |
| Massif renforcé par CB | 8                                | 0.8                          | 1.2               | 26.65                        | 34.77             | 989            | 330                       |

### 2.4.1 Colonnes ballastées sous fondation rigide

Les caractéristiques physiques et mécaniques du sol considérées dans les modèles (Tableau 2.2) ont été cadrées en concordance avec les conditions géotechniques de la plaine alluviale de Bejaia, réputée par la forte compressibilité des alluvions quaternaires surmontant le substratum marno-calcaire. Les paramètres mécaniques du substratum ont été pris en concordance avec ceux du marno-calcaire dur du crétacé de la plaine de Bejaia et des valeurs usuelles préconisée d'après (Mestat, 1993).

Tableau 2.2- Paramètres physiques et mécaniques des modèles d'éléments finis

| Type de matériaux                                                          | Epaisseur<br>(m) | $\gamma_h$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | E<br>(MPa)         | $\nu'$ | c<br>(kPa) | $\varphi$ (°) | $\psi$ (°) |
|----------------------------------------------------------------------------|------------------|------------------------------------|--------------------|--------|------------|---------------|------------|
| Radier en BA                                                               | 0.20             | 25                                 | 32x10 <sup>3</sup> | 0.18   | -          | -             | -          |
| Couche d'argile compressible                                               | 0- 25            | 18                                 | 5                  | 0.30   | 20         | 17            | 0          |
| Couche de substratum rigide                                                | 25- 50           | 21                                 | 10 <sup>3</sup>    | 0.25   | 150        | 30            | 5          |
| Colonnes ballastées (CB)                                                   | $D_c = 0.9$      | 21                                 | 60                 | 0.33   | 1          | 38            | 8          |
| Paramètres équivalents de la couche d'argile compressible renforcée par CB | 0- 25            | 20                                 | 16.15              | 0.33   | 6.8        | 31.8          | 2          |

L'épaisseur de la couche compressible est prise égale à 25m par rapport à la profondeur maximale que peuvent atteindre un renforcement par colonnes ballastées. Les Figure 2.1 et Figure 2.2) illustrent la disposition en plan des colonnes ballastées et le modèle EF-3D de base construit sous CESAR v5 avec des colonnes profondes posées sur le substratum rigide.

#### 2.4.1.1 Influence des paramètres mécaniques du sol et des colonnes

Les principaux paramètres variés dans les modèles EF sont le module de Young  $E_s$ , la cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne  $\varphi_s$  du sol renforcé. Concernant les colonnes

ballastées, leurs modules de déformation  $E_c$  dépendent fortement de l'étreinte latérale du sol environnant et du degré de compactage du ballast. Bien que l'évaluation de ce module soit entachée d'incertitudes et d'impondérables liés au remaniement du sol lors du forage et de l'intensité de compactage. Néanmoins, d'après la littérature, la valeur usuellement admise pour le rapport ( $E_c/E_s$ ) est de 10. De surcroît, la sensibilité du rapport ( $E_c/E_s$ ) sur la modélisation numérique a été étudiée en le variant dans l'intervalle de 5 à 40. Concernant le frottement interne du ballast  $\phi_c$ , deux valeurs ont été considérées en l'occurrence  $38^\circ$  pour un ballast roulé et  $42^\circ$  pour un ballast concassé d'origine calcaire en conformité avec les prescriptions Coprec1 (2011) et les travaux de Corneille (2007).

En première approche, on s'intéresse à l'incidence de la variabilité des paramètres mécaniques précités sur la réponse du modèle en termes de réduction du tassement  $\beta$  et de concentration de contraintes sur les colonnes ballastées  $\eta$ . En seconde partie, on s'attellera à l'étude de l'influence des éléments géométriques du maillage des colonnes ballastées et de la rigidité de la fondation sur la réduction des tassements et de la répartition des contraintes entre le sol et les colonnes.

Par ailleurs, dans le cas de problèmes renfermant un réseau important de colonnes ballastées, la modélisation 3D s'avère très lourde en temps de calculs (voire impossible), d'où le recours aux modèles 3D homogénéisés. Les paramètres équivalents (sol-colonne) indiqués dans le Tableau 2.1 ont été introduits dans les modèles EF-3D homogénéisés pour le calcul de tassements du massif renforcé.

### a) Influence du module de Young du sol

Les modèles EF-3D et 2D de la Figure 2.1 avec des colonnes profondes ont été considérés avec les mêmes caractéristiques à l'exception du module de déformation de la couche compressible qui a été varié suivant les valeurs : 2, 3, 5, 7.5, 10, 12.5 et 15MPa.

Les calculs numériques dénotent une parfaite convergence entre les modèles 3D et axisymétriques en matière de prévision de tassements (Figure 2.3). Le taux de réduction des tassements ( $1.34 \leq \beta \leq 1.52$ ) est décroissant presque linéairement en fonction de  $E_s$  avec une variation relative ( $\Delta\beta/\beta = 14\%$ ), il dénote une bonne convergence entre les prévisions des modèles 3D et axisymétrique avec un écart relatif maximal de 1.5% (Figure 2.5-a). En revanche, on remarque un écart important entre la distribution des contraintes verticales  $\sigma_{zz}$  parmi les modèles 3D et axisymétriques (Figure 2.7). Le module de Young du sol présente une influence moyenne sur la réponse du modèle en matière de tassements

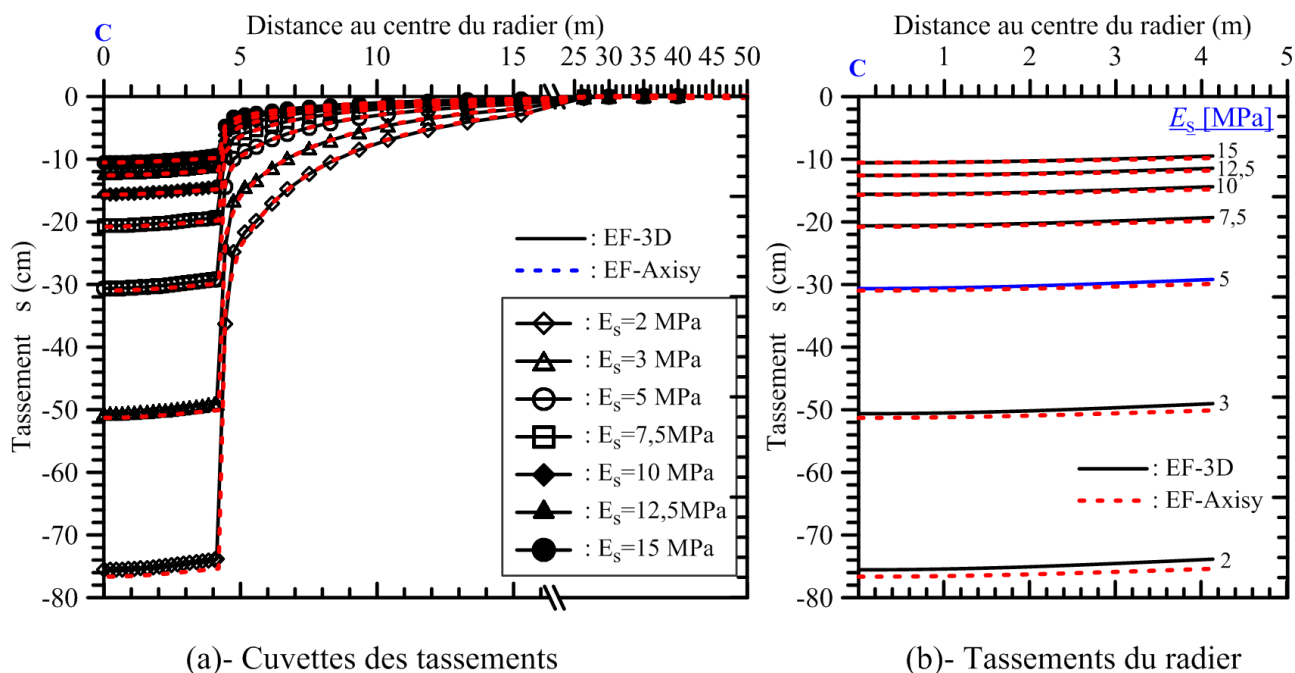


Figure 2.3- Evolution des tassements en fonction du module  $E_s$  avant renforcement du sol.

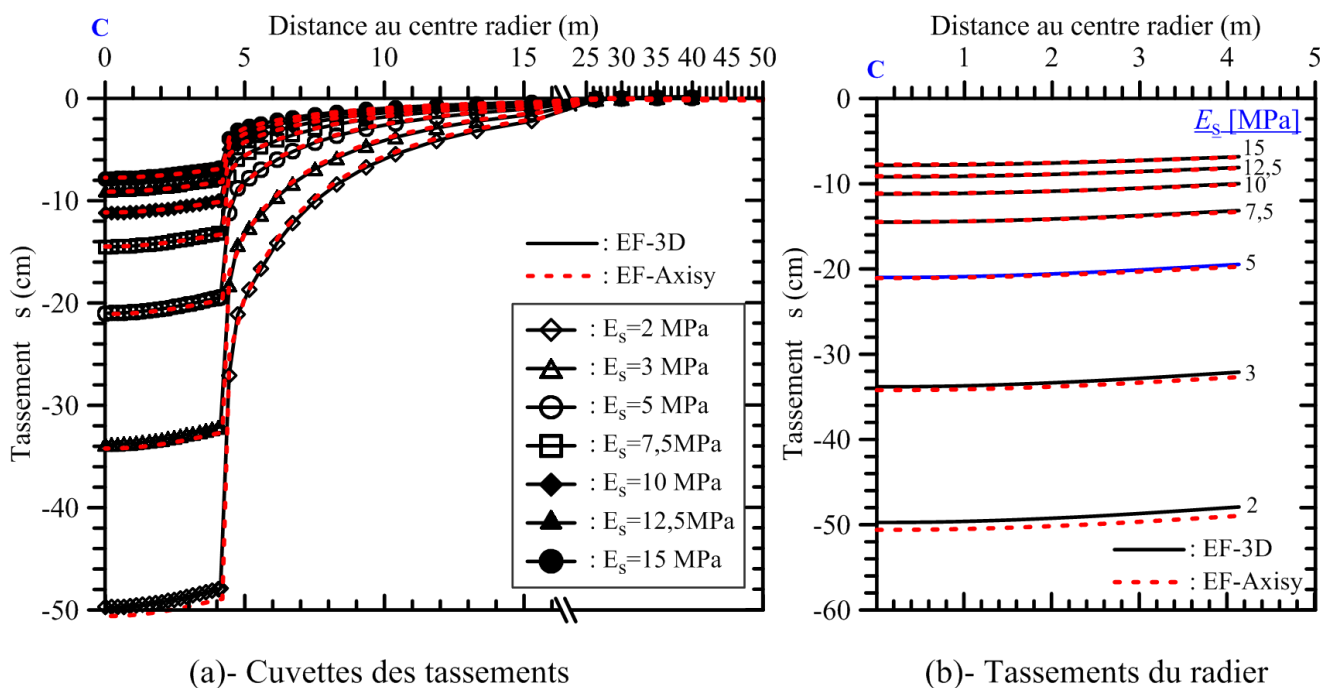
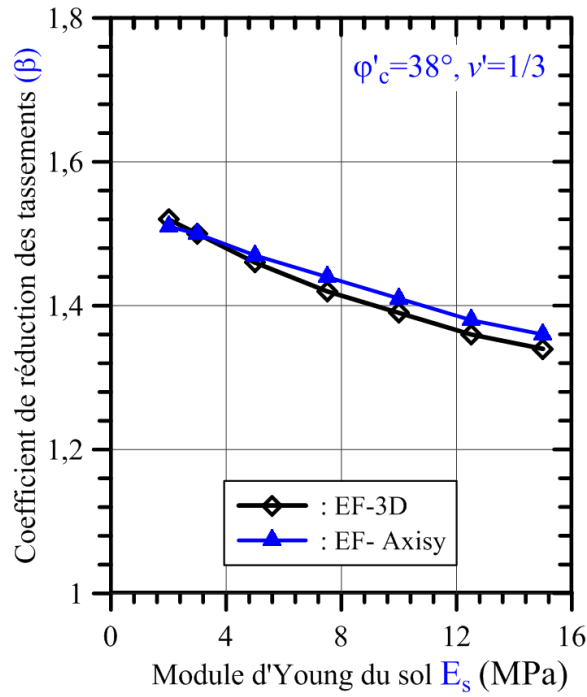
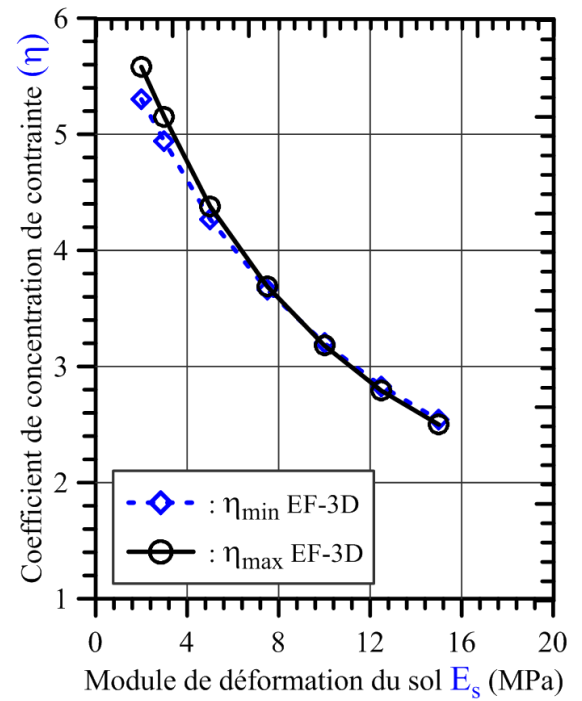


Figure 2.4- Evolution des tassements du sol renforcé en fonction du module d'Young du sol.

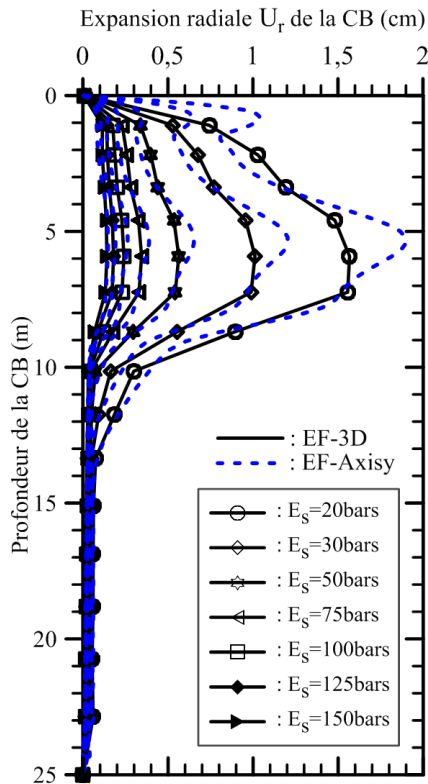


(a)- Coefficient  $\beta$  en fonction de  $E_s$

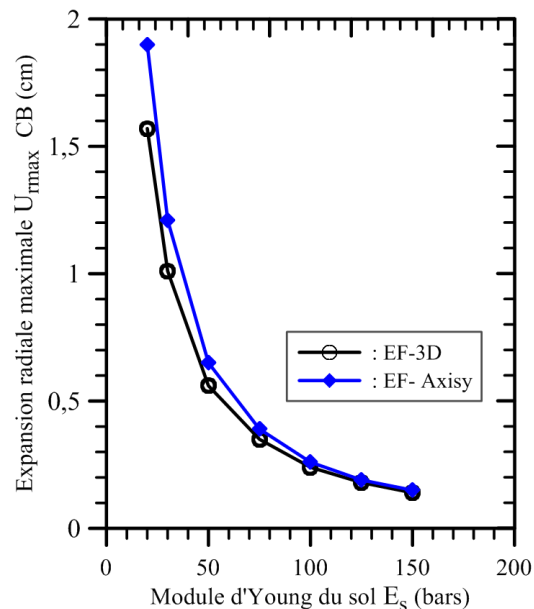


(b)- Coefficient  $\eta$  en fonction de  $E_s$

Figure 2.5- Evolution des coefficients de concentration de contraintes  $\eta$  et de réduction des tassements  $\beta$  en fonction du module de déformation du sol  $E_s$ .



(a)- Expansion latérale  $U_r$  CB en fonction de  $E_s$



(b)- Expansion maximale  $U_{\max}$  CB en fonction de  $E_s$

Figure 2.6- Evolution de l'expansion latérale des colonnes ballastées en fonction  $E_s$ .

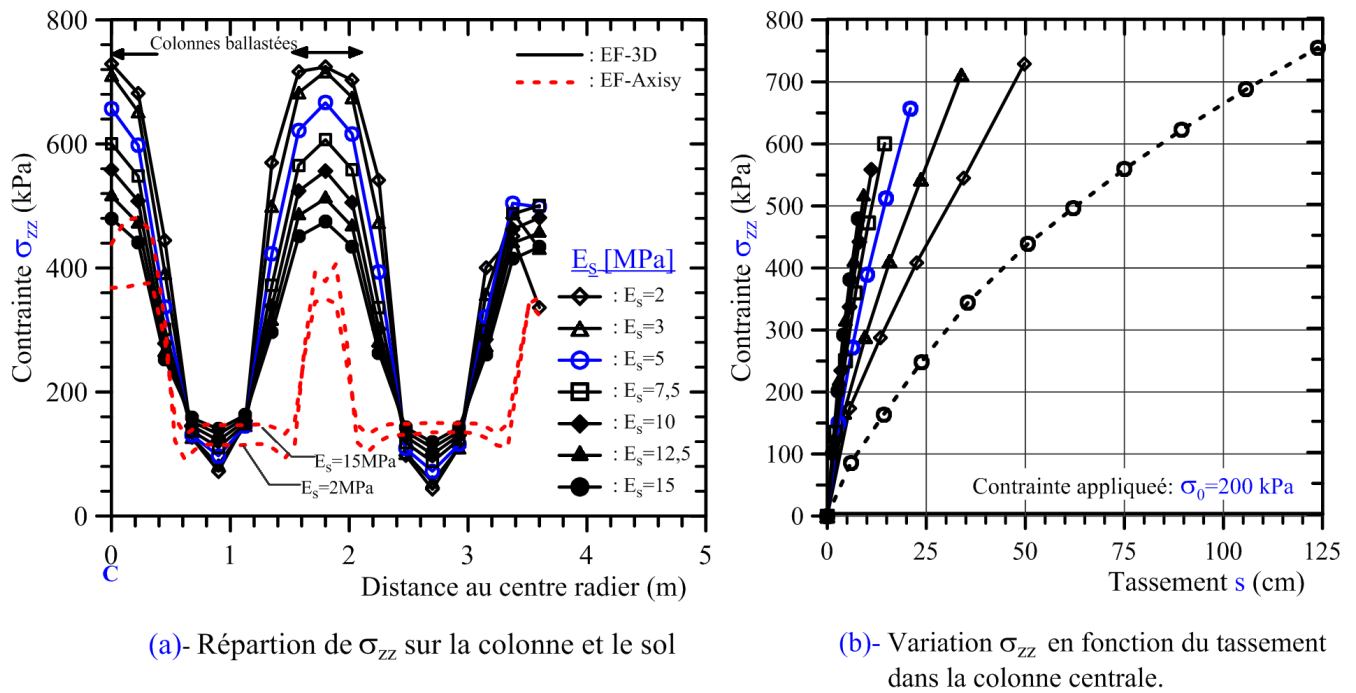


Figure 2.7- Répartition des contraintes verticales ( $\sigma_{zz}$ ) entre les colonnes ballastées et le sol.

Le coefficient de concentration des contraintes  $\eta$  décroît avec l'augmentation de  $E_s$ , ce qui confirme l'inefficacité d'un renforcement dans les sols résistants.

### b) Influence de la cohésion du sol $c$

Les paramètres de cisaillement ( $c$  et  $\phi$ ) sont sujets au remaniement depuis le prélèvement sur site jusqu'à la phase d'essais de laboratoire. Bien que le renforcement des sols par colonnes ballastées s'applique aux sols mous de cohésion minimale 20kPa et capables de confiner la colonne à l'encontre des dilatations radiales, les sols de cohésions supérieures à 50kPa sont réputés résistants et de bonne portance. Pour connaître le degré de sensibilité du modèle (Figure 2.1) par rapport à la cohésion du sol, neuf (9) simulations ont été effectuées en variant la cohésion de 5 à 100kPa ( $c = 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 75, 100$  kPa), les autres propriétés des matériaux (Tableau 2.2) sont conservées.

Les calculs montrent une convergence entre les résultats 3D et axisymétriques avec un écart relatif de 2 à 4% à l'exception de ( $c = 5$  kPa) qui affiche un écart important (18%). On remarque également une invariance de  $\beta$  à partir d'une cohésion de 40kPa, telle que l'augmentation de  $c$  de 40 à 100kPa, engendre une variation de  $\Delta\beta \leq 4\%$ , donc l'efficacité du renforcement est insignifiante. On conclut que le renforcement des sols de cohésion supérieure à 50kPa ne présente aucune efficacité en termes de réduction des tassements (Figure 2.8-a), les colonnes ballastées s'appliquent dans le cas des sols mous.

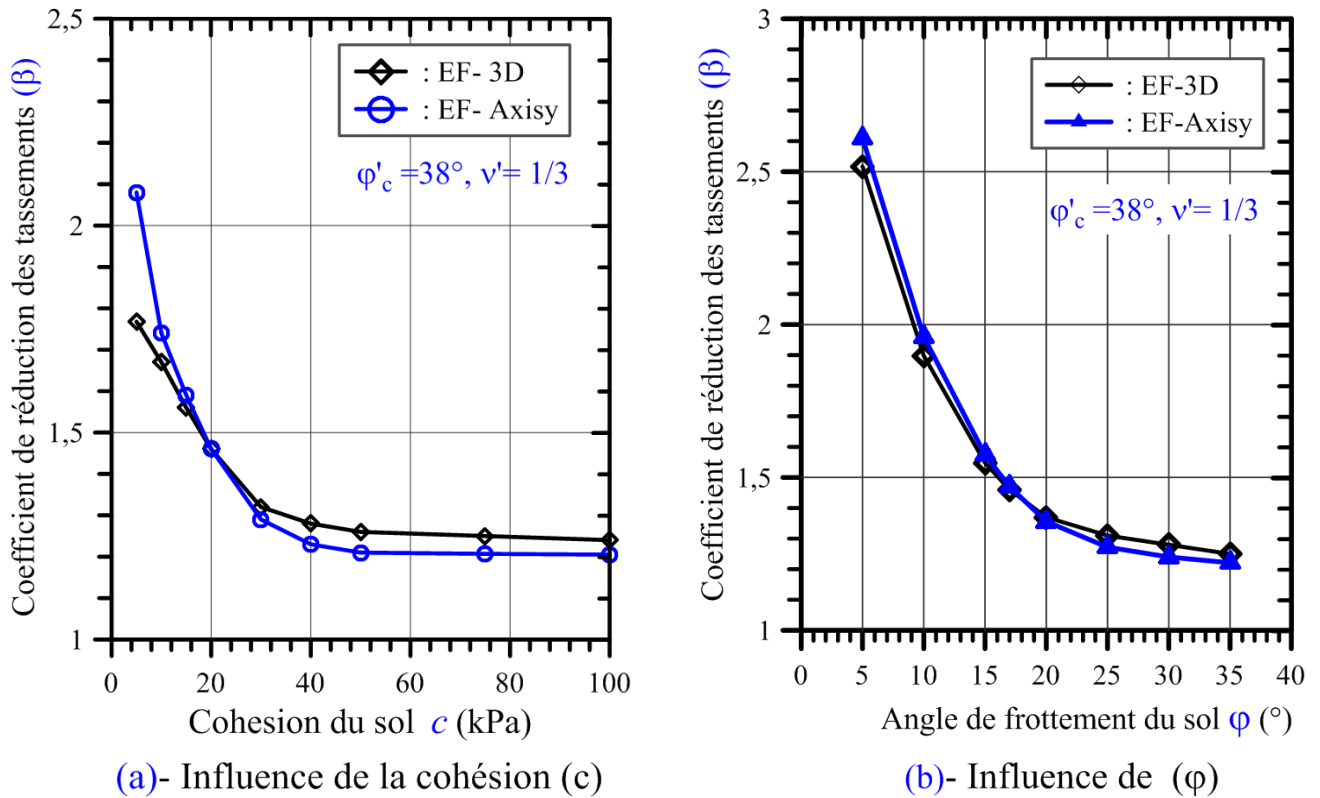


Figure 2.8- Coefficient de réduction des tassements  $\beta$  en fonction des paramètres ( $c$  et  $\phi$ )

### c) Influence de l'angle de frottement du sol

La procédure appliquée en (a) est effectuée en variant l'angle de frottement ( $\phi$ ) du sol de  $5^\circ$  à  $35^\circ$  ( $\phi = 5^\circ, 10, 15, 17, 20, 25, 30, 35^\circ$ ), les autres propriétés des matériaux (Tableau 2.2) sont conservées.

Les résultats montrent une grande influence de l'angle de frottement du sol  $\phi$  sur le taux de réduction des tassements. En effet, l'augmentation de ( $\phi = 5$  à  $20^\circ$ ) engendre une décroissance  $\beta$  de 2.52 à 1.37 (Figure 2.8-a). Les modèles 3D et axisymétriques présentent une bonne concordance avec un écart relatif ( $\Delta\beta/\beta$ ) variable de 2 à 4%.

En pratique, il est utile de rappeler les difficultés de faire une bonne mesure des paramètres de cisaillement ( $c$  et  $\phi$ ), de surcroît dans le cas des sols mous et saturés, le problème de récupération combinés avec les risques élevés de remaniement font que dans la plupart des cas, les paramètres mesurés sont entachés d'erreurs, ce qui influe sur la fiabilité des résultats des calculs et le dimensionnement des ouvrages géotechniques.

### d) Influence du coefficient de poussée des terres au repos $K_0$ (étrointe latérale)

L'état initial de contraintes dans un massif de sol mou, de type normalement consolidé est caractérisé par un coefficient  $K_0$  inférieur à 1. Les valeurs couramment admises sont comprises

dans l'ordre de 0.5 à 0.7, en concordance avec la formule de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \phi$ ). Quand on prend en compte l'effet de compactage durant la construction des colonnes, il en résulte une augmentation des contraintes horizontales dans le sol et le coefficient  $K_0$  peut atteindre des valeurs dépassant l'unité d'après (Mestat, 1993; Kirsch, 2004; Nguyen et al., 2007; Handy, 2001). Pour simuler l'influence de l'état initial des contraintes dans le sol après la mise en place des colonnes, le coefficient de poussée des terres au repos  $K_0$  a été varié dans l'intervalle de 0.4 à 1.2 ( $K_0 = 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1$  et 1.2), les autres propriétés des matériaux (Tableau 2.2) sont conservées.

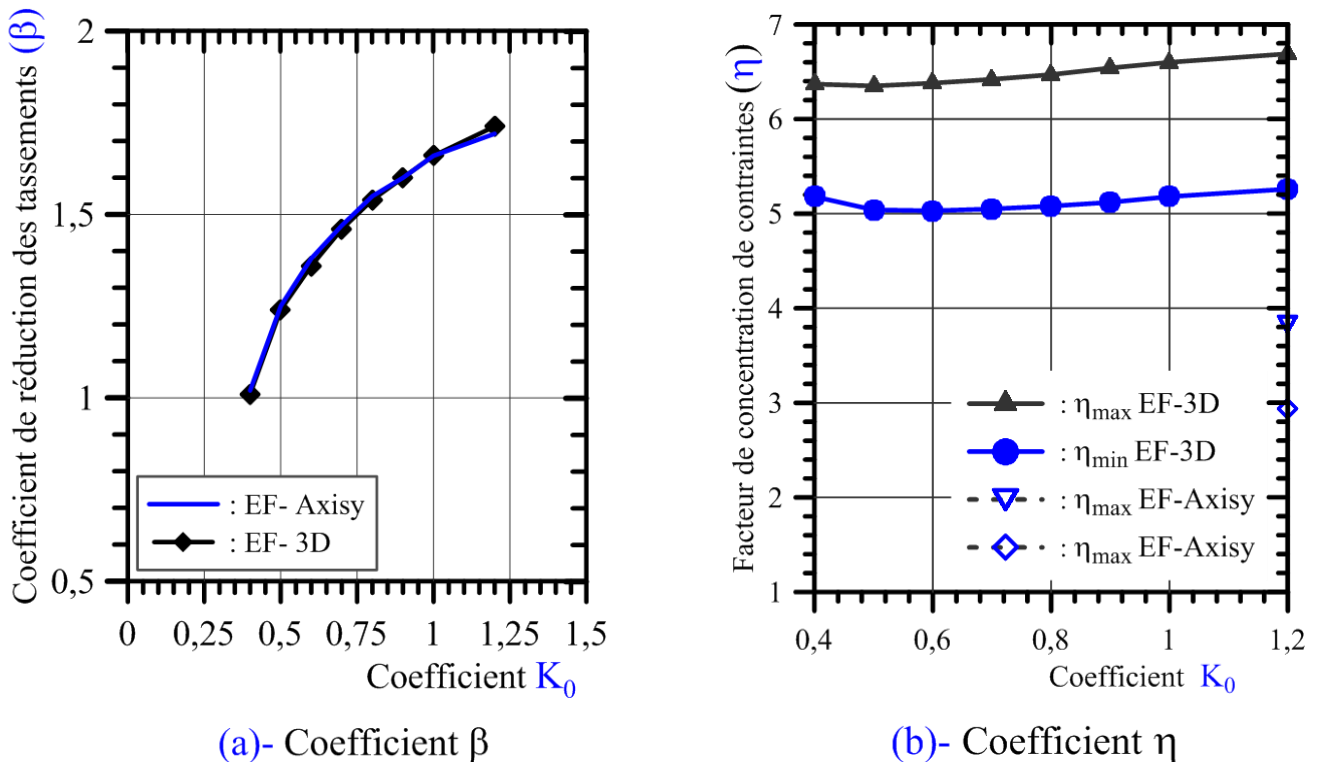
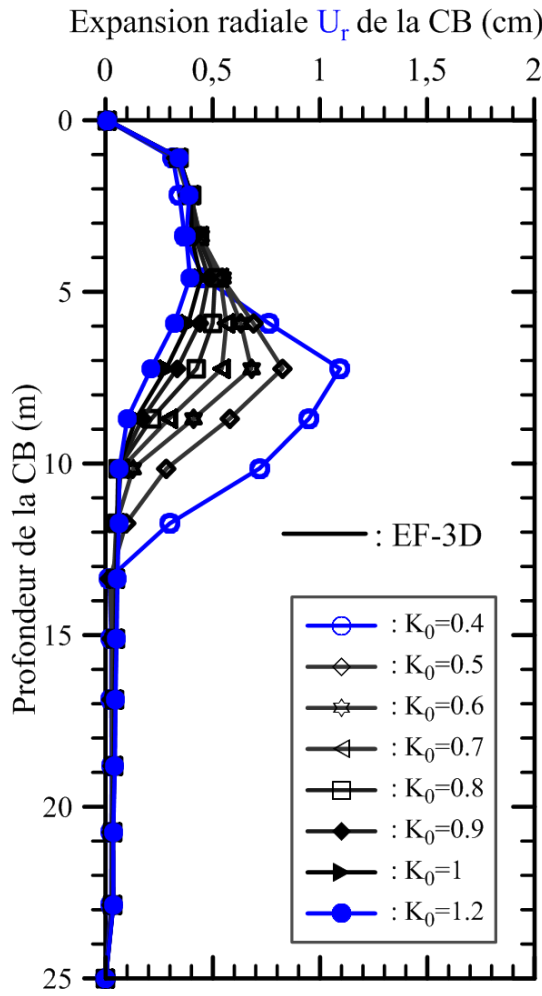


Figure 2.9- Influence de l'étreinte latérale  $K_0$  sur les coefficients ( $\beta$  et  $\eta$ ).

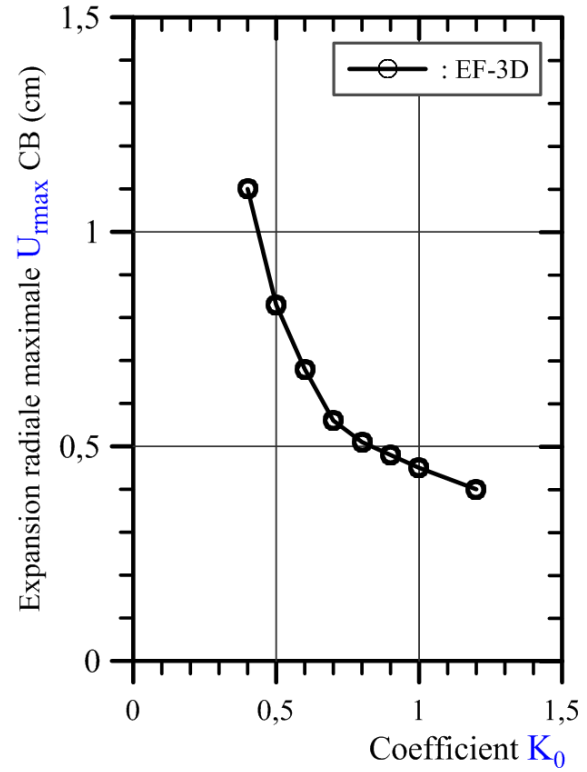
D'après les résultats de calcul 2D et 3D, le coefficient  $\beta$  est une fonction croissante et non linéaire de  $K_0$ . En effet, l'incrément de  $K_0$  de 0.4 à 1.2 engendre une variation de  $\beta$  de 1.72. En somme, on dénote une parfaite convergence entre les modèles 3D et axisymétriques avec un écart relatif inférieur à 1%. L'appréciation de la valeur de  $K_0$  est très délicate en réalité, car il dépend de l'histoire géologique du sol et de son taux de remaniement pendant les travaux de forage et le prélèvement des carottes.

La Figure 2.10 présente la déformabilité latérale de la colonne ballastée située au centre du maillage. On remarque que plus le sol environnant possède une contrainte horizontale élevée ( $\sigma_h$ ) moins la colonne est déformable, c'est l'effet de confinement radial du ballast.





(a)- Expansion latérale  $U_r$  CB en fonction de  $K_0$



(b)- Expansion maximale  $U_{rmax}$  CB en fonction de  $K_0$

Figure 2.10- Influence du coefficient  $K_0$  sur la déformabilité de la colonne ballastée.

### e) Influence du module de Young des colonnes ballastées ( $E_c/E_s$ )

La rigidité de la colonne ballastée dépend intrinsèquement de l'intensité de compactage durant sa mise en œuvre et de la contrainte horizontale mobilisable par le sol en place qui elle dépend du coefficient  $K_0$ . Dans les modèles numériques, nous avons varié le rapport des rigidités ( $E_c/E_s$ ) dans les proportions de 5 à 40. Les résultats montrent une parfaite concordance entre les calculs 3D et axisymétriques et mettent en évidence une très faible augmentation du coefficient de réduction des tassements ( $\Delta\beta = 0.14$ ) au-delà du rapport ( $E_c/E_s$ ) égale à 20 (Figure 2.11). Les résultats obtenus sont compatibles avec les travaux de (Sexton et al., 2013) et les valeurs couramment admises pour le module d'Young des colonnes ballastées est de  $10E_s$  dans les conditions optimales de compactage.

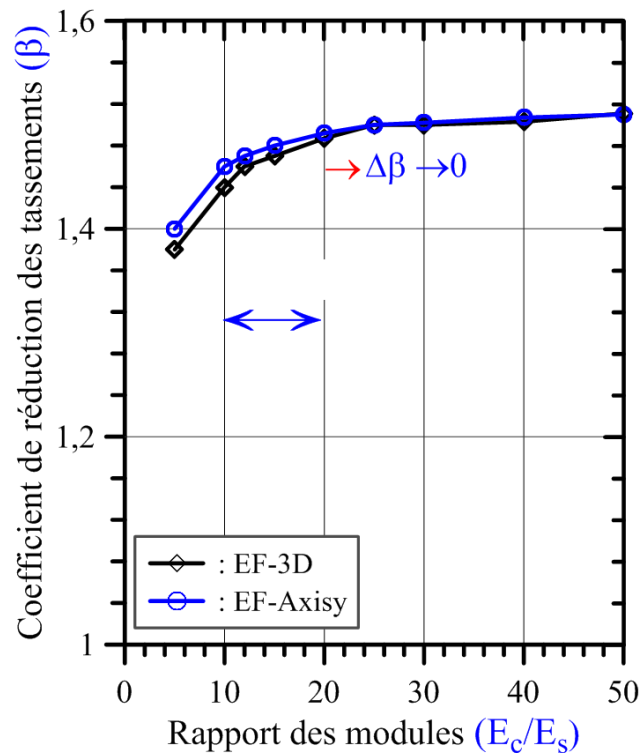


Figure 2.11- Coefficient de réduction des tassements en fonction du rapport ( $E_c/E_s$ )

#### 2.4.1.2 Influence de la géométrie de la fondation et des colonnes ballastées

On s'intéresse dans ce qui suit à l'étude de l'influence de la densité du maillage par CB quantifiable par coefficient de substitution ( $\alpha$ ) et de la longueur des colonnes par rapport à la dimension de la fondation. A cet effet, le rapport ( $B/L_c$ ) est varié de manière à appréhender le comportement des colonnes flottantes et d'estimer l'efficacité du renforcement. La rigidité du radier est également compilée en vue de connaître son influence sur les tassements différentiels.

##### a) Influence de la rigidité relative ( $K$ ) de la fondation

Dans le modèle (Figure 2.1), l'épaisseur du radier ( $e_{rad}$ ) a été variée de 0.1m à 0.5m suivant la progression ( $e_{rad} = 0.1m, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.4$  et  $0.5m$ ) en vue d'élucider l'influence des rigidités relative et flexionnelle ( $EI$  et  $K$ ) sur le taux de réduction des tassements ( $\beta$ ) ainsi que sur les tassements différentiels. Les propriétés des matériaux sont préservées les mêmes que celles du Tableau 2.2. D'après (Poulos et Davis, 1973), la fondation peut être considérée souple si ( $K \leq 0.01$ ), et rigide si ( $K > 10$ ), avec  $K$  la rigidité relative donnée la formule (2.5) dans le cas d'une semelle circulaire d'épaisseur ( $e_{rad}$ ) et de rayon ( $r_{rad}$ ).

$$K = (1 - \nu_s^2) \frac{E_{BA}}{E_s} \left( \frac{e_{rad}}{r_{rad}} \right)^3 \quad (2.5)$$

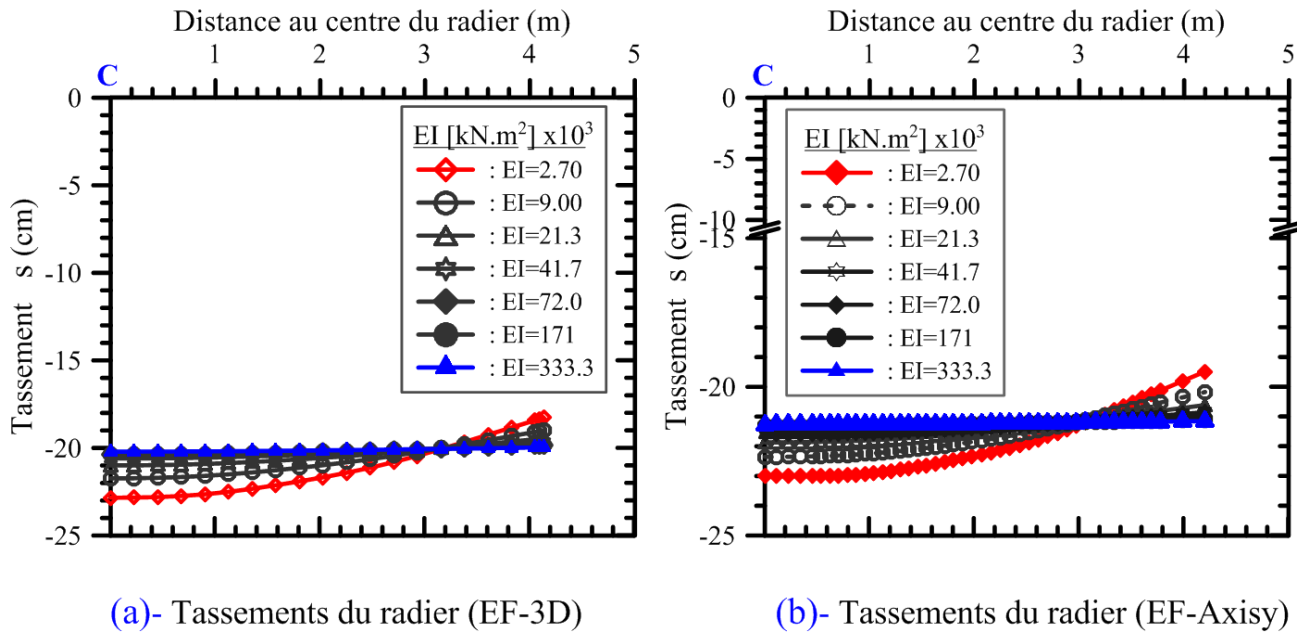


Figure 2.12- Evolution des tassements en fonction de la variation de la rigidité EI de la fondation.

D'après les résultats, on remarque que la rigidité du radier a peu d'influence sur le coefficient de réduction des tassements. L'augmentation de la rigidité EI de l'ordre 125 fois engendre seulement un accroissement ( $\Delta\beta$ ) de 4%, ce qui est négligeable. Cependant, les tassements différentiels sont fortement impactés par l'effet de la rigidité K, de plus elle accroît, les tassements différentiels diminuent suivant une tendance non linéaire (Figure 2.13). La Figure 2.12 illustre l'influence de la rigidité sur la cuvette des tassements, elle montre la diminution de la courbure entre le bord et le centre avec l'accroissement de la rigidité de la fondation. Il en résulte parmi les recommandations techniques utiles pour pallier les tassements différentiels dans les semelles continues et les radiers fondés sur sols renforcés, c'est de concevoir des nervures rigides reliées aux points de la descente de charges.

Par ailleurs, les résultats des calculs tridimensionnels 3D et axisymétriques sont convergents avec un écart maximum inférieur à 5% (Figure 2.12 et Figure 2.13).

Concernant le facteur de concentration des contraintes  $\eta$ , On dénote un écart de l'ordre de 25% entre les calculs 3D et axisymétriques. Ce paramètre gouvernant le mécanisme de transfert de charges entre le sol et les colonnes n'est pas affecté substantiellement par l'augmentation de la rigidité EI de la fondation (Figure 2.14).

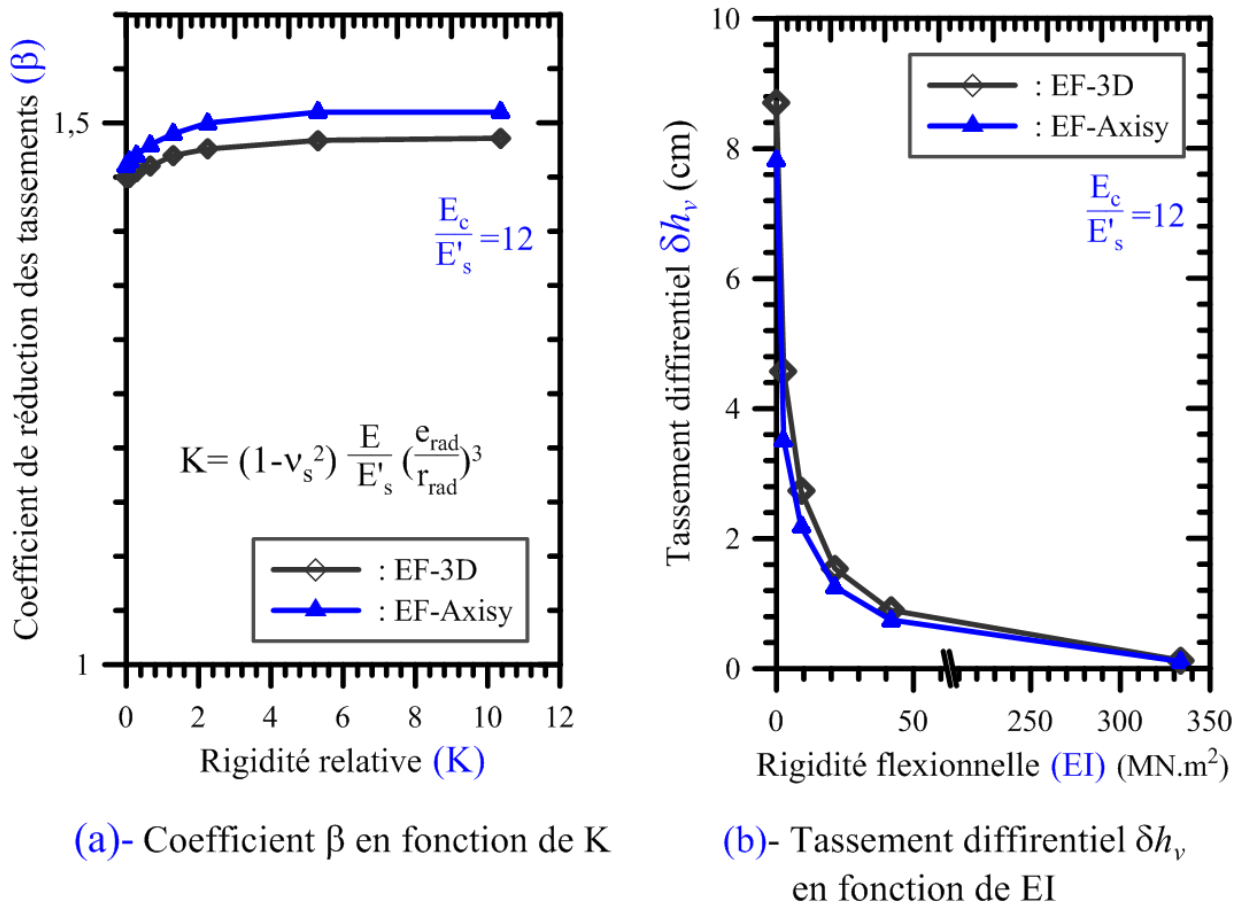


Figure 2.13- Influence de la rigidité de la fondation sur l'amplitude des tassements.

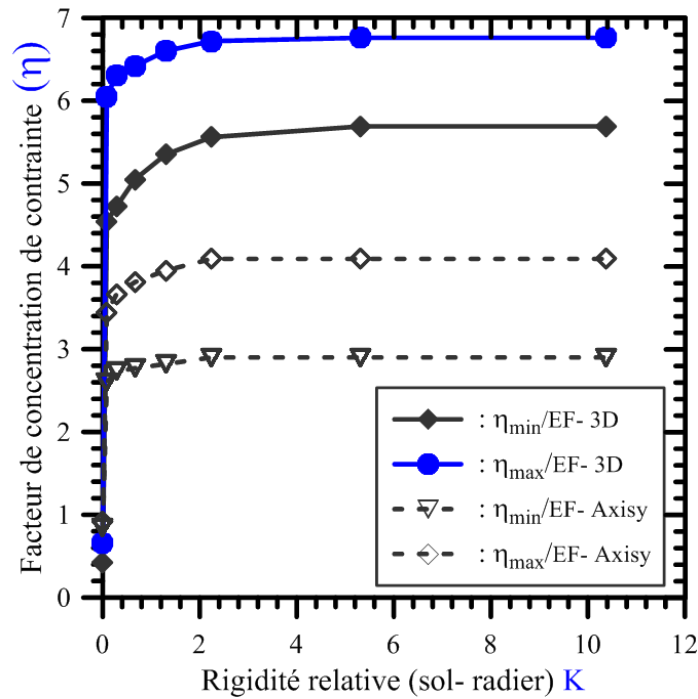


Figure 2.14- Evolution du facteur  $\eta$  en fonction de la rigidité de la fondation ( $EI$ ).

En somme, l'accroissement de la rigidité  $EI$  de 1250% engendre un incrément de  $\eta$  l'ordre de 17%. On conclut à cet effet que le transfert de contraintes vers la colonne ballastée, élément déclencheur de la plastification, n'est pas influencé par l'augmentation de la rigidité de la fondation. La mise en œuvre d'un matelas drainant en matériaux granulaires sous la fondation joue un rôle répartiteur des contraintes et à l'évacuation des eaux en surface vers les caniveaux. L'épaisseur du matelas de répartition dépend de l'intensité des charges et des propriétés mécaniques du sol d'assise, le minimum requis est de 40cm d'après Coprec (2011).

### b) Influence du rapport ( $L_c/B$ )

Quand les colonnes ballastées sont ancrées dans une couche incompressible, de résistance élevée, le renforcement est réputé complet car toute la couche susceptible aux tassements se trouve renforcée. En revanche, dans le cas des couches compressibles partiellement renforcées par rapport à l'étendue des bulbes de contraintes de la fondation, le renforcement est partiel et les colonnes sont dites flottantes.

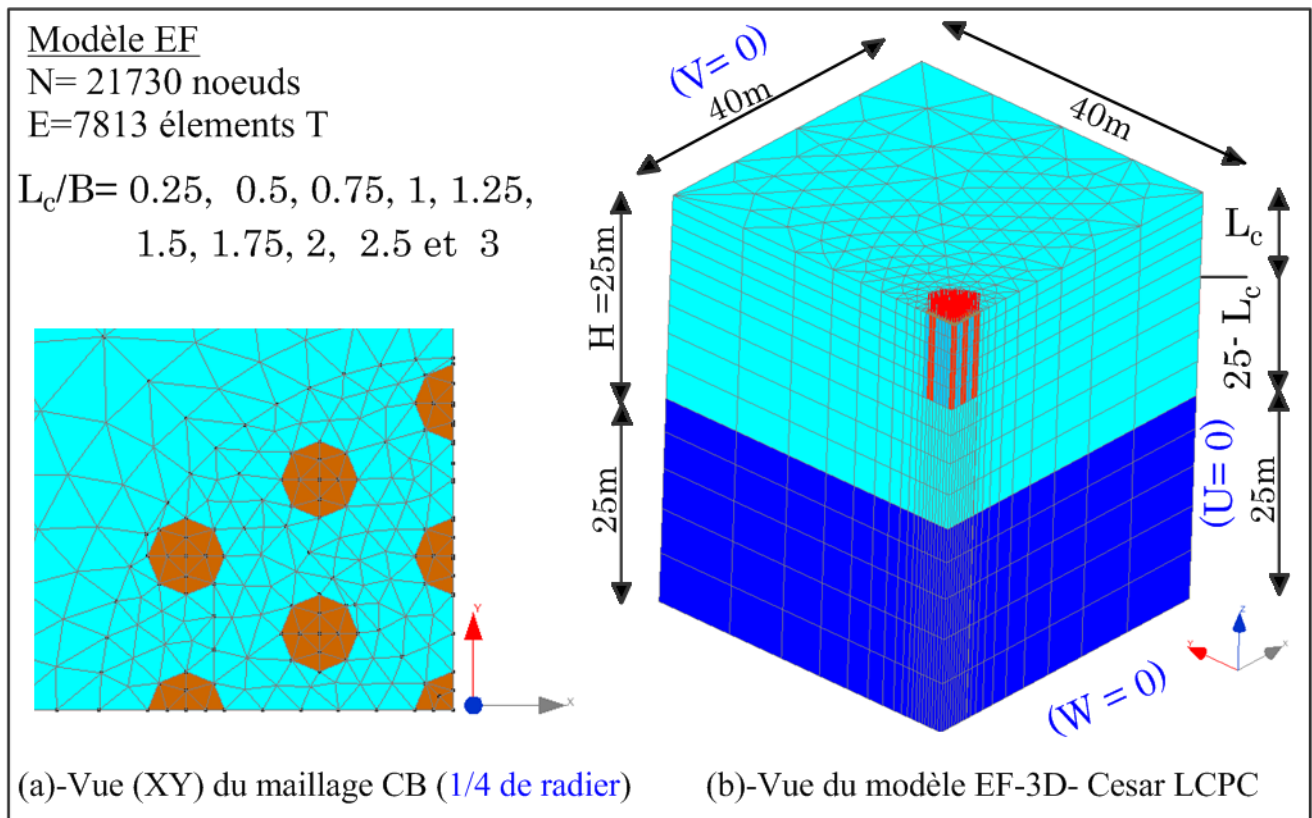


Figure 2.15- Modèle EF-3D pour étude des colonnes ballastées flottantes.

L'objectif de cette partie est la simulation de l'effet de la variabilité du rapport ( $L_c/B$ ) et du taux de substitution (a) sur la performance du renforcement se traduisant par le coefficient ( $\beta$ ). A cet effet, 80 modèles tridimensionnels (3D) ont été construits à l'effet de rechercher la longueur adéquate du renforcement par colonnes ballastées dans le cas des nappes

compressibles de grandes épaisseurs (Figure 2.15). En effet, le modèle (Figure 2.15) a été considéré avec les mêmes propriétés de matériaux du (Tableau 2.2) en variant le rapport ( $L_c/B$ ) de 0.25 à 3, soit ( $L_c/B = 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.25, 1.5, 1.75, 2, 2.5$  et  $3$ ). En outre, la sensibilité du coefficient de substitution est prise en compte en variant le diamètre des CB de 0.4 à 1.2m ce qui correspond aux valeurs réelles ( $1/a = 2.75, 3.85, 4.93, 6.25, 11.1, 15.6$  et  $24.3$ ) (voir Tableau 2.3).

Tableau 2.3- Paramètres du maillage des CB flottantes déterminés à partir des modèles EF 3D.

| N° modèle | $D_c$ (m) | Type de maillage des CB | d (m) | $D_e$ (m) | Paramètres analytiques  |       |       | Paramètres estimés à partir des modèles 3D |       |      |
|-----------|-----------|-------------------------|-------|-----------|-------------------------|-------|-------|--------------------------------------------|-------|------|
|           |           |                         |       |           | $A_c$ (m <sup>2</sup> ) | a     | 1/a   | $A_c$ (m <sup>2</sup> )                    | a     | 1/a  |
| 1         | 1.20      | Triangulaire            | 1.8   | 1.89      | 1.130                   | 0.403 | 2.48  | 1.058                                      | 0.363 | 2.75 |
| 2         | 1.00      | -                       | -     | -         | 0.785                   | 0.280 | 3.57  | 0.734                                      | 0.260 | 3.85 |
| 3         | 0.90      | -                       | -     | -         | 0.636                   | 0.226 | 4.42  | 0.573                                      | 0.203 | 4.93 |
| 4         | 0.80      | -                       | -     | -         | 0.502                   | 0.179 | 5.58  | 0.4552                                     | 0.160 | 6.25 |
| 5         | 0.60      | -                       | -     | -         | 0.283                   | 0.101 | 9.92  | 0.2542                                     | 0.090 | 11.1 |
| 6         | 0.50      | -                       | -     | -         | 0.196                   | 0.070 | 14.29 | 0.1808                                     | 0.064 | 15.6 |
| 7         | 0.40      | -                       | -     | -         | 0.125                   | 0.045 | 22.32 | 0.1161                                     | 0.041 | 24.3 |

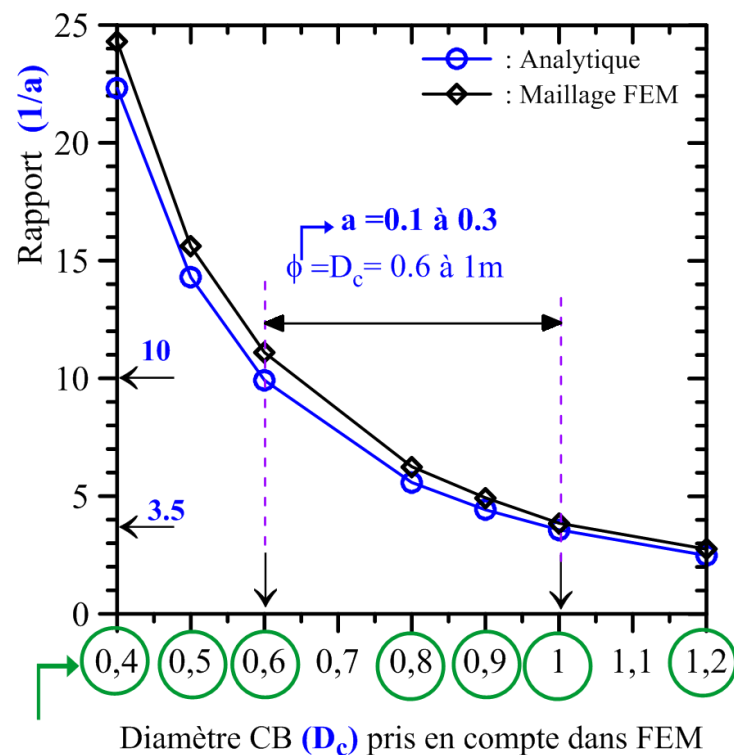


Figure 2.16- Comparaison entre paramètres des maillages analytique et par FEM.



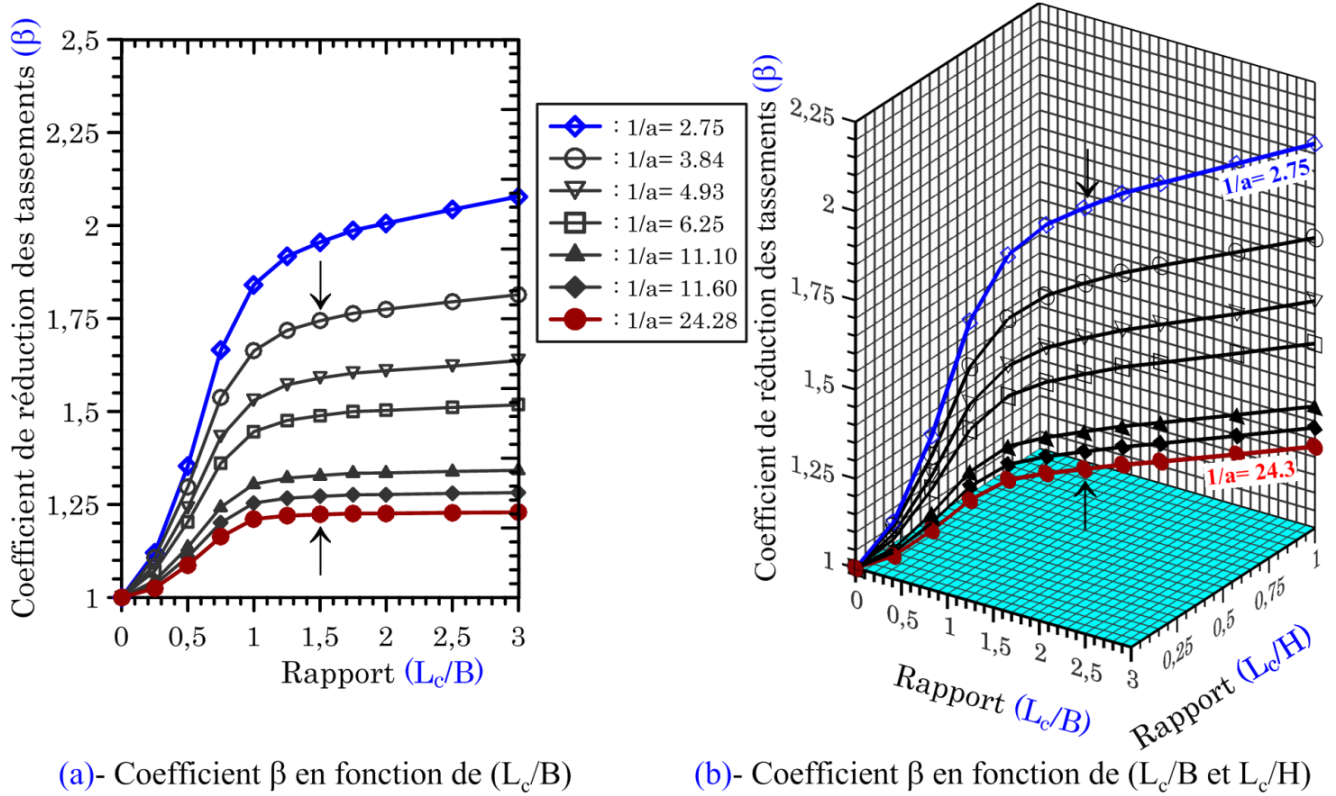


Figure 2.17- Influence des rapports  $(L_c/B$  et  $L_c/H)$  et du maillage (a) sur le taux de réduction des tassements ( $\beta$ ): Cas des colonnes ballastées flottantes.

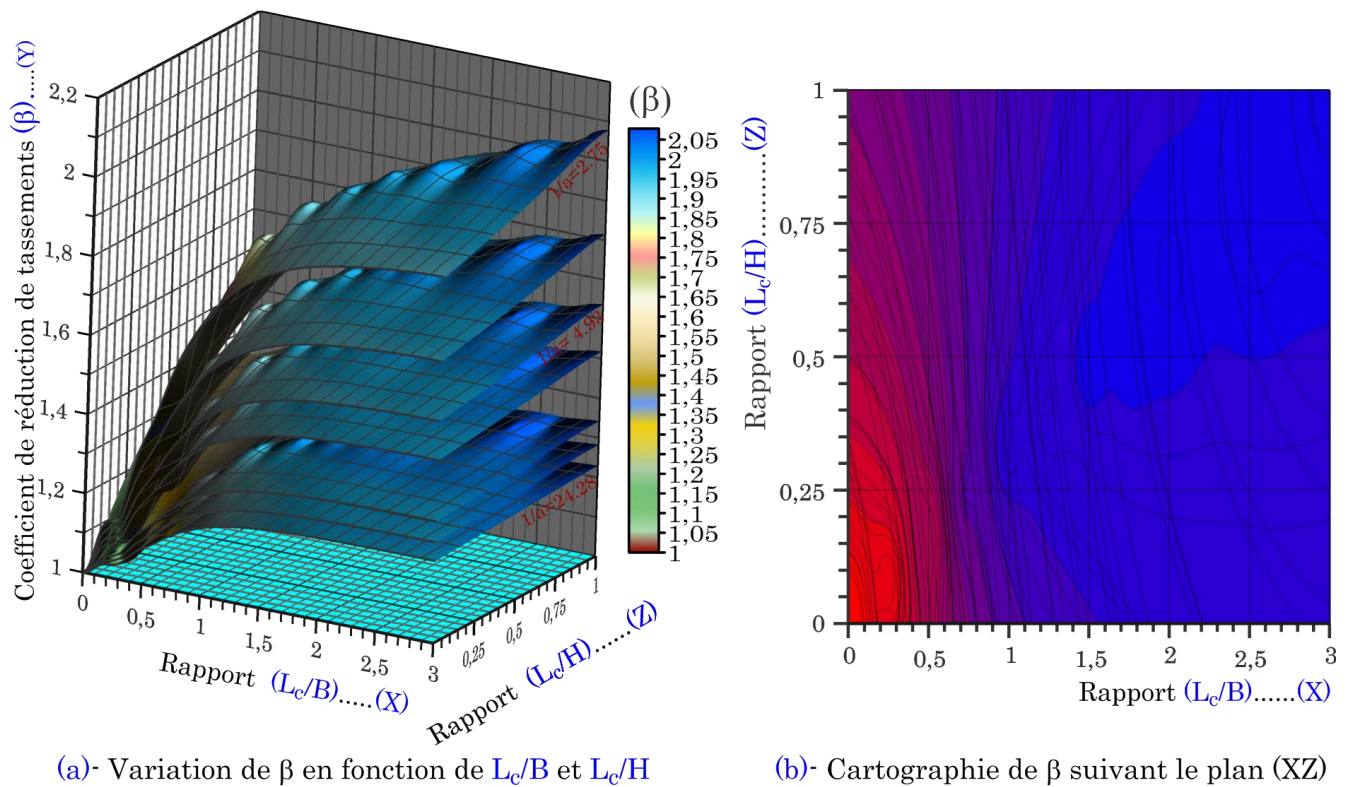


Figure 2.18- Représentation cartographique 3D du coefficient  $\beta$ , cas des CB flottantes.



Les résultats des modèles numériques traduits sous forme de courbes mettent en évidence l'influence de la profondeur du renforcement. En effet, la Figure 2.17 montre que le coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) croît avec une tendance non linéaire avec l'augmentation de ( $L_c/B$ ), il présente un léger palier à partir de ( $L_c/B=1.5$ ). La courbe enveloppe de ( $\beta$ ) correspond à ( $1/a = 2.75$ ). La Figure 2.17-b montre la tendance de ( $\beta$ ) suivant la variation des rapports ( $L_c/B$  et  $L_c/H$ ), ce qui étaye l'influence de la longueur des colonnes par rapport à la dimension du radier et l'épaisseur de la couche compressible comme c'est traduit par Figure 2.18-a et b.

La Figure 2.19 représente la traduction des résultats de 80 modèles numériques sous une forme similaire à l'abaque de dimensionnement de Priebe (95). Elle montre une variation allométrique de  $\beta$  en fonction de ( $1/a$ ) et que plus le rapport ( $L_c/B$ ) croît, plus on converge vers la solution de Priebe correspondant aux colonnes encastrées (profondes) avec un écart important.

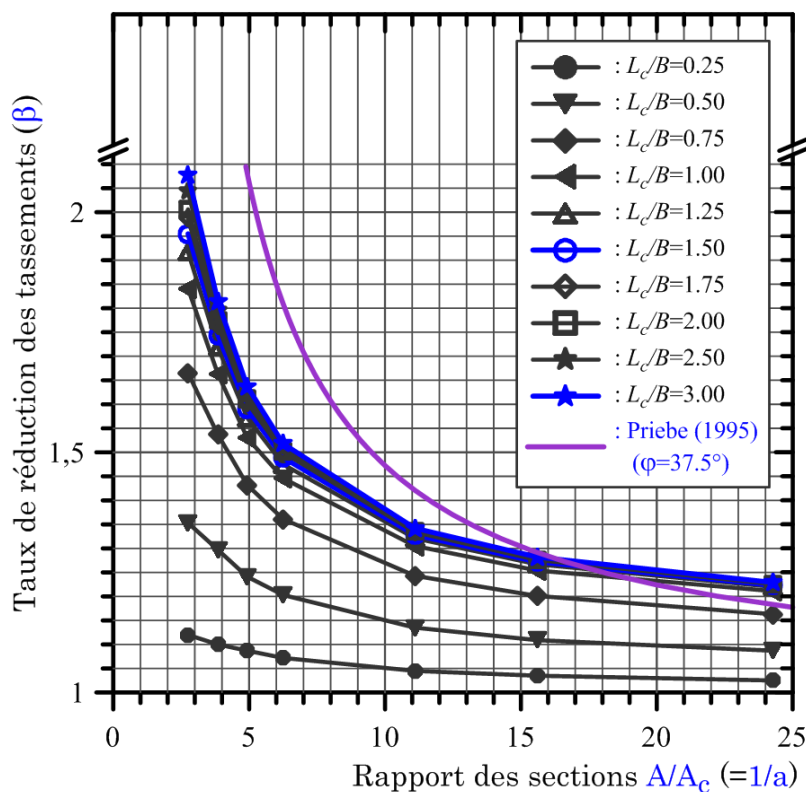


Figure 2.19- Evolution du coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) en fonction de ( $1/a$ ) : cas des colonnes ballastées flottantes.

Par ailleurs, on remarque que les courbes de  $\beta = f(1/a)$  sont très serrées dans l'intervalle de variation ( $1.5 \leq L_c/B \leq 3$ ), il en résulte une efficacité du renforcement à partir d'une profondeur des colonnes équivalente à un minimum de  $1.5B$ . Quand les bulbes potentiels de

contraintes circonscrivent la pointe des colonnes, la couche de sol qui leur est sous-jacente tasse plus que celle renforcée, il se produira alors le phénomène de la bicouche de Cheng.

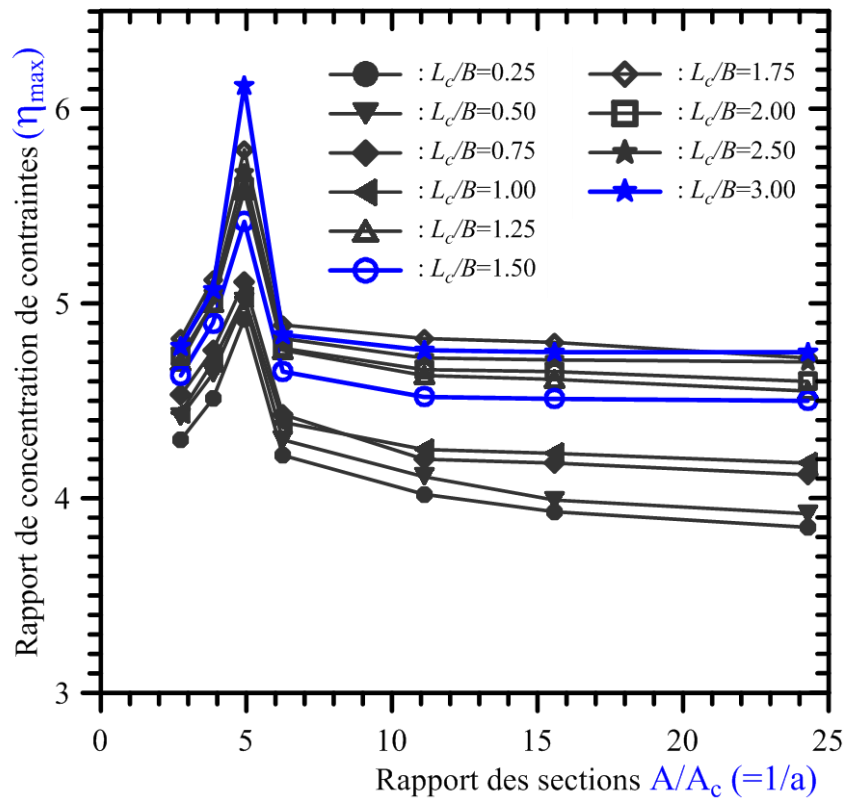
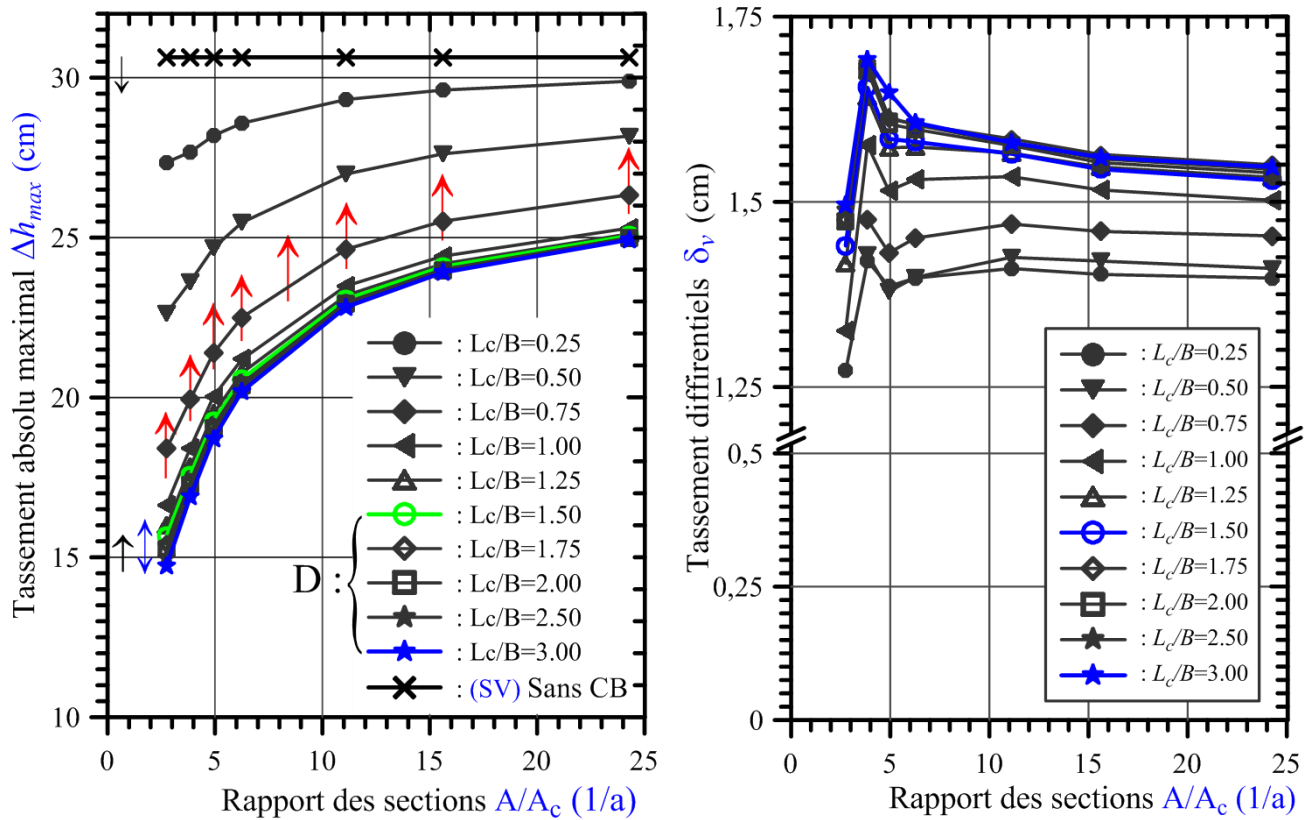


Figure 2.20- Evolution du rapport de concentration de contrainte ( $\eta_{\max}$ ) en fonction de ( $L_c/B$ ) d'après l'analyse par EF-3D: cas des colonnes ballastées flottantes.

Concernant le facteur de concentration de contraintes ( $\eta$ ), il croît avec l'augmentation de ( $L_c/B$ ) avec des pics pour  $a = 0.2$  ( $5 \leq \eta_{\max} \leq 6.15$ ). Par ailleurs, à compter de ( $1/a \geq 6$ ), le facteur  $\eta$  est presque invariant en fonction de  $1/a$ .

La Figure 2.21 illustre la tendance de variation des tassements en fonction de ( $1/a$ ) et de ( $L_c/B$ ). On dénote une augmentation des tassements différentiels avec l'accroissement du rapport ( $L_c/B$ ) et un pic est relevé pour ( $1/a = 4$ ). Les tassements absolus augmentent d'une manière non linéaire avec l'accroissement de  $1/a$ , toutefois, les tassements différentiels sont insensibles à la variation  $1/a$  (Figure 2.21-b) et présentent un pseudo-palier pour ( $1/a > 5$ ).

Cette étude confirme l'importance de concevoir correctement les colonnes ballastées du point de vue de la densité du maillage et de la profondeur de renforcement qui devra être supérieure à ( $1.5B$ ). La difficulté réside dans le cas des fondations d'ouvrages étendues sur des couches compressibles de grandes puissances, chose qu'on traite dans la partie suivante.



(a)-Tassements différentiels- modèles EF-3D

(b)-Tassements différentiels-modèles EF-3D

Figure 2.21- Evolution des tassements en fonction ( $L_c/B$ ) - modèles EF-3D.

## 2.5 MODELISATION 3D DU COMPORTEMENT DES COLONNES FLOTTANTES

Dans le cas des réseaux de colonnes complètes (reposant sur un substratum) sous fondations étendues, l'abaque de Priebe (95) permet d'effectuer le dimensionnement du maillage. Cependant, dans le cas des colonnes flottantes ( $L_c/H < 1$ ), la réduction des tassements n'est pas la même et le coefficient de réduction des tassements formulé à partir d'une démarche élastoplastique par Priebe (95) nécessite un réajustement, c'est l'objectif de cette partie.

Les modélisations 3D sont effectuées en considérant une cellule unitaire (CU). A cet effet, 202 modèles numériques (Figure 2.22) ont été exécutés en prenant en considération la variabilité des rapports dimensionnels des colonnes ballastées ( $L_c/H$  et  $1/a$ ) ainsi que des propriétés mécaniques des profils de sols (Tableau 2.4). Les propriétés des matériaux du modèle Mohr-Coulomb (Tableau 2.2) ont été considérées dans les modélisations en variant selon le cas le type de matériau constitutif des colonnes ( $\varphi'_c = 38^\circ$  et  $\varphi'_c = 40^\circ$ ).

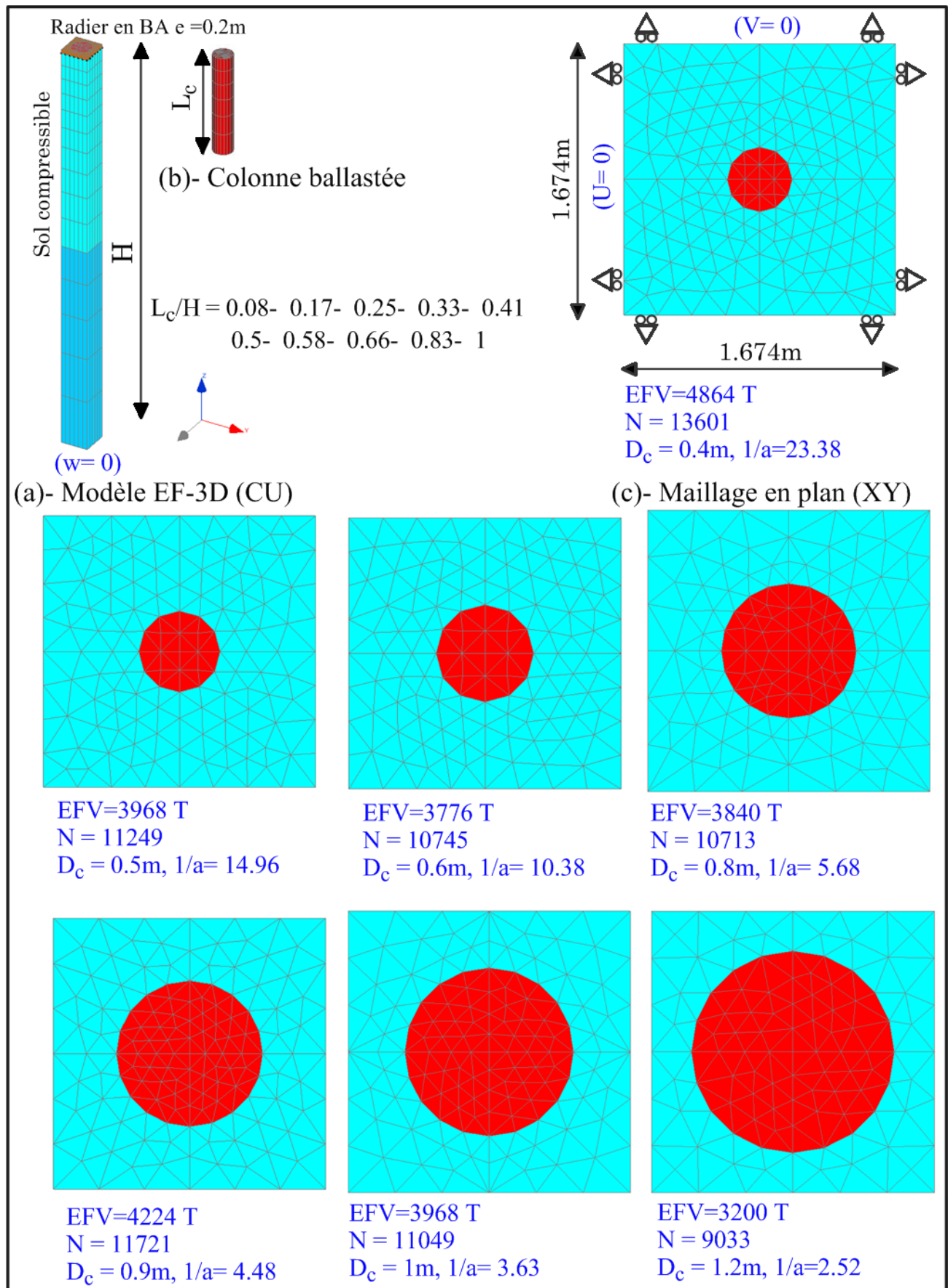


Figure 2.22- Modèle EF-3D (CU) cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes.

Tableau 2.4- Paramètres géomécaniques pris en compte dans l'étude comparative entre profils de sols.

| Type de matériaux   | $\gamma$<br>kN/m <sup>3</sup> | E<br>MPa           | $\nu'$ | C<br>KPa | $\phi$<br>(°) | $\psi$<br>(°) | $K_0$ |
|---------------------|-------------------------------|--------------------|--------|----------|---------------|---------------|-------|
| Fondation BA        | -                             | 32x10 <sup>3</sup> | 0.18   | -        | -             | -             | -     |
| Profil 1            | 18                            | 5.0                | 0.30   | 20       | 17            | 0             | 0.7   |
| Profil 2            | 18                            | 6.0                | 0.30   | 28       | 12            | 0             | 0.79  |
| Colonnes ballastées | 21                            | 10E <sub>s</sub>   | 0.33   | 1        | 38*           | 8**           | 1     |

(\*) :  $\phi_c$  Vaut 38° un ballast roulé (fluviale) et 42° pour le ballast concassé (d'origine calcaire),

(\*\*) : L'angle de dilatance est calculé par la formule de Vermeer (1982) : ( $\psi = \phi'_c - 30^\circ$ )

La contrainte appliquée par le biais d'un radier 0.2m d'épaisseur est de 200kPa.

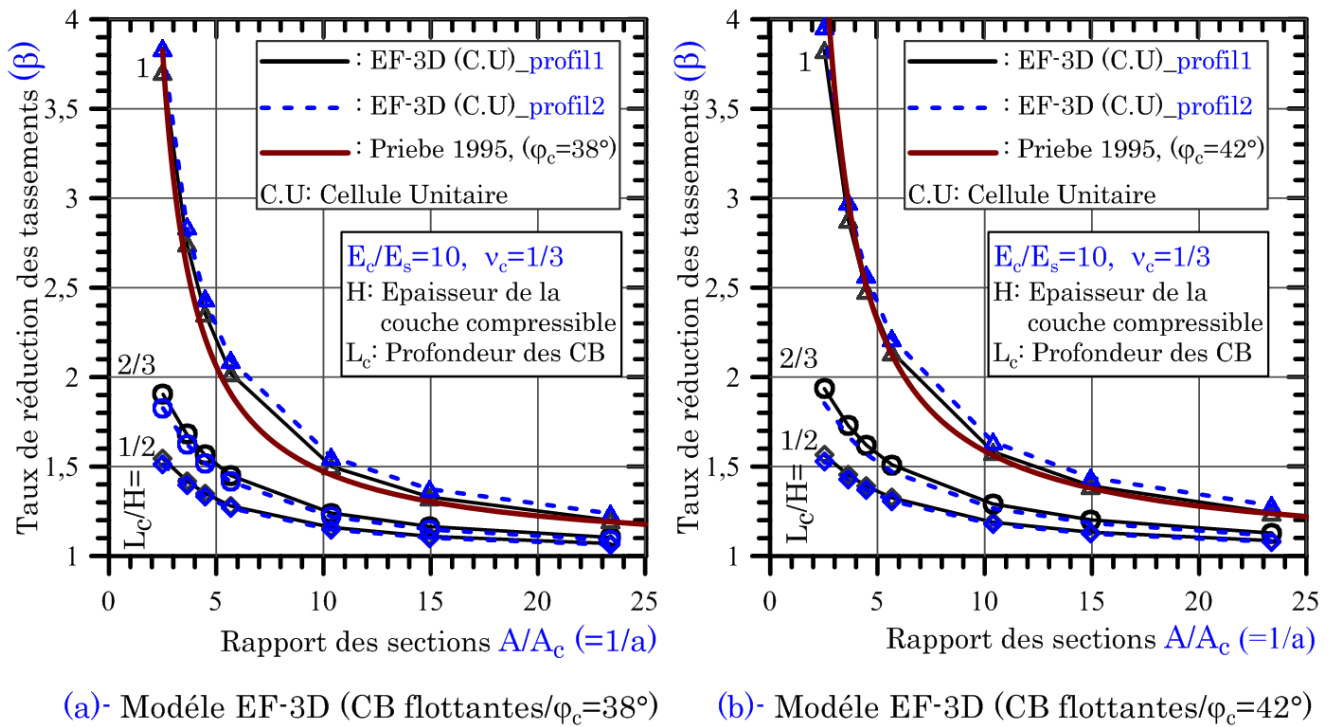


Figure 2.23- Comparaison des résultats de modélisations par EF CE- 3D les profils géomécaniques de la couche compressible renforcée par CB flottantes.

## 2.5.1 Résultats et discussions

La Figure 2.23-(a et b) présente la variation du coefficient de réduction des tassements  $\beta$  en fonction de  $1/a$  pour les deux types de profils de sols. On constate une invariance de  $\beta$  par rapport aux propriétés géotechniques du sol, tel que l'écart négligeable relevé ( $\Delta\beta/\beta = 2\%$ ) est imputable à différence entre les deux coefficients de poussée des terres au repos des profils 1 et 2 ( $K_{01}=0.7$  et  $K_{02}=0.79$ ). En outre, pour ( $L_c/H=1$ ), correspondant aux cas de colonnes

complètes travaillant en pointe (Figure 2.23), on dénote une parfaite convergence vers la solution de Priebe (95) avec un écart relatif maximal de 5.6%.

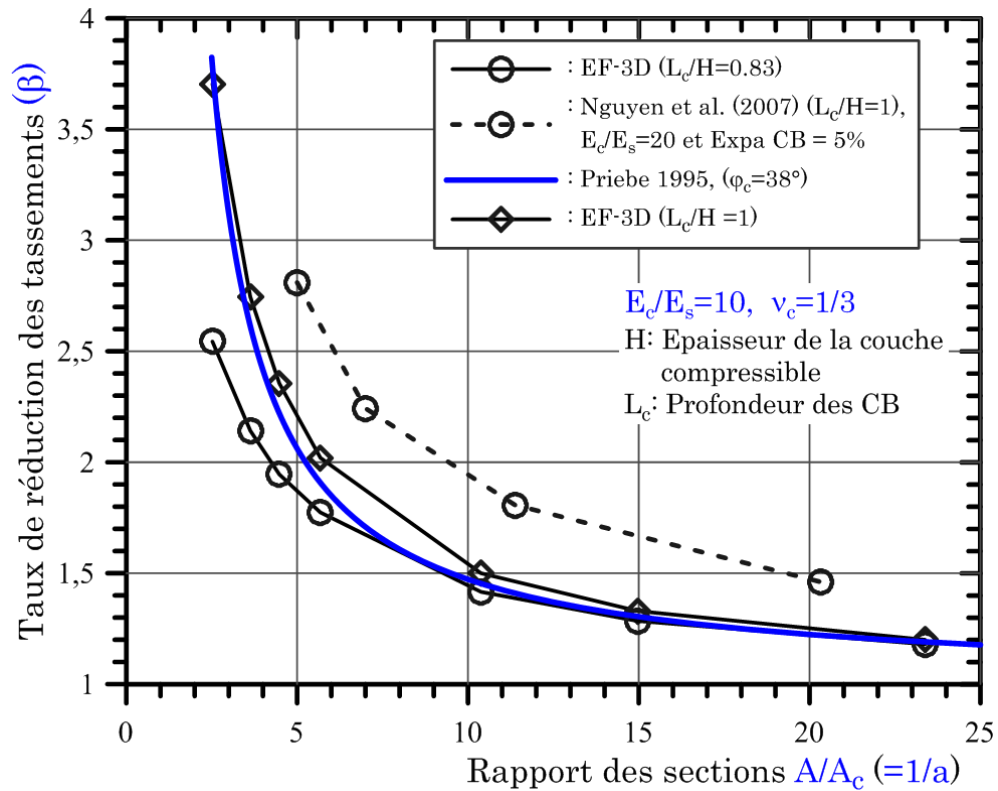


Figure 2.24- Comparaison du coefficient  $\beta$  avec les travaux de Nguyen et al. (2007).

Tableau 2.5- Comparaison des résultats numériques avec la méthode de Priebe (1995) dans le cas des colonnes ballastées profondes ( $L_c/H$ ).

| Rapport $1/a$ | $\beta$ , cas ballast roulé<br>( $\varphi_c = 38^\circ$ , $\nu' = 1/3$ ) |                      |                   | $\beta$ , cas ballast concassé<br>( $\varphi_c = 42^\circ$ , $\nu' = 1/3$ ) |                      |                   |
|---------------|--------------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------|-----------------------------------------------------------------------------|----------------------|-------------------|
|               | Priebe (1995)                                                            | Modèles EF<br>CE- 3D | Ecart relatif (%) | Priebe (1995)                                                               | Modèles EF<br>CE- 3D | Ecart relatif (%) |
| 2.52          | 4.050                                                                    | 3.826                | 5.6               | 3.85                                                                        | 3.705                | 3.8               |
| 3.63          | 2.990                                                                    | 2.880                | 3.68              | 2.65                                                                        | 2.745                | 3.6               |
| 4.48          | 2.508                                                                    | 2.484                | 1                 | 2.24                                                                        | 2.355                | 4.2               |
| 5.68          | 2.124                                                                    | 2.140                | 0.75              | 1.92                                                                        | 2.02                 | 5.2               |
| 10.38         | 1.563                                                                    | 1.583                | 1.28              | 1.45                                                                        | 1.50                 | 3.5               |
| 14.96         | 1.378                                                                    | 1.392                | 1                 | 1.30                                                                        | 1.33                 | 2.3               |
| 23.38         | 1.237                                                                    | 1.242                | 0.4               | 1.19                                                                        | 1.2                  | 0.8               |

Nguyen et al. (2007) ont effectué des modélisations numériques en imposant un comportement en grands déplacements de la colonne ballastée (expansion radiale ( $\varepsilon = 5\%$ ) et un rapport ( $E_c/E_s=20$ ), la Figure 2.24 montre une dispersion des résultats par rapport à notre



étude et la solution de Priebe. Il en résulte que la prise en compte d'une grande expansion de la colonne contribue à l'augmentation du coefficient de réduction des tassements.

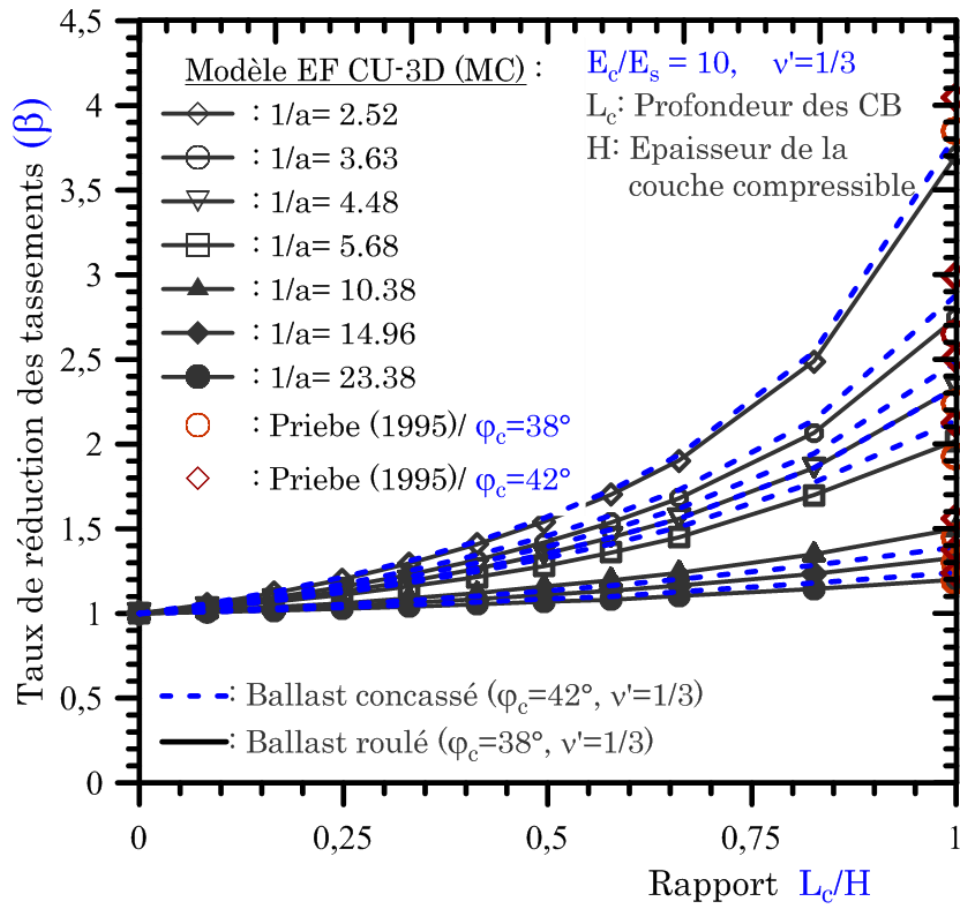


Figure 2.25- Evolution du coefficient  $\beta$  dans le cas d'un réseau de colonnes flottantes.

La Figure 2.25 montre la variation non linéaire du coefficient  $\beta$  en fonction de  $L_c/H$ . On constate que le coefficient  $\beta$  n'est pas substantiellement influencé par la variation de l'angle de frottement  $\phi_c$  (type de ballast) et que lorsque  $L_c/H$  tend vers l'unité (colonnes encastrées), les valeurs de  $\beta$  convergent vers les valeurs de Priebe (1995) avec un écart relatif insignifiant ( $0.2 \leq \Delta\beta/\beta \leq 5.6\%$ ).



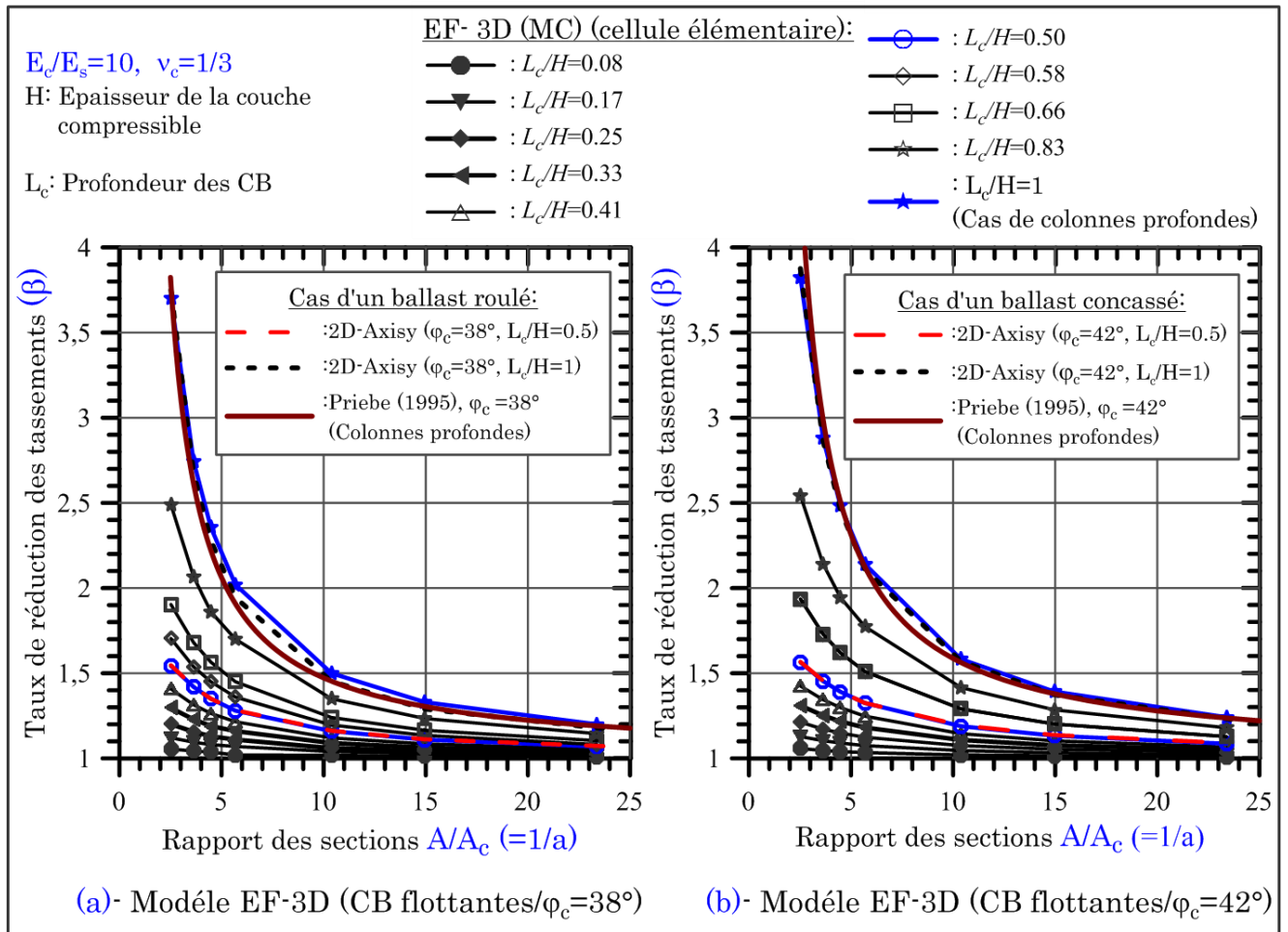


Figure 2.26- Evolution du coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) en fonction du rapport ( $1/a$ ) : cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes, analyse par EF cellule unitaire 3D.

L'ensemble des résultats des calculs numériques ont été consolidés sous forme graphique. La Figure 2.26 met en évidence l'influence du maillage ( $1/a$ ) et du rapport ( $L_c/H$ ) sur le coefficient ( $\beta$ ). On remarque que pour ( $L_c/H \leq 0.4$ ), le coefficient de réduction des tassements est borné par ( $1.18 \leq \beta \leq 1.3$ ), par voie de conséquence, on peut qualifier le renforcement d'inadéquat. Par ailleurs, on remarque une bonne concordance entre les résultats numériques EF-3D et axisymétriques correspondant aux rapports ( $L_c/H = 0.5$  et  $1$ ) (voir Figure 2.26-a et b).

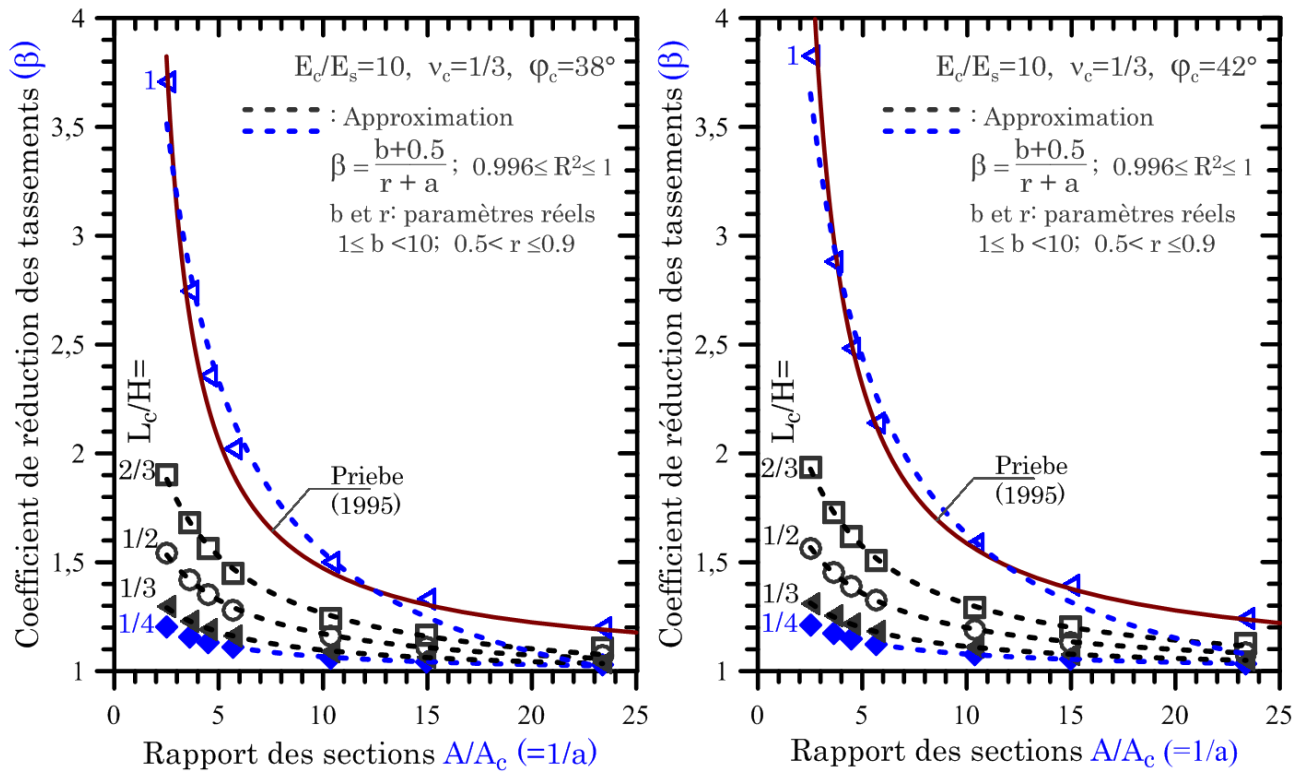


Figure 2.27- approximation aux moindres carrés du coefficient  $\beta$  par fonctions rationnelles

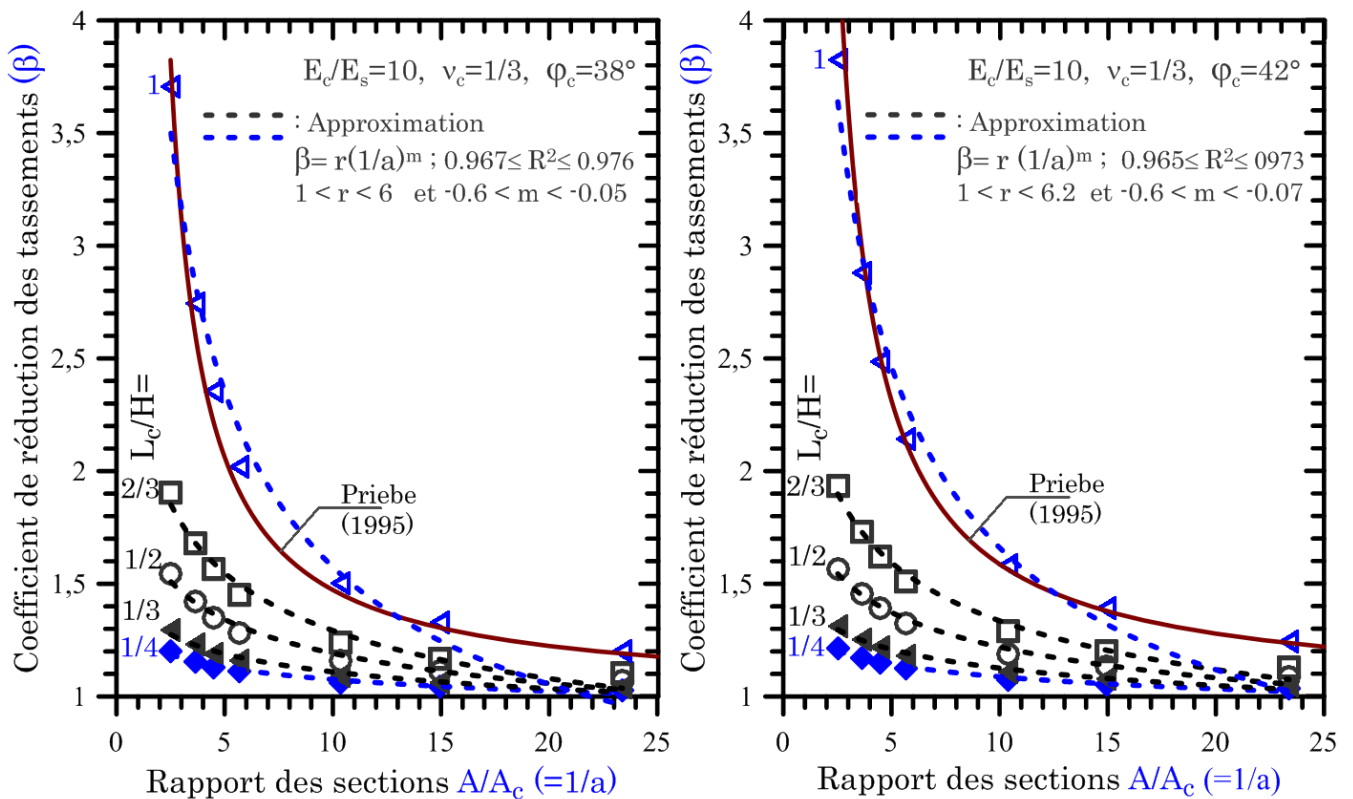


Figure 2.28- Approximation aux moindres carrés du coefficient  $\beta$  suivant une loi allométrique

### 2.5.1.1 Approximation et construction d'abaque du coefficient $\beta$

Tenant compte de l'invariance du coefficient  $\beta$  par rapport aux propriétés physiques et mécaniques du sol renforcé, rechercher une relation fonctionnelle  $\beta = f(1/a)$  devient nécessaire afin de permettre le dimensionnement direct du maillage des colonnes flottantes. Il s'agit d'intégrer un coefficient correcteur  $\mu_\beta$  à la formule analytique de Priebe (95) qui prend en compte la diminution des tassements dans un réseau de colonnes flottantes.

Devant ce qui précède, le recours au code mathématiques Maple v-16 nous a permis d'établir l'approximation des courbes numériques de la Figure 2.26 par la méthode des moindres carrés. Tenant compte de l'aspect non linéaire des courbes obtenues, seul l'ajustement non linéaire avec des fonctions rationnelles (Eq- 2.6) et allométrique (Eq- 2.9) donnent des coefficients d'ajustement corrélatifs proches de l'unité ( $R^2 \approx 1$ ), (voir Figure 2.27 et Figure 2.28).

$$\beta = f\left(\frac{1}{a}\right) = \frac{b_0 + b_1(1/a)}{1 + b_2(1/a)} = \frac{b_0 a + b_1}{a + b_2} = \frac{0.5 + b_0 a}{b_2 + a} \quad (2.6)$$

( $b_0$ ,  $b_1$  et  $b_2$ ) : Sont des paramètres d'ajustement donnés dans le Tableau 2.6 et graphiquement sur la Figure 2.29.

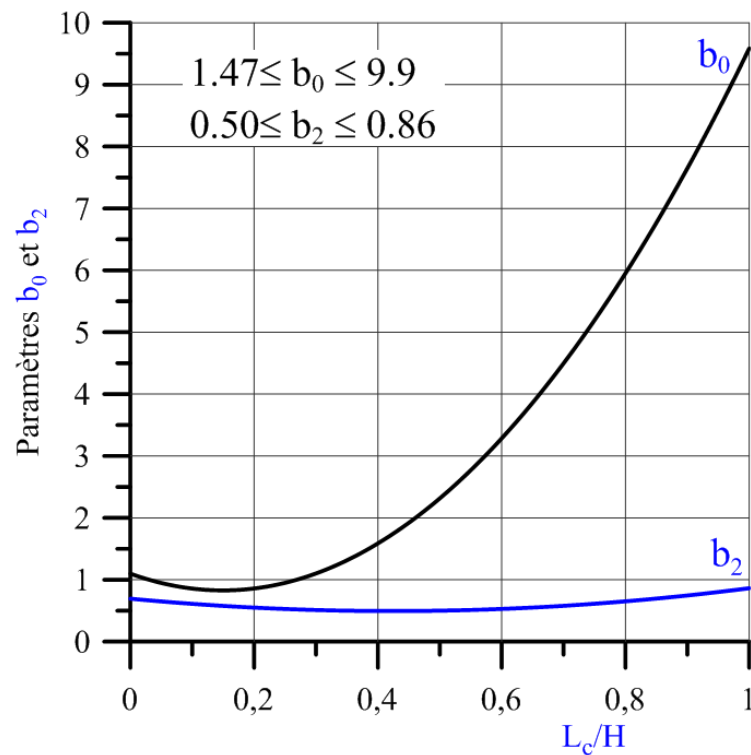


Figure 2.29- Paramètres ( $b_0$  et  $b_2$ ) du coefficient de réduction des tassements ( $\beta_{cor}$ ) proposé

Le coefficient d'ajustement R est donné par l'expression suivante :

$$R = \frac{Cov(1/a, \beta)}{E_{1/a} E_{\beta}} = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left( \frac{1}{a_i} - \frac{1}{a} \right) (\beta_i - \bar{\beta})}{\frac{1}{(N-1)} \sqrt{\sum_{i=1}^N \left( \frac{1}{a_i} - \frac{1}{a} \right)^2 \sum_{j=1}^N (\beta_j - \bar{\beta})^2}} \quad (2.7)$$

$$\frac{1}{a} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{1}{a_i} \quad ; \quad \bar{\beta} = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N \beta_j \quad (2.8)$$

La fonction allométrique permettant un meilleur ajustement des points interpolés est donnée par l'expression (Eq-2.9) suivante:

$$\beta = g\left(\frac{1}{a}\right) = r\left(\frac{1}{a}\right)^m \quad (2.9)$$

(r et m) : Sont des paramètres d'ajustement dont les intervalles de variation sont donnés dans la Figure 2.28.

D'après les différentes approximations, il en ressort que le meilleur ajustement est donné par les fonctions rationnelles avec un coefficient de corrélation égale à l'unité ( $R^2=1$ ). Les résultats de l'interpolation du coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) sont traduits sous forme d'abaque (Figure 2.30) et sous forme de fonctions corrélatives (Tableau 2.6).

Connaissant la valeur (fixée) du maillage (a) et la profondeur du renforcement par rapport à l'épaisseur totale de la couche compressible (H), l'abaque permet le calcul du tassement du milieu renforcé à partir du coefficient ( $\beta$ ) déterminé par l'abaque et du tassement du sol sans renforcement estimé au préalable.

Dans la pratique, le souci de rendre la procédure de dimensionnement simple est souvent recherché; en effet, il est plus opportun de relier le coefficient ( $\beta_{cor}$ ) de l'abaque (Figure 2.30) au coefficient de Priebe ( $\beta_{Priebe}$ ) donné par l'équation (Eq- 1.19) par un coefficient correcteur  $\mu_{\beta}$  donné par la formule (Eq- 2.10) et la Figure 2.31.

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} = \mu_{\beta} \times \beta_{Priebe} = (b_0 + b_1 e^{(m/a)}) \left[ 1 + a \left( \frac{5-a}{4K_{ac}(1-a)} - 1 \right) \right] \quad (2.10)$$

Tableau 2.6- Expression des fonctions d'ajustement du coefficient  $\beta$  - Cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes.

| Angle de frottement<br>des CB $\varphi_c$ (°) | Rapport<br>( $L_c/H$ ) | $b_0$ | $b_1$ | $b_2$ | $R^2$ | Formules du<br>Coefficient ( $\beta$ ) <sup>(*)</sup> |
|-----------------------------------------------|------------------------|-------|-------|-------|-------|-------------------------------------------------------|
| 38°<br>(Ballast roulé)                        | 1.0                    | 9.903 | 0.5   | 0.864 | 0.975 | $\frac{0.5+9.9a}{0.86+a}$                             |
|                                               | 2/3                    | 3.228 | 0.5   | 0.550 | 0.996 | $\frac{0.5+3.23a}{0.55+a}$                            |
|                                               | 1/2                    | 2.292 | 0.5   | 0.522 | 0.997 | $\frac{0.5+1.3a}{0.52+a}$                             |
|                                               | 1/3                    | 1.690 | 0.5   | 0.510 | 0.998 | $\frac{0.5+1.69a}{0.51+a}$                            |
|                                               | 1/4                    | 1.467 | 0.5   | 0.506 | 0.998 | $\frac{0.5+1.467a}{0.506+a}$                          |
| 42°<br>(Ballast concassé)                     | 1.0                    | 9.871 | 0.5   | 0.812 | 0.985 | $\frac{0.5+9.87a}{0.81+a}$                            |
|                                               | 2/3                    | 3.240 | 0.5   | 0.530 | 0.999 | $\frac{0.5+3.24a}{0.53+a}$                            |
|                                               | 1/2                    | 2.31  | 0.5   | 0.503 | 1     | $\frac{0.5+1.72a}{0.5+a}$                             |
|                                               | 1/3                    | 1.71  | 0.5   | 0.5   | 1     | $\frac{0.5+1.71a}{0.5+a}$                             |
|                                               | 1/4                    | 1.490 | 0.5   | 0.502 | 1     | $\frac{0.5+1.49a}{0.5+a}$                             |

(\*): Dans le cas de valeurs intermédiaires de ( $L_c/H$ ), procéder à une interpolation linéaire.

Le coefficient réducteur qui tient compte de la dimension des colonnes flottantes est l'expression (Eq- 2.11).

$$\mu_\beta = (b_0 + b_1 e^{(m/a)}) \quad (2.11)$$

Les paramètres d'ajustement ( $b_0$ ,  $b_1$  et  $m$ ) sont donnés dans le Tableau 2.7.

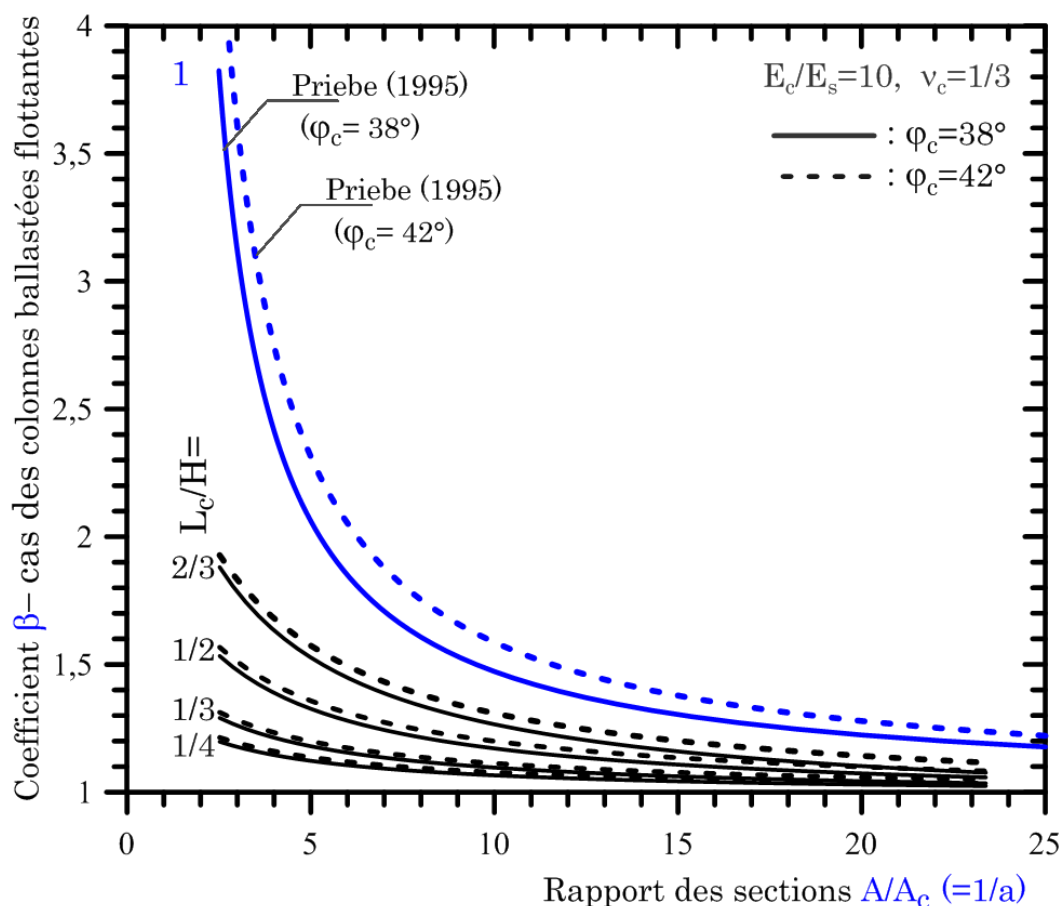


Figure 2.30- Abaque de dimensionnement du coefficient  $\beta$  - Cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes.

Tableau 2.7- Fonction d'ajustement du coefficient ( $\mu_\beta$ ) relatif aux colonnes ballastées flottantes.

| Angle de frottement<br>des CB ( $\varphi_c$ ) | Rapport<br>( $L_c/H$ ) | $b_0$ | $b_1$  | $m$    | $R^2$ | Coefficient ( $\mu_\beta$ ) <sup>(*)</sup> |
|-----------------------------------------------|------------------------|-------|--------|--------|-------|--------------------------------------------|
| 38°<br>(Ballast roulé)                        | 2/3                    | 0.90  | -0.90  | -0.338 | 0.997 | $0.9 - 0.9e^{\frac{-0.338}{a}}$            |
|                                               | 1/2                    | 0.88  | -0.805 | -0.234 | 0.996 | $0.88 - 0.805e^{\frac{-0.234}{a}}$         |
|                                               | 1/3                    | 0.865 | -0.810 | -0.195 | 0.996 | $0.865 - 0.81e^{\frac{-0.195}{a}}$         |
|                                               | 1/4                    | 0.86  | -0.80  | -0.183 | 0.998 | $0.86 - 0.8e^{\frac{-0.183}{a}}$           |
| 42°<br>(Ballast concassé)                     | 2/3                    | 0.893 | -0.834 | -0.262 | 0.995 | $0.893 - 0.834e^{\frac{-0.262}{a}}$        |
|                                               | 1/2                    | 0.87  | -0.806 | -0.20  | 0.996 | $0.87 - 0.806e^{\frac{-0.2}{a}}$           |
|                                               | 1/3                    | 0.85  | -0.813 | -0.172 | 0.997 | $0.85 - 0.813e^{\frac{-0.172}{a}}$         |

|     |       |        |        |       |                                 |
|-----|-------|--------|--------|-------|---------------------------------|
| 1/4 | 0.843 | -0.819 | -0.163 | 0.997 | $\frac{-0.163}{0.843-0.819e^a}$ |
|-----|-------|--------|--------|-------|---------------------------------|

(\*): Dans le cas de valeurs intermédiaires de  $(L_c/H)$ , procéder à une interpolation linéaire.

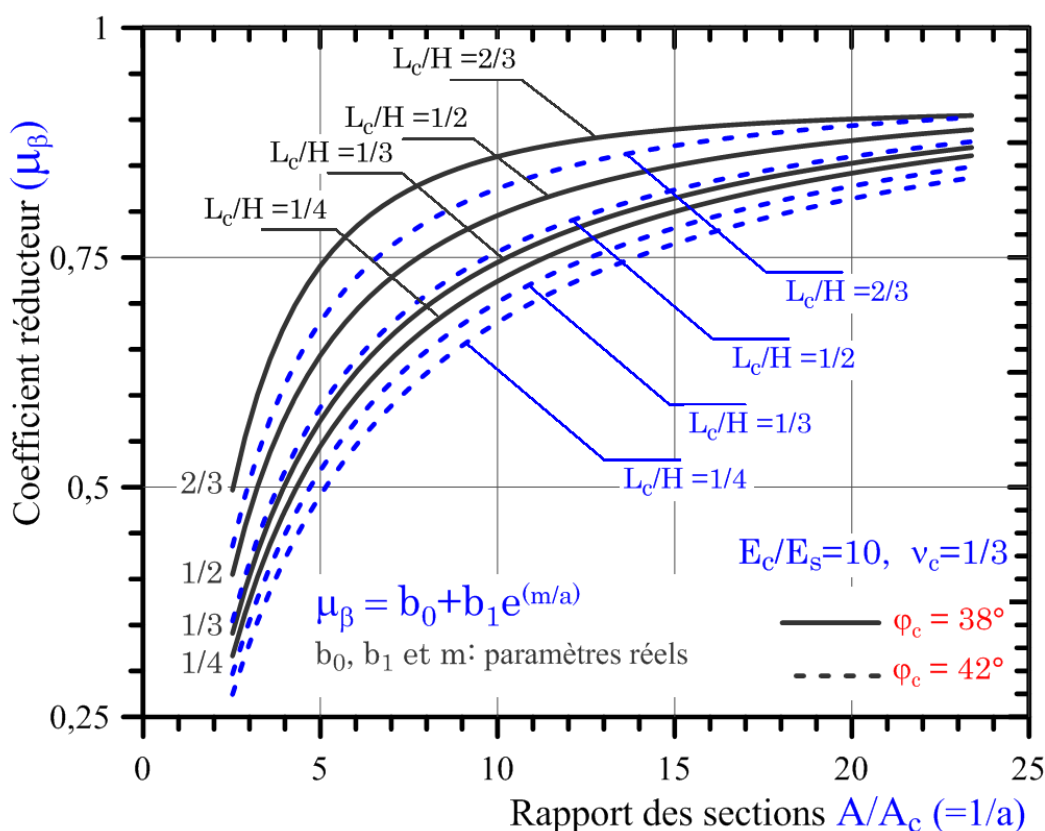


Figure 2.31-Abaque de calcul du coefficient réducteur  $\mu_\beta$  pour le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées flottantes.

La Figure 2.32 englobe les résultats des calculs numériques d'un radier sur 19 colonnes ballastées et ceux d'un réseau de colonnes traité par le principe de la cellule unitaire EF-3D (CU) pour  $(L_c/H = 0.25, 0.5, 0.66 \text{ et } 1)$ . On remarque une dispersion des résultats, ce qui implique que la modélisation par cellule unitaire ne peut s'appliquer dans le cas de fondation rigide sur un nombre limité de colonnes ballastées.

En effet, le principe de la cellule unitaire très convergent avec la méthode de Priebe (95) ne s'applique que dans le cas des fondations étendues (grandes dimensions) fondées sur un sol renforcé par un réseau de colonnes ballastées.



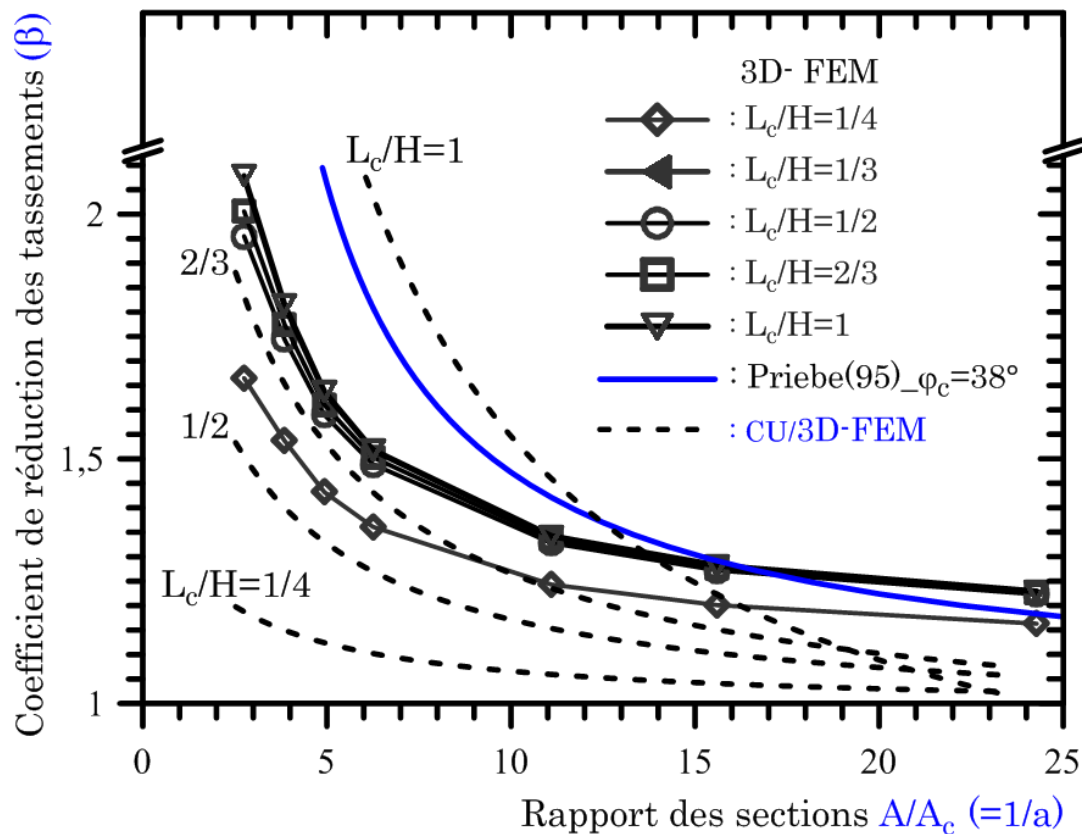


Figure 2.32- Comparaison entre les modélisations 3D-FE et cellule unitaire 3D FE (CU) dans l'évaluation du coefficient de réduction de tassements  $\beta$ .

## 2.6 ETUDE D'UN RENFORCEMENT DE SOL SOUS UN BAC D'HYDROCARBURES

Dans le cadre du plan national de recherche (PNR 16) ayant comme thème "renforcement et stabilisation des sols" élaboré en collaboration avec Sonatrach Bejaia en qualité de partenaire économique, il a été procédé à une collecte de mesures de tassements et de déformations des bacs de stockage d'hydrocarbures liquides. Ce projet a pour objet le décernement du contexte géologique et géotechnique du TM<sup>e</sup>, l'analyse des dommages subis par les ouvrages et la prédiction de tassements d'un réservoir de stockage fondé sur le sol renforcé par la technique de colonnes ballastées en prévision de l'extension des capacités de stockage de l'entreprise.

### 2.6.1 Introduction

L'inspection des réservoirs, dans l'industrie pétrolière, comprend souvent l'évaluation des conséquences du tassement des fondations. L'expérience montre que les ruptures de réservoirs et les problèmes de frottement des toits flottant résultent, dans bien des cas de la distorsion (ovalisation) causée par les tassements différentiels (Rosenberg et Journeaux, 1982; Bahar et

<sup>e</sup>: Terminal Marin est une zone de stockage de Pétrole liquide et de Gaz liquéfié, situé à l'embouchure de oued Soummam, dans la plaine de Bejaia.

al., 2011). Le genre de pathologie peut engendrer parfois des explosions sous l'effet des frottements. Le terminal marin d'hydrocarbures de Bejaia renferme 16 bacs de stockage en acier de capacités variables de 35000 m<sup>3</sup> à 50 000m<sup>3</sup> respectivement de diamètres de 56 et 67m et de hauteurs 14.4 et 16m. Il est situé à l'extrémité Sud- Est de la ville de Bejaia et délimité par les oueds Seghir au Nord, Soummam au sud et la voie de chemin de fer à l'Ouest (Figure 2.33). Les bacs sont constitués d'un radier souple en acier de 12mm, d'une robe cylindrique d'épaisseur moyenne 20mm ( $8\text{mm} \leq e \leq 32\text{mm}$ ) et d'un toit flottant en tôles avec un treillis tubulaire. La structure des bacs a été affectée dans un passé récent par des tassements différentiels importants ayant engendré des dommages structuraux et des instabilités de forme (Sonatrach, 1995; Bahar et al., 2011; Bahar et al., 2013). L'amplitude maximale des pressions d'exploitation à caractère cyclique représente plus de 80% de la contrainte totale de service.

Les bacs en question ont été mis en exploitation en 1959, vingt ans après (1979), les premiers signes d'affaissements de sols ont été décelés sous la circonférence de quelques bacs. Les tassements différentiels ont engendré la perte d'aplomb, l'ovalisation de la robe et le blocage des toits flottants. Les tassements différentiels mesurés sur la circonférence des bacs (R13, R21, C9, A8, C4,...) ont atteint des valeurs de 20 à 28cm (Figure 2.35) et les relevés d'ovalisation de 1995 montrent que 8 bacs ont subi une ovalisation positive ou négative supérieure à 10 cm. A cet effet, les relevés des déformations des bacs A8, C4, A7 et D3 sont respectivement de 20.6, 13.6, 12, et 13.5 en (cm) (Sonatrach, 1995). Les bacs les plus vulnérables, en l'occurrence, R13, R21, C9, C4 et A8, ont été confortés par une reprise en sous œuvre en 1992 et 2004, d'autres bacs sont en instance de confortement (Figure 2.33).

La reprise de l'exploitation des bacs affétés par des tassements différentiels nécessite la remise à niveau de la robe et l'anéantissement des déformations radiales (ovalisations). Les travaux de confortement ne peuvent être réalisés que de l'extérieur des bacs. Le choix du maître d'ouvrage s'est porté sur la méthode des micro-pieux à manchettes, de 12m de profondeur et  $\phi 15\text{cm}$  de diamètre, fonctionnant exclusivement sous l'effet du frottement latéral conféré par l'injection secondaire. Cette procédure de consolidation a été appliquée en première phase en 1992, après 30ans d'exploitation du terminal. A noter que les tassements absolus des bacs n'ont pas été mesurés.

Dans le cadre du plan de développement, l'entreprise projette la construction d'un nouveau bac de stockage de 35000 m<sup>3</sup> de capacité et de géométrie similaire aux anciens réservoirs. Le diamètre est de 56m, et la contrainte de service  $q_{\text{ref}}$  (ELS) est de 120 KPa. Les essais in situ (essais CPT et PMT) et de laboratoire réalisés antérieurement ont été exploités en vue de cerner la lithologie et le profil géomécanique des couches de sol sous l'assise du nouveau bac prévu au TM nord. Tenant compte du caractère compressible des alluvions quaternaires de l'ordre de 25m d'épaisseur et dans le but de réduire les tassements à des valeurs admissibles, le procédé de colonnes ballastées s'adapte aux conditions de site et présente une économie dans le

projet de fondation. L'objectif de cette partie est le prédimensionnement du maillage des colonnes et la prédiction numérique de tassements avec et sans renforcement en vue de statuer sur l'opportunité et l'applicabilité de la méthode de renforcement.

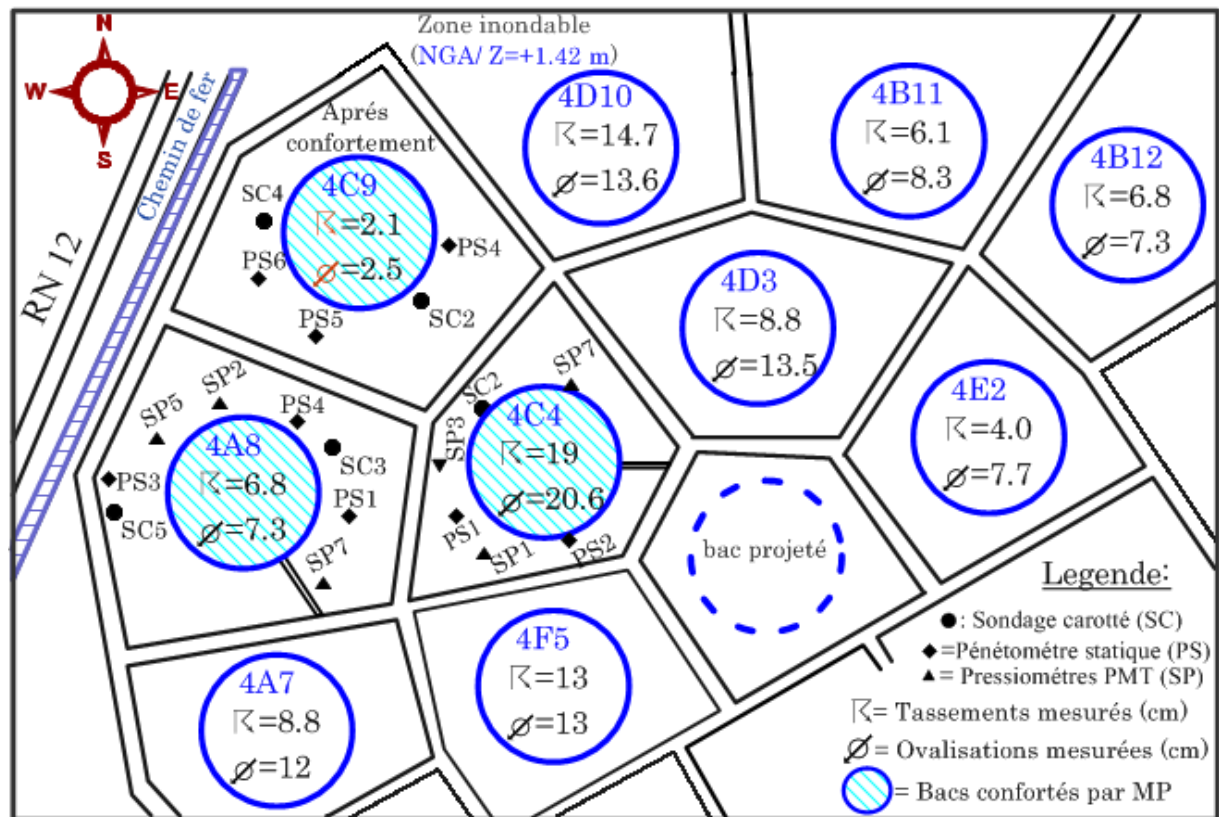


Figure 2.33- Plan de masse du TM nord d'hydrocarbures et relevés des affaissements différentiels et des déformations des bacs d'après (Sonatrach, 1995; Sadaoui et al., 2013).

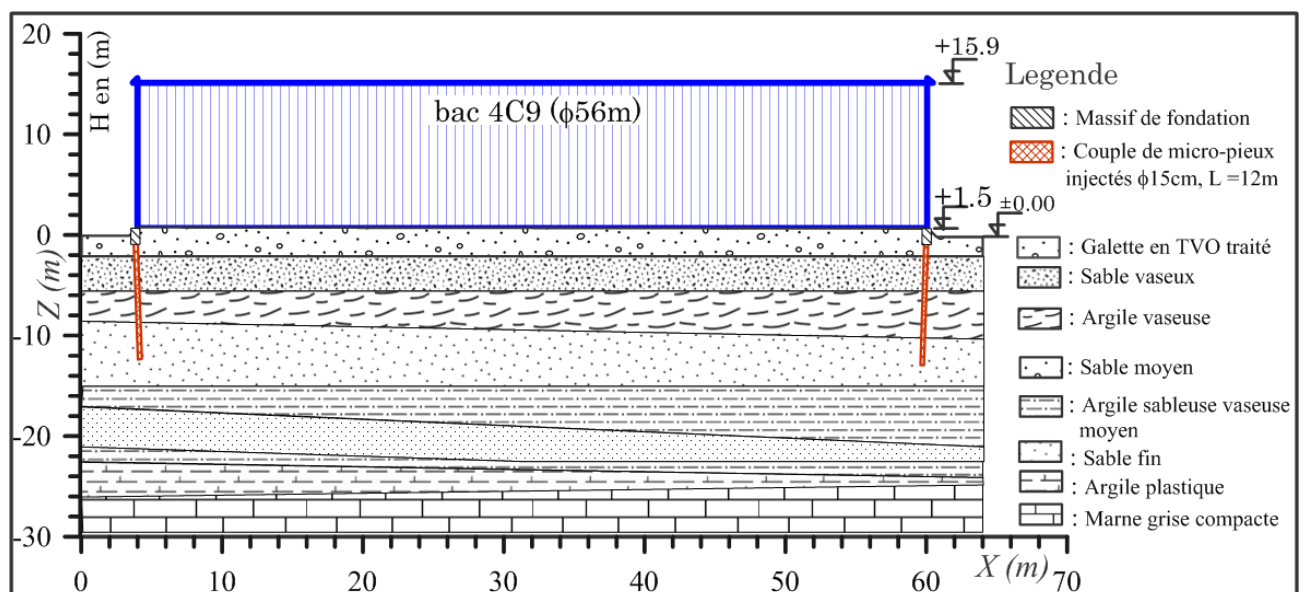


Figure 2.34- Coupe géotechnique au droit du bac affaissé 4C9- TM Nord Bejaia d'après (Sadaoui et al., 2013).

### 2.6.2 Contexte géotechnique du terminal marin de Bejaia

Le site d'étude fait partie de la plaine alluviale de Bejaia, il est constitué principalement d'anciennes alluvions marécageuses et compressibles du niveau inférieur d'âge Quaternaire sur une épaisseur de 25 à 30m. Cette formation géologique meuble surmonte le crétacé supérieur formé de marnes grises et marno-calcaire compacts au delà de 30m de profondeur.

Du point de vue géologique, plusieurs campagnes de reconnaissance de sol ont été réalisées dans le cadre du diagnostic et de la reprise en sous œuvre des bacs affaissés. Les sondages carottés montrent que la nappe alluvionnaire est très hétérogène, elle présente par endroits des imprégnations de lentilles vaseuses et des interpénétrations de couches de sables et de passées de graviers grossiers (Figure 2.34). D'après les résultats des essais géotechniques, on dénote une forte hétérogénéité horizontale du quaternaire. Les courbes granulométriques (Figure 2.36) révèlent que 93 à 100% des constituants ont un diamètre inférieur à 0.2mm et les passants inférieurs à 80 $\mu$ m se situent entre 77 et 100% (sables fins, limons et argiles). Les lentilles argileuses intercalées en sandwichs dans les alluvions, présentent une forte plasticité ( $27 \leq I_p \leq 42$  %) et ( $53 \leq w_L \leq 88$  %). Les essais oedométriques mettent en évidence des couches de sols surconsolidées sur les cinq premiers mètres ( $2 \leq OCR \leq 3.5$ ), ensuite sous consolidées à normalement consolidées et très compressibles jusqu'à 25m de profondeur ( $0.2 \leq c_c \leq 0.8$ ). Les résultats des essais de cisaillement rectiligne et triaxiaux affichent une forte dispersion des valeurs à cause de l'hétérogénéité des sols. Les angles de frottement  $\phi_{uu}$  et les cohésions apparentes  $c_{uu}$  obtenus par les essais de cisaillement sont respectivement variables de 3 à 25° et 10 à 100kPa. Les cohésions apparentes  $c_{uu}$  sont faibles jusqu'à 25m de profondeur et marquent ensuite une croissance dans la couche de marne grise. En outre, d'après les essais triaxiaux, les cohésions  $c_{uu}$  sont en général faibles, elles sont comprises entre 15 et 75kPa et  $\phi_{uu}$  de 0 à 5° jusqu'à 25m de profondeur. Les modules de déformation sécants  $E_{50}$  déduits des courbes triaxiales ( $\sigma - \epsilon$ ) sont variables de 2.66 à 15.3 MPa dans les couches argileuses du Quaternaire.

La portance du sol évaluée à partir des paramètres mesurés au laboratoire et des essais in situ CPT et PMT sont variables de 0.8 à 1 bars, le coefficient de sécurité considéré est de quatre.

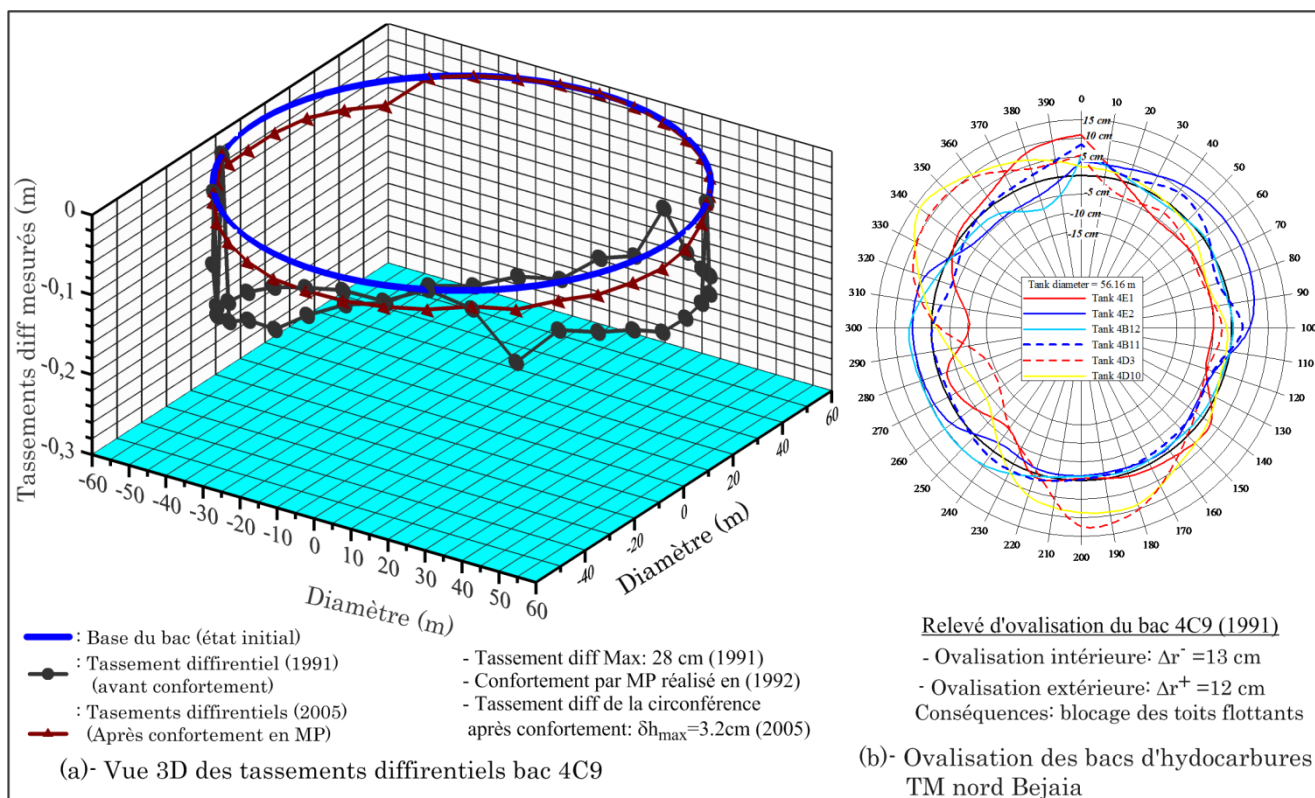


Figure 2.35- Relevés des tassements et d'ovalisations des bacs d'hydrocarbures du TM nord Bejaia d'après (Sonatrach, 1995; Bahar et al., 2013).

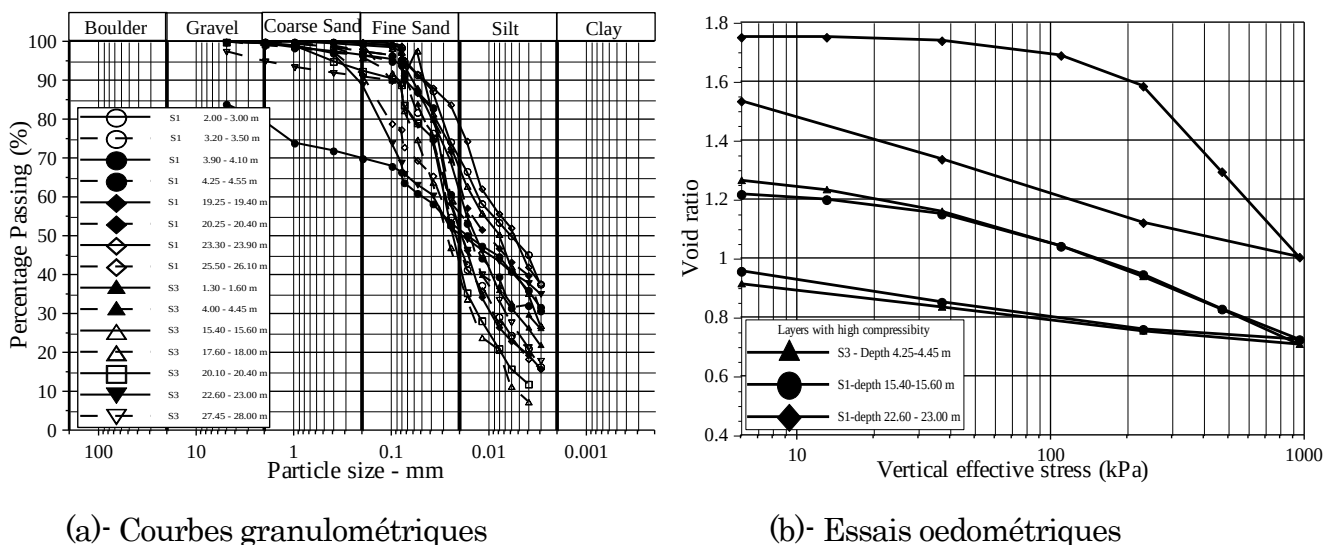


Figure 2.36- Caractéristiques géotechniques mesurées au laboratoire (Bahar et al., 2013)



Tableau 2.8- Paramètres de cisaillement (UU) mesurés au triaxial, TM nord de Bejaia d'après (Sonatrach-RTC, 1991)

| Profondeur (m) | Nature du sol               | $c_{uu}$ (kPa) | $\phi_{uu}$ (°) | $E_i$ (MPa) | $E_{50}$ (MPa) |
|----------------|-----------------------------|----------------|-----------------|-------------|----------------|
| 3.2            | Argile brune plastique      | 62             | 0               | 19.5        | 10.12          |
| 3.9            | Argile brune molle          | 15             | 4               | 4.96        | 2.66           |
| 4.0            | Limon argileux vaseux       | 40             | 3               | 25.10       | 12.80          |
| 17.65          | Argile grise plastique      | 65             | 2               | 30.56       | 15.30          |
| 20.25          | Argile grise plastique      | 50             | 2               | 20.30       | 10.46          |
| 20.30          | Argile grise très plastique | 27.5           | 0               | 58.16       | 32.80          |
| 25.50          | Marne grise indurée         | 75             | 3               | 53.25       | 26.90          |

$E_i$ : Module d'élasticité initiale;  $E_{50}$ : Module de déformation élastique sécant.

Tableau 2.9- Caractéristiques géotechniques et paramètres équivalents des couches de sol.

| Type de matériaux                                                               | Epaisseur (m)       | $\gamma_h$ ( $kN / m^3$ ) | $E'$ (MPa)      | $\nu'$ | $c$ (KPa) | $\phi'$ (°) | $\psi$ (°) |
|---------------------------------------------------------------------------------|---------------------|---------------------------|-----------------|--------|-----------|-------------|------------|
| Radier en tôles d'acier                                                         | $12 \times 10^{-3}$ | 78.5                      | $2 \times 10^5$ | 0.3    | -         | -           | -          |
| Couche substitution en TVO                                                      | 2                   | 19                        | 30              | 0.33   | 1         | 35          | 5          |
| Couche d'alluvions compressibles                                                | 23                  | 18                        | 8- 9.7          | 0.35   | 27- 30    | 14          | 0          |
| Marne grise plastique                                                           | 15                  | 19                        | 30              | 0.3    | 75- 90    | 15          | 0          |
| Marne grise compacte                                                            | 60                  | 21                        | $10^2$          | 0.25   | 150       | 30          | 0          |
| Colonnes ballastées (CB)                                                        | 25                  | 21                        | 80(*)           | 1/3    | 1         | 38          | 8          |
| Paramètres équivalents de la couche de TVO renforcé par CB                      | 2                   | 19                        | 35.25           | 0.33   | 1         | 35.6        | 5          |
| Paramètres équivalents de la couche d'alluvions compressibles renforcées Par CB | 23                  | 18.6                      | 15.56           | 0.35   | 21.6      | 19.5        | 0          |

(\*): Le module de Young des colonnes  $\phi$  0.8m /  $E_c = 10E_s$

### 2.6.3 Modèles d'éléments finis

Le prédimensionnement du maillage des colonnes ballastées est effectué en utilisant la méthode de Priebe(1995). Les colonnes sont fichées au substratum, la largeur de la fondation ( $B=56m$ ) est supérieure à l'épaisseur de la couche renforcée (25m), par conséquent le renforcement est assimilé à un réseau de colonnes semi infini. Tenant compte de la symétrie de révolution, le problème est simplifié au quart du domaine et l'approche axisymétrique est étudiée.

En considérant la portance minimale du sol qui est de 0.8 bars et une contrainte de service de 1.2 bars, le coefficient  $\beta$  est de 1.5 et le rapport des sections ( $A/A_c$ ) déduit de l'abaque de Priebe est de 9.5. Il en résulte un coefficient de substitution  $a$  de l'ordre de 0.105, cela se traduit par un maillage triangulaire en 17 réseaux concentriques de colonnes ( $d_\theta=1.8\text{m}$ ,  $d_r=2\text{m}$ ) comme représenté sur la Figure 2.37. Le nombre total de colonnes est de 955 unités.

Le modèle EF-3D (Figure 2.38) est constitué de 13428 EV à interpolation quadratique de type T15 et de 36891 nœuds. Les paramètres équivalents des couches de sol renforcées sont indiqués dans le

Tableau 2.9. Le radier en acier est considéré élastique linéaire (EL).

L'approche axisymétrique est basée sur l'assimilation d'un concentrique de CB à un anneau continu de ballast dont l'épaisseur équivalente est estimée à 0.3m. Le modèle axisymétrique intègre les anneaux de ballast et les différentes couches de sol dont les paramètres géotechniques sont indiqués dans le Tableau 2.9.

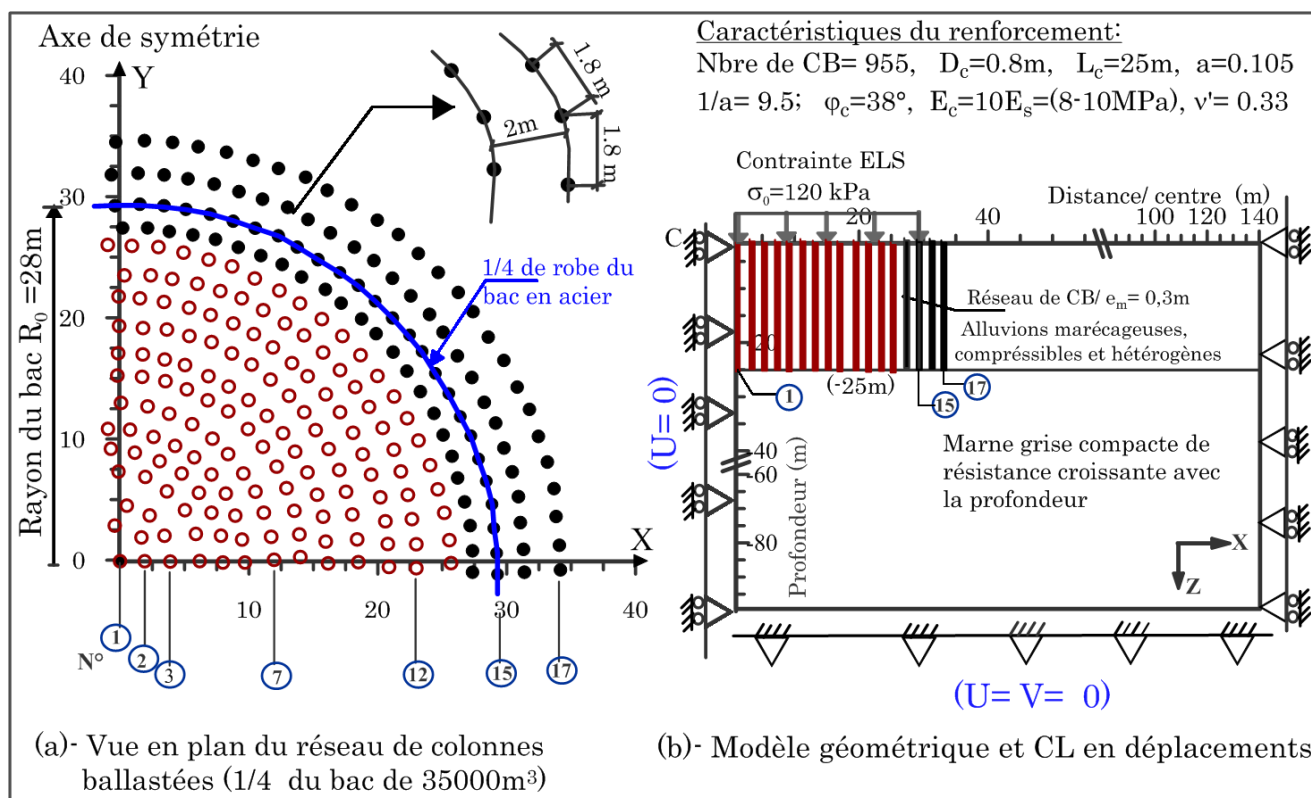


Figure 2.37- Conception du renforcement par réseau de colonnes ballastées sous bac d'hydrocarbures.



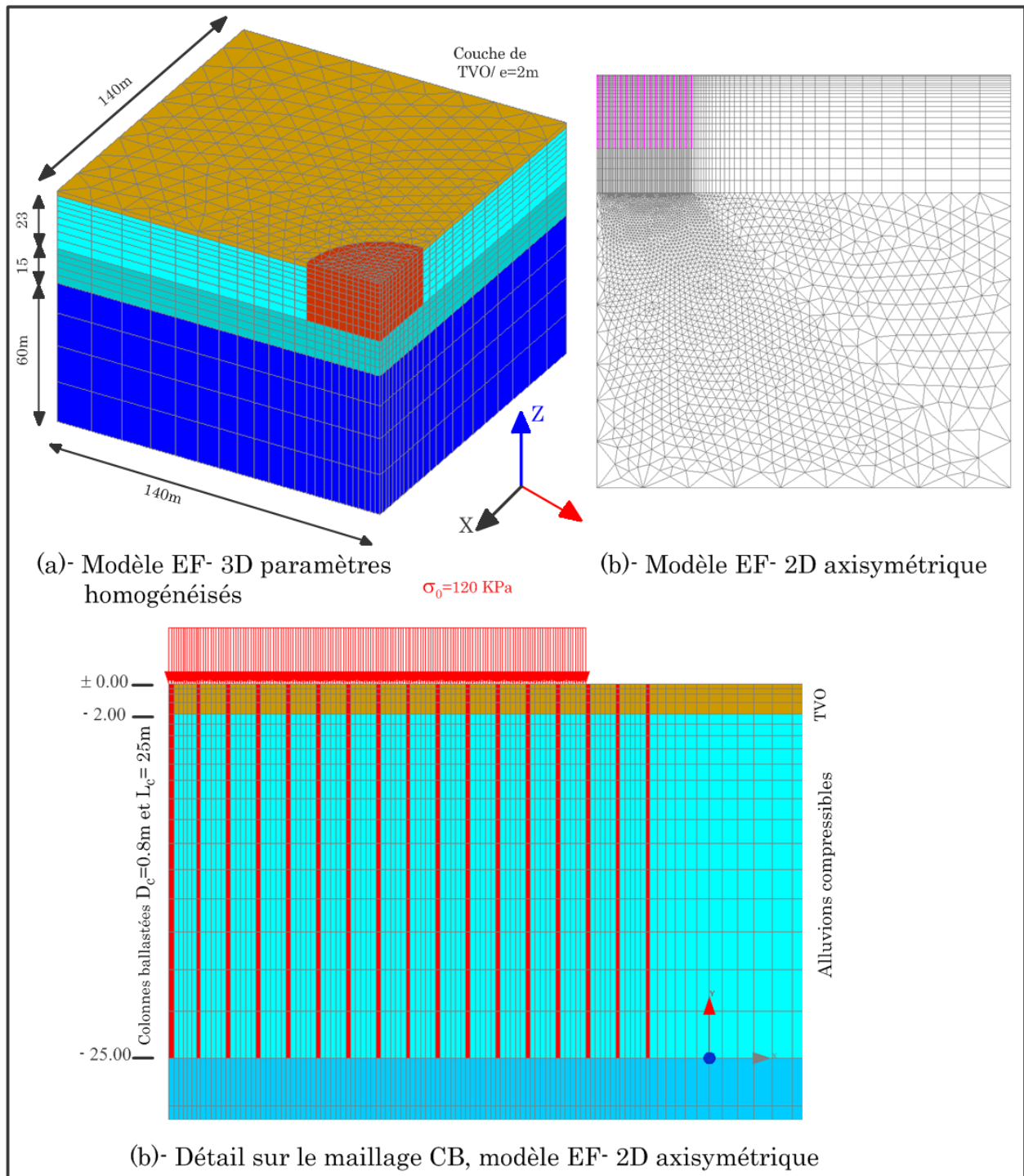


Figure 2.38- Modèles éléments finis 3D et axisymétrique.

Tableau 2.10- Résultats de calculs numériques par CESAR

| Modèle        | Tassement avant renforcement | Tassement après renforcement par CB (cm) | Coefficient de réduction des tassements $\beta$ | Ecart/ Priebe (%) |
|---------------|------------------------------|------------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------|
| 3D-EF         | 31.76                        | 19.64                                    | 1.62                                            | 8                 |
| Axisy - 2D    | 31.97                        | 20.62                                    | 1.55                                            | 3.3               |
| Priebe (1995) | -                            | -                                        | 1.5                                             | -                 |

Tenant compte du faible niveau des charges permanentes, la solution d'une semelle filante circulaire rigide sous la robe est envisageable. Pour étudier le tassement, on considère une couronne de 2m de largeur et 0.6m de hauteur, le sol est renforcé par quatre (4) concentriques (N° 14 à 17) de 406 colonnes ballastées (Figure 2.37).

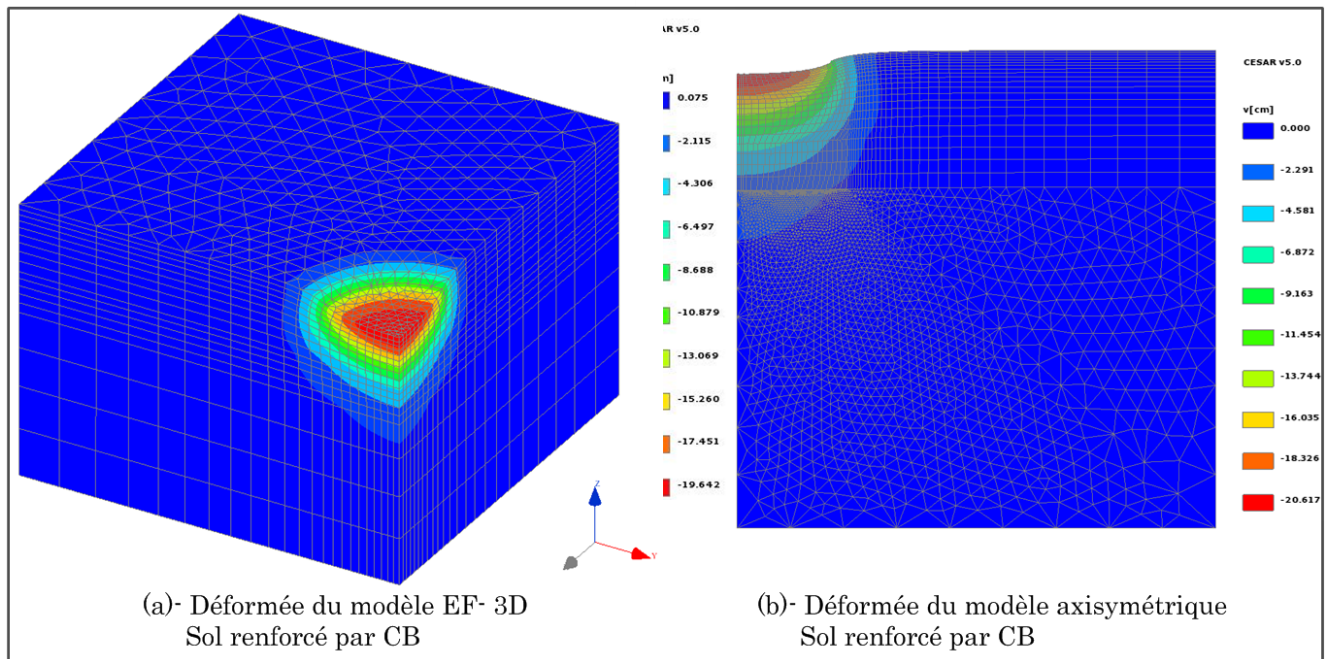


Figure 2.39- Vue des déformées des modèles EF.

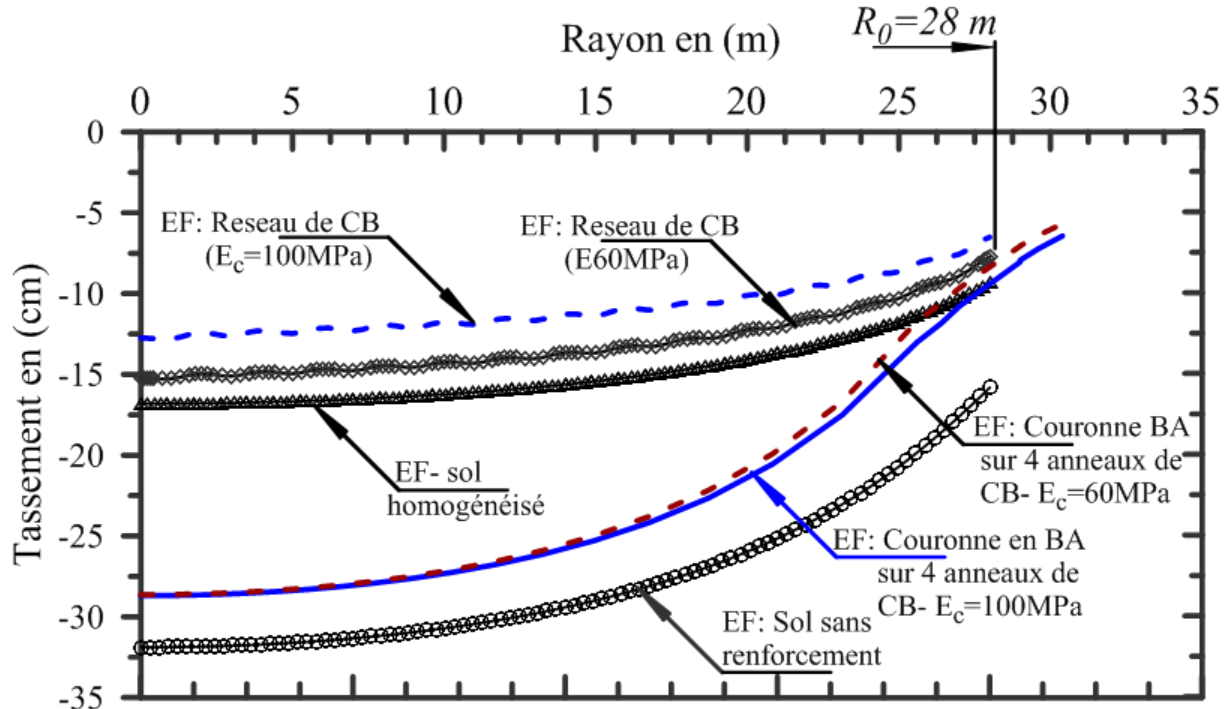


Figure 2.40- Cuvettes de tassement sous l'assise du bac renforcé des colonnes ballastées.

### 2.6.4 Discussion des résultats

D'après les calculs numériques et analytiques, les tassements sans renforcement de sol sont excessifs. Le renforcement par colonnes ballastées en maillage ( $a = 0.14$ ) sous le radier permet une réduction des tassements de ( $\beta = 2.25$ ), on note respectivement des tassements de 29 et 14 cm aux centre et bord du radier (Figure 2.40). Cependant, dans le cas d'une semelle filante rigide en couronne, la réduction des tassements est significative sur une bande de 8m à partir de la jupe. Le coefficient  $\beta$  est de 1.8 sous l'axe de la semelle par contre, la partie centrale n'accuse aucune réduction de tassements (Figure 2.40). Tenant compte de la nature des sols du terminal marin de Bejaia, la présence des formations meubles et compressibles et de sables liquéfiables (à l'embouchure de oued Soummam), les colonnes ballastées complètes de 25m de profondeur sous forme de maillage uniforme permettent la réduction des tassements à une valeur admissible (19.64 cm) et la réduction du niveau de liquéfaction en cas de séisme. Tenant compte de la sensibilité de la structure du bac vis-à-vis des tassements excessifs (ovalisation, déformation de la robe,...etc.), la solution de renforcement de sol par colonnes ballastées d'un maillage en réseau axisymétrique est la plus adéquate dans le cadre de construction de nouveaux bacs de stockage d'hydrocarbures. La profondeur de renforcement  $L_c$  minimale préconisée est de 25m.

## 2.7 CONCLUSION DU CHAPITRE

On conclut de cette étude que le coefficient de réduction de tassement  $\beta$  est fortement lié à la densité du maillage des colonnes ballastées et du rapport ( $L_c/B$  et  $L_c/H$ ). L'étude numérique nous a permis de proposer un abaque de prédimensionnement du maillage en tenant compte du caractère flottant des colonnes en introduisant un coefficient correcteur  $\mu_\beta$ . Par ailleurs, la modélisation par cellule unitaire en vue de la prévision de tassements s'adapte uniquement au cas d'un réseau semi infini de colonnes (fondations étendues) et ne peut être appliqué sous les semelles de faibles dimensions.

D'après cette étude, on conclut que les tassements sont substantiellement augmentés dans le cas des colonnes flottantes. L'augmentation est chiffrable par facteur ( $1/\mu_\beta$ ) par rapport à la prévision de Priebe (1995), soit 1.25 à 2.22 dans le cas des colonnes flottantes. Par ailleurs, d'après les résultats, l'efficacité du renforcement par colonnes flottantes est perceptible à compter de ( $L_c/H \geq 2/3$ ).

## CHAPITRE 3

Confrontation entre mesures des tassements et modélisation  
Cas du site expérimental de l'ECI Bejaia

**3.1 RESUME**

Le présent chapitre s'intéresse au suivi de tassements et l'analyse numérique du comportement d'un radier en béton armé supportant des silos de stockage de céréales implantés dans la zone portuaire de Bejaia à environ 250 kms à l'Est d'Alger. Les tassements absolus et différentiels mesurés depuis 2006 à 2012 sont importants, ils ont engendré des dommages évolutifs sur la structure des silos métalliques, du radier général et des galeries souterraines. Devant l'ampleur des tassements et l'évolution des dommages structuraux, l'expertise technique réalisée a recommandé la réduction de la capacité de stockage initiale de l'ordre de (30%), le respect d'un protocole d'exploitation basé sur l'uniformisation des charges dans les silos et la réalisation des travaux de confortement de l'ouvrage.

Il s'agit d'une batterie de 10 silos métalliques appuyés sur un radier général de ( $119.3 \times 49m^2$ ) longé par deux (2) galeries souterraines de ( $25 \times 3m^2$ ) de section. Le sol d'assise est aquifère, très compressible, de 70kPa de portance. Il a été renforcé par colonnes ballastées, d'un maillage de ( $2.4 \times 2.4m^2$ ) et de 12m de profondeur. L'ouvrage a été instrumenté depuis 2006 à 2012 pour le suivi des tassements et des déformations des silos. Dans la phase des études de conception, l'hypothèse d'un processus d'ensilage-déchargement uniforme des silos a été retenue en accord avec le maître d'ouvrage. Cependant, l'exploitation des silos s'est traduite par des contraintes variables et dissymétriques sur le radier. A l'issue de l'étude de diagnostic, il en ressort l'insuffisance de l'étude de sol initiale, réalisation de colonnes ballastées flottantes qui n'ont pas atteint un horizon résistant et le l'inobservation des hypothèses de calculs traduites dans le cahier de charges qui consistent en l'uniformisation des charges dans pendant l'exploitation des silos de stockage.

Les tassements maximums absolus et différentiels subis jusqu'à 2012 sont respectivement 37.2cm et 14.7cm. Les tassements différentiels ont provoqué une ovalisation de 18cm et un

défaut de verticalité au sommet des silos de 27cm. Les dommages relevés sont traduits par l'apparition d'une cuvette de tassement, fissures importantes sur le radier et les galeries, l'inclinaison et apparition de ventre à la base des silos (ovalisation), torsion et flambage des raidisseurs, déversement des passerelles et affaissement de la voirie périphérique. Le suivi de l'évolution des dommages des silos et du radier en fonction des tassements mesurés confirme que le tassement différentiel dépassant ( $\phi_{\text{silos}}/400$ ) devient préjudiciable pour la résistance du radier. D'après les tassements relevés, on constate que la cuvette des tassements est assez prononcée dans le sens transversal et étalée suivant le sens longitudinal. Cela est dû à la contribution de la rigidité des galeries dans le sens longitudinal (profil A-A). L'analyse numérique en déformations planes 2D et en 3D effectuée avec le code d'éléments finis CESAR-LCPC en considérant deux modèles: l'hypothèse de charges uniformes qui reproduit l'étude initiale modèle (b) et le cas de charges réelles (variables par silos) simulé par le modèle (a). D'après les résultats de l'étude, les contraintes dans le radier sont amplifiées par l'effet des tassements différentiels. Le modèle tridimensionnel (3D) reproduit correctement le comportement du radier suivant les phases de chargement et les valeurs des tassements sont concordantes avec les mesures réelles. En revanche, le modèle (2D) en déformation plane est une approche grossière, car il ne peut reproduire la réalité du comportement de l'ouvrage à cause de la variabilité spatiale des charges appliquées, néanmoins, il permet la prévision de tassement absolu et le calcul des efforts dans le radier dans le cadre d'un avant projet sommaire. Le coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) calculé par la formule proposée en chapitre2 qui prend en compte le caractère flottant des colonnes est très concordant avec celui déduit des mesures réelles sur site.

### 3.2 INTRODUCTION

La majeure partie des terrains résiduels de la plaine de Bejaia sont d'une faible portance, très compressibles et sont sujets au risque de liquéfaction (Delft soils, 1978; Sadaoui et Bahar, 2011). Le renforcement du sol par colonnes ballastées constitue une alternative par rapport aux fondations sur pieux vu ces avantages en termes d'augmentation de portance, réduction des tassements et du risque de liquéfaction en cas de séisme et de leur coût de revient économique (Priebe, 1978; Dhouib et Blondeau, 2005; Lambert, 2013). Toutefois, le domaine d'application du procédé est restreint, il dépend de plusieurs facteurs à savoir: les paramètres mécaniques du sol ( $c_u, \phi_u, p_l, E_M, \dots$ ), l'épaisseur des couches médiocres à traverser, l'intensité des charges transmises et des tolérances de l'ouvrage projeté en matière de tassements (D.T.U-13.2, 1983; Dhouib., 2006; Coprec1, 2011). Le procédé de renforcement par colonnes ballastées a été appliqué pour la première fois en Algérie au port de Bejaia à partir de 1999 pour l'amélioration des sols médiocres sous silos de stockage implantés au bord de la mer. Le développement rapide de l'industrie manufacture à partir de 2000 a incité les promoteurs vers



l'utilisation de ce procédé dans le renforcement ou le traitement du problème de liquéfaction des sols mous sous des ouvrages industriels et de stockage (silos et hangars de stockage, raffineries et terminal à containers du port de Bejaia, terminal marin sud Sonatrach Bejaia, silos de stockage de l'ECI<sup>f</sup>, bâtiments d'habitation cité Tobbal Bejaia, ...etc.).

Le présent chapitre est dédié à l'analyse expérimentale et numérique d'un cas pathologique de silos de stockage de céréales fondés sur un sol compressible renforcé par des colonnes ballastées dans la zone portuaire de Bejaia. Il traite l'influence des tassements différentiels mesurés depuis 2006 à 2012 sur le comportement de l'ouvrage et la confrontation des résultats de mesure par rapport à la prévision numérique par EF. Les chargements variables et dissymétriques appliqués au radier de 5846m<sup>2</sup> de surface par dix silos durant plus de 6ans ont causé des dommages structuraux importants (Bahar et Sadaoui, 2008; Bahar et al., 2010; Sadaoui et al., 2012). Le caractère flottant des colonnes ballastées réalisées en est également la cause principale d'apparition des tassements excessifs du radier.

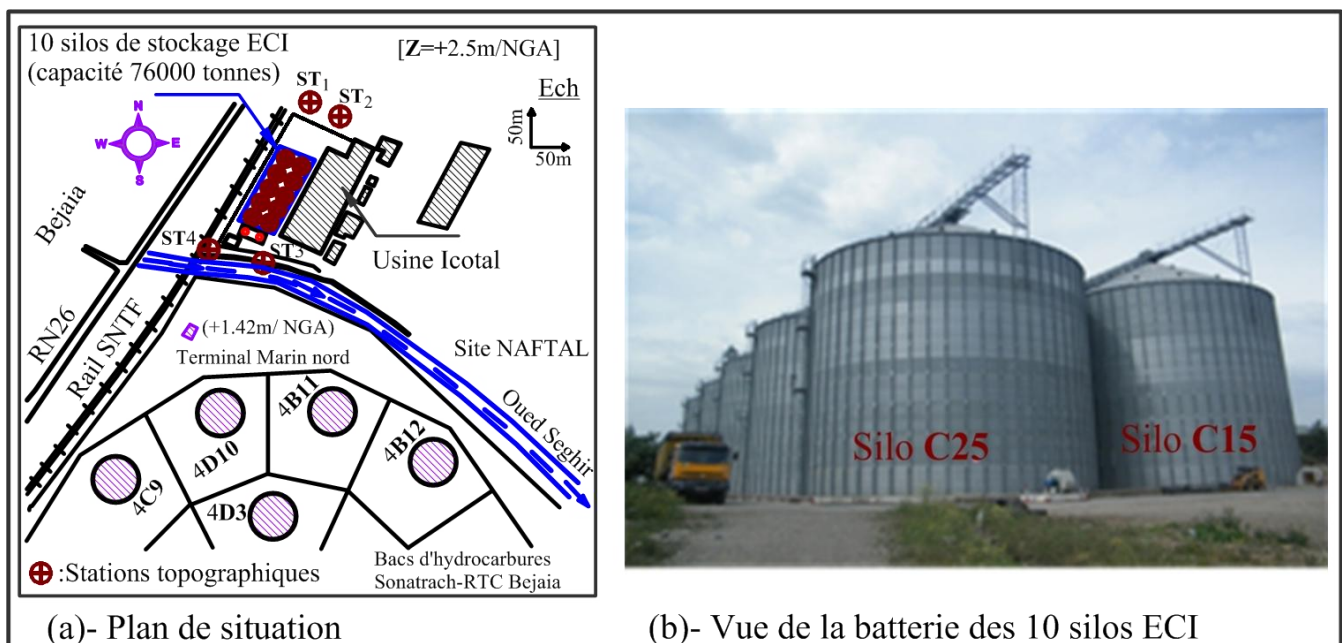


Figure 3.1- Vue générale des silos de stockage de l'ECI Bejaia (Sadaoui, 2011).

### 3.3 CONDITIONS DE SITE ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

#### 3.3.1 Contexte géologique et géotechnique

Le site d'étude fait partie de la plaine alluviale de Bejaia s'étalant sur une superficie d'environ 750 ha, il est constitué principalement d'anciennes alluvions marécageuses et compressibles du niveau inférieur d'âge quaternaire d'une épaisseur de 25 à 30m. Cette formation géologique meuble et hétérogène surmonte le mio-pliocène en alternance avec le

<sup>f</sup> : Etablissement de Commerce International  
Groupe privé Boudiab, spécialisé dans le stockage  
et la commercialisation des produits agricoles.

crétacé supérieur formé d'argiles, de conglomérats et de marnes-calcaireuses grises compactes au delà de 35m de profondeur. Le site est plat et inondable, d'altitude moyenne ( $2.5m / NGA$ ), il est sujet à l'influence des crues des oueds Seghir et Soummam et des courants marins. Plusieurs aléas géotechniques caractérisent cette zone, il s'agit d'une faible portance des couches superficielles et de leur caractère marécageux, fluctuation inter-saisonnière de nappe phréatique, forte compressibilité et susceptibilité à la liquéfaction des couches de sables lâches se trouvant entre  $8-19m / NGA$  (Rothe, 1950; Delft soils, 1978; Bahar et al., 2013). Les dépôts quaternaires sont constitués en général d'une alternance hétérogène de couches d'argiles très plastiques et de sables silteux vaseux avec des passages de gravier par endroits. Le bed-rock formé par des marnes grises à compacité croissante se trouve sous forme de pendage à des profondeurs variables de ( $-27$  à  $-50m/NGA$ ) au bord de la mer (Sonatrach-RTC, 1991).

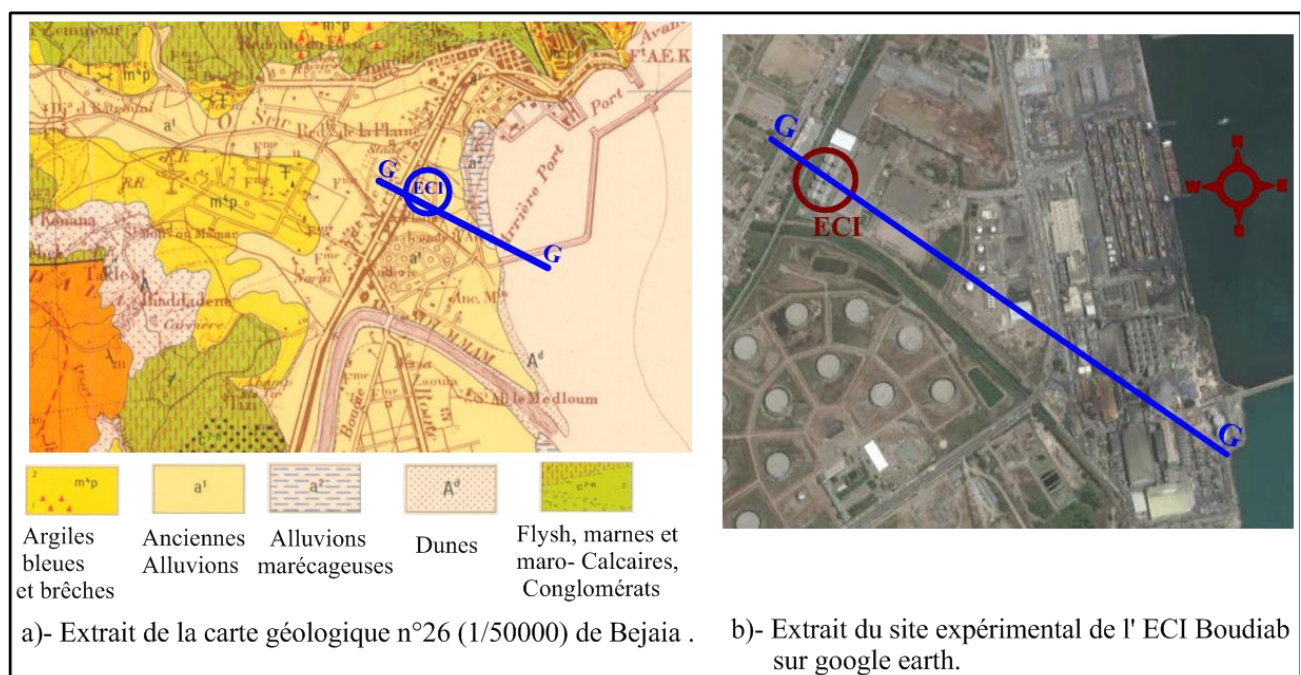


Figure 3.2- Extrait de la feuille géologique n°26 (1/50000) de Bejaia et vue du site expérimental de l'ECI Boudiab sur Google earth.

L'étude géotechnique effectuée pour le dimensionnement des fondations est basée sur trois sondages carottés de 36m de profondeur avec analyse d'échantillons en laboratoire et douze (12) essais in situ au pénétromètre dynamique lourd (PDL) arrêtés à 12m de profondeur. La lithologie est constituée d'une succession de couches sédimentaires d'argiles et de sables vaseux sous consolidés et compressibles jusqu'à 30m de profondeur. La marne grise formant le substratum compact se trouve à compter de 30m. L'insuffisance d'essais sur échantillons intacts et les risques élevés de remaniement influent sur la représentativité des paramètres mesurés. A cet effet, des rapports de sols des sites avoisinants ont été exploités et des compléments d'investigations ont été réalisés pour permettre une caractérisation fiable des différentes couches de sols.



La plage de variation des caractéristiques physiques et mécaniques est résumée dans la Figure 3.3. D'après les résultats, l'indice des vides  $e$  est variable de 0.6 à 1, le coefficient compressibilité  $c_c$  compris entre 0.37 et 0.54 et un degré de saturation moyen  $s_r$  de 100%. En somme, les essais de pénétration dynamique arrêtés à 12m de profondeur dénotent une homogénéité horizontale dans la formation alluvionnaire. Les résistances en pointe moyennes enregistrées  $q_d$  varient entre 0.8 à 1MPa dont certains refus mesurés dans les sables grossiers ont atteint des valeurs de 10 à 15MPa. Par ailleurs, la présence de la nappe à compter de 2m/TN affecte vraisemblablement les valeurs de la résistance  $q_d$  à cause de la génération de surpressions interstitielles au cours du battage.

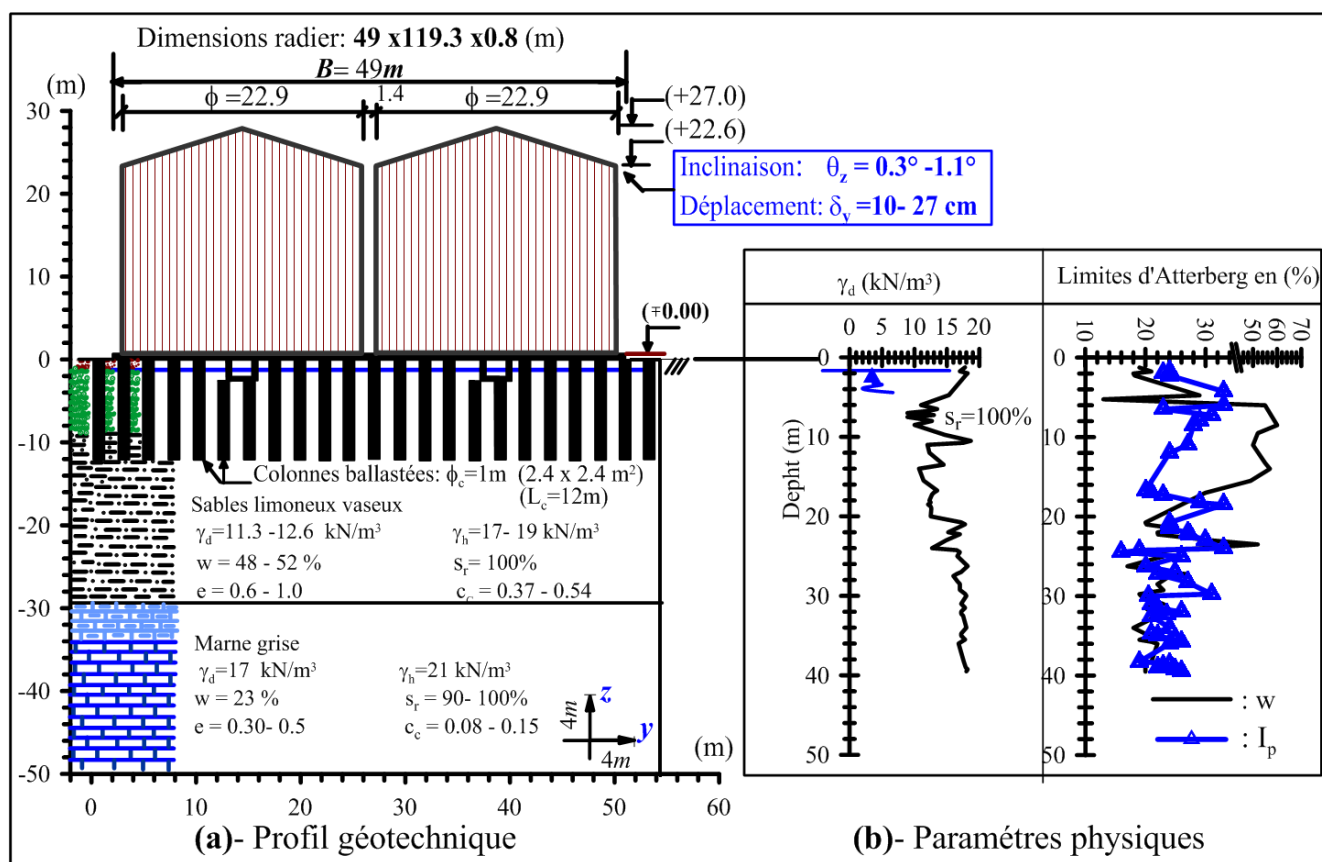


Figure 3.3- Profil géotechnique et caractéristiques physiques des sols.

### 3.3.2 Description de l'ouvrage

L'ouvrage est constitué de 10 silos cylindriques de capacité totale de 76000 tonnes destinés au stockage de produits céréaliers, il a été achevé en septembre 2005 et mis en exploitation en mars 2006.

Les silos d'un diamètre de 22.9m et de 27m de hauteur sont fixés sur un radier en béton armé de dimensions (119.3× 49 m<sup>2</sup>) et 0.8m d'épaisseur. La structure est constituée d'assemblages boulonnés de viroles ondulées en acier d'épaisseur variable de 1 à 5mm, de 60

raidisseurs verticaux uniformément répartis sur la circonférence et d'un toit conique de 1.2mm d'épaisseur. Deux élévateurs et passerelles assurent le transport et l'ensilage des produits céréaliers. Les contraintes dues au poids propre de l'ouvrage et en service maximal ( $\sigma_{ELS}$ ) transmises par le radier sont respectivement de 24.6 et 140 kPa.

Le calcul de capacité portante du sol à partir des paramètres de cisaillement ( $c_u, \varphi_u$ ) et des essais pressiométriques donne respectivement une contrainte admissible de 70 et 100kPa pour une fondation superficielle. Le tassement oedométrique dans le cas d'un radier de 50m de largeur et 1,5m d'ancrage sous une charge de 120kPa donne un tassement de 160 cm sur 40m d'épaisseur de sols compressibles (Bahar et Sadaoui., 2008). D'après les résultats précédents, le sol présente une faible résistance par rapport à la contrainte prévisionnelle de service de 140kPa et les tassements de consolidation sont excessifs. Tenant compte de l'expérience acquise dans le traitement du sol au port de Bejaia, le choix a été opté pour le renforcement du sol par des colonnes ballastées. Ce choix était motivé par le cout attractif du procédé, les délais courts de réalisation et la réduction du risque de liquéfaction des couches sablonneuses superficielles.

L'étude effectuée par l'entreprise spécialisée dans le procédé de renforcement des sols s'est basée sur l'interprétation des essais au pénétromètre dynamique. La profondeur des colonnes ballastées a été arrêtée à 12m/TN eu égard aux résistances en pointe  $R_p$  de 10 à 15MPa enregistrées dans des sables fins vaseux. Le dimensionnement par la méthode de (Priebe, 1995) a abouti à un maillage uniforme de ( $2.4 \times 2.4 m^2$ ) en colonnes ballastées d'un diamètre moyen de 1m. Il en résulte d'après les calculs par la méthode de Priebe un coefficient de substitution ( $a=0.136$ ) et un rapport de concentration des contraintes sur les colonnes ( $\eta=5.93$ ). Le diamètre de 1m a été vérifié après dégarnissage d'une colonne d'essai à proximité du site. Le renforcement du sol s'est traduit par la mise en œuvre de 1196 colonnes d'un volume de l'ordre de 11275 m<sup>3</sup> de ballast roulé sur une superficie d'environ 6300 m<sup>2</sup>.

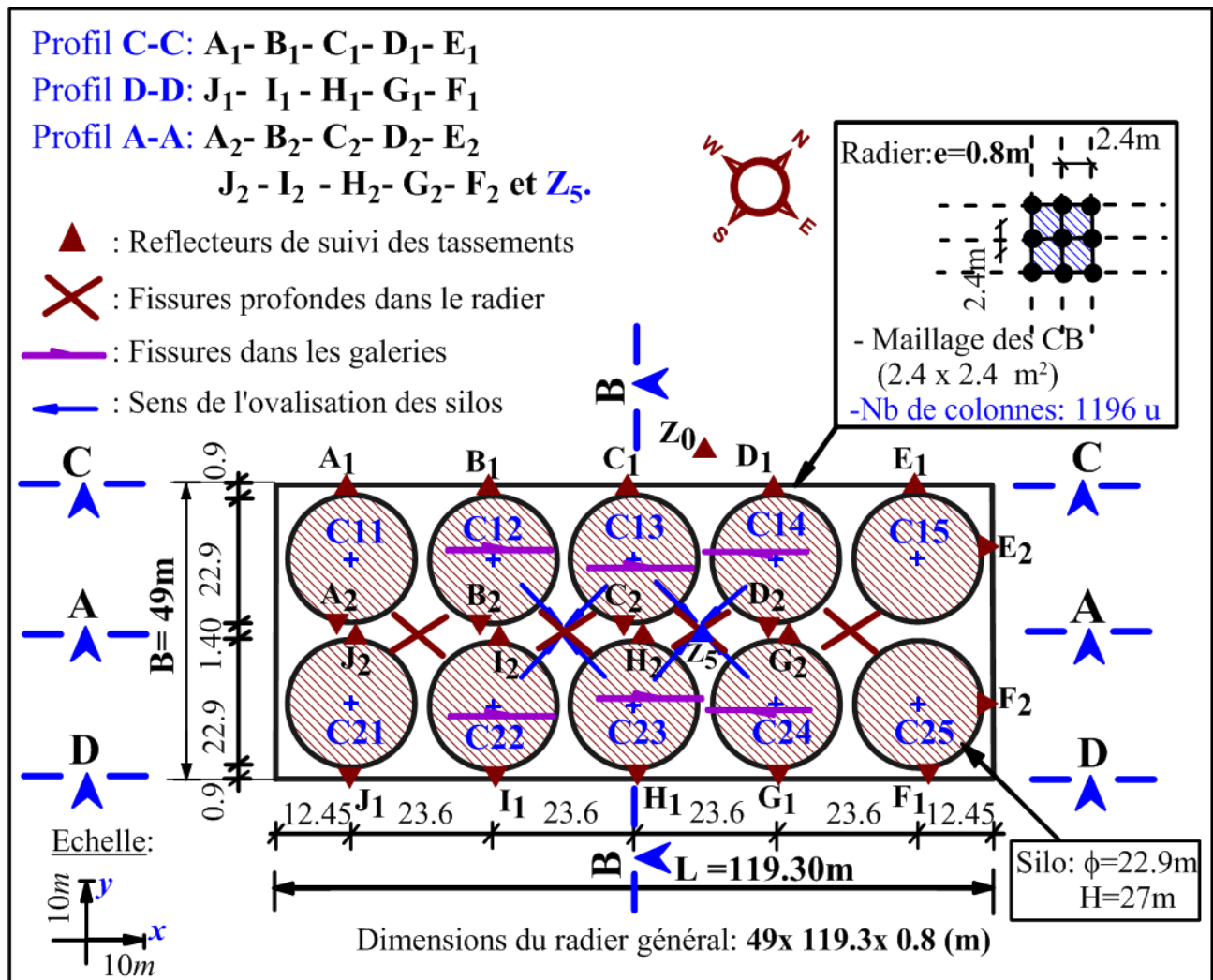


Figure 3.4- Vue en plan des silos et instrumentation de mesure des tassements (Sadaoui, 2011).

### 3.3.3 Caractéristiques géotechniques du sol

Le site d'étude est constitué de formations quaternaires marécageuses et très hétérogènes sur les premiers 30m. A cet effet, l'évaluation des paramètres géo-mécaniques est basée sur l'analyse et l'exploitation des différents rapports de sol des ouvrages avoisinants (Sadaoui et Bahar, 2011; Sadaoui, 2011). Le programme d'essais géotechniques renferme des sondages carottés de 30 à 40m avec essais de laboratoire, des essais in situ (Pénétromètres dynamique et statique, pressiomètre et SPT). La lithologie est constituée d'une couche de remblais de TVO de 2m surmontant des alluvions argilo-vaseuses hétérogènes jusqu'à 30m pour atteindre ensuite la marne grise indurée de consistance croissante avec la profondeur.

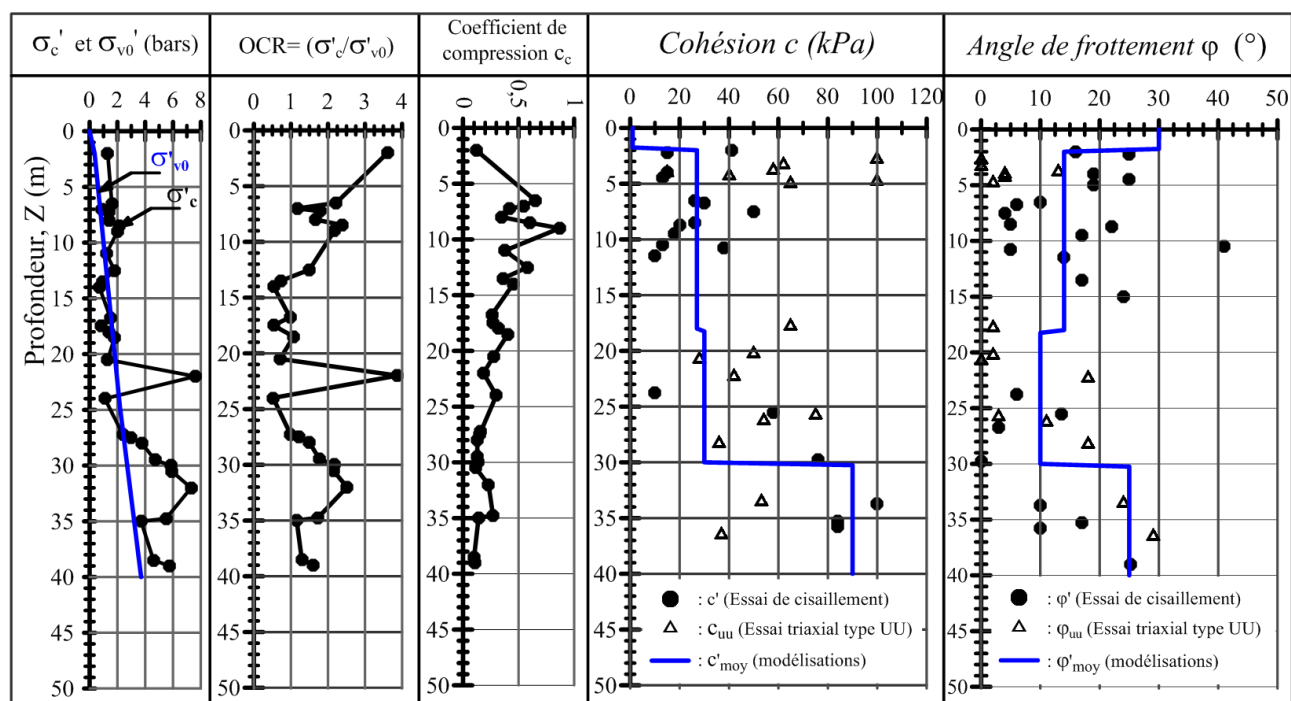


Figure 3.5- Synthèse des paramètres mécaniques des couches de sols, mesurés au laboratoire.

D'après les essais géotechniques, il résulte que 93 à 100 % des éléments ont un diamètre inférieur à 0.2mm et les passants inférieurs à 80µm se situent entre 77 et 100 % (sables fins, limons et argiles). Les teneurs en eau sont élevées, elles varient de 15 à 60% et sont proches de  $w_l$  entre 2 et 18m et  $s_r$  est de 100%. Les poids volumiques secs et humides ( $\gamma_d$  et  $\gamma_h$ ) sont variables respectivement de 11 à 17 et 17.5 à 20.8 (le sol est lâche), les couches argileuses sont de forte plasticité ( $20 \leq I_p \leq 40\%$ ) et ( $50 \leq w_l \leq 88\%$ ). Les essais oedométriques mettent en évidence des couches de sols surconsolidées sur les cinq (5) premiers mètres ( $2 \leq OCR \leq 3.5$ ), ensuite sous consolidées à normalement consolidés et très compressibles jusqu'à 30m de profondeur ( $20 \leq c_c \leq 80\%$ ) (Figure 3.5). Les sondages montrent que la nappe sédimentaire est très hétérogène, elle présente par endroits des imprégnations de vases et des intercalations de couches de sables et de passées de graviers grossiers. Les résultats des essais de cisaillement rectiligne et triaxiaux (UU) affichent une dispersion à cause de l'hétérogénéité des sols. Les angles de frottement ( $\phi_{uu}$ ) et les cohésions apparentes ( $c_{uu}$ ) obtenus par les essais de cisaillement sont respectivement variables de 3 à 25° et 10 à 100kPa. Les cohésions apparentes  $c_u$  sont faibles jusqu'à 25m de profondeur et marquent ensuite une augmentation dans le substratum en marne grise. D'après les essais triaxiaux (Figure 3.5). Les cohésions  $c_u$  (à  $w_n$ ) sont en général faibles, elles sont comprises entre 15 et 75kPa et les angles de frottement apparents ( $\phi_{uu}$ ) sont variables de 0 à 5° jusqu'à 25m de profondeur.

L'examen des profils de résistance statique et pressiométrique (Figure 3.6) met en évidence le caractère hétérogène des couches de sol.

### 3.3.4 Capacité portante et renforcement du sol par colonnes ballastées

Le tassement oedométrique sous charge uniforme est excessif. Le calcul analytique de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées d'un maillage de  $(2.4 \times 2.4 \text{ m}^2)$ , de 12m de profondeur sous l'effet d'une contrainte de 140kPa en utilisant concomitamment les méthodes oedométrique et Priebe (1995), donne un tassement total de 58.3cm dont 14.6 cm sur la couche renforcée par CB. Par ailleurs, dans le cas d'un maillage en colonnes ballastées de  $(1.8 \times 1.8 \text{ m}^2)$  de 30m de profondeur, le tassement est évalué à 27 cm dont 20 cm sur la couche renforcée (Bahar et al., 2010; Bahar et al., 2011).

Conformément aux normes (D.T.U-13.2, 1983), un essai de chargement d'une colonne ballastée a été effectué par l'entreprise de réalisation. D'après la courbe de variation des tassements en fonction de la charge (Figure 3.9) on note un tassement de l'ordre de 6.73mm pour une contrainte de 478kPa représentant  $1.5\sigma_{\text{CELS}}$ . D'après cet essai, on remarque que les tassements évoluent rapidement au-delà d'une contrainte de 398kPa et les mesures entre les paliers (1.25 et 1.5) fois  $\sigma_{\text{CELS}}$  représentent plus de 50% du tassement total. Le tassement final résiduel était de 5mm en déchargement.

Les essais de réception des colonnes ont été effectués au pénétromètre dynamique lourd sur vingt (20) colonnes ballastées suivant les prescriptions du DTU 13-2. On dénote que 25% des essais ont donné des résistances en pointe supérieures à 15MPa, valeur requise pour la réception du renforcement en vertu du DTU13.2, toutefois, 75% d'essais révèlent des résistances entre 3 et 9MPa à des profondeurs variant de 2 à 4m de profondeur. Certains essais au pénétromètre dynamique ont affiché des refus en tête des colonnes. Il y a lieu de relever que l'essai PDL est délicatement réalisable dans la colonne ballastée à cause du blocage de la tige et de sa déviation hors section, ce qui entache ces résultats dont la teneur est exclusivement qualitative. La reconnaissance du sol après renforcement n'a pas été effectuée pour évaluer l'apport des colonnes sur la résistance du sol en place.

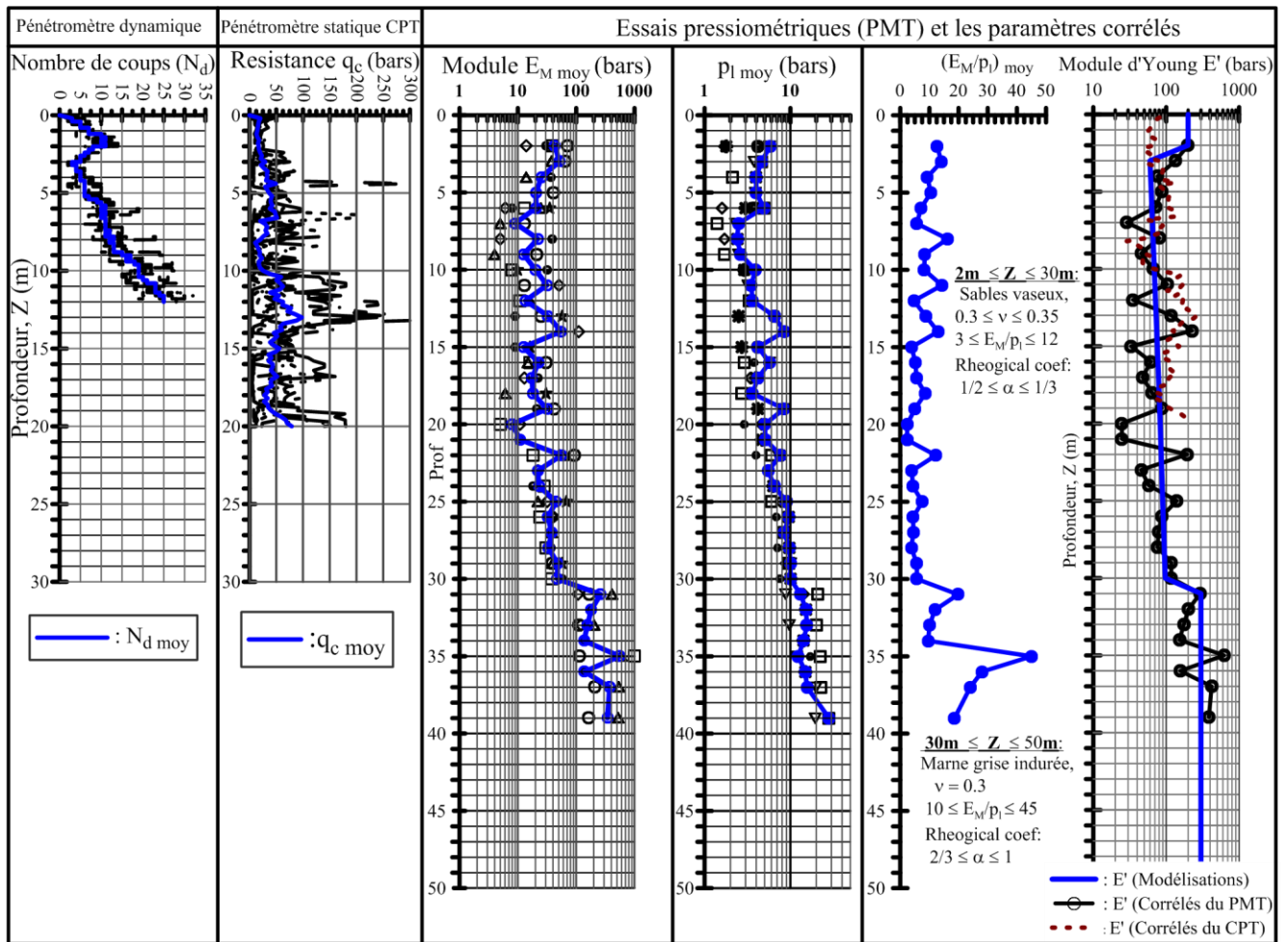


Figure 3.6- Paramètres géo-mécaniques mesurés à partir des essais in situ.

### 3.4 INSTRUMENTATION DE MESURES DE TASSEMENTS ET D'OVALISATION

Le suivi des tassements du radier général a été effectué par des visées tachéométriques sur vingt (20) réflecteurs magnétiques (A1, B1, C1, D1, ...etc.) fixés sur les silos à une même altitude initiale ( $Z_{ref} = 12.138$  m). L'appareil utilisé est un tachéomètre type Leica ST15 de haute résolution. Les stations de visées (ST1 à ST4) ont été implantées loin du champ d'influence des chargements et des vibrations des camions. Les stations principales ST1 et ST2 sont distantes de 40 à 56m par rapport au radier (Figure 3.1). L'appareil de mesure doté d'une précision de 1mm n'a détecté aucun mouvement relatif des stations de mesure à l'issue des processus de vérification récurrents par double mesure des coordonnées des stations s'opérant à partir d'une station libre. En outre, des vérifications mensuelles par cheminement fermé des stations ST1, ST2, ST3 et ST4 ont été effectuées sans révéler aucun tassement des stations. Les mesures s'effectuaient en fonction de l'ensilage et des déchargements des silos, avec une cadence importante durant 545 jours (du 01/09/2005 au 01/03/2007) à cause de l'évolution rapide des tassements et des pathologies apparentes. La deuxième campagne de mesures des tassements et des déformations des silos concerne la période de 2007 à 2012. Les résultats de



mesures de tassements du radier sont traduits sous forme de courbes de variation en fonction du temps et des contraintes moyennes transmises par le radier.

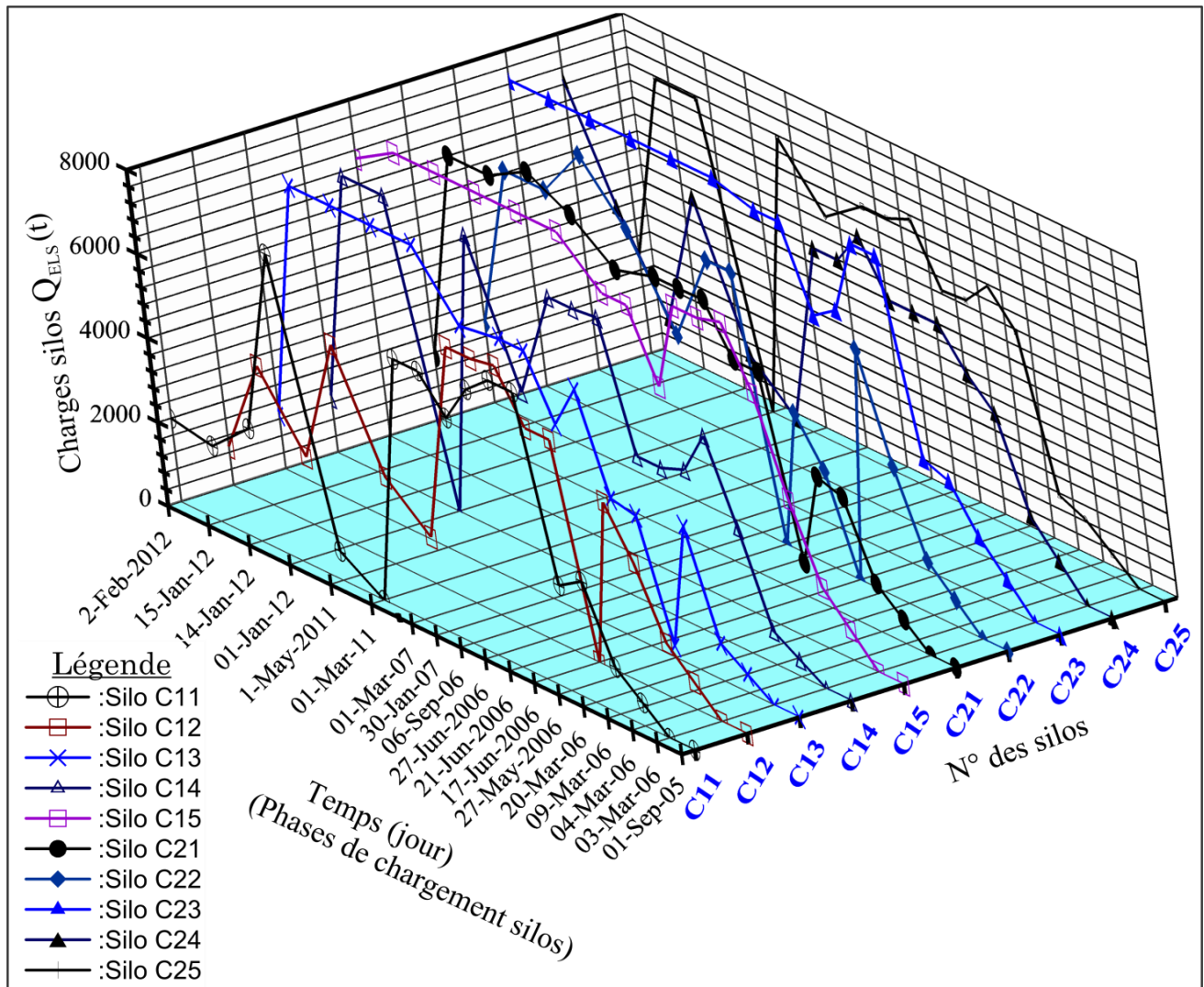


Figure 3.7- Historique des charges moyennes d'exploitation réparties par silos (2005 à 2012).

A partir de la première année d'exploitation (Mars 2007), une ovalisation à la base et une forte inclinaison affectaient certains silos (C13, C14, C23 et C24). Le relevé d'ovalisation (ventre) apparue à la base a été instrumenté par 60 cibles optiques placées sur la circonférence du silo C13 soumis à l'épreuve d'un chargement total et continu. D'après les mesures, une déformation radiale variant de 7 à 18cm a été relevée sur le bord central du silo (Figure 3.8). Le relevé de verticalité des dix silos a été effectué par des visées optiques sur des réflecteurs placés à la base et à 20m d'altitude (sommet). Il en résulte de la campagne de mesure que le silo C15 accuse un déplacement maximal au sommet de 27cm orienté dans le sens du centre du radier, correspondant à un angle maximal d'inclinaison l'ordre de ( $\theta = 1^\circ$ ). La synthèse des mesures de perte de verticalité et d'inclinaisons des silos sont consignées dans le Tableau 3.1.



Tableau 3.1- Relevé des inclinaisons période (Mars à Juin 2011)

|                   | Déplacement $\delta_y$ en tête des silos par rapport à la base |                 |                 |                 |                 |                 |                 |                 |                 |                 |
|-------------------|----------------------------------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|                   | C <sub>11</sub>                                                | C <sub>12</sub> | C <sub>13</sub> | C <sub>14</sub> | C <sub>15</sub> | C <sub>21</sub> | C <sub>22</sub> | C <sub>23</sub> | C <sub>24</sub> | C <sub>25</sub> |
| Faux aplombs (cm) | 19.00                                                          | 9.00            | 21.00           | 15.00           | 26.00           | 16.00           | 17.00           | 22.00           | 15.00           | 13.00           |
|                   | 19.00                                                          | 10.00           | 21.00           | 16.00           | 27.00           | 19.00           | 17.00           | 25.00           | 15.00           | 15.00           |
| Inclinaisons (°)  | 0.50                                                           | 0.30            | 0.60            | 0.50            | 1.10            | 0.50            | 0.50            | 0.70            | 0.40            | 0.70            |

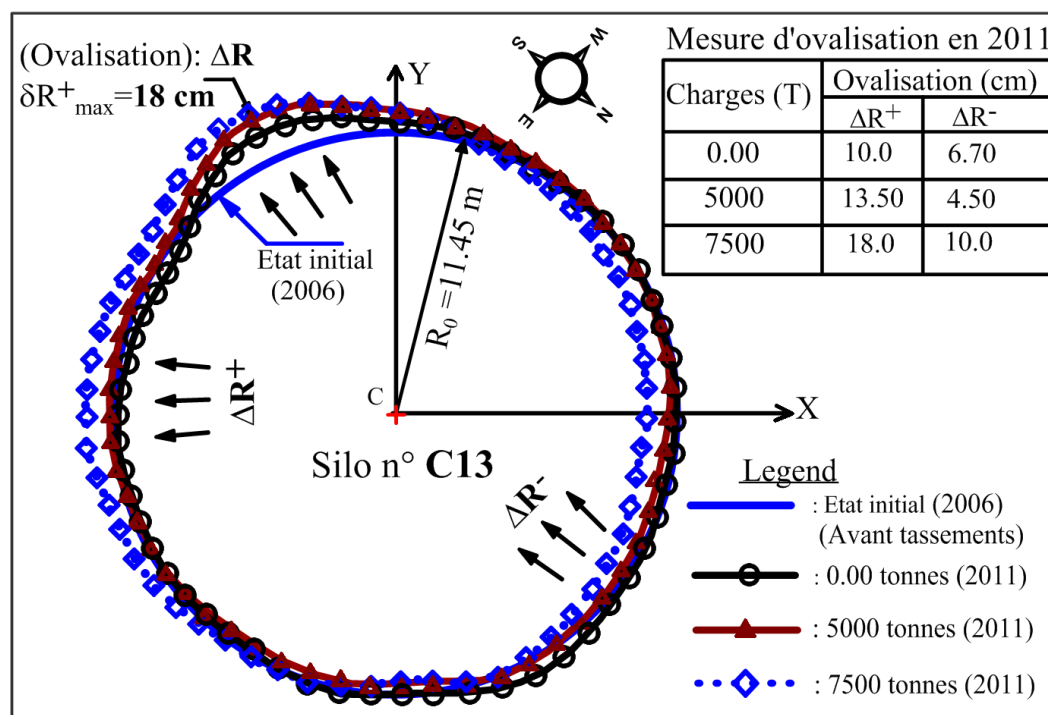


Figure 3.8- Relevé de déformation (ovalisation) du silo C13.

### 3.4.1 Discussions des résultats

L'hypothèse de distribution uniforme des charges par silos n'a pas été respectée pendant l'exploitation de l'ouvrage. D'après les relevés réels d'ensilage et de déchargement continu des silos représenté sur la (Figure 3.7), on remarque une importante variabilité des charges stockées dans les silos. Cet état de fait est contraire aux hypothèses consignées dans le cahier de charges d'exploitation de l'installation stipulant l'uniformisation des stocks.

D'après les mesures, on constate une évolution rapide des tassements durant la première année (2006 à 2007). A cet effet, on dénote un tassement absolu de l'ordre de 28.5 cm et des tassements différentiels variables de 11 à 13.8cm entre le bord et le centre du radier. Les tassements apparus durant la première année d'exploitation représentent environ 75% du tassement total accusé. Les colonnes ballastées ont contribué intensément à la consolidation rapide des formations compressibles par l'effet élevé de drainage conféré par le ballast.

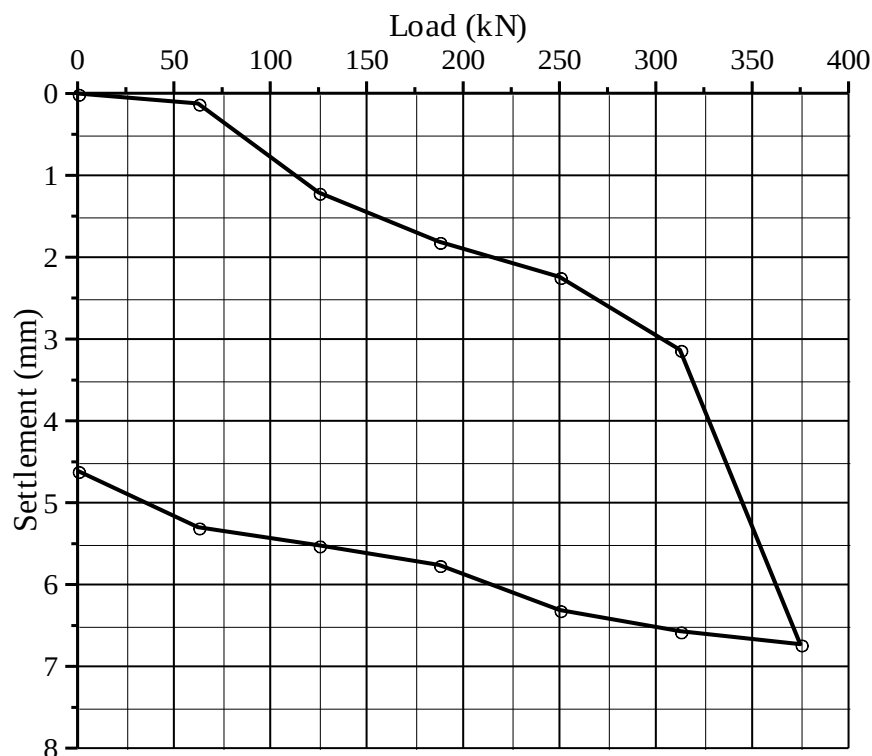


Figure 3.9- Résultats d'essai de chargement statique d'une colonne ballastée.

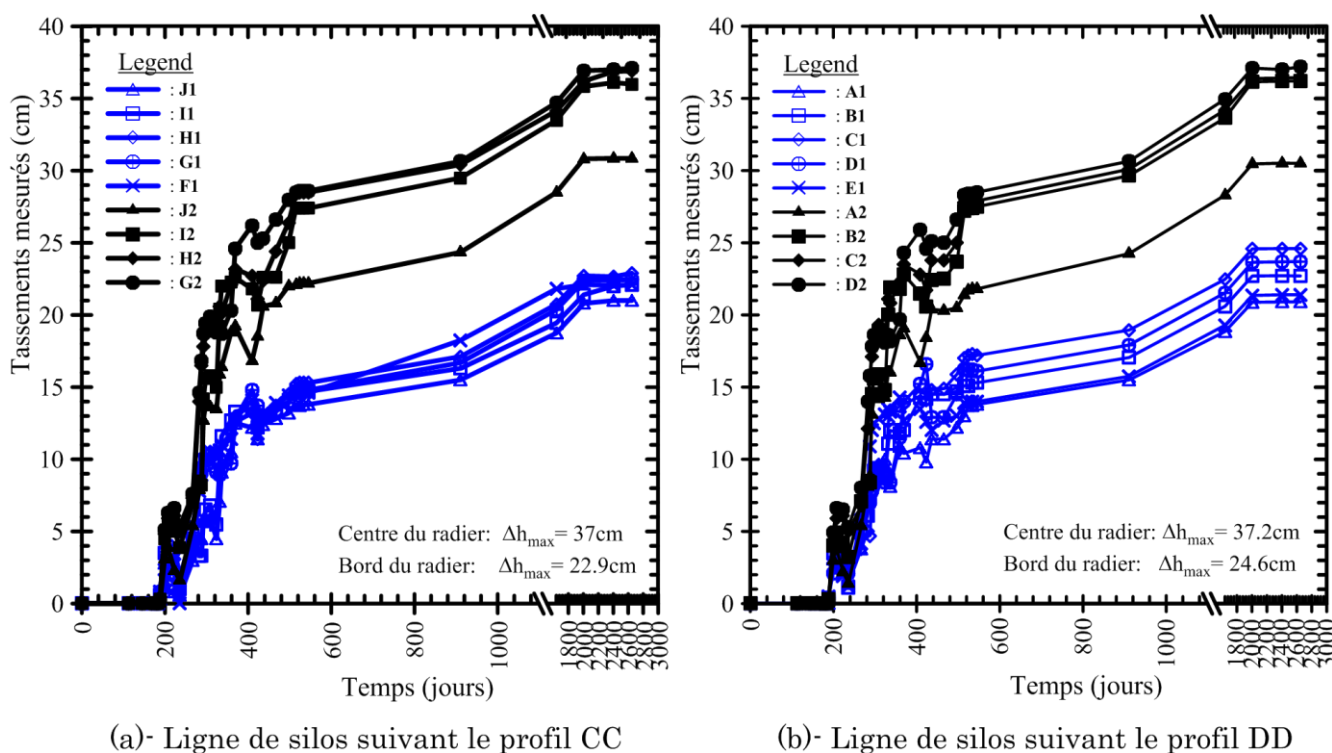


Figure 3.10- Relevés des mesures de tassements du radier depuis (2005 à 2012).

L'évolution de la déformée dans le sens longitudinal suivant les profils (CC et DD) ne retrace pas l'allure de cuvette jusqu' au mois de Mars 2007. Cette configuration du radier a engendré des zones de traction sur la fibre supérieure du radier, ce qui s'est traduit par l'apparition des

fissures profondes de forme de croix (X) entre les silos (Figure 3.4 et Figure 3.12 ). Le tassement maximal mesuré dans la partie centrale du radier est de 37.2 cm, son évolution est de l'ordre de 25% entre Mars 2007 et décembre 2012. Durant la période allant de Mars 2011 à décembre 2012 (640 j), les tassements n'ont pas évolué sous l'effet d'une contrainte moyenne de service de l'ordre de 110kPa.

L'analyse des tassements montre que les premières micro-fissures d'ordre millimétrique ont été constatées à partir d'un tassement différentiel de 6.5cm, valeur représentant  $(1/400)$  du diamètre du silo et une distorsion avoisinant  $(2.8/1000)$ . Les tassements différentiels sont très prononcés dans le sens transversal, nous avons enregistré 14.7cm entre (G1-G2), 14cm entre (H1-H2) et 13.5cm entre (D1-D2). Par ailleurs, l'évolution des tassements différentiels durant la première année correspondant à ( $t=550$  jours) représente plus de 80% du tassement différentiel total. La distorsion maximale atteinte est de  $(6.4/1000)$ , valeur très préjudiciable pour ouvrage de stockage.

Nonobstant les tassements différentiels, une déformation radiale (ovalisation) a été décelée à partir de 2009. Les relevés de déformation effectués en 2011 suivant différents états de chargement du silo C13 le plus affecté ont permis de tracer le diagramme d'ovalisation à la base; on dénote une variation maximale du rayon ( $-10 \leq \Delta r \leq 18\text{cm}$ ) correspondant au silo plein. L'ovalisation a touché potentiellement les silos situés dans la partie centrale du radier.

D'après le suivi pathologique de l'ouvrage, il en résulte le constat suivant (Figure 3.14):

- La cuvette de tassement a engendré la fissuration prononcée du radier, la stagnation des eaux pluviales (défaut d'étanchéité) et la corrosion des éléments métalliques,
- Inclinaison des silos atteignant 27cm et flambage des raidisseurs verticaux,
- Apparition de fissures sur les voiles des galeries souterraines, ce qui a engendré la défectuosité de l'étanchéité et l'infiltration des eaux de la nappe,
- Affaissement et changement de devers de la voirie périphérique au radier,
- Eclatement récurrent des boulons d'assemblage des passerelles par cisaillement,
- Apparition des déformations d'ovalisation sur la partie basse des silos centraux,
- Ecoulements diffus en provenance des colonnes ballastées et absence de système d'évacuation vers le caniveau périphérique.

La Figure 3.13 montre l'évolution de la cuvette de tassements du radier suivant les différents profils. On relève le caractère variable de la cartographie des tassements. Cela est imputable à

la souplesse du radier et la répartition dissymétrique des chargements. Les deux galeries longitudinales souterraines conçues en voiles de 50cm d'épaisseur ont augmenté substantiellement la rigidité flexionnelle longitudinale ( $EI_{yy} = 198 \times 10^3 \text{ MN.m}^2/\text{ml}$ ) du radier dans un rapport de l'ordre de (15 fois), par voie de conséquence, les tassements différentiels sont moins prononcés selon le sens longitudinal ( $xx$ ). En revanche, dans le sens transversal ( $EI_{xx} = 13.7 \times 10^3 \text{ MN.m}^2/\text{ml}$ ), les tassements différentiels entre le bord et le centre du radier sont importants. La Figure 3.14 illustre l'amplitude des tassements différentiels, la chronologie d'apparition des pathologies structurales et leurs effets sur les éléments de l'ouvrage.

D'après les calculs, la longueur élastique du radier ( $l_e$ ) est de l'ordre de 8.3m (Sadaoui et al., 2012). A cet effet, le radier de 0.8m d'épaisseur est souple ( $\phi_{\text{silos}} = 22.9\text{m} > \pi l_e / 2$ ) selon la combinaison d'un déchargement dissymétrique en quinconce correspondant au cas de charges variables dans trois silos consécutifs (un silo vide entre deux silos pleins par exemple). La vérification de la condition de rigidité montre que la présence d'un silo vide entre deux silos chargés nécessite une épaisseur minimale de 1.5m pour que le radier ait un comportement rigide. Les dimensions élevées du radier, l'hétérogénéité de la couche de sol compressible et la souplesse du radier ont contribué à l'amplification des tassements différentiels.

Les fissures profondes d'ordre millimétrique apparentes sur la face supérieure du radier témoignent sur l'ampleur des effets des tassements différentiels ayant engendré des contraintes de traction importantes, confirmées par les calculs numériques par EF (Figure 3.32 et Figure 3.34).

D'après la (Figure 3.13), on constate l'importante dissymétrie des charges dans les silos du 28 Mars 2006 au 01 Mars 2007 s'est traduite par une déformée longitudinale irrégulière. Cette période est caractérisée l'intensité et la récurrence des dommages structuraux (Figure 3.14).

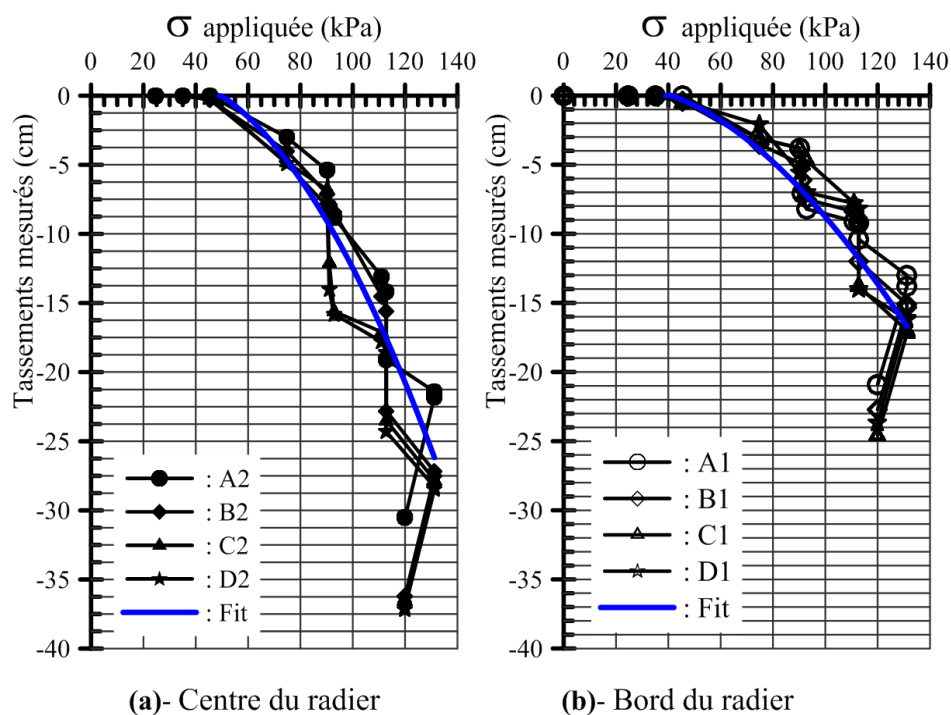


Figure 3.11- Variation des tassements en fonction de la contrainte de service moyenne.



(a)-Fissures profondes dans le radier



(b)-Stagnation des eaux pluviales



(c)-Déformation silos et flambage des raidisseurs



(a)-Fissuration et affaissement de la voirie

Figure 3.12- Illustration de quelques désordres observés (Bahar et al., 2010).



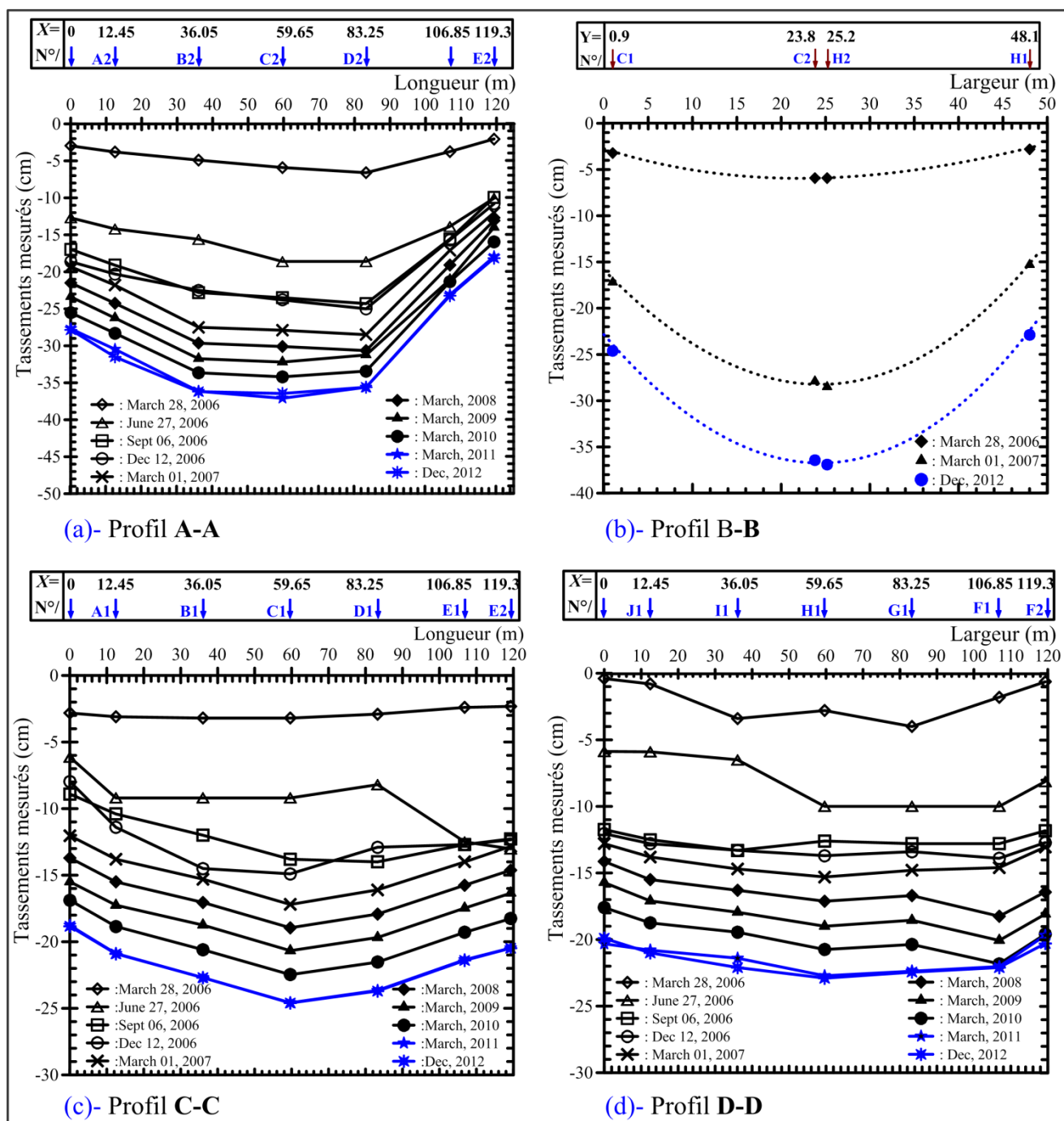


Figure 3.13- Evolution de la cuvette réelle des tassements du radier (Mesurés de 2006 à 2012).



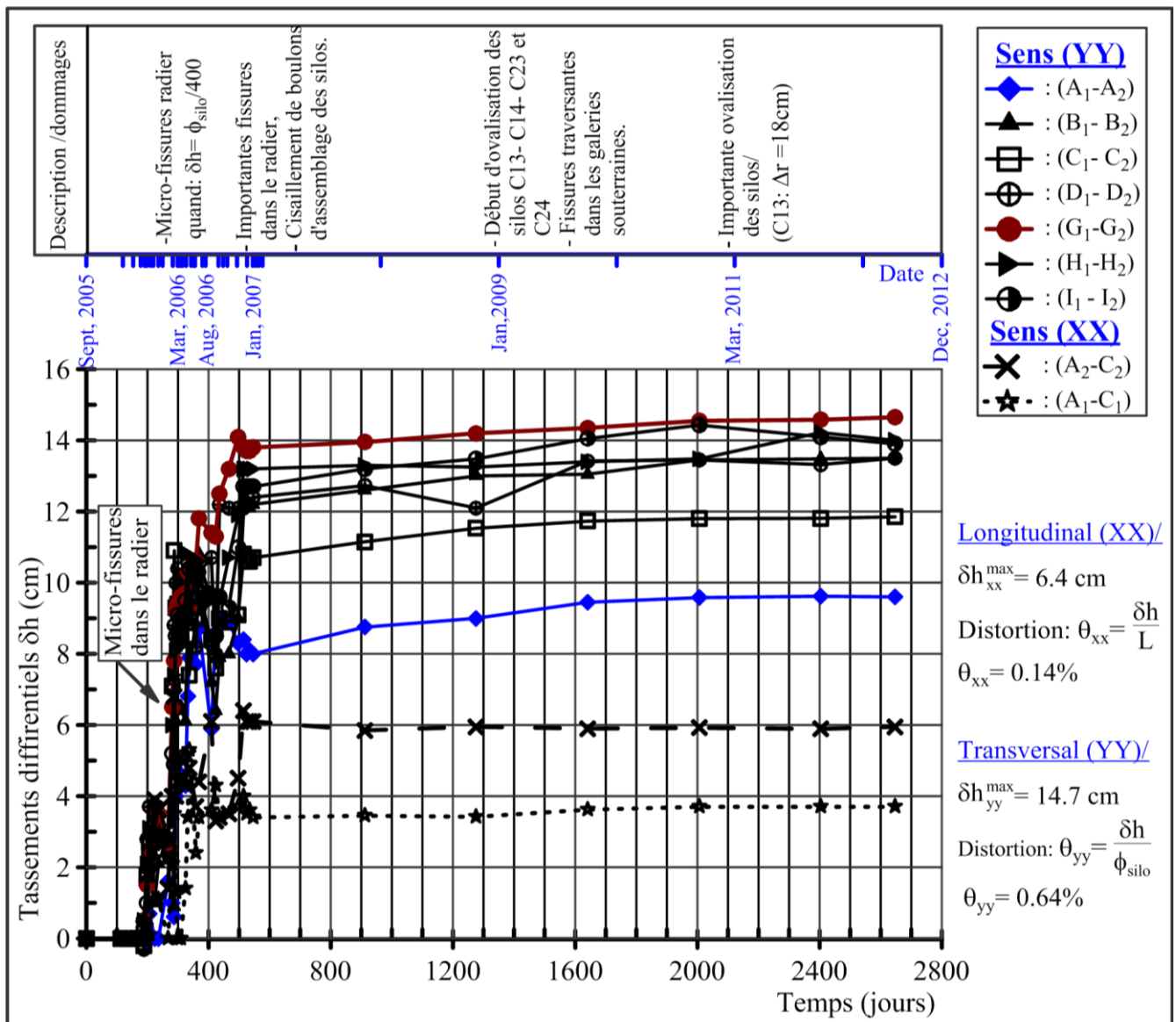


Figure 3.14- Variation des tassements différentiels entre le bord et le centre du radier et leurs effets pathologiques sur l'ouvrage (2005 à 2012).

### 3.5 MODELISATION NUMERIQUE PAR EF

On s'intéresse dans cette partie à la modélisation 3D du problème en tenant compte du contexte géotechnique du site, de la géométrie de l'ouvrage et des effets des chargements appliqués réellement pendant le processus d'exploitation des silos. A cet effet, le code d'éléments finis CESAR-LCPC v4 (Itech, 2012) a été utilisé pour mener la modélisation numérique. L'objectif escompté est la comparaison des résultats numériques aux mesures réelles et d'en évaluer le niveau de reproduction de la loi de comportement des sols choisie. En outre, les prévisions numériques des tassements du sol avec et sans colonnes ballastées permettent le calcul du coefficient de réduction des tassements  $\beta$  en utilisant la formule du coefficient correcteur  $\mu_\beta$  proposée dans le chapitre2 et la comparaison des résultats par rapport aux mesures à l'échelle réelle de l'ouvrage.

### 3.5.1 Paramètres géo-mécaniques de la modélisation

Les paramètres géotechniques constituent un élément clé influençant substantiellement les résultats des calculs numériques. Les difficultés du calage des paramètres mécaniques et leurs pertinences sont parmi les enjeux principaux du problème. La particularité du site objet de cette étude est sa topographie plane et sa proximité immédiate à l'oued Seghir, ce qui constitue un réceptacle dont dépend intrinsèquement la constitution lithologique du quaternaire. Par ailleurs, du point de vue hydrogéologique, la confluence du cours d'eaux et de la nappe phréatique contribue à la formation d'une zone de transition très hétérogène, de consistance meuble, de type principalement alluvionnaire. Le débit des effluents drainés par l'oued Seghir affecte également le régime des fluctuations saisonnières de la nappe.

Dans le cadre de la campagne d'expertise géotechnique effectuée à titre de diagnostic de l'ouvrage, les paramètres de cisaillement apparents  $c_{uu}$  et  $\phi_{uu}$  de la Figure 3.5 concernant d'autres sites limitrophes, ils sont donnés à titre d'informations qualitatives en vue de bien cerner le contexte géomécanique du site.

Les caractéristiques physiques et mécaniques prises en compte dans la modélisation ont été déterminées à partir de la combinaison des résultats des essais de laboratoire et in situ. L'interprétation des résultats des sondages pressiométriques PMT et statique CPT moyennant des corrélations usuelles notamment l'interprétation des essais pressiométriques PMT en utilisant les méthodes (Cassan, 1988; Bahar et al., 2012) nous ont permis l'évaluation des cohésions apparentes  $c_u$  et des modules de déformation  $E'$ . Les valeurs moyennes des paramètres utilisées dans la modélisation sont synthétisées dans le Tableau 3.2 et les Figures 3.15, 3.16 et 3.17.

A l'exception de la couche de remblai de TVO qui n'a pas été caractérisée par des essais de laboratoire, les valeurs moyennes des paramètres de cisaillement ( $c'$  et  $\phi'$ ) utilisés dans les calculs numériques ont été déterminés à partir des essais de cisaillement (Figures 3.15 à 3.17) et triaxiaux drainés (CD). Concernant la couche pulvérulente de TVO, les essais SPT réalisés dans d'autres sites avoisinants ( $N_{SPT} = 14 \text{ à } 31$ ) ont permis le calage de l'angle de frottement ( $c' = 0$  et  $\phi' = 30^\circ$ ), valeurs concordantes avec celles préconisées par la plupart des auteurs (Mestat, 1993; Hicher et Shao, 2002).

Concernant le substratum marno-calcaire (Crétacé), il est caractérisé par un faciès homogène et une résistance élevée, croissante avec la profondeur. L'essai triaxial (CD) effectué à (-57m/TN) de profondeur sur un échantillon extrait d'oued Soummam (pont de Scala) distant de l'ordre 350m du site donne les caractéristiques ( $c' = 123.5\text{kPa}$  et  $\phi' = 29.5^\circ$ ) et les courbes contrainte-déformation sont représentées sur la Figure 3.18. Le module de déformation sécant

( $E'_{50}$ ) utilisé dans la modélisation varie de 130 à 150MPa. Sachant que la cohésion augmente en général suivant le degré de consolidation du sol, une incrémentation de 0.5kPa/m est considérée dans la couche de marne compacte de 100m d'épaisseur, soit un domaine de variation de 100 à 150kPa pour la cohésion. L'angle de frottement considéré est constant ( $\phi' = 30^\circ$ ). Par ailleurs, les paramètres de déformation pris en compte pour la marne compacte sont concordants avec ceux recommandés par (Mestat, 1993) en l'occurrence ( $50 \leq E' \leq 1000 \text{MPa}$ ) et ( $0.25 \leq \nu' \leq 0.35$ ).

Les modules de déformation des alluvions compressibles ont été déterminés à partir des corrélations explicitées par les formules (1.45 et 1.46) du chapitre1. Il en résulte pour le remblai de TVO et les alluvions compressibles (2–30m) de profondeur des modules  $E'$  respectivement de ( $2.7E_M$  et  $2.06E_M$ ), correspondant à des valeurs moyennes de 20MPa et 8MPa. La corrélation du pénétromètre statique (1.47 – chap1) donne des valeurs de  $E'$  variant de 10.9 à 13.4MPa, valeurs légèrement élevées par rapport aux corrélations du pressiomètre PMT. Concernant la marne indurée (30–50m), le module est estimé à  $1.12E_M$ , équivalent à 30MPa. La représentation de la variation des modules de déformation  $E'$  et les valeurs prises en compte dans les modèles numériques par EF sont indiquées dans la Figure 3.6.

Tableau 3.2- Paramètres géomécaniques des modèles numériques.

| Natures des couches et des matériaux              | Epaisseur (m) | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | c (kPa) | $\phi'$ (°) | $\psi$ (°) | $E'$ (MPa)      | $\nu'$ |
|---------------------------------------------------|---------------|-------------------------------|---------|-------------|------------|-----------------|--------|
| Remblai en TVO compact                            | 0 - 2         | 19                            | 0       | 30          | 0          | 20              | 0.33   |
| Alternance d'argiles et de sables limoneux vaseux | 2 - 18        | 18                            | 27      | 14          | 0          | 6- 8            | 0.35   |
| Alluvions compressibles non traitées              | 18 - 30       | 19                            | 30      | 10          | 0          | 8- 8.7          | 0.35   |
| Marne grise indurée, plastique en surface         | 30 - 50       | 20.5                          | 90      | 25          | 0          | 30              | 0.30   |
| Marne grise très compacte                         | 50 - 150      | 21                            | 100-150 | 30          | 0          | 75- 150         | 0.25   |
| Colonnes ballastées $\phi 100\text{cm}$           | 0 - 12        | 21                            | 0       | 38          | 8          | 100             | 0.33   |
| Radier en BA d'Ep. 80cm                           | e =0.8m       | 25                            | -       | -           | -          | $3 \times 10^7$ | 0.20   |

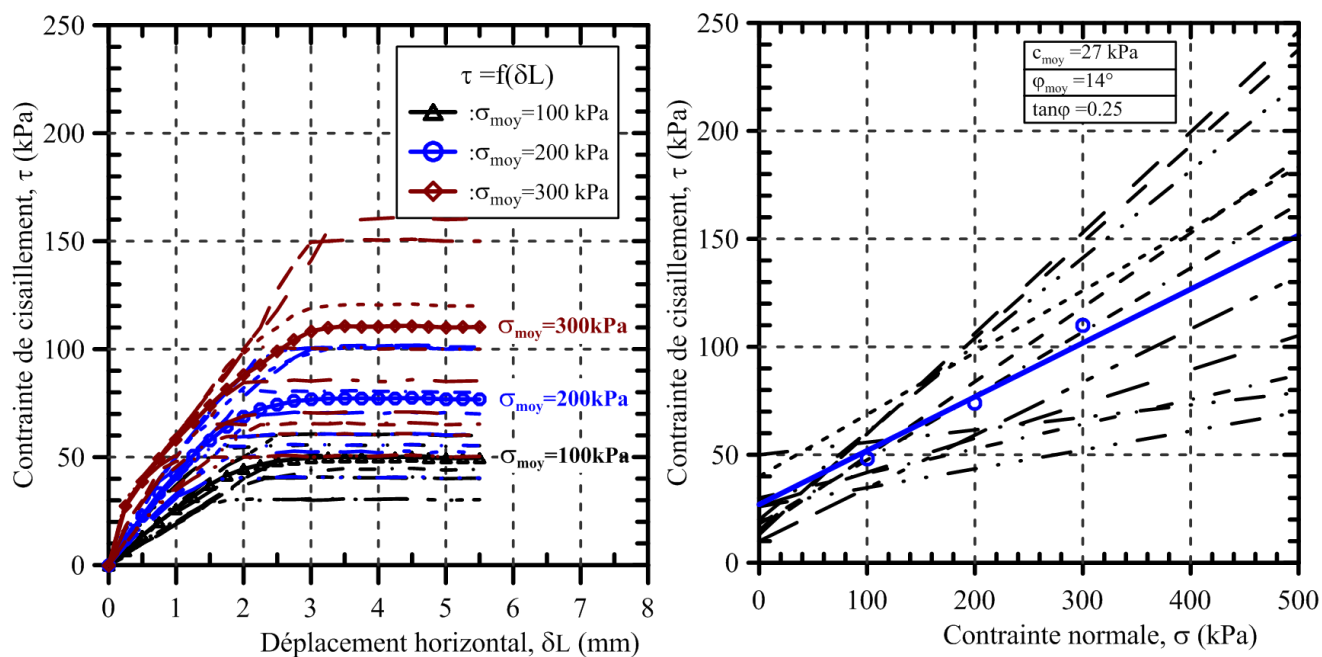


Figure 3.15- Paramètres de cisaillement moyens de la couche d'alluvions compressibles (2 à 18m).

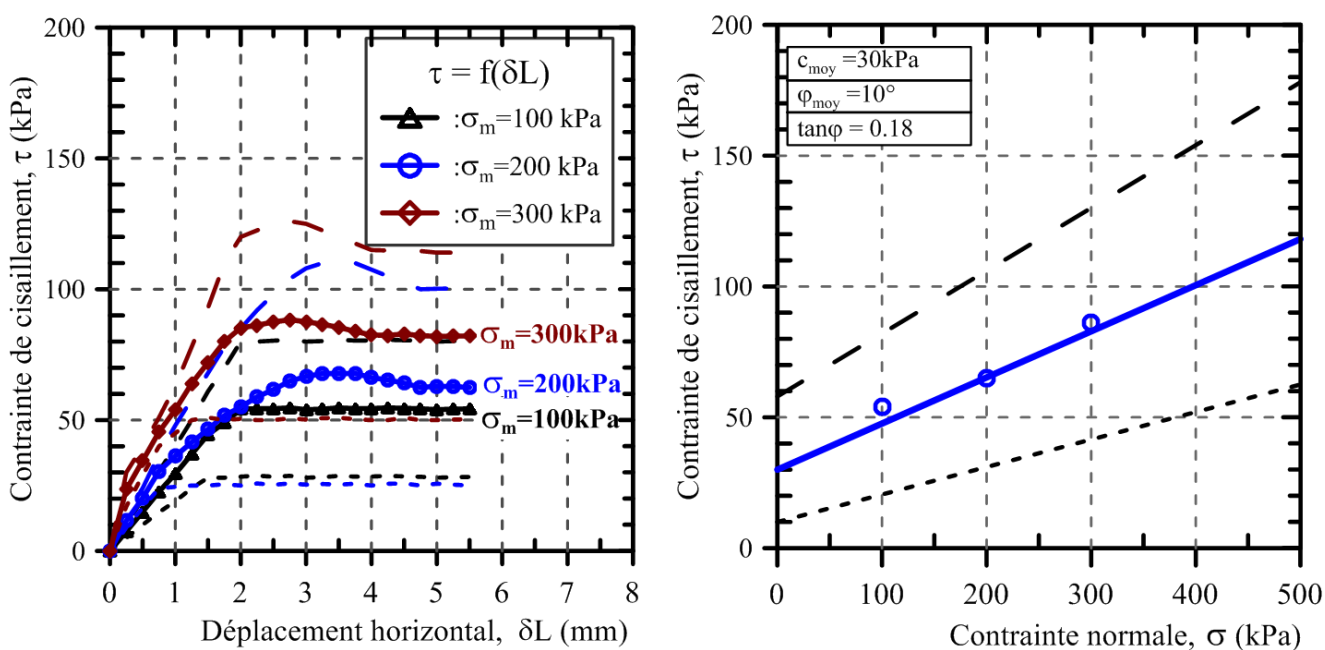


Figure 3.16- Paramètres de cisaillement moyens de la couche d'alluvions (18 à 30m).

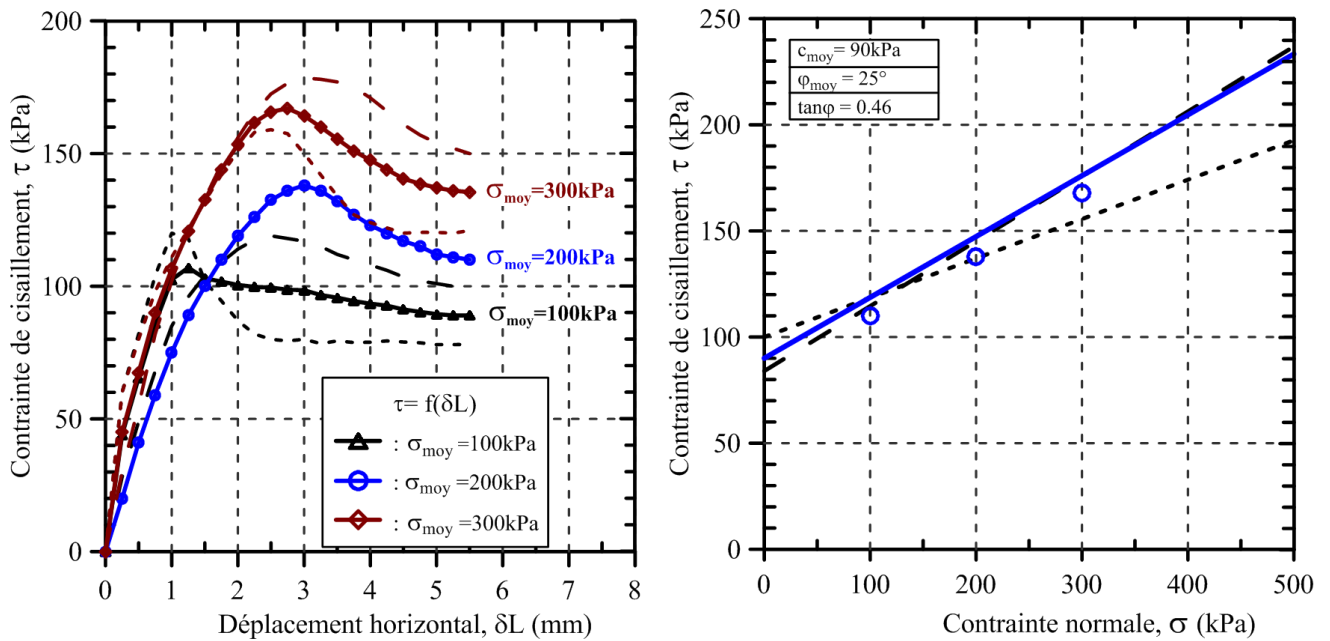


Figure 3.17- Paramètres de cisaillement moyens de la couche de marne indurée (30 à 50m).

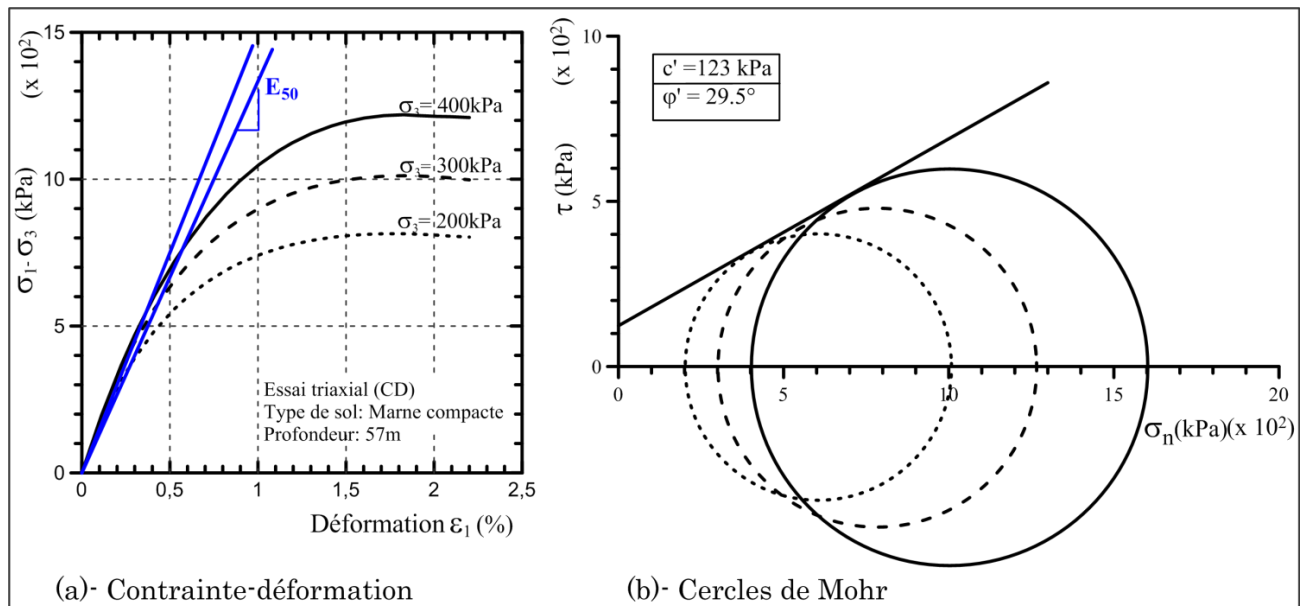


Figure 3.18- Résultats d'un essai triaxial (CD) réalisé à 57m dans le substratum (marne grise compacte).

### 3.5.1.1 Paramètres géotechniques équivalents

La prise en compte d'un nombre important de colonnes ballastées (1196 u) dans un modèle EF tridimensionnel rend les calculs extrêmement lourds, voire impossible. Pour pallier cette difficulté, un modèle 3D prenant en compte des paramètres homogénéisés de la couche de sol renforcé a été adopté. Les caractéristiques physiques et mécaniques de la couche renforcée par colonnes ballastées ont été déterminées en appliquant le principe d'homogénéisation édicté par

(Dhouib et Blondeau, 2005; Tan et al., 2008). Une nouvelle couche caractérisée par des paramètres physico-mécaniques homogénéisés est considérée dans le modèle.

La justification du dimensionnement par la méthode de Priebe a abouti à un maillage carré des colonnes de diamètre moyen ( $D_c=1m$ ); de maille de référence ( $2.4 \times 2.4 m^2$ ). Ainsi, il en résulte les paramètres de dimensionnement se traduisant par un coefficient de substitution ( $a=0.136$ ) et un rapport de concentration des contraintes ( $\eta=5.93$ ). Le paramètre ( $m=0.48$ ) calculé par la formule (1.10–chap1) d'après (Mitchell, 1970) permet la détermination des paramètres de cisaillement équivalents du milieu renforcé ( $\bar{c}_e; \bar{\varphi}_e$ ) à partir des expressions (1.11 et 1.12 –chap1) dues à (Priebe, 1978; Di Maggio, 1978). Le module de déformation équivalent  $\bar{E}_e$  est donné en fonction des paramètres ( $E_s, E_c$  et  $a$ ) par l'expression (1.13–chap1). En somme, les paramètres homogénéisés des couches renforcées (0 à 12m) sont synthétisés dans le Tableau 3.3.

L'angle de frottement du ballast  $\varphi'_c$  varie en général de 35° à 45 d'après Priebe dans (Soyez, 1985). L'expérimentation réalisée au triaxial sur un ballast de fuseau granulaire (2/5 mm) par les auteurs (Cimentada et al., 2011) a donné un intervalle de variation de  $\varphi'_c$  ( $\varphi'_c=41$  à 53°) avec un angle de dilatance  $\psi$  variable de 2 à 19°. L'angle de frottement  $\varphi'_c$  et le coefficient de poisson  $\nu'_c$  admis par les praticiens dans le cas d'un ballast roulé sont respectivement de 38° et 0.33 d'après (Dhouib et Blondeau, 2005; Coprec1, 2011). Concernant le module d'Young des colonnes ballastées ( $E'_c$ ), il dépend intrinsèquement de l'étreinte latérale du sol traité ( $p_{le}$ ) et du degré de compactage pendant l'exécution, agrégat délicatement quantifiable sur chantier. D'après la littérature spécialisée,  $E'_c$  est fonction du module de déformation du sol à l'état initial  $E'_s$  tel que le rapport ( $E'_c / E'_s$ ) varie dans un rapport de 5 à 10 (Soyez, 1985), D'après (Lambert et Rangeard, 2008), Priebe préconise un module intrinsèque  $E'_c$  pour le ballast de 100MPa. Généralement  $E'_c$  est variable de 60 à 100MPa dans la gamme formations de sols recouvrant le domaine d'application du procédé des colonnes ballastées. Par ailleurs, d'après l'étude paramétrique, le module  $E'_c$  n'a pas d'influence sur la réponse en déplacements des modèles numériques au delà ( $E'_c / E'_s = 20$ ).



Tableau 3.3- Paramètres physiques et mécaniques équivalents du sol renforcé entre 0 et 12m

| Natures des couches renforcées par colonnes ballastées | Epaisseur (m) | $\bar{\gamma}_e$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\bar{c}_e$ (kPa) | $\bar{\phi}_e$ (°) | $\bar{\psi}$ (°) | $\bar{E}_e$ (MPa) | $\nu'$ |
|--------------------------------------------------------|---------------|---------------------------------------|-------------------|--------------------|------------------|-------------------|--------|
| Remblai en TVO compact                                 | 0- 2          | 19.3                                  | 0                 | 34                 | 4                | 31                | 0.33   |
| Argiles et sable vaseux renforcés par CB               | 2- 12         | 18.4                                  | 14                | 27                 | 0                | 20.5              | 0.35   |

### 3.5.2 Modèle EF tridimensionnel (3D)

On s'intéresse à l'étude des tassements et des contraintes développés dans radier général suivant les phases de chargement réel apportées par les silos de stockage. Le radier est sollicité par des charges variables et dissymétriques par rapport à ces axes principaux. Les surfaces de chargement par silos sont circulaires d'une aire de l'ordre de 412m<sup>2</sup>. L'historique des contraintes d'exploitation transmises par les silos de stockage ( $\sigma_{ELS}^{(i)}$ ) durant plus sept (7) ans est représenté sur la Figure 3.19. La variation de la contrainte moyenne sous le radier ( $\sigma_{ELS}^{moy}$ ) à l'ELS depuis 2006 à 2012 est représentée sur la Figure 3.22.

L'analyse numérique du problème est menée sous l'environnement du code CESAR-LCPC (Itech., 2009). Tenant compte du caractère dissymétrique des contraintes appliquées au radier, le problème est étudié en 3D en assimilant l'épaisseur d'alluvions compressibles traitée par colonnes ballastées à une couche homogénéisée de paramètres équivalents résumés dans le Tableau 3.3. Le modèle 3D est constitué de 11250 éléments volumiques iso-paramétriques hexaédriques à 20 nœuds (H20) et 958 éléments triangulaires à 6 nœuds (T6). Le nombre total de nœuds du modèle est de 31282 et l'interpolation est de type quadratique.

L'étude est menée en utilisant le critère élastoplastique de Mohr-Coulomb de paramètres élastiques ( $E'$ ,  $\nu'$ ) et de cisaillement ( $c'$ ,  $\phi'$  et  $\psi'$ ) indiqués dans les tableaux 3.2 et 3.3. Deux (02) modèles 3D ont été construits, le modèle (a) prenant en compte un chargement incrémental par phases suivant la courbe réelle de chargement par silos de la Figure 3.19. Un modèle (b) prenant en compte l'hypothèse initiale de conception des silos s'appuyant sur un chargement uniforme sur l'ensemble des silos, ce qui se traduit par des contraintes moyennes par phases représentées sur la courbe de la Figure 3.22. L'objectif assigné est la comparaison des résultats des efforts et tassements des deux modèles et leurs confrontations aux mesures à l'échelle réelle de l'ouvrage et la déduction du coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) en vue de le comparer aux résultats issus de l'abaque proposé (chapitre2) dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes.

Les Figure 3.20 et 3.21 montrent les deux (2) modèles tridimensionnels et leurs conditions aux limites en déplacements. Le niveau de la nappe phréatique est à -2m/TN. La fluctuation de la nappe n'a pas été prise en compte dans les modèles pour cause d'absence de relevés piézométriques. Les contraintes géostatiques (phase 0) caractérisant l'état initial du massif sont générées automatiquement en considérant un coefficient des terres au repos ( $K_0$ ), déterminée à partir de la formule de (Jaky :  $K_0 = (1 - \sin \varphi) \sqrt{OCR}$ ) et variant de 0.5 à 1 selon l'état de consolidation des couches.

Le calcul par phasage a été mené suivant onze (11) phases de chargement à contrainte moyenne croissante. La (phase 1) caractérise la prise en compte du poids propre de l'ouvrage évalué à 24.6kPa (Figure 3.22).

Les (phases 2 à 11) prennent en compte l'incrémentation des contraintes dues à l'ensilage-déchargement des silos. La contrainte maximale atteinte à l'ELS est de ( $\sigma_{ELS}^{max} = 131.2 \text{ kPa}$ ).

### 3.5.2.1 Procédure d'incrémentation des contraintes (modèle a)

Phase 1 ( $\sigma_1 = 24.6 \text{ kPa}$ ) : Elle est répartie sur l'aire du radier ( $A_{rad} = 5845.7 \text{ m}^2$ )

Pendant un instant (t) représenté par une (phase i), la contrainte en service  $\sigma_{0ELS}$  transmise par le (silo j) est donnée par:

$$\sigma_i^{(j)} = \frac{Q_i^{(j)}}{A_{silo}} \approx \frac{Q_j}{412} \text{ (kPa)} \quad (3.1)$$

Pendant la phase (i), les contraintes dans chaque silo (j) ( $1 \leq j \leq 10$ ) sont données par:

$$\sigma_i^{(1)} = \frac{Q_i^{(1)}}{412}, \sigma_i^{(2)} = \frac{Q_i^{(2)}}{412}, \sigma_i^{(3)} = \frac{Q_i^{(3)}}{412}, \dots, \sigma_i^{(10)} = \frac{Q_i^{(10)}}{412}$$

$Q_i^{(1)}, Q_i^{(2)}, Q_i^{(3)}, \dots, Q_i^{(10)}$  : Poids total (kN) ensilé à la phase (i) respectivement dans les silos ( $j = 1, 2, 3, \dots, 10$ ). Ces valeurs ont été enregistrées quotidiennement à partir d'une station de gestion numérisée à temps réels des stocks (Figure 3.7).

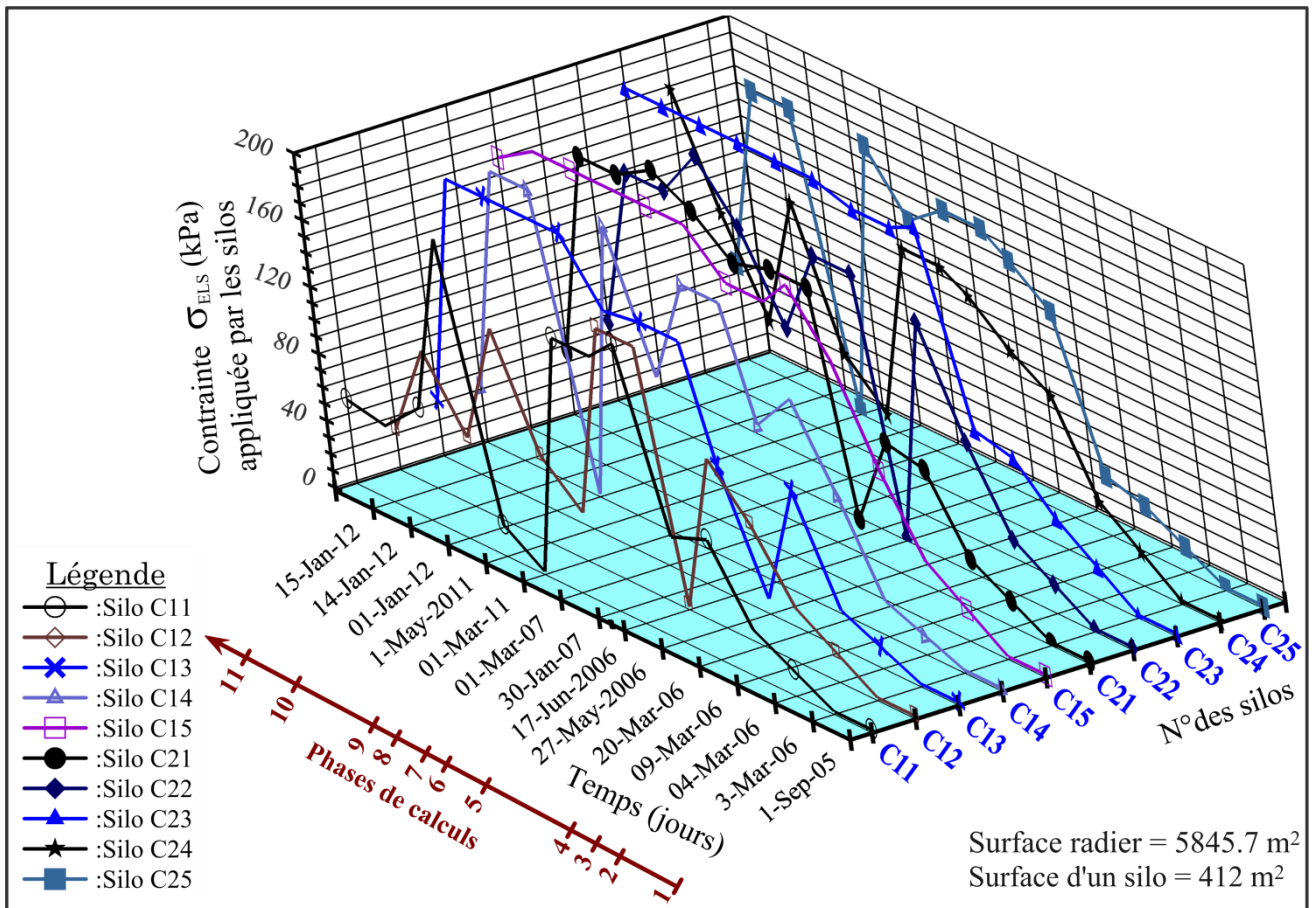


Figure 3.19- Historique de distribution des contraintes de services (Modèle a).

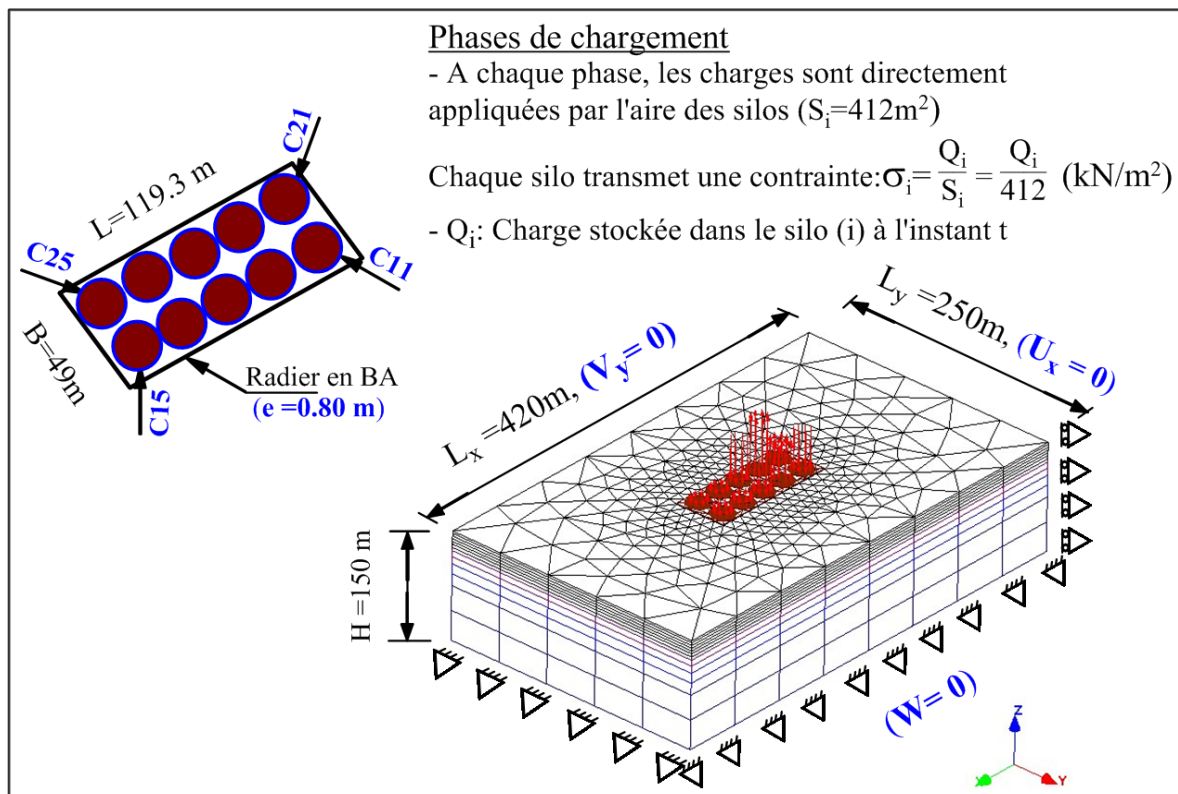


Figure 3.20- Maillage EF-3D et conditions aux limites du modèle (a).

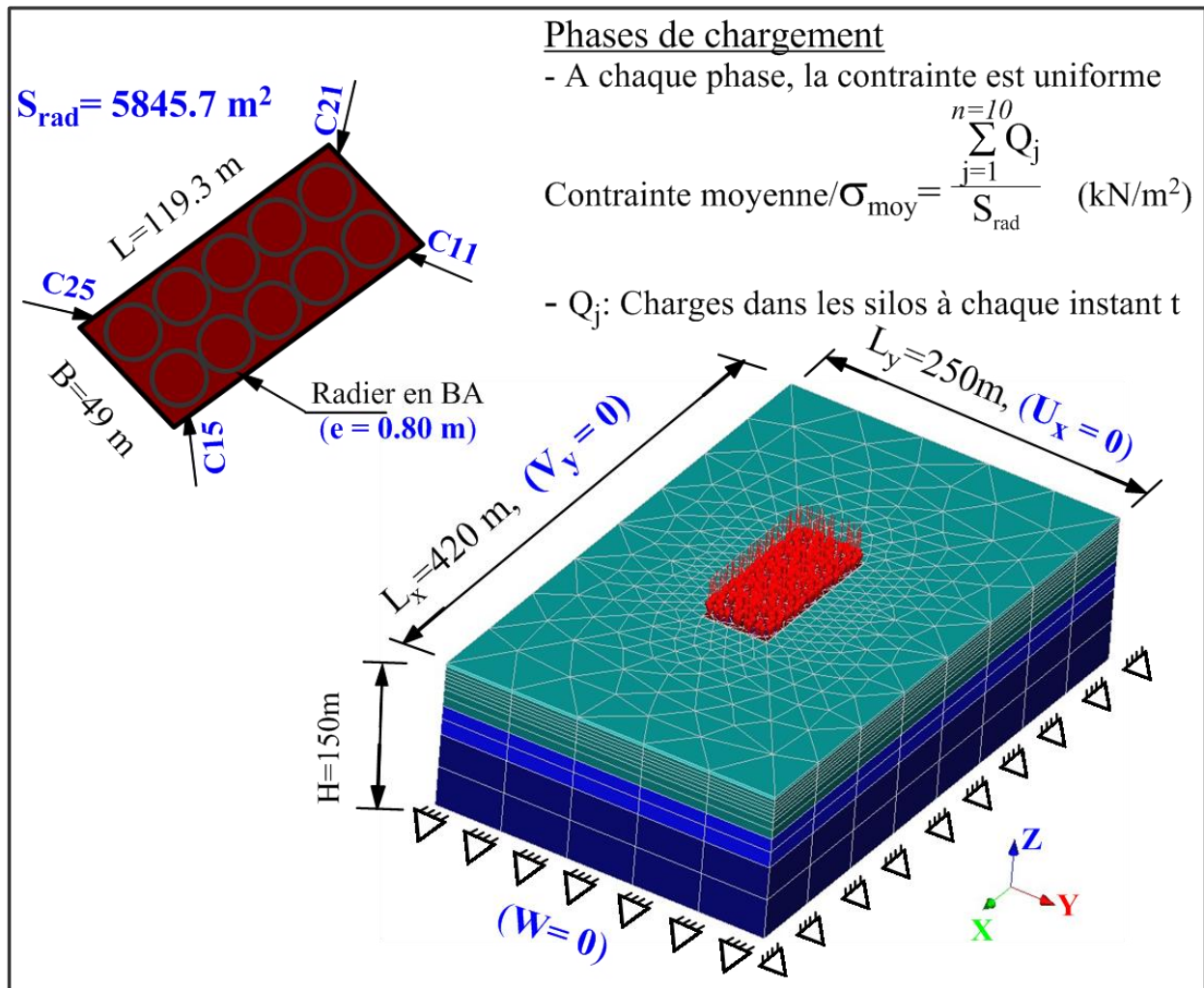


Figure 3.21- Maillage EF-3D et conditions aux limites du modèle (b).

La phase de calcul  $(i+1)$  est basée sur la phase  $(i)$  en incrémentant les contraintes par silos.

$$\text{Phase } (i+1): \sigma_{(i+1)}^{(j)} = \sigma_i^{(j)} \pm \Delta\sigma_{(i+1)}^{(j)} = \sigma_i^{(j)} \pm \frac{\Delta Q_{(i+1)}^{(j)}}{412} \quad (3.2)$$

$\Delta Q_{(i+1)}^{(j)}$ : Incrément ou décrétement de charge dans le silo  $(j)$  au cours de la phase  $(i+1)$  en  $(\text{kN})$ .

L'incrément des contraintes s'effectue selon le cas. Il s'agit d'un incrément positif  $(+)$  dans le cas de l'ensilage, et d'un décrétement négatif  $(-)$  dans le cas de déchargement des silos.

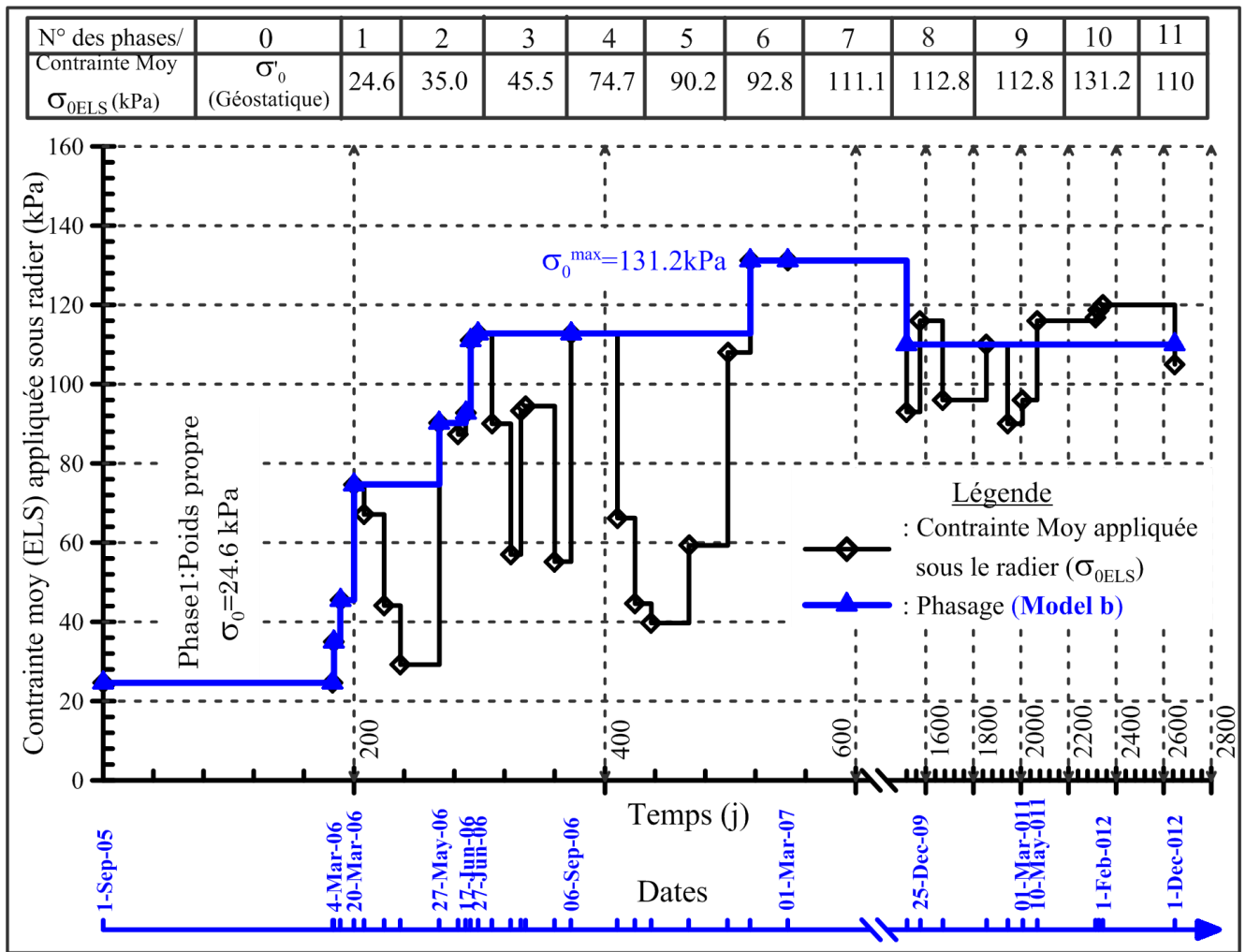


Figure 3.22- Variation de la contrainte moyenne (ELS) sous le radier général (2005 à 2012).

### 3.5.2.2 Procédure d'incrémentation des contraintes (modèle b)

Le modèle (b) reproduit le chemin d'un chargement uniforme des silos traduisant une répartition des contraintes identique sur toute la surface du radier ( $A_{rad}$ ). Cette procédure a été arrêtée dans le cahier de charges de l'étude initiale du projet (Sadaoui, 2011).

Phase (1) : Application du poids propre de l'ouvrage soit ( $\sigma_1 = 24.6 \text{ kPa}$ ), répartie sur la surface du radier.

A la phase ( $i, i > 1$ ), la contrainte appliquée est donnée par:



$$\sigma_i = \frac{\sum_{j=1}^{10} Q_i^{(j)}}{A_{rad}} = \frac{\sum_{j=1}^{10} Q_i^{(j)}}{5845.7} \quad (\text{kPa}) \quad (3.3)$$

A la phase de calcul  $(i+1)$ , la contrainte appliquée est de:  $\sigma_{i+1} = \sigma_i + \Delta\sigma_{i+1}$  (3.4)

Tenant compte de la lourdeur des calculs 3D, seuls 11 phases les plus représentatives de l'historique d'ensilage-déchargement des silos ont été considérées dans la présente étude.

### 3.5.3 Modèle 2D en déformations planes

Le modèle 3D est très lourd en temps de calcul, il représente environ 75 fois celui du modèle 2D. En revanche, l'approche par un modèle 2D est très grossière dans notre cas car il ne peut prendre en compte les aspects tridimensionnels en matière de chargements et de propriétés des matériaux. Cependant, une prévision approximative du tassement maximal dans le cadre d'un avant projet peut être menée moyennant des simplifications.

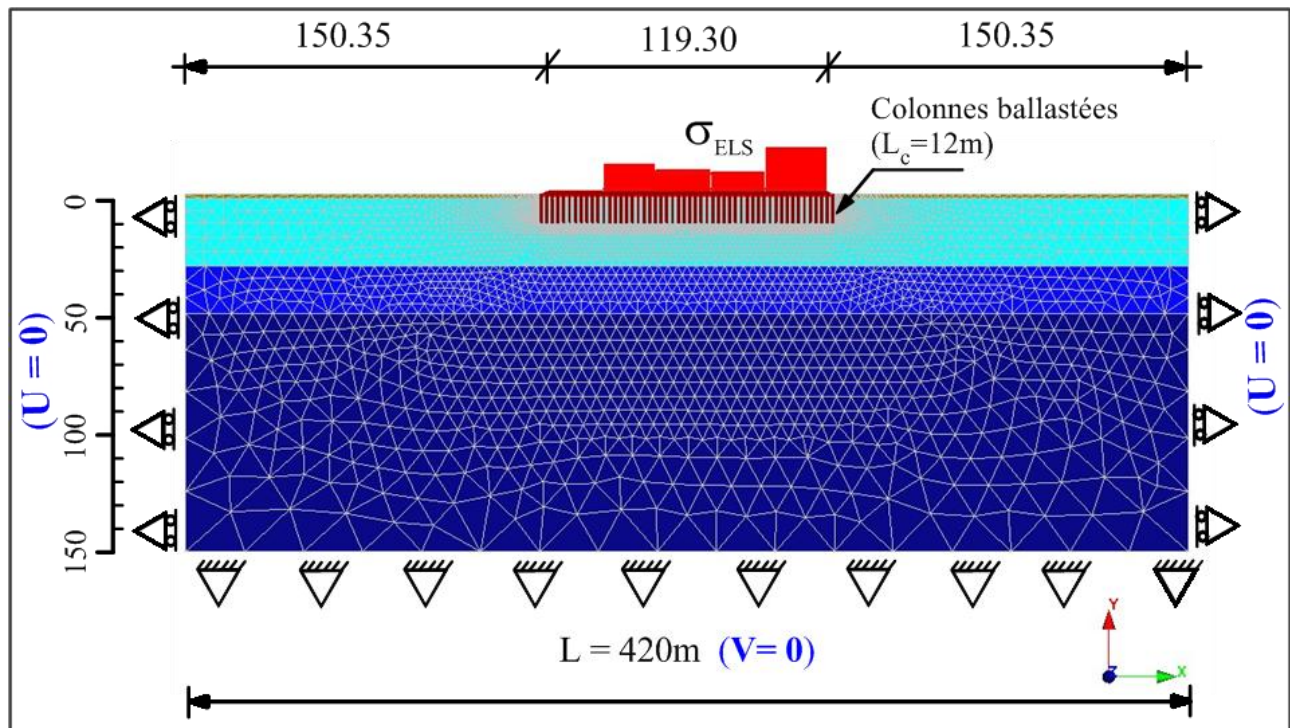


Figure 3.23- Approche par modèle EF-2D en déformations planes

Le modèle 2D suivant le profil BB représenté sur la (Figure 3.23) est constitué de 13449 éléments à interpolation quadratique, 201 éléments linéiques et 29142 nœuds. En déformations planes ( $\epsilon_z = 0$ ), les colonnes ballastées sont schématisées par des murs équivalents, d'entraxe 2.4m et de 12m de profondeur. Les paramètres géo-mécaniques des matériaux sont ceux de Mohr- Coulomb indiqués dans le Tableau 3.2.



### 3.6 RESULTATS ET DISCUSSIONS

Le modèle élastoplastique de Mohr- Coulomb fait appel à cinq (5) paramètres géotechniques facilement mesurables en laboratoire et corrélables à partir des essais in situ, il reproduit dans l'ensemble correctement les mesures réelles à l'échelle de l'ouvrage. Les tassements finaux obtenus à partir du modèle (a) aux centres et bord du radier profil (A-A) sont respectivement de 34.67cm et 15cm, l'écart avec les mesures est de l'ordre de 7% Figure 3.27(Figure 3.27a et b). Ainsi, on remarque une bonne concordance avec les mesures en relevant un léger écart par rapport au modèle (b). D'après les résultats, une divergence importante est relevée entre les valeurs numériques des tassements et les mesures aux bords du radier profils (C-C et D-D). En revanche, la cuvette des tassements (Figure 3.27b et 3.29) suivant les profils transversaux (B-B, B<sub>1</sub>-I<sub>1</sub> et D<sub>1</sub>-G<sub>1</sub>) est très proche des résultats numériques dont l'écart est inférieur à 6% par rapport au modèle (a). Il y a lieu de noter que le modèle (a) reproduit au mieux la configuration expérimentale de la déformée du radier et des tassements différentiels (Figure 3.27 et 3.28). Les Figure 3.24 et 3.25 illustrent la cartographie des tassements, elles dénotent une irrégularité de la cuvette des tassements engendrée par des dissymétries de chargement du radier en phase six (6), accusant un tassement absolu maximal de 21.65cm.

Concernant les efforts internes, on remarque que les contraintes de flexion  $\sigma_{xx}$  et  $\sigma_{yy}$  et les moments fléchissants  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  donnés par le modèle (a) sont plus importants par rapport au modèle (b). Ils oscillent dans l'intervalle variant de (1.7 à 2.2 ). Un moment maximal ( $M_{yy} = 1002 \text{ kN.m}$ ) est obtenu à partir du modèle (a), cela représente le double de la résistance élastique du radier, ce qui étaye la plastification du béton et l'ouverture accentuée des fissures. Cependant, le moment maximal donné par le modèle (b) est de 423.45 kN.m, valeur jugée admissible en tenant compte de la résistance caractéristique du béton ( $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ) et du ferrailage mis en œuvre.

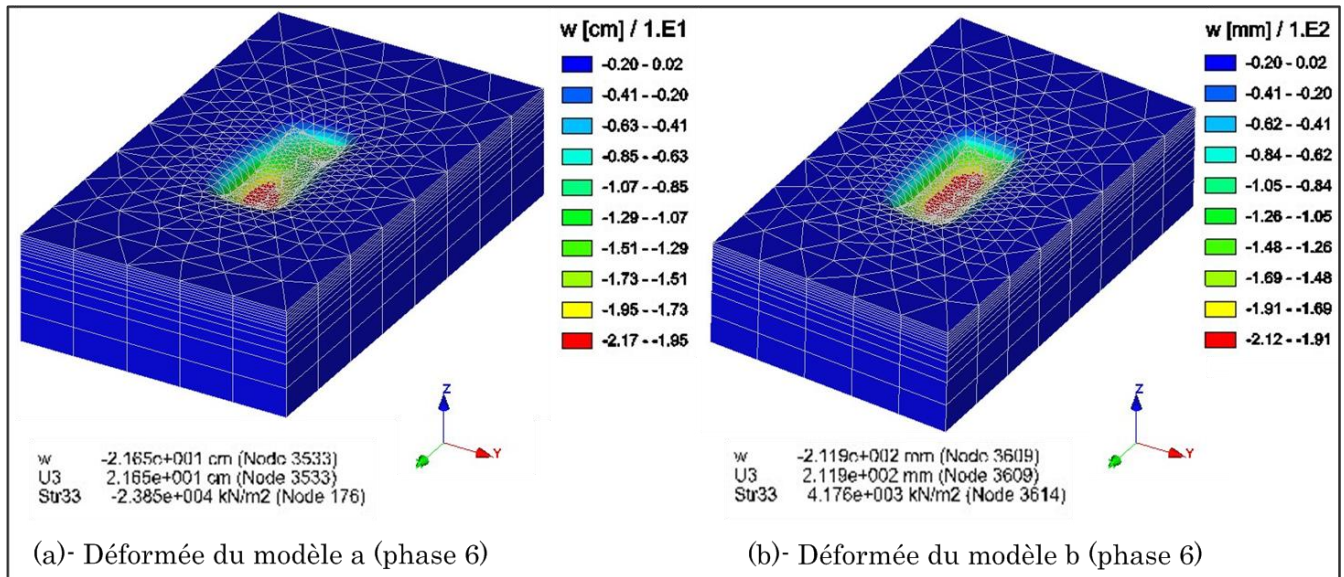


Figure 3.24- Déformées des modèles EF-3D (Phase 6).

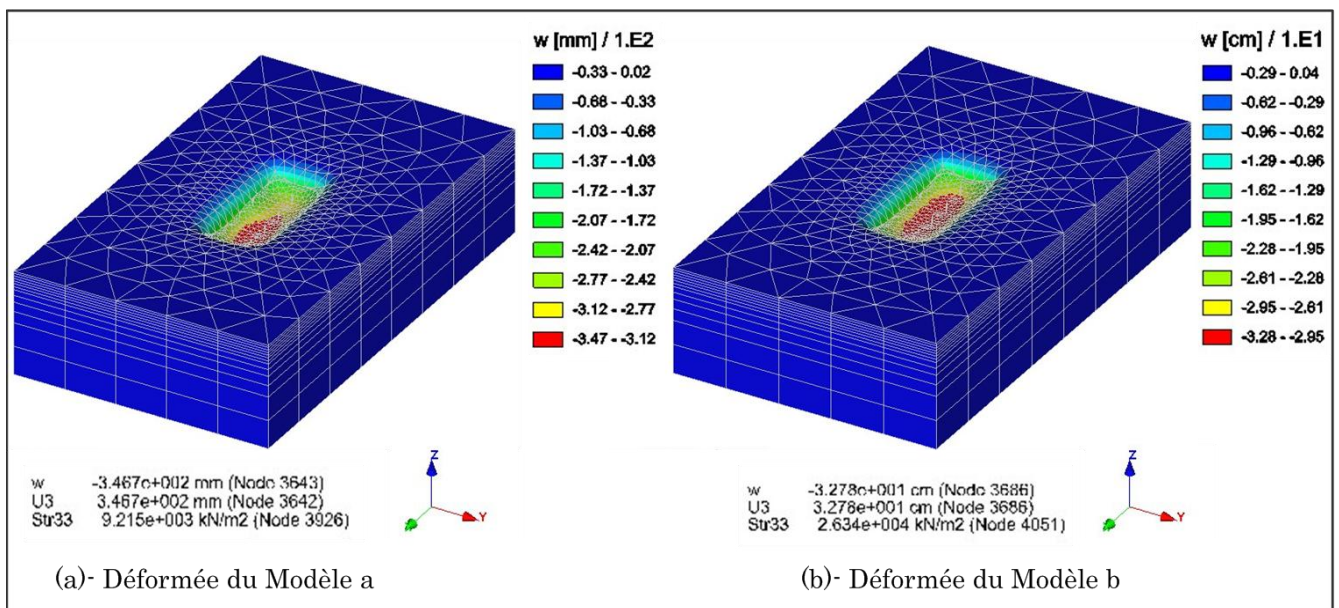


Figure 3.25- Déformées finales du maillage des modèles EF-3D.

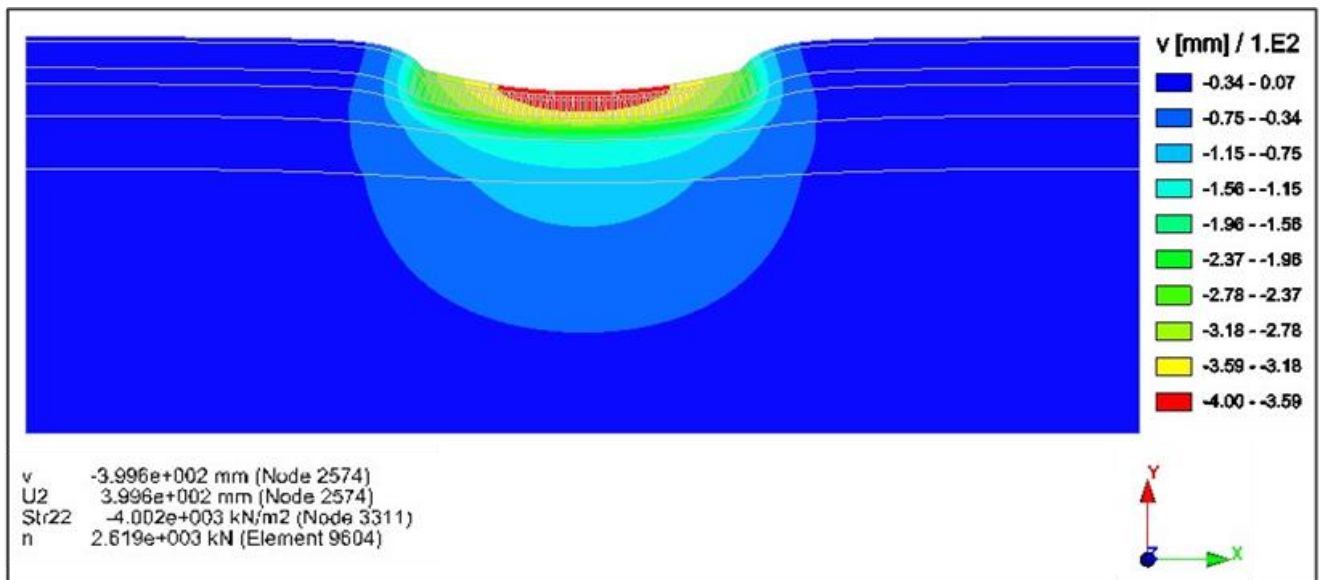


Figure 3.26- Tassement approché en déformations planes (déformée du modèle EF-2D).

Les calculs numériques 3D montrent clairement l'influence des chargements dissymétriques sur l'enveloppe des efforts maximums de calcul. La négligence de ces actions réelles dans la conception et le dimensionnement conduit sans doute au sous-dimensionnement de la fondation. Par ailleurs, les contraintes de cisaillement  $\tau_{xy}$  dans les voiles des galeries souterraines sont plus importantes dans le modèle (a) ( $\tau_{xy}^{max}=15.9\text{MPa}$ ) par rapport au modèle (b) ( $\tau_{xy}^{max}=9.35\text{MPa}$ ). En dépit des effets préjudiciables dus à la flexion du radier, ces valeurs sont jugées excessives par rapport aux seuils réglementaires. Par conséquent, les tassements différentiels amplifient substantiellement les efforts internes dans un rapport de 2 à 5, d'où leurs effets redoutables sur la résistance et la stabilité de forme d'un ouvrage.

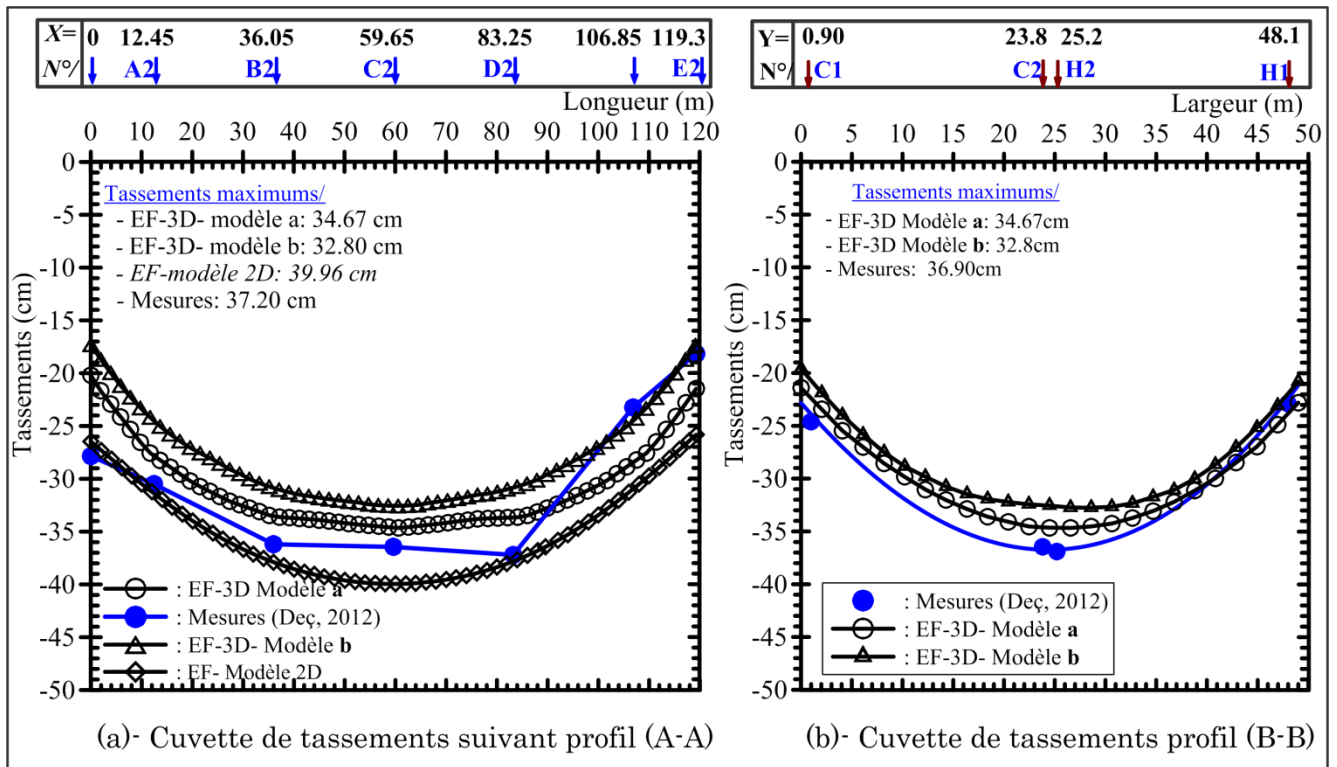


Figure 3.27- Confrontation entre les cuvettes de tassements numériques et les mesures (profils: A-A et B-B)

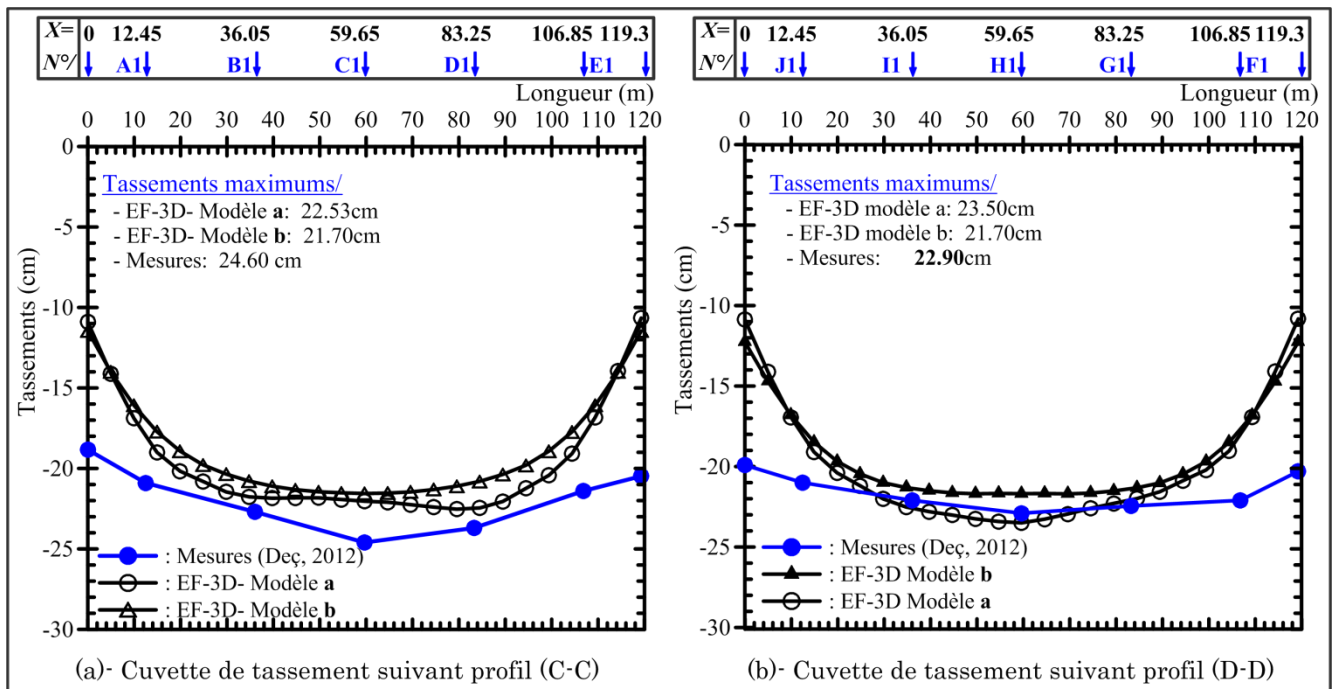


Figure 3.28- Confrontation entre les cuvettes de tassements numériques et les mesures (profils: C-C et D-D)

Les valeurs numériques de tassement final obtenues aux bords et centre du radier sont respectivement de 26.5 et 40cm (Figure 3.27-a). On dénote un tassement différentiel de 13.5



cm entre bord et le centre. L'écart entre les valeurs numériques et les mesures est variable de 7 à 8%. Le moment fléchissant maximal est de ( $M_z = 637.14 \text{ kN.m}$ ) (Figure 3.33a).

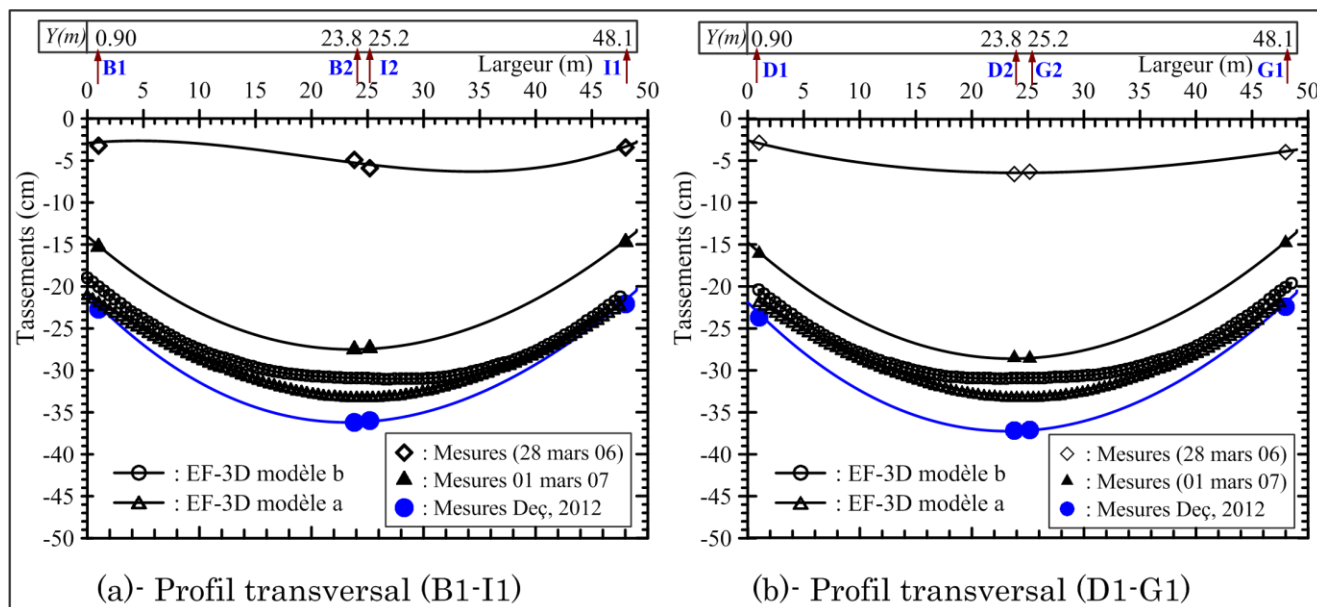


Figure 3.29- Comparaisons entre cuvettes transversales de tassements (profils: B1-I1 et D1-G1).

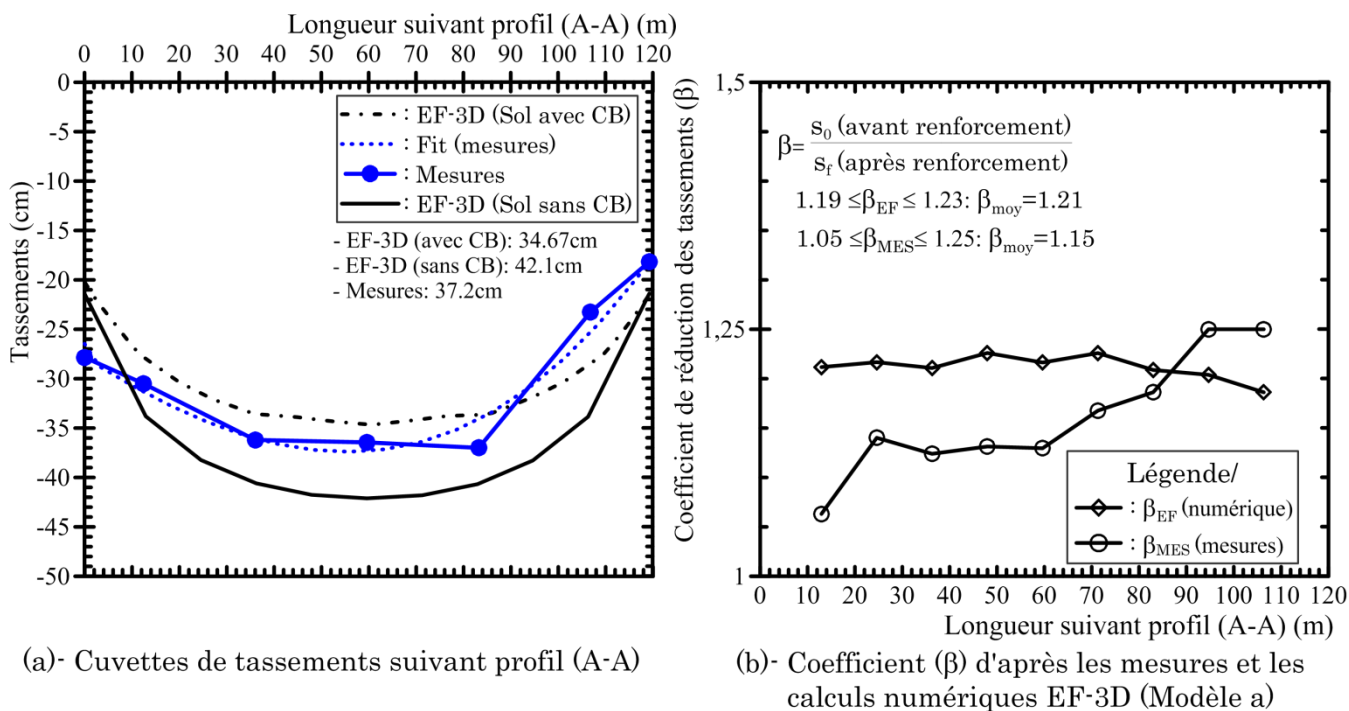
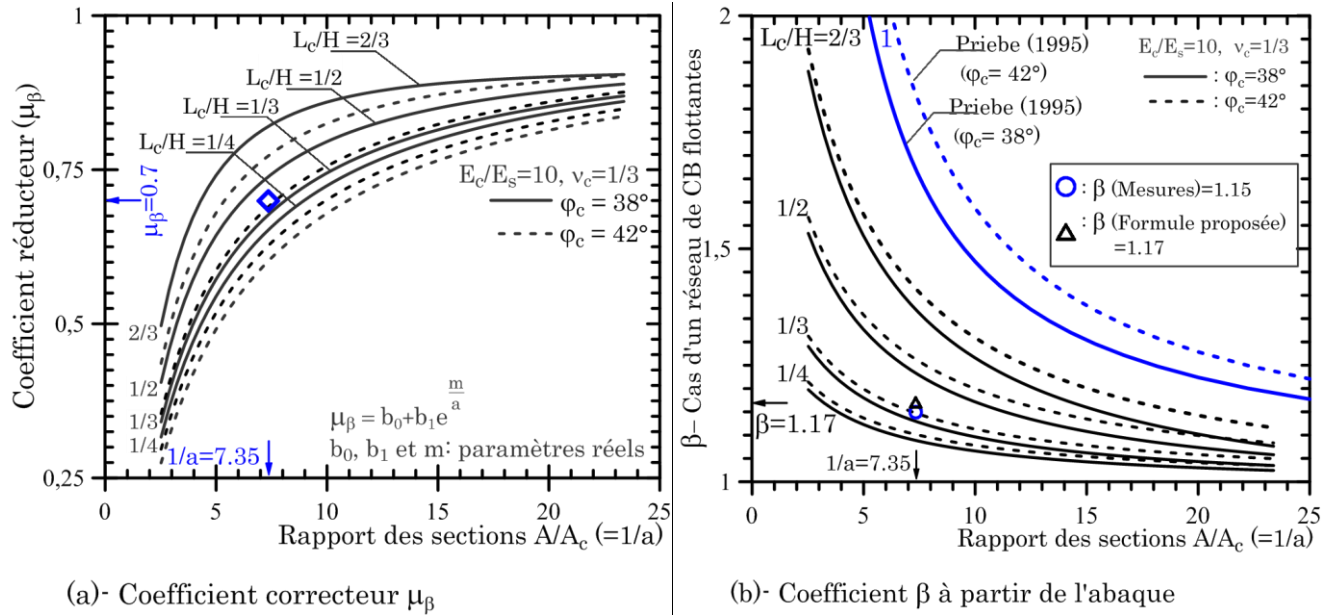
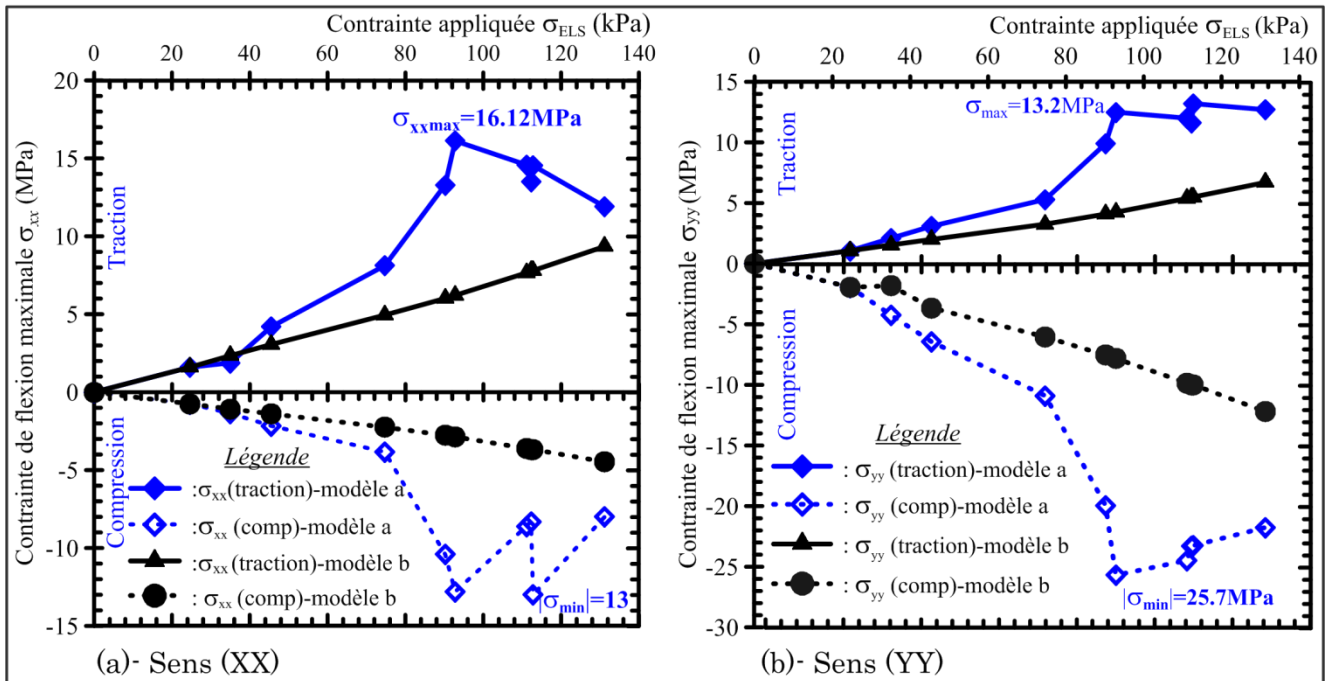


Figure 3.30- Coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ), confrontation entre les résultats numériques EF-3D et les mesures.


 Figure 3.31- Comparaison des valeurs de ( $\beta$ ) avec la formule proposée.

 Figure 3.32- Enveloppe des contraintes de flexion maximales ( $\sigma_{xx}$  et  $\sigma_{yy}$ ), comparaison entre les résultats des modèles.

### 3.6.1 Coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ )

Les Figure 3.30-a et b montrent les cuvettes finales de tassements mesurées et leurs prédictions numériques sans renforcement (sol initial) et avec colonnes ballastées. Les tassements du sol sans renforcement, calculés à partir des mêmes phases que le modèle (a)



sont successivement de 42.1 et 21.4 cm aux centre et bord du radier, soit un tassement différentiel de 20.7cm. Concernant le coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) déterminé à partir des valeurs numériques et expérimentales (Figure 3.30b), il varie dans les intervalles ( $1.19 \leq \beta_{EF} \leq 1.21$ ) pour le modèle(a) et ( $1.05 \leq \beta_{MES} \leq 1.15$ ) pour les mesures. D'après les mesures (Figure 3.30b),  $\beta_{moy}$  est de 1.13. La procédure de calcul de  $\beta$  à partir de l'abaque proposé est illustrée dans la Figure 3.31 a et b .

Le coefficient de réduction des tassements  $\beta$  proposé par Priebe (95) dans le cas des colonnes complètes est donné par l'expression (1.19) comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0.136 \\ \varphi_c = 38^\circ \end{array} \right. \rightarrow \beta = \frac{s_0}{s_f} = 1 + a \left( \frac{0.5 + f(\nu_s, a)}{K_{ac} f(\nu_s, a)} - 1 \right) = 1 + a \left( \frac{5 - a}{4K_{ac}(1 - a)} - 1 \right) = 1.67$$

Pour tenir compte du caractère flottant des colonnes ballastées, un coefficient correcteur  $\mu_\beta$  a été proposé. Le coefficient  $\beta$  corrigé est donné par la formule (Eqs-2.7 et 2.8 chap 2) suivante:

$$\beta_{proposé} = \mu_\beta \times \beta_{Priebe} = \left( b_0 + b_1 e^{\left( \frac{m}{a} \right)} \right) \left[ 1 + a \left( \frac{5 - a}{4K_{ac}(1 - a)} - 1 \right) \right]$$

$b_0, b_1$  et  $m$  : Paramètres donnés dans le tableau 2.7 (chapitre2) en fonction de ( $L_c/H$ ).

L'épaisseur de la couche compressible (Figure 3.3) est ( $H = 30m$ ):  $\Rightarrow 1/3 \leq L_c/H = 0.4 \leq 1/2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_\beta(0.33) = 0.865 - 0.81e^{\left( \frac{-0.195}{a} \right)} = 0.865 - 0.81e^{\left( \frac{-0.195}{0.136} \right)} = 0.67 \\ \mu_\beta(0.5) = 0.88 - 0.805e^{\left( \frac{-0.234}{a} \right)} = 0.88 - 0.805e^{\left( \frac{-0.234}{0.136} \right)} = 0.74 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Interpolation linéaire: } \mu_\beta(0.4) = 0.7$$

$$\text{Soit: } \beta_{proposé} = \mu_\beta \times \beta_{Priebe} = 0.7 \times 1.67 = 1.17$$

La valeur du coefficient  $\beta_{corr}$  qui tient compte de l'aspect flottant des colonnes ballastées est très concordante par rapport aux résultats des mesures sur site (Figure 3.31 a et b ). Sachant que le coefficient  $\beta$  intervient dans le dimensionnement du maillage des colonnes ballastées, la

prise en compte du coefficient correcteur  $\mu_\beta$  dans la phase d'avant projet permettra d'intégrer l'influence sur le maillage quand les colonnes en réseaux sont réputées flottantes ( $L_c/H < 1$ ).

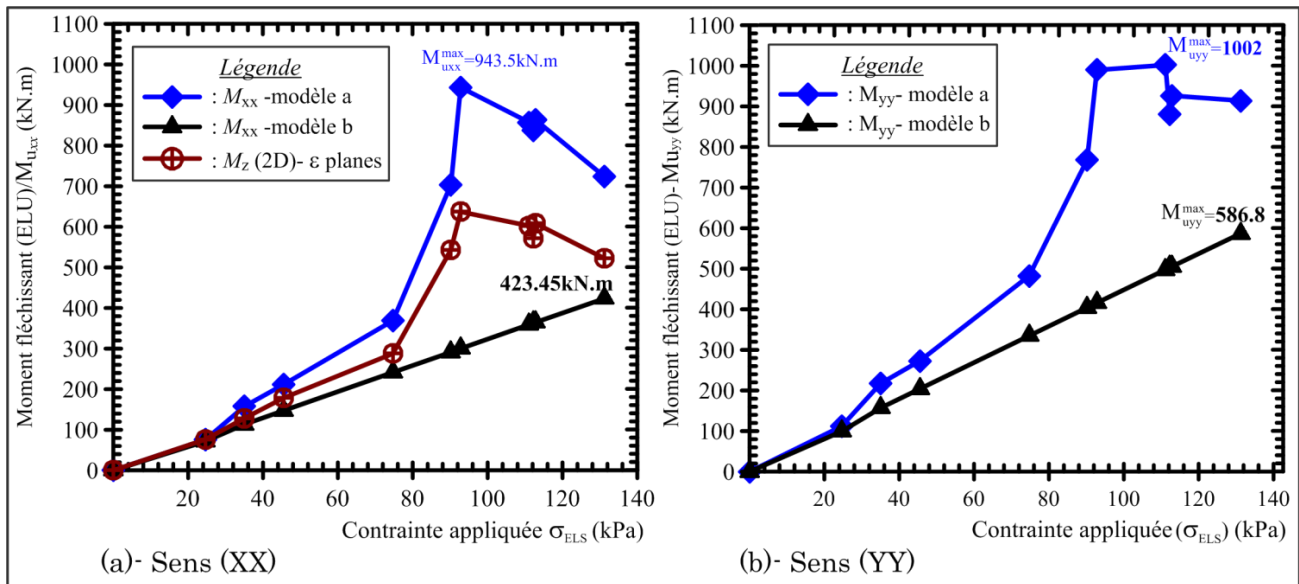


Figure 3.33- Enveloppe des moments de flexion maximums ( $Mu_{xx}$  et  $Mu_{yy}$ ) dans le radier, comparaisons entre les résultats des modèles.

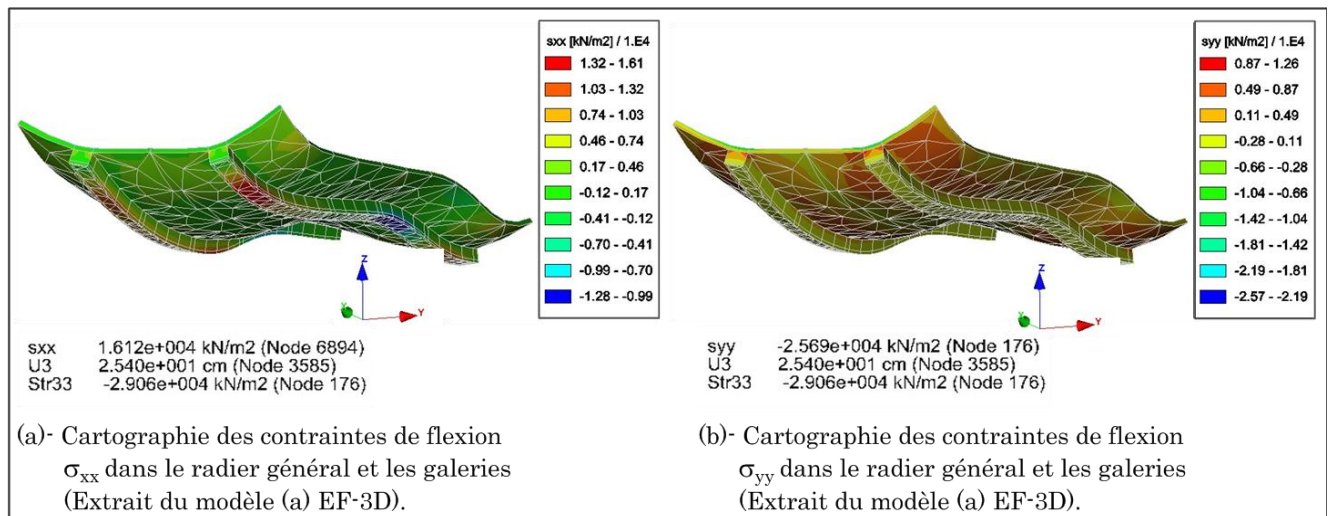


Figure 3.34- Cartographie des contraintes de flexion dans la fondation.

### 3.7 PRINCIPE DE RENFORCEMENT DE L'OUVRAGE

Les mesures d'urgence appliquées de prime abord sont la réduction de la capacité de stockage de 30% et l'uniformisation des charges dans les silos. Le principe de renforcement de l'ouvrage est basé sur l'introduction d'éléments ductiles et résistants dans les parties vulnérables affectées par des fissures de cisaillement (voiles de galeries) et des déformations d'ovalisation (silos). Les calculs numériques effectués sur le logiciel Robot millenium v20-1 en tenant compte des charges maximales ensilées et des déformations radiales imposées (relevé

d'ovalisation) ont donné un effort de traction supplémentaire ( $F_{00}=418.76 \text{ kN/ml}$ ) à la base du silo, soit un effort total de 2093.80kN dans la zone touchée par l'ovalisation. La mise en œuvre de 5 tirants passifs de  $450\text{mm}^2$  de section, de limite élastique ( $\sigma_e=1860\text{MPa}$ ) et de module d'Young ( $E_a = 200 \text{ GPa}$ ) permettra la reprise des efforts supplémentaires et la stabilisation des déformations radiales des silos affectés par l'ovalisation.

Concernant les voiles des galeries, la contrainte maximale de flexion membranaire du matériau est dépassée ( $\sigma_{xx}=16.12\text{MPa}$ ). A cet effet, un renforcement par des palées de stabilité constituées d'éléments ductiles en charpente métallique (HEA et UPN) sous forme de ciseaux permettra d'absorber les efforts parasites engendrés par les tassements différentiels. Les palées seront fixées par assemblages boulonnés sur les voiles et le radier des galeries (Figure 3.35). Un système d'étanchéité intérieure et d'injection des fissures par résines appropriées permettra d'atténuer les infiltrations d'eaux souterraines.

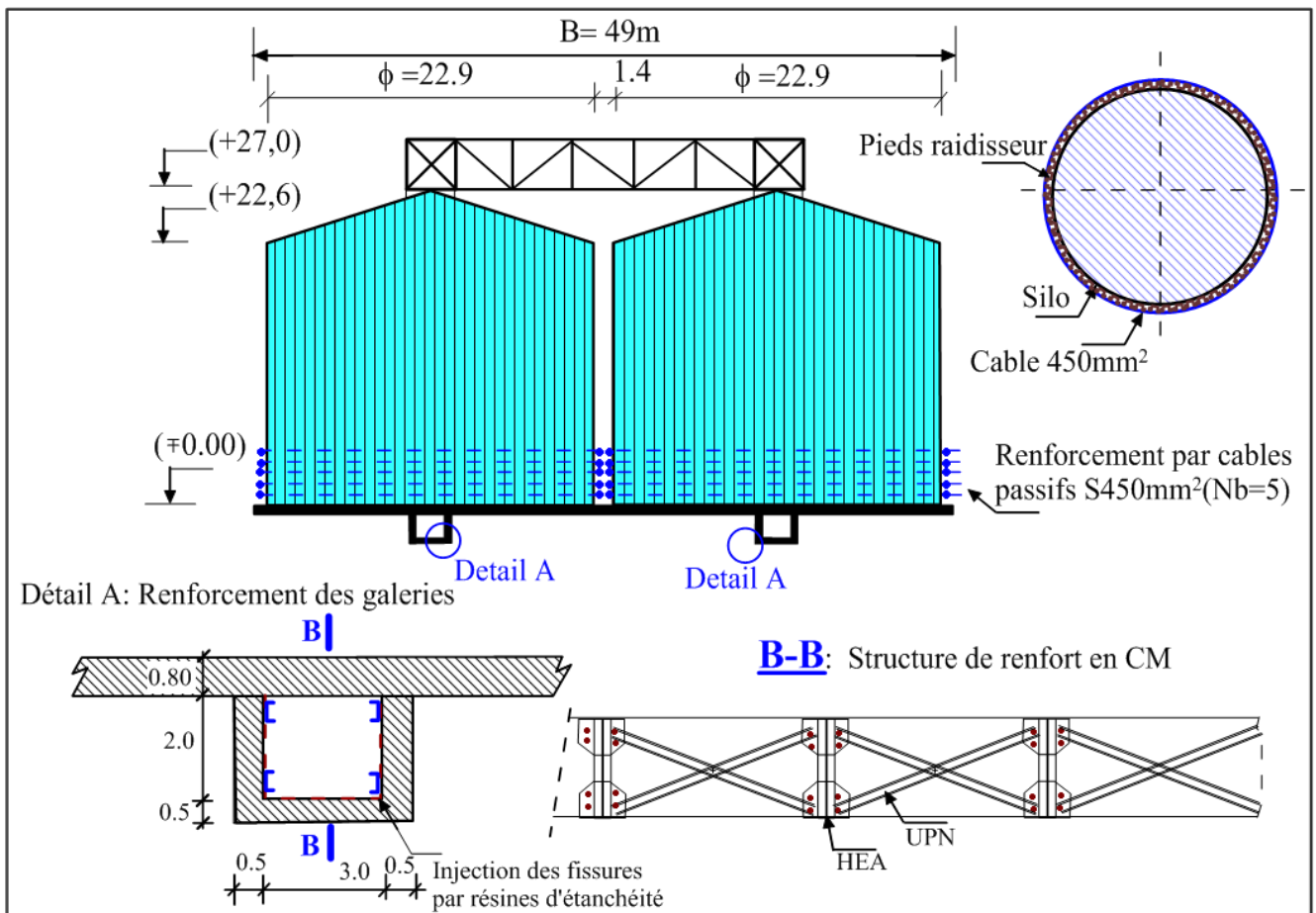


Figure 3.35- Plan schématique de confortement de l'ouvrage.

### 3.8 CONCLUSION DU CHAPITRE

Le procédé de renforcement de sol par colonnes ballastées s'est développé rapidement en Algérie depuis les années 2000. Malheureusement, quand le dimensionnement est incompatible avec l'importance de l'ouvrage, il peut engendrer de graves dommages comme c'est le cas des silos de l'ECI de Bejaia. Il y a lieu de souligner l'insuffisance des études de sols, ce qui a conduit à sous-estimer la profondeur du renforcement et la densité du maillage en colonnes ballastées. Tenant compte de la largeur du radier ( $B=49\text{m}$ ) et la puissance des alluvions mous et compressibles ( $H=30\text{m}$ ), les colonnes ballastées de ( $L_c=12\text{m}$ ) réalisées dans cet ouvrage sont flottantes ( $L_c/H=0.4$ ), cela s'est traduit par des tassements importants des couches situées sous la pointe des colonnes.

En dépit des impondérables liés aux aspects de la reconnaissance géotechnique et des aléas de chantier ayant trait au processus de réalisation, il y a lieu de souligner que le contrôle et la validation d'un projet de colonnes ballastées par un (01) essai de chargement statique d'une colonne isolée est très insuffisant. Ce genre d'essai mesure superficiellement le degré de compacité de la colonne, mais il ne permet pas de valider un projet de colonnes ballastées comme cela se pratique souvent dans la profession, car cet essai in situ n'intègre pas le facteur d'échelle par rapport aux fondations de grandes dimensions.

Les tassements maximal et différentiel mesurés depuis 7ans sont respectivement de 37.2 cm et 14.7cm, valeurs jugées très préjudiciables pour la stabilité de forme et la résistance de l'ouvrage. D'après le suivi pathologique, les premières fissures d'ouverture millimétrique commencèrent à apparaître dans le radier à partir d'un tassement différentiel de 7cm, ce qui représente environ ( $\phi_{\text{silos}}/400$ ). L'échelle d'ouverture des fissures augmente en fonction des tassements différentiels.

D'après les mesures, on remarque que plus de 50% du tassement total s'est développé durant le premier semestre (6mois) à compter du début d'exploitation, et 75% durant la première année (Mars 2006- Mars 2007), ce qui étaye l'efficacité de drainage conféré par les colonnes ballastées et l'accélération du phénomène de consolidation. Les tassements différentiels ont engendré des dommages et des phénomènes d'instabilité en l'occurrence l'ovalisation et la perte de verticalité dont leur prévalence conduit à des déformations irréversibles, voire la ruine de l'ouvrage.

L'analyse numérique par EF-3D en tenant compte de la variabilité des charges dans les silos donne des résultats satisfaisants par rapport aux mesures avec un écart de l'ordre de 7%. Les

contraintes dans le radier varient du simple au double du fait de la négligence de la tendance de distribution réelle des charges dans les silos.

En somme, tenant compte de la stabilisation des tassements après 7ans d'exploitation de la batterie, les solutions confortatives préconisées sont les suivantes:

- Réduction de la capacité de stockage de l'ordre de 30%, ce qui se traduit par une contrainte de service (ELS) de l'ordre de ( $q_{ref}=1\text{bars}$ ), de surcroît, le différentiel des charges ensilées dans deux silos contigus ne devra pas dépasser 20%,
- Renforcement des galeries souterraines par des palées de stabilité métalliques et un cuvelage intérieur et injection des fissures par des résines appropriées,
- Remise en l'état des boulons cisailés et substitution des raidisseurs défectueux,
- Confinement des silos par 5 cerces de câbles passifs de section  $450\text{mm}^2$  pour atténuer l'ovalisation et éviter le risque de ruine par explosion.

Concernant le coefficient de réduction des tassements  $\beta$ , cette étude montre l'influence des colonnes flottantes sur la réduction réelle des tassements. La formule analytique de Priebe (1976 et 1995) qui est très utilisée par les bureaux d'étude et les entreprises spécialisés n'intègre pas le caractère flottant des colonnes ballastées. A cet effet, un coefficient  $\mu_\beta$  correcteur de  $\beta$  noté  $\mu_\beta$  a été proposé pour y tenir compte dans le dimensionnement du maillage. La confrontation de la formule proposée par rapport aux résultats des mesures montre une bonne concordance.

## CHAPITRE 4

Site expérimental 2: Modélisation et retour d'expérience sur le  
Comportement des colonnes ballastées flottantes sous charges variables

## 4.1 RESUME

Le présent chapitre s'intéresse à la modélisation numérique par EF et l'exploitation des mesures de tassements d'une installation de stockage de 80kT implantée au nouveau quai de la zone portuaire de Bejaia. L'ouvrage est constitué d'un grand silo de stockage de 80000t de capacité, de deux tours en béton armé de hauteurs respectivement 64 et 42m et des locaux techniques. En dépit des divers aléas géotechniques que renferme le site d'implantation de par sa constitution géologique quaternaire à dominance sédimentaire et marécageuse combinés au risque sismique, les principaux éléments justificatifs d'un renforcement de sol sont la faible portance, le risque élevé de tassements inadmissibles des alluvions molles et compressibles et le parti économique du procédé. En effet, les colonnes ballastées de 18 à 19m de profondeur, réparties en réseau de maille triangulaire ( $1.6 \times 1.6m^2$ ) n'ont pas atteint le pendage du substratum profond de 39 à 45m. Les contraintes de service (ELS) escomptées sont variables de 73 à 376 kPa. Tenant compte de la grande importance que requièrent les ouvrages projetés de par leurs hauteurs élevées et l'intensité des charges d'exploitation, une instrumentation spéciale a été mise en place dès le début pour assurer un suivi rigoureux des tassements et d'éventuels indices pathologiques. Elle est constituée de tassomètres, capteurs de déformation et des cibles optiques pour des relevés tachéométriques des tassements et des déplacements horizontaux du pignon de la tour.

Après la mise en chargement du silo en 2010, des tassements différentiels se manifestèrent en compromettant la stabilité de forme des tours d'ensilage et de transfert. Cependant, le silo qui a été fondé sur un radier nervuré hyper-rigide ( $EI=30 \text{ GN.m}^2/\text{ml}$ ) et doté d'une structure modulaire en acier très ductile n'a subi aucun dommage sous l'effet des tassements accusés. En effet, à partir de 2011, les tassements ont atteint une amplitude inadmissible, en l'occurrence 42cm pour le silo, et 23cm pour la tour1 d'ensilage sous l'effet d'une contrainte de 250kPa. Un tassement différentiel de 8cm à 18cm a été enregistré respectivement au niveau des tour1 et 2, ce qui est inadmissible par rapport aux tolérances d'après (Bahar, 2006; Bouafia, 2009). Des travaux de confortement et de reprise en sous œuvre par injections de la tour inclinée ont été



entrepris en vue d'anéantir les tassements différentiels. Cette opération très délicate, confiée à une entreprise spécialisée avait permis le redressement total de la tour d'ensilage. L'incrément des charges ayant atteint 60kT en mai 2012 avait engendré l'évolution instantanée des tassements, ce qui fut la cause de la réduction de la capacité de stockage du silo de l'ordre de 40% jusqu'à Avril 2017.

Une modélisation numérique par EF-3D a été effectuée en utilisant le code CESAR-LCPC en reproduisant les principales phases d'exploitation de l'ouvrage. Il en résulte un tassement maximal avec et sans renforcement respectivement de 76.9cm et 121cm, avec un écart relatif de 15% par rapport aux mesures sur site. Le coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) de Priebe (1995) correspondant implicitement aux colonnes complètes travaillant en pointe ( $L_c/H=1$ ) est évalué à ( $\beta_{\text{priebe}} = 2.43$ ). En revanche, la prédiction réelle de ( $\beta$ ) donne successivement 1.58 et 1.66 à partir des calculs numériques et des mesures. Le calcul de  $\beta$  à partir de la formule proposée donne ( $\mu_\beta = 0.57$  et  $\beta=1.4$ ), ce qui est concordant avec les mesures, avec un écart relatif de 16%.

## 4.2 INTRODUCTION

On s'intéresse dans ce chapitre à la présentation, l'exploitation et l'analyse des données relatives à l'instrumentation et mesures de tassement d'un silo de stockage de 80000t de capacité ( $\gamma_{\text{max}}=0.85$ ) et des tours d'ensilage et de transfert (Figure 4.1). Cet important ouvrage est implanté au nouveau quai du port de Bejaia en 2008. Le site est caractérisé par des dépôts mous, compressibles et de faible portance d'une puissance de 47m environ (Bahar et Sadaoui, 2008; Bahar et al., 2013). La portance moyenne du sol évaluée à ( $\bar{\sigma}_s=120\text{kPa}$ ) est en deçà de la contrainte de référence ( $q_{\text{ref}}$ ) transmise par les fondations en service (ELS) variant de 73 à 376kPa, d'où le recours au renforcement de sol par colonnes ballastées. Les objectifs escomptés sont l'augmentation de capacité portante du sol, la réduction des tassements de consolidation et du potentiel de liquéfaction de certaines lentilles sablonneuses vis à vis de l'aléa sismique (Bahar et al., 2013).

L'ouvrage a fait l'objet d'une instrumentation pour le suivi de l'évolution des tassements depuis 2008 à ce jour. Il s'agit d'un suivi continu en fonction des charges par des tassomètres et des cibles optiques. Par ailleurs, l'opération de reprise en sous œuvre des fondations est accompagnée d'un dispositif très sensible (capteurs des déformations) pour l'analyse du comportement mécanique de la structure.

Les tassements absolus et différentiels enregistrés ont atteint une amplitude importante. Elle s'est traduite par l'inclinaison des tours, fissurations des locaux techniques et endommagement partiels des équipements de transport.

Une modélisation numérique par le code CESAR-LCPC a été menée en considérant le contexte géotechnique du site et le phasage réel des chargements. Les résultats des calculs montrent une convergence acceptable par rapport aux mesures. A cet effet, le coefficient d'amélioration des tassements qui tient compte de l'effet flottant des colonnes ballastées ( $\beta$ ) a été calé d'après les valeurs expérimentales et numériques du tassement. Il en ressort une convergence par rapport à la prédiction faite par la formule analytique proposée en chapitre 2.

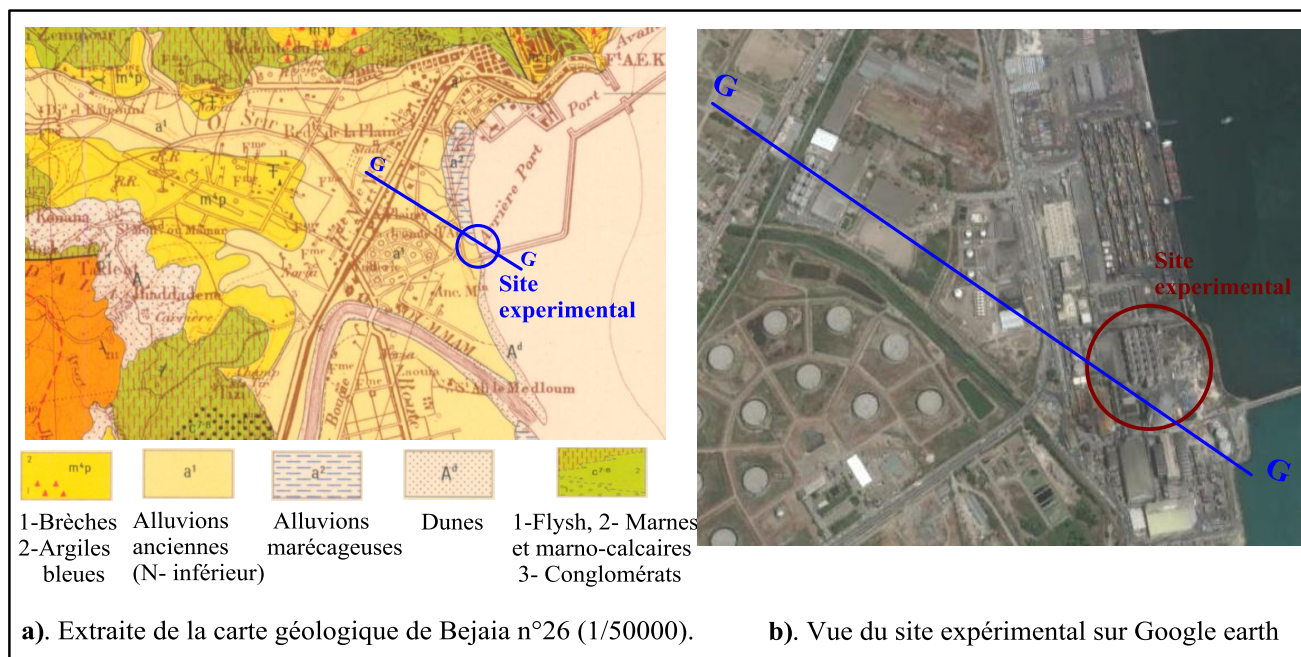


Figure 4.1- Extrait de la carte géologique de Bejaia et la vue du site expérimental sur Google Earth.

Une reprise en sous œuvre des tours d'ensilage a été réalisée en vue d'anéantir les tassements différentiels préjudiciables. Elle consistait en une injection spéciale d'un coulis de ciment à haute teneur en silice après confinement et étanchement de l'assise du silo. Les résultats de l'opération et leurs niveaux de fiabilité sont également présentés et discutés.

La première partie de ce chapitre est consacrée à la présentation et l'interprétation des essais géotechniques. La synthèse de l'ensemble des données de laboratoire et d'essais in situ des différentes campagnes de reconnaissance et d'expertise des sols a été élaborée et discutée en vue d'une caractérisation idoine du site.

En deuxième partie est présentée la méthodologie de surveillance et les enregistrements à temps réel des chargements et des tassements sur une période de 8ans. Les courbes d'évolution des tassements absolus et différentiels sont interprétées en recoupant avec les pathologies constatées.

En troisième partie, une modélisation numérique par EF 2D et 3D a été menée en considérant l'ensemble des ouvrages en interaction afin d'étudier les tassements et leurs effets.

Le modèle de la cellule unitaire (3D), spécifique pour l'étude d'un réseau semi infini de colonnes est également envisagé suivant différentes valeurs de  $(E_c/E_s)$ .

### 4.3 CONTEXTE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE DU SITE

**L**a géologie régionale matérialise la plaine de Bejaia dans les bassins synclinaux post nappe du Tell. La dépression formée entre le mont Gouraya au Nord et la zone portuaire au sud a été comblée par des alluvions fines des oueds Soummam et Seghir et interpénétrées dans les dépôts marins transgressifs (Rothe, 1950; Duplan et Gravelle, 1960). La confrontation des courants fluviaux et marins a conduit à la formation des cordons dunaires et de zones marécageuses le long de la zone aéroportuaire de Bejaia (Pasquier, 1983).

Le site d'étude est situé à l'embouchure d'oued Soummam dans la zone portuaire de Bejaia, il s'étend sur une superficie d'environ 8 hectares. La majeure partie des terrains anthropiques ont été gagnés sur la mer. Le site d'étude est exposé à la confluence des marécages engendrés par des courants marins et fluviaux ainsi que des fluctuations de la nappe phréatique de niveau moyen (-2m/NGA). Les formations géologiques rencontrées jusqu'à 40m de profondeur sont d'âge quaternaire ( $a^1$ ,  $a^2$ ,  $a^3$  et q), elles surmontent le crétacé supérieur ( $C^{7-8}$ ) qui est un substratum sous forme d'un pendage marno-calcaire compact de couleur grise à bleuâtre qu'on retrouve à partir de 40 à 50m de profondeur (Bahar et al., 2011).

Le quaternaire est constitué principalement de matériaux fins plus ou moins organiques, de sables et limons, argiles et vases (Figure 4.2). Les investigations géotechniques dénotent une faible résistance du sol au cisaillement et une forte compressibilité, cela est confirmé par les paramètres mécaniques mesurés au laboratoire sur des échantillons intacts et par les essais in situ. Tenant compte du faible taux de consolidation des sols et de l'influence des marécages, le sol présente un comportement évolutif et une tendance au fluage. Dans un passé récent, plusieurs ouvrages industriels limitrophes ont subi des pathologies liées aux tassements différentiels, ce qui s'est traduit par des reprises en sous œuvre très onéreuses pour la remise en l'état des ouvrages (Bahar et Sadaoui, 2008; Bahar et al., 2010; Bahar et al., 2013).

En dépit des contraintes de constructibilité des sols de la plaine portuaire de Bejaia et de l'aléa sismique de la région, le site renferme plusieurs atouts socio-économiques liés à sa proximité au port et son raccordement aux voies expresses de transport public.

Le profil géologique (GG) dans la direction ( $E - w$ ) de la Figure 4.2 illustre les principales unités et faciès lithologiques qui se succèdent dans la plaine alluviale de Bejaia et la synthèse des principaux modes de fondations adoptés pour quelques ouvrages industriels. L'unité du Crétacé, constituée de schistes calcaires et de marno-calcaire présente un pendage ( $E - w$ ) de l'ordre de ( $\omega=3^\circ$ ). Elle est surmontée par l'étage quaternaire ( $a^1$ ,  $a^2$ ,  $a^3$  et q) d'une puissance variable de quelques mètres au piémont du mont Gouraya jusqu'à 47m au rivage; de nature

alluvionnaire, il est dominé par une alternance de matériaux de dépôts en l'occurrence des sables, silts et d'argiles plastiques à vaseuses. On retrouve en général un recouvrement de la plaine alluviale par une couche de remblai d'épaisseur variable de (1 à 3.5m) en tout-venant d'oued de type argilo-caillouteux (TVO) inhérent aux dépôts de crues et des actions anthropiques

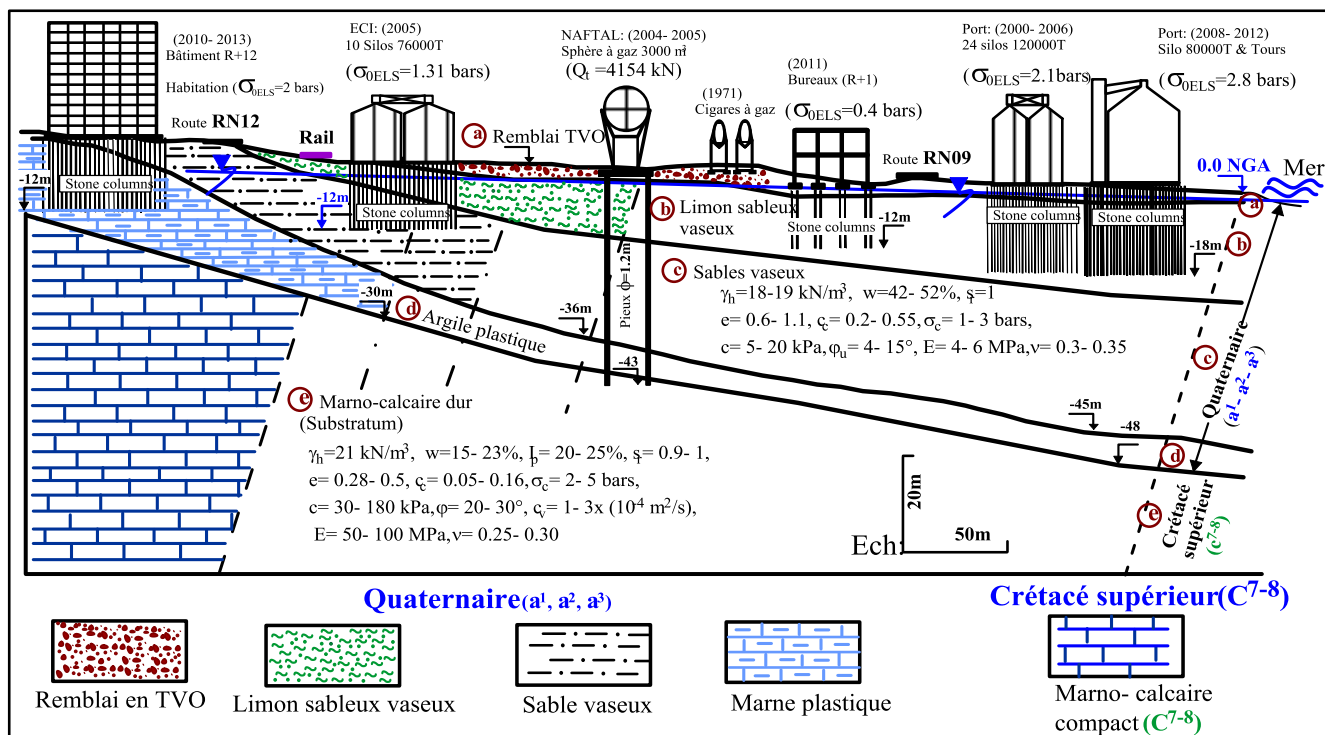


Figure 4.2- Profil géologique (GG) sur la plaine alluviale et portuaire de Bejaia.

Les études de sol exploitées dans le cadre de ce travail sont composées de trois (3) parties. La première partie concerne les investigations géotechniques entreprises de 1998 à 2000. Il s'agit d'une reconnaissance géologique globale du nouveau pôle agroalimentaire de (Cevital Spa)<sup>(g)</sup> et d'une caractérisation physique, chimique et mécanique des sols constituant le site. Cette campagne de reconnaissance a contribué au cadrage hydro-lithologique et au dimensionnement des fondations sur sols renforcés au niveau de l'ensemble des ouvrages (cuves à huiles, 24 silos à grains, bâtiments administratifs et logistiques...etc.). L'introduction du procédé des colonnes ballastées pour la première fois en Algérie en 1999 avait permis aux maîtres d'œuvre d'optimiser les coûts d'infrastructures en optant pour des modes de fondations superficielles dans des sols hautement contraignants. L'analyse des paramètres mécaniques extraits des rapports géotechniques de la zone portuaire de Bejaia révèle clairement la faible portance des sols, une compressibilité élevée et un risque de liquéfaction des passages sablonneux saturés sur une profondeur de 40m (Bahar et al., 2013).

<sup>(g)</sup> Groupe privé International Multisectoriels Spécialisé dans l'industrie Agroalimentaire et Manufacturière.

La deuxième partie des investigations a été effectuée en 2008 après le renforcement de sols de toutes les assiettes résiduelles du pôle agroalimentaire en vue d'appréhender l'impact du renforcement, le degré d'homogénéisation des couches de sol sous l'assise du silo 80 KT et des tours annexes ainsi que le choix du mode de fondations de ces ouvrages. La troisième partie des études a été engagée en 2012 à titre d'expertise du sous-sol par des essais pressiométriques autour des ouvrages affectés par des tassements différentiels en vue d'une étude globale de diagnostic et de reprise en sous œuvre des fondations et de vulnérabilité des ouvrages.

Le caractère mou et hétérogène des sols avait engendré d'énormes difficultés dans les sondages carottés. A cet effet, l'effondrement précoce des parois ralentit l'avancement du carottier, limite la profondeur d'investigation malgré le recours à la bentonite et au tubage. Le remaniement des échantillons est fortement influencé par le processus de perforation et la nature molle des sols traversés. En effet, d'après les campagnes de carottage, il en résulte souvent des faibles taux de récupération des échantillons.

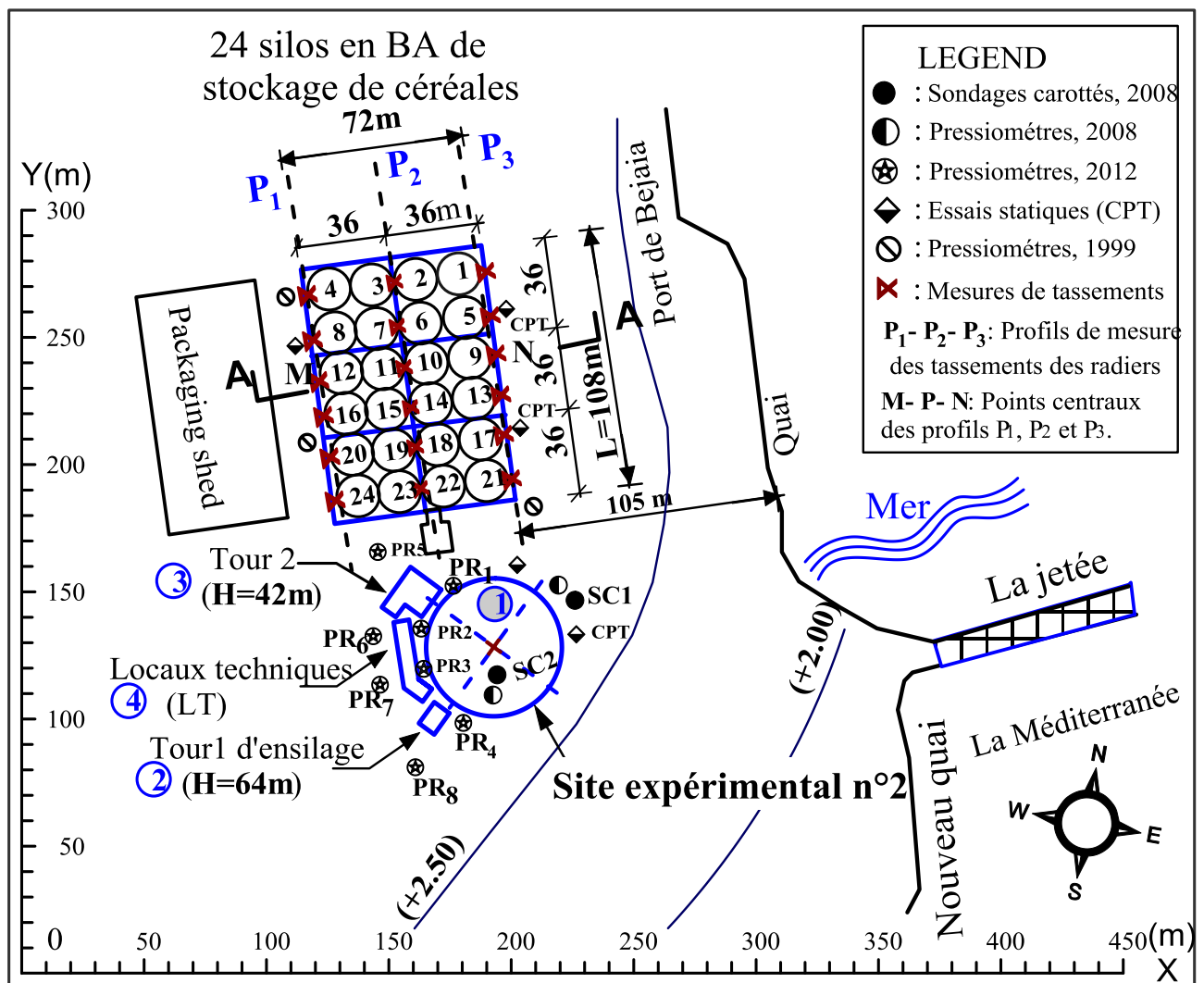


Figure 4.3- Plan de masse des ouvrages du site expérimental 2, zone portuaire de Bejaia.



### 4.3.1 Synthèse et interprétation des essais de laboratoire

La présente étude s'est basée sur la reconnaissance à partir de deux (2) sondages carottés réalisés en 2008 après le renforcement de sol et l'exploitation des données d'investigations géotechniques antérieures (1998 à 2008). En matière d'essais de laboratoire, la difficulté majeure réside dans le remaniement des carottes à cause du caractère mou des sols. La représentativité des paramètres mesurés dans les sols quaternaires est alors posée. La Figure 4.3 montre le plan de masse et les points d'implantation des sondages carottés et des essais in situ.

#### 4.3.1.1 Résistance au cisaillement

La couche de recouvrement en remblai anthropique argilo-caillouteuse est pulvérulente. Aucun essai mécanique de laboratoire n'a pu être réalisé. Les paramètres de cisaillement ( $c'$  et  $\varphi'$ ) ont été estimés par corrélation d'après (Peck et al., 1974; Cassan, 1988) à partir des essais SPT, avec ( $N'_{SPT}=28$  à  $31$ ), l'angle de frottement  $\varphi'$  varie de  $30^\circ$  à  $34^\circ$  et la cohésion est nulle. Les essais de cisaillement rectiligne (CD) réalisés parfois sur échantillons remaniés ont révélé une faible résistance au cisaillement des sols quaternaires ( $10 \leq c' \leq 42$  kPa et  $5 \leq \varphi' \leq 25^\circ$ ). Les valeurs moyennes varient de 18 à 25 kPa pour la cohésion  $c'$  et de  $10$  à  $15^\circ$  pour le frottement  $\varphi'$  (Figure 4.5). Les courbes contraintes- déplacement  $\tau=f(\delta l)$  ne renferment pas de pics, ce qui traduit un aspect meuble de la majorité des sols constituant la nappe alluvionnaire jusqu'à 47m de profondeur. En revanche, l'unité du Crétacé transitant de marnes graveleuses aux schistes altérés à partir de 39m à 47m offrait une bonne récupération des échantillons (70 à 100%), elle présente une bonne résistance au cisaillement ( $12 \leq c' \leq 52$  kPa et  $17 \leq \varphi' \leq 33^\circ$ ). Les paramètres moyens adoptés sont respectivement de 30 kPa et  $23^\circ$  pour la cohésion  $c'$  et l'angle de frottement  $\varphi'$ . Les schistes sont fragmentés et altérés à la transition avec le quaternaire dont les plans de schistosité présentent parfois un pendage moyen (S-N) de ( $\omega=30^\circ$ ) sur l'horizontale avec intercalation de filons de calcite très dure. Le substratum rocheux de type marno-calcaire dur (Crétacé inférieur) se trouve à partir de 45m de profondeur. Il est sur-consolidé, caractérisé par une forte résistance, croissante avec la profondeur. Les essais (CU) réalisés jusqu'à 60m donnent ( $32 \leq c' \leq 123.5$  kPa et  $19 \leq \varphi' \leq 30^\circ$ ). L'évolution des paramètres mécaniques des sols ( $c', \varphi', E_s, \sigma_c, \dots$ ) utilisés dans les modélisations est schématisée dans les courbes (Figure 4.5 et Figure 4.6) et leurs valeurs moyennes sont résumées dans les Tableau 4.3 et Tableau 4.5.

#### 4.3.1.2 Analyse de la déformabilité des sols

La sensibilité aux déformations a été analysée par des essais oedométriques. Les Figure 4.4 et Figure 4.5 et le Tableau 4.1 illustrent l'évolution des paramètres de compressibilité



( $c_c$ ,  $c_g$  et  $\sigma'_c$ ) en fonction de la profondeur. D'après ces essais, les coefficients oedométriques de compression et de gonflement varient respectivement dans les fourchettes ( $c_c = 0.09$  à  $0.27$ ) et ( $c_g = 0.01$  à  $0.08$ ) dans la formation quaternaire. La contrainte de pré-consolidation ( $\sigma'_c$ ) varie de 58 à 370 kPa ; le ratio de consolidation ( $OCR \geq 1$ ) jusqu'à 13m et ( $OCR \leq 1$ ) de 19 à 50m. La Figure 4.5 atteste la variabilité des résultats et dénote un caractère sous-à normalement consolidé des sols, un faible gonflement et une forte compressibilité. L'indice des vides ( $e_0$ ) inhérent à la formation quaternaire est compris entre 0.6 et 1.1 entre 5 et 39m de profondeur. En outre, la couche marno-calcaire est testée à l'oedomètre entre 50 et 55m, elle est sur-consolidée ( $OCR > 1$ ), non gonflante et faiblement compressible ( $c_c \approx 0.1$ ) et d'indice des vides moyen ( $e_0 \approx 0.3$ ) .

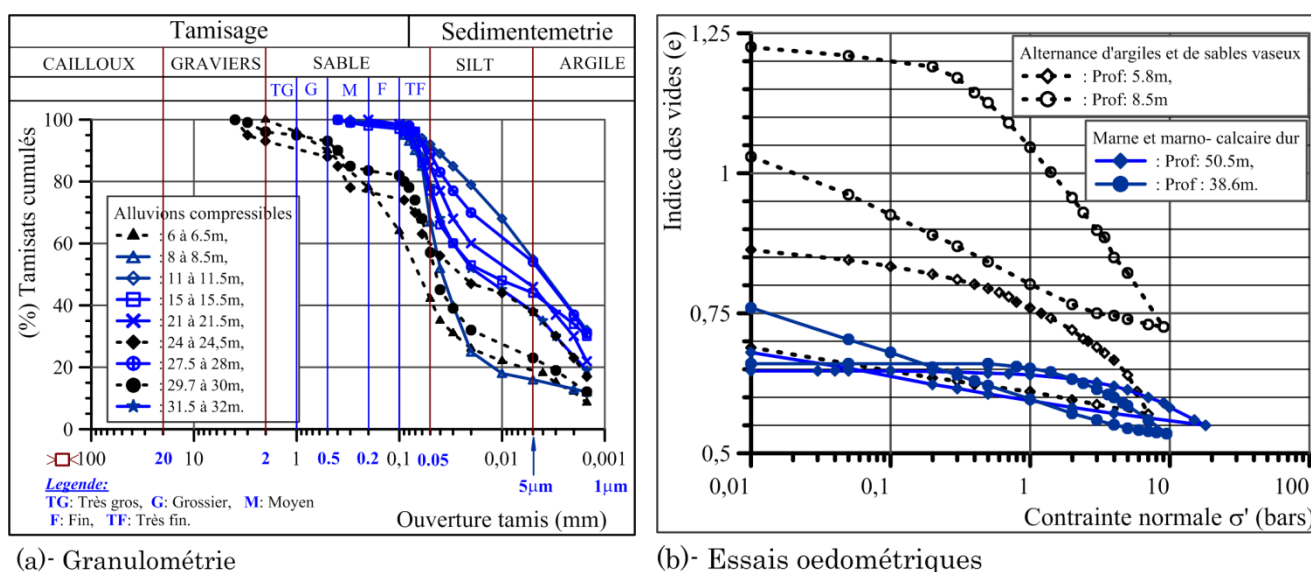


Figure 4.4- Courbes granulométriques et résultats oedométriques.

Tableau 4.1- Paramètres de compressibilité des sols mesurés à l'oedomètre.

| Type de sols                                           | Profondeur (m) | $c_c$       | $c_g$       | $\sigma'_c$ (bars) | OCR      |
|--------------------------------------------------------|----------------|-------------|-------------|--------------------|----------|
| Remblai argilo-caillouteux (TVO)                       | 0- 3.5         | -           | -           | -                  | -        |
| Alternance d'argiles et de sables vaseux (Quaternaire) | 3.5- 39        | 0.09 à 0.27 | 0.01 à 0.08 | 0.58 à 3.7         | $\leq 1$ |
| Marnes graveleuses et schistes (Crétacé)               | 39- 47         | 0.13 à 0.20 | 0.08 à 0.10 | 1.7 à 3.1          | $\leq 1$ |
| Marno-calcaire très dur (Crétacé inférieur)            | $\geq 45$ m    | 0.13 à 0.15 | 0.03 à 0.04 | 5.52 à 6.5         | $>1$     |

Le caractère mou à plastique de la plupart des échantillons récupéré dans les formations quaternaires a influencé la qualité des résultats. A cet effet, les argiles et les sables vaseux

ayant un indice de plasticité  $I_p$  variable de 15 à 27%, ce qui dénote la difficulté de préparation des carottes et un risque de remaniement élevé.

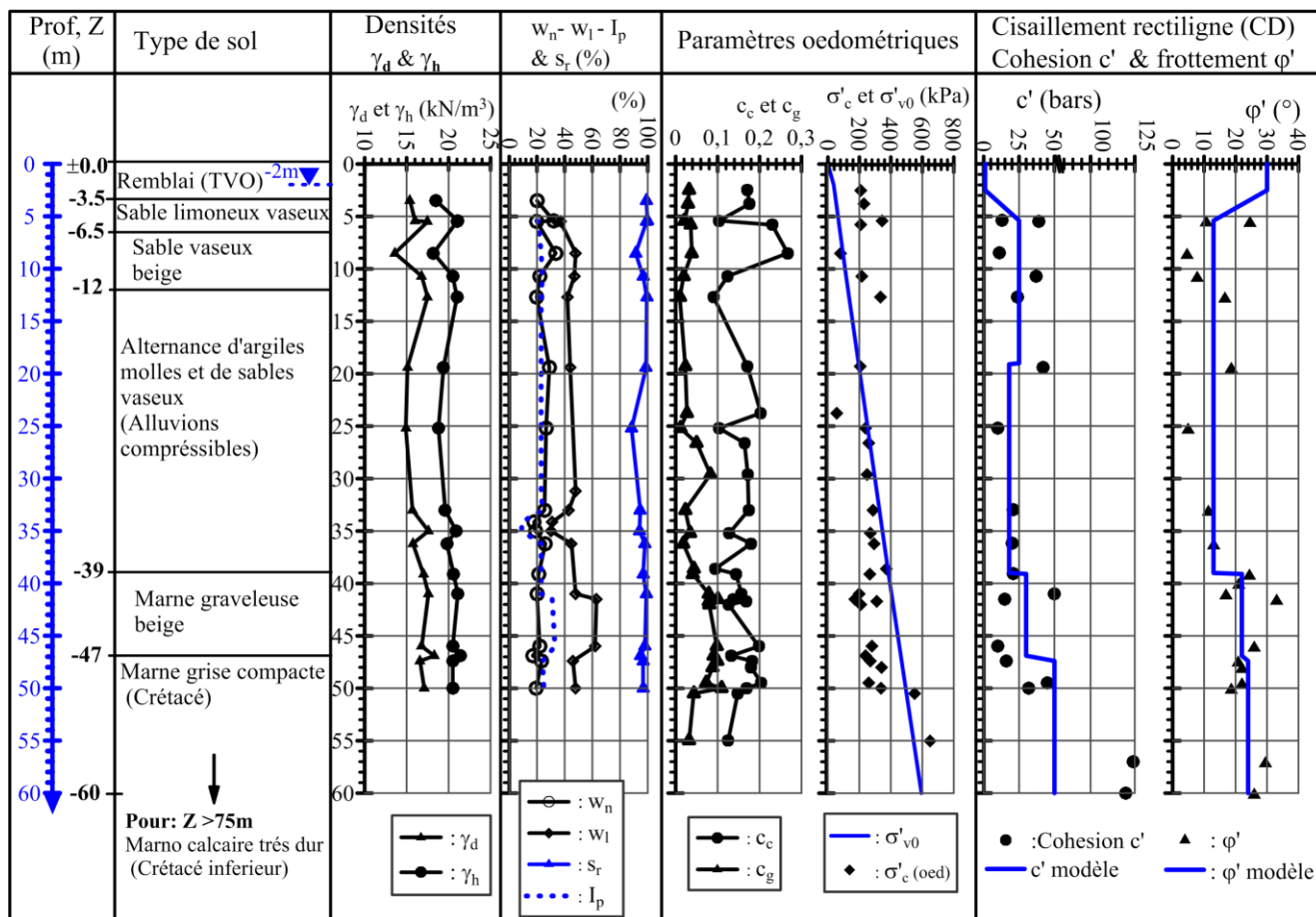


Figure 4.5- Synthèse des paramètres géomécaniques du site mesurés au laboratoire.

#### 4.3.2 Essais in situ avant et après renforcement de sol: synthèse et interprétations

Tenant compte de l'hétérogénéité des couches de sols et de leur caractère mou et saturé, les essais in situ (pénétration statique (CPT) et pressiomètre (PMT)) sont d'un grand apport pour l'estimation des paramètres mécaniques des sols. Ils permettent la mesure des caractéristiques inhérentes à la résistance et à la déformabilité des sols en place, par conséquent, les impondérables liés au remaniement des échantillons et à la représentativité des paramètres sont substantiellement réduits. Par ailleurs, les modules de déformation des sols ( $E'_s$ ) pris en compte dans les modèles numériques ont été corrélés d'après Cassan (1988), Wittasse (2012) et Bahar et al. (2012) en utilisant le module pressiométrique ( $E_M$ ) et la résistance moyenne en pointe ( $q_{cm}$ ) du CPT. Les corrélations les plus utilisées sont explicitées par les équations (1.45 à 1.47- chap1), dont les résultats sont récapitulés dans le Tableau 4.2 .

La Figure 4.6 synthétise les résultats des essais pressiométriques effectués sur sol vierge (période 1999 à 2000), après renforcement par colonnes ballastées (en 2008) et après trois (03)

ans de l'exploitation du silo 80KT (en 2012). Les caractéristiques pressiométriques avant le renforcement de sol dans la formation quaternaire jusqu'à 36m de profondeur, varient respectivement de 1.2 à 9.6 MPa pour le module pressiométrique ( $E_M$ ) et de 0.23 à 1.1 MPa pour la pression limite ( $p_l$ ). La pression limite nette équivalente dans les alluvions compressibles (2 à 36m) est de ( $p_{le}^* = 3.6$  bars). Le paramètre ( $E_M/p_l$ ) retrace le niveau de consolidation du sol d'après Cassan (1988), il varie dans l'intervalle ( $2 \leq E_M/p_l \leq 10$ ), ce qui témoigne une hétérogénéité des sols et leur tendance sous- à normalement consolidé, résultats en accord avec les paramètres oedométriques.

Concernant les essais PMT après renforcement de sol par colonnes ballastées, les paramètres pressiométriques varient successivement dans les limites de  $2.5 \leq E_M \leq 12$  MPa ,  $0.3 \leq p_l \leq 1.7$  MPa et  $3 \leq E_M/p_l \leq 15$ , ce qui dénote une amélioration de la résistance et de la raideur du sol dans un rapport variable de 1 à 2 jusqu'à 39m (Figure 4.7c), avec une moyenne de (1.7). Kirsch (2004) avait retrouvé une augmentation du module pressiométrique d'un limon argileux renforcé par colonnes ballastées d'un facteur de 1.25 à 1.5. Par ailleurs, il est parfois difficile d'estimer le taux de contribution des colonnes dans ce facteur, car il dépend intrinsèquement de la puissance du vibreur et de la granulométrie du sol. Néanmoins, ces résultats sont en concordance avec les conclusions de Renton- Rose et al. (2000) et Corneille & Masrouri (2007) basées sur les essais in situ (CPT et PMT) réalisés dans un site renforcé.

Tableau 4.2- Classification des sols selon L. Menard et corrélations du module d'Young  $E'_s$ .

| Type de formations                            | $\left(\frac{E_M}{p_l}\right)^{(a)}$ | Classification selon L. Menard | Coefficient rhéologique ( $\alpha$ ) | $\nu$ | Corrélation $E' = f(E_M)$ | $E'_{smoy}$ (MPa)   |
|-----------------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|-------|---------------------------|---------------------|
| Remblai en TVO                                | 9 à 11                               | Sable et gravier               | 1/3                                  | 0.33  | $E'_s = 2E_M$             | 20                  |
| Alluvions compressible                        |                                      |                                |                                      |       | $E'_s = 1.35E_M$          |                     |
| Limon sableux vaseux                          | 4 à 11                               | Limon (SC)                     | 1/2                                  | 0.35  |                           | 6 à 8               |
| Marne graveleuse et schistes friables         | 9 à 16                               |                                | 2/3                                  | 0.32  | $E'_s = 1.05E_M$          | 15                  |
| Marne grise compacte (47- 75m)                | -                                    | Argile (NC)                    | -                                    | 0.30  | $E_{50}$                  | 100 <sup>(b)</sup>  |
| Marno-calcaire très dur profondeur (75 à150m) | -                                    | -                              | -                                    | 0.25  | $E'$                      | 1000 <sup>(c)</sup> |

<sup>(a)</sup> Résultats des essais pressiométriques avant la construction des ouvrages (de 1999 à 2008),  
<sup>(b)</sup> D'après un essai triaxial CD réalisé en 2006 dans un autre site (pont Scala Bejaia) à 57m de profondeur,  
<sup>(c)</sup> Aucun essai à cette profondeur, valeur estimée d'après Mestat (1993).

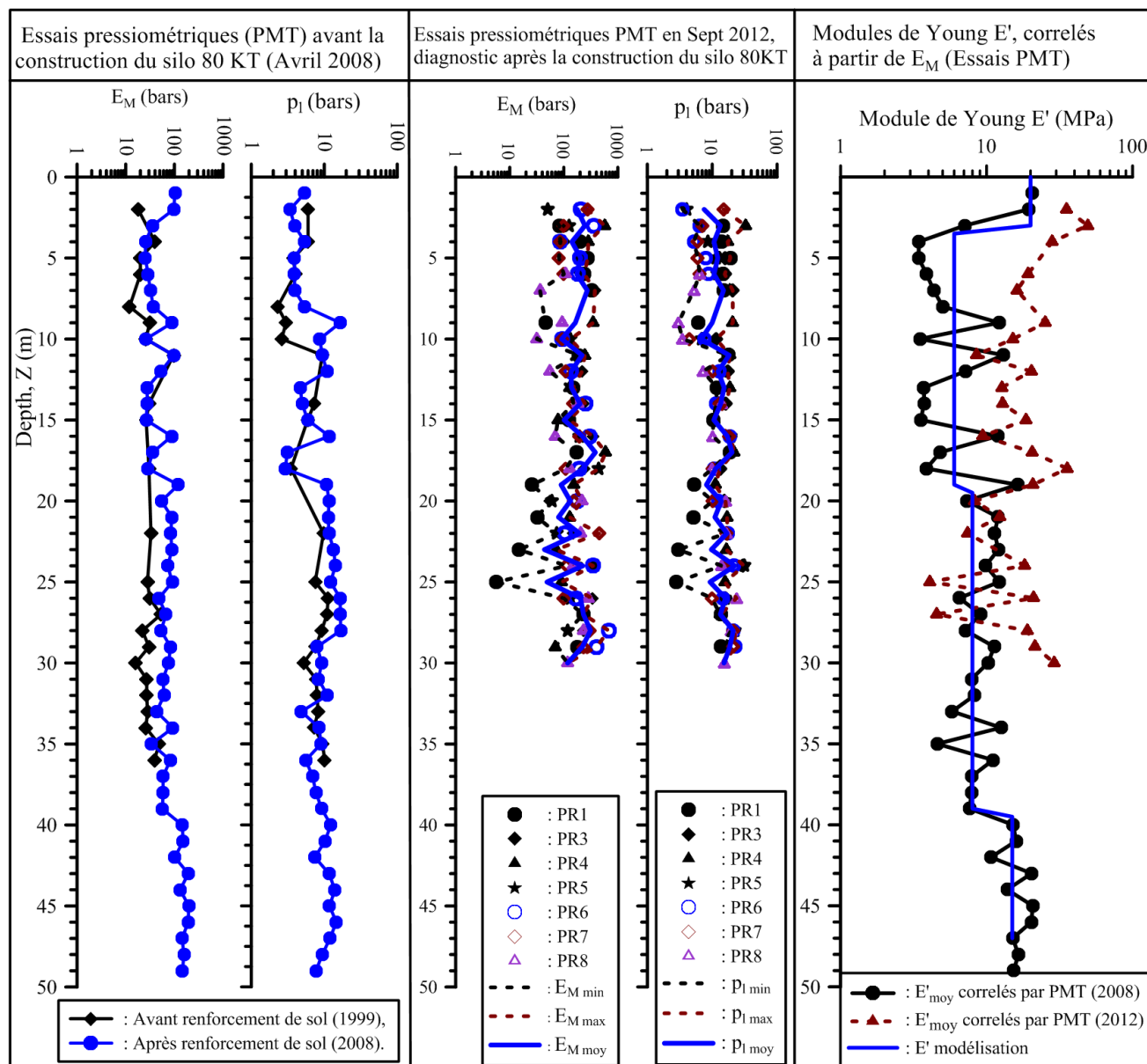


Figure 4.6- Essais pressiométriques et corrélation des modules de déformation des sols.

#### 4.3.2.1 Diagnostic par essais pressiométriques en 2012

Après la mise en service des ouvrages en avril 2010, des tassements décimétriques se manifestèrent un (01) mois après la mise en exploitation du silo, ils ont atteint une forte amplitude en janvier 2012 sous l'effet d'une charge avoisinant 60% de la capacité maximale de stockage. Les dommages subis sous l'effet des tassements différentiels excessifs ont impulsé le maître d'ouvrage (Cevital-Spa) à entreprendre un diagnostic géotechnique approfondi (mission type G5 au sens de la norme NF P 94-500 de juin 2000). En dépit de la diminution immédiate de la charge d'ensilage, une expertise géotechnique par des sondages pressiométriques et une analyse des déformations structurales ont été entreprises.

Dans cette optique, les essais in situ (PMT) ont été implantés à la périphérie des fondations des ouvrages affectés par les tassements (Figure 4.3). La profondeur maximale d'investigation

a été arrêtée à 30m à cause des contraintes dans la progression des forages dans les couches alluvionnaires (effondrement des parois). Les résultats des essais sont dressés dans la Figure 4.6 et résumés dans le Tableau 4.3. Dans la couche d'alluvions compressibles traitées jusqu'à 19m, les modules pressiométriques et les pressions limites varient successivement dans les intervalles ( $E_M = 2.6$  à  $59.5$  MPa) et ( $p_l = 0.3$  à  $2.2$  MPa ).

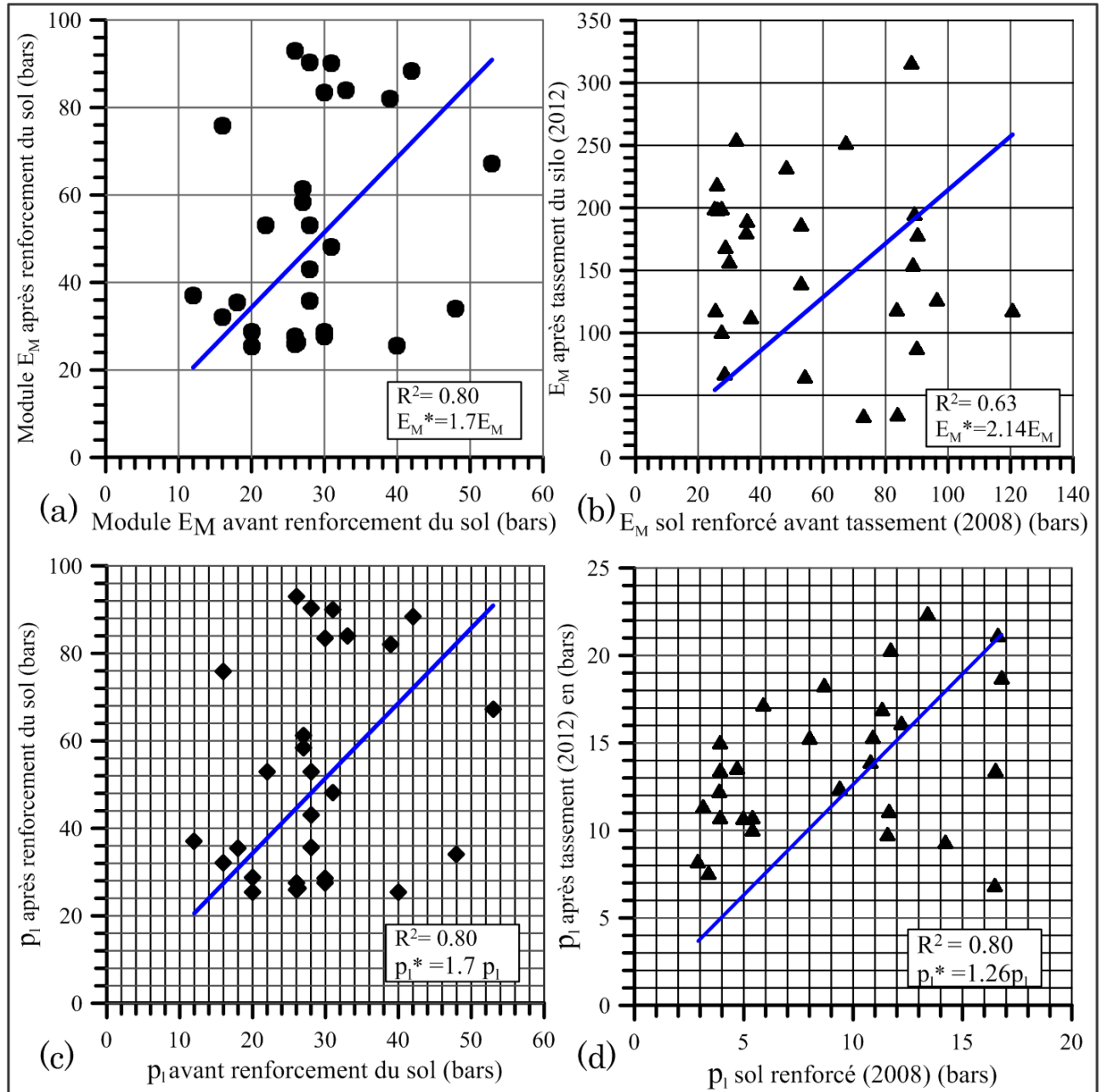


Figure 4.7- Evolution des paramètres pressiométriques avant et après renforcement.

Un écart-type moyen de 9MPa est relevé pour  $E_M$ , ce qui étaye l'hétérogénéité dans la résistance des sols. Après un chargement alterné du silo durant trois (3) ans, on a remarqué à l'issue des investigations une croissance des rapports( $E_M / p_l$ ), tel que ( $11 \leq E_M / p_l \leq 36$ ) jusqu'à 30m de profondeur, d'où une consolidation radiale des couches de sol autour du silo à

l'issue des déplacements radiaux avoisinant 23.3cm d'après (Figure 4.27 et Figure 4.28). Le taux d'amélioration après interpolation des données par la méthode des moindres carrés est de 2.14 pour  $E_M$  et 1.26 pour  $p_l$  (Figure 4.7-b et d).

Tableau 4.3- Résultats d'essais pressiométriques d'expertise réalisés en 2012.

| Type de sol                                                  | Epaisseur<br>(m) | $E_M$ (MPa) | $p_l$ (MPa) | $E_M / p_l$ | Taux d'amélioration<br>du sol |                       |
|--------------------------------------------------------------|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------------------------|-----------------------|
|                                                              |                  |             |             |             | $(E_M / E_M^*)^{(a)}$         | $(p_l / p_l^*)^{(b)}$ |
| Remblai argilo-<br>caillouteux                               | 0 - 3.5          | 5.1 à 56.9  | 0.4 à 3.2   | 13 à 58     | 2 à 7                         | 2 à 3                 |
| Alternance d'argiles et<br>de sables vaseux<br>(Quaternaire) | 3.5 - 19         | 2.6 à 59.5  | 0.3 à 2.2   | 15 à 36     | 1 à 5                         | 1 à 4                 |
|                                                              | 19 - 30          | 7.3 à 31.2  | 0.3 à 3.1   | 11 à 32     | 1 à 4                         | 1 à 2                 |
|                                                              | 30 - 39          | -           | -           | -           | -                             | -                     |
| Marnes graveleuses et<br>schistes                            | 39- 47           | -           | -           | -           | -                             | -                     |
| Marno-calcaire très dur                                      | $\geq 47m$       | -           | -           | -           | -                             | -                     |

<sup>(a) et (b)</sup> / ( $E_M$  et  $p_l$ ) : Paramètres pressiométriques mesurés avant la construction du silo en (2008),

( $E_M^*$  et  $p_l^*$ ) : Paramètres pressiométriques mesurés après exploitation et tassement du silo en (2012).

Le taux d'augmentation des paramètres mécaniques qui est explicité par les rapports ( $E_M / E_M^*$ ) et ( $p_l / p_l^*$ ) varie de 1 à 4 (Tableau 4.3). Il en résulte à cet effet que les colonnes ballastées ont fortement contribué à l'accélération de la consolidation latérale par un effet de drainage de la nappe pendant l'application des contraintes de service (Figure 4.7 b). En outre, les mesures ont révélé une consolidation plus importante dans la couche pulvérulente argilo-caillouteuse (TVO) située entre 0 et 3.5m.

#### 4.4 CARACTERISTIQUES DU RENFORCEMENT PAR COLONNES BALLASTÉES

La portance du sol ( $\bar{\sigma}_s$ ) à partir des essais in situ (PMT et CPT) a été évaluée respectivement à 1.2 et 1.3 bars, elle est largement en deçà des contraintes de référence (ELS) des ouvrages projetés. En outre, dans le cas de radiers ancrés à (-2m/TN), les tassements maximums  $\Delta h_{0max}$  de consolidation oedométrique sous l'effet des contraintes maximales de service, de 3.76 bars due au silo et de 2.42 bars due à la tour N°1 sont successivement de l'ordre de 143cm et 68cm. La portance et les tassements du sol sont inadmissibles, ce qui justifie le recours aux pieux travaillant en pointe sur le substratum et/ou aux solutions alternatives de renforcement de sol. La variante de fondations sur pieux n'a pas



été retenue par le maître d'ouvrage à cause des délais de réalisation très allongés et de son coût de réalisation jugé onéreux.

#### 4.4.1 Evaluation de la portance et des tassements après renforcement de sol

La méthode de Priebe (1995) a été appliquée pour déterminer le maillage et le tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (voie sèche). L'application de la méthode aboutit aux caractéristiques géométriques ( $0.8 \leq \phi_c \leq 1\text{m}$  et  $18 \leq L_c \leq 19\text{m}$ ) et de maillage ( $1.6 \times 1.6 \text{ m}^2$ ). Les paramètres de dimensionnement des colonnes ballastées sont résumés dans la Figure 4.10.

La portance maximale du sol après renforcement par colonnes ballastées suivant un coefficient de substitution moyen de ( $a_{\text{moy}} = 0.25$ ) a été évaluée à partir des paramètres de cisaillement des alluvions argileuses homogénéisées ( $\bar{\gamma}_e$ ,  $\bar{c}_e$  et  $\bar{\phi}_e$ ) indiqués dans le Tableau 4.6, ainsi que les résultats des essais pressiométriques post-renforcement (2008). A cet effet, il en résulte une portance variable de ( $\bar{\sigma}_s = 2.23$  à  $3.18$  bars), calculée respectivement à partir de la formule analytique de Terzaghi (Eq- 2.3) et de l'approche semi-empirique de L. Menard (Cassan, 1988) en utilisant la pression limite nette équivalente du sol renforcé ( $p_{le}^* = 7.6$  bars).

Tableau 4.4- Tassement de la couche (0 à 47m) renforcée par colonnes ballastées ( $L_c = 18\text{m}$ ).

| Prof<br>(m)                                                                                                                                                                          | Ep<br>(m) | Z<br>(m) | $\gamma_h$<br>kN/m <sup>3</sup> | $\sigma_s(z)$<br>bars | $\sigma_0(z)$<br>KPa | $E'_s$<br>MPa | $\left(\frac{E_c}{E_s}\right)$ | $\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$ | $\bar{a}$ | $n_1$ | $\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$ | Y   | $f_d$ | $n_2$ | $\Delta h_i$<br>(cm) |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|----------|---------------------------------|-----------------------|----------------------|---------------|--------------------------------|------------------------------------|-----------|-------|-----------------------------|-----|-------|-------|----------------------|
| 0-<br>3.5                                                                                                                                                                            | 3.5       | 1.75     | 19                              | 0.33                  | 3.75                 | 20            | 3                              | -                                  | -         | -     | -                           | -   | -     | -     | <b>0</b>             |
| 3.5-<br>6.5                                                                                                                                                                          | 3.0       | 5.0      | 18.2                            | 0.94                  | 3.74                 | 6             | 10                             | 0.47                               | 0.18      | 1.93  | 0.25                        | 0.5 | 1.14  | 2.2   | <b>8.5</b>           |
| 6.5-<br>12                                                                                                                                                                           | 5.5       | 9.25     | 20                              | 1.76                  | 3.65                 | 6             | 10                             | 0.3                                | 0.18      | 1.98  | 0.48                        | 0.5 | 1.32  | 2.6   | <b>12.9</b>          |
| 12-<br>18                                                                                                                                                                            | 6.0       | 15       | 19.5                            | 2.90                  | 3.39                 | 6             | 10                             | 0.51                               | 0.17      | 1.92  | 0.86                        | 0.5 | 1.8   | 3.5   | <b>9.7</b>           |
| 18-<br>28                                                                                                                                                                            | 10        | 23       | 19                              | 4.43                  | 2.85                 | 8             | 7.5                            | 0.50                               | 0.17      | 1.92  | 1.55                        | 0.5 | 5.97  | 11.5  | <b>3.1</b>           |
| 28-<br>39                                                                                                                                                                            | 11        | 33.5     | 20                              | 6.48                  | 2.13                 | 8             | -                              | -                                  | -         | -     | -                           | -   | -     | -     | <b>29.3</b>          |
| 39-<br>47                                                                                                                                                                            | 8         | 43       | 20.5                            | 8.40                  | 1.60                 | 150           | -                              | -                                  | -         | -     | -                           | -   | -     | -     | <b>8.5</b>           |
| Colonnes ballastées: $\phi_c = 80\text{cm}$ , $L_c = 18\text{m}$ , $E_c = 60 \text{ MPa}$ , Maillage: $1.6 \times 1.6 \text{ (m}^2\text{)}$ , $a = 0.2$ ;<br>$\sigma_0 = 3.76$ bars. |           |          |                                 |                       |                      |               |                                |                                    |           |       |                             |     |       |       | <b>72<br/>cm</b>     |

Concernant la prévision analytique des tassements sous le silo en utilisant concomitamment les méthodes de Priebe (Eqs: 1.19 à 1.24- chap1) et des tranches oedométriques, les résultats sont récapitulés dans le Tableau 4.4. Les caractéristiques minimales du maillage et le module

d'Young des colonnes ballastées sont indiqués dans le Tableau 4.4. Compte tenu des tassements excessifs obtenu dans le cas d'un sol renforcé ( $s_f = 72\text{cm} > 30\text{cm}$ ), le coefficient théorique de réduction des tassements d'environ ( $\beta = 1.98$ ) a été jugé insuffisant d'où les risques imminents sur la stabilité des ouvrages.

#### 4.4.2 Essais de chargement et de contrôle des colonnes

Les essais de chargement de colonnes isolées pour le contrôle de compacité et de portance ont été menés conformément aux prescriptions de la norme NFP 94-150.1 (1999) et du DTU 13.2 (1992) jusqu'à une charge de  $1.5\bar{Q}_{\text{CELS}}$ , se traduisant par une contrainte maximale de  $1.13\text{MPa}$ . L'essai de chargement permet d'observer le comportement mécanique de la tête de colonne durant les cycles de chargement-déchargement d'une durée totale de 6h30mn. Le chargement par six (6) paliers de  $0.25\bar{Q}_{\text{CELS}}$  s'effectue par l'intermédiaire d'un système de lestage doté de vérins hydrauliques actionnant une plaque en acier de nuance S375, de dimensions ( $\phi 65\text{cm}$ ,  $e=5\text{cm}$ ) et de trois (03) comparateurs de tassements. La Figure 4.8 illustre l'évolution des déplacements en fonction des contraintes et du temps de deux (2) essais de chargement-déchargement appliqués sur des colonnes localisées dans l'emprise du silo de 80kT.

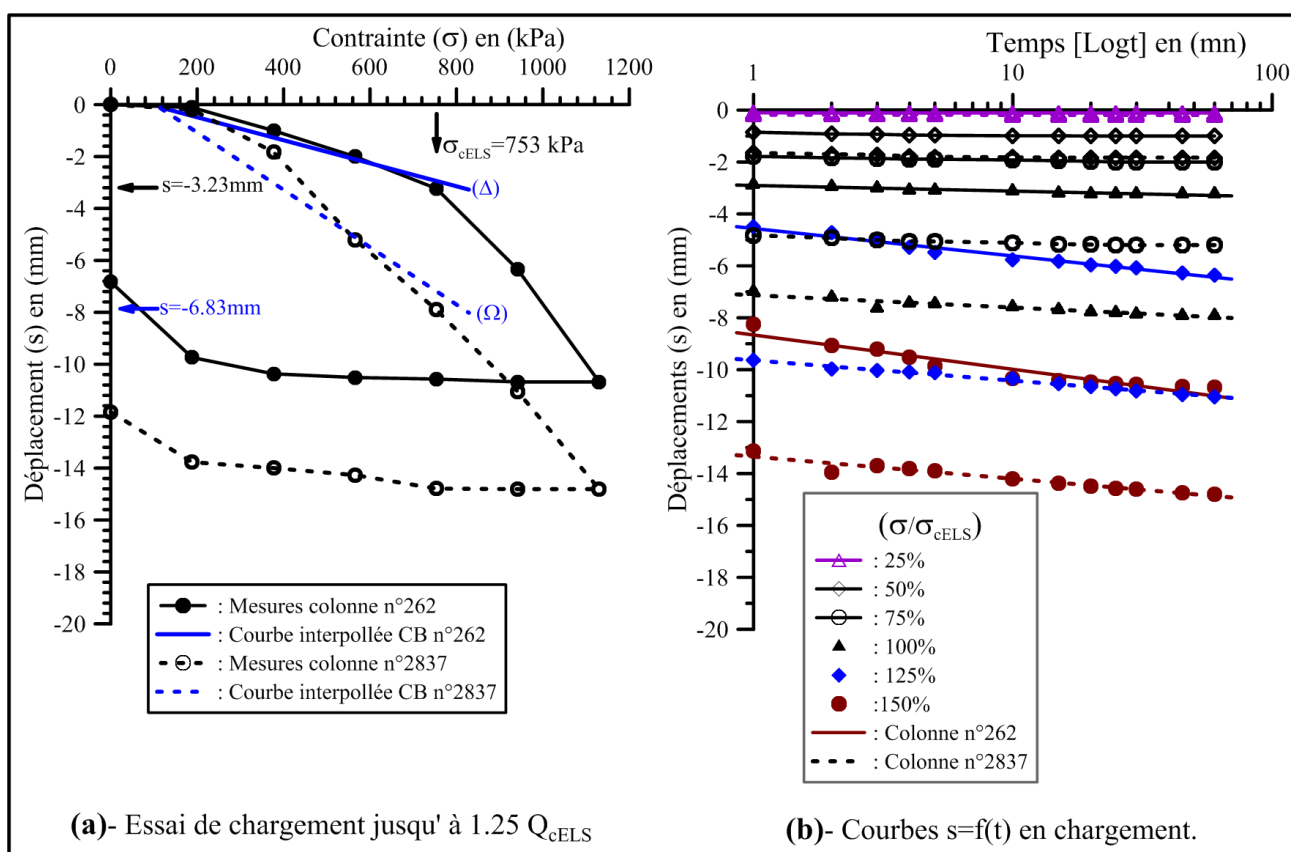


Figure 4.8- Essai de chargement sur colonnes ballastées isolées sous l'assise du silo.

Les tassements obtenus sous une contrainte nominale de ( $\sigma_{\text{cELS}} = 753 \text{ kPa}$ ) sont respectivement de 3.23mm et 7.9 mm pour les colonnes n°262 et 2837. Les déplacements résiduels finaux au terme du déchargement sont de 6.83 et 11.84mm, valeurs inférieures au seuil limite fixé par la norme NF P94-150.1.

D'après les courbes (Figure 4.8 b), le fluage est mis en évidence à compter du 4<sup>ème</sup> palier de chargement ( $\sigma_{\text{cELS}} \geq 753 \text{ kPa}$ ) avec des vitesses de déformation ( $\dot{s}$ ) variables de (0.47 à 1.32 mm/mn) , représentant les pentes des droites ( $s = f(t)$ ). Il en résulte une vitesse moyenne de déformation ( $\dot{s}_{\text{moy}}$ ) de l'ordre de 0.8 mm/mn.

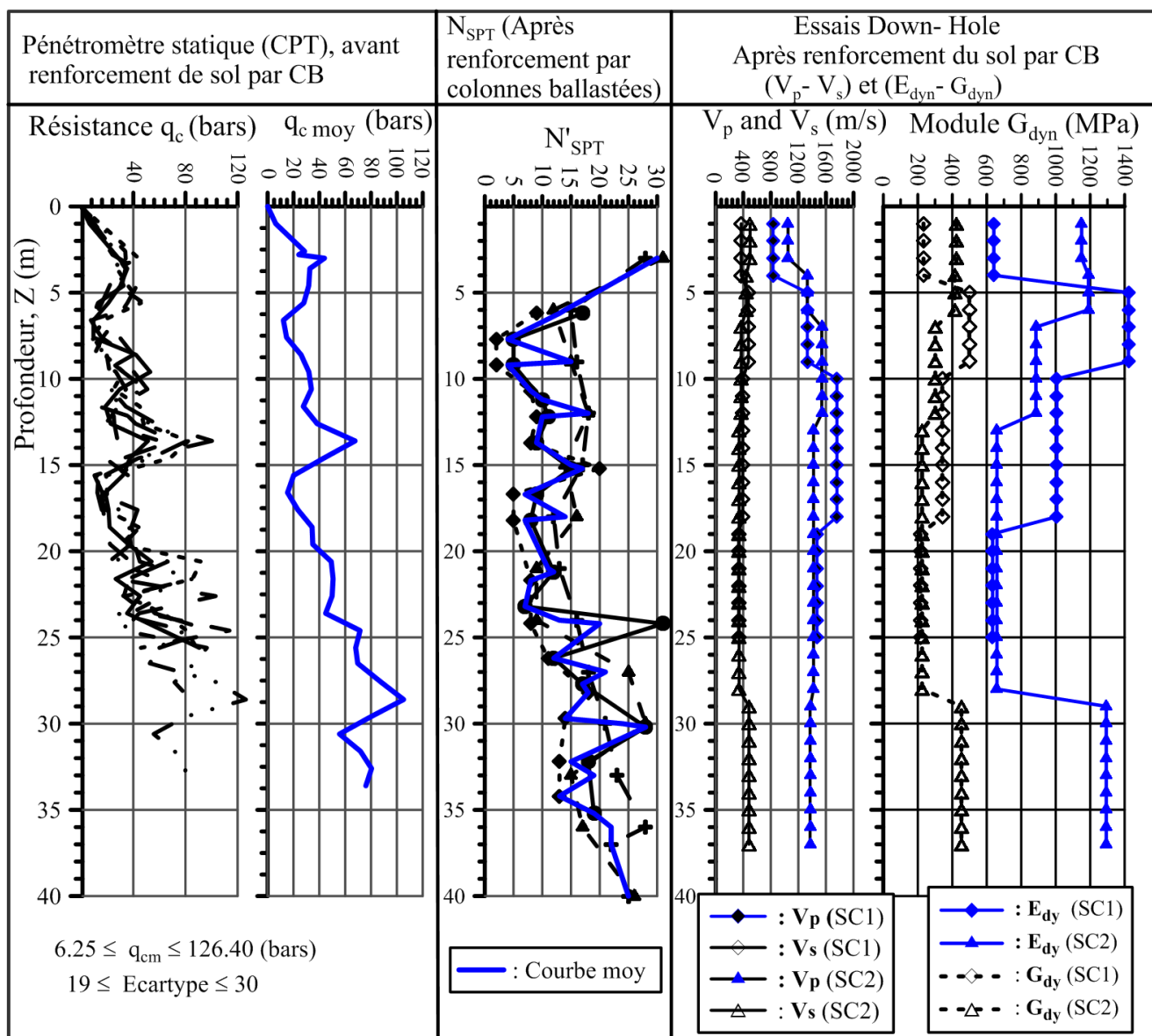


Figure 4.9- Essais in situ avant construction des ouvrages (CPT, SPT et sismique réfraction).

Les droites ( $\Delta$ ) et ( $\Omega$ ) sont les courbes d'interpolation linéaire des mesures dans l'intervalle de chargement ( $0 - \sigma_{\text{cELS}}$ ) relatif respectivement aux colonnes ballastées n°262 et 2837.

L'inverse de leurs pentes représente le coefficient d'élasticité des colonnes (raideur  $K_z$ ) évalué (90 à 226 MPa/m). Nonobstant la divergence dans les résultats obtenus précédemment, il y a lieu de noter qu'un essai de chargement permet de tester la compacité en tête de la colonne isolée. Cet essai revêt un caractère qualitatif, il ne peut valider un projet de renforcement de sols par colonnes ballastées car il n'intègre pas le facteur d'échelle par rapport aux fondations de grandes dimensions. Malheureusement, dans la pratique courante, les professionnels du procédé font souvent valoir leurs projets de renforcement exclusivement sur la base des résultats concluants de cet essai.

## 4.5 METHODOLOGIE D'INSTRUMENTATION ET RELEVES DES TASSEMENTS

L'importance des ouvrages et l'intensité des charges appliquées requièrent la mise en œuvre d'une instrumentation fiable (monitoring) pour le suivi des déplacements et des déformations. L'opération de monitoring s'inscrit dans le cadre de la surveillance du niveau de stabilité des ouvrages, l'évaluation des risques et de la vulnérabilité, le cas échéant le déclenchement du processus d'alerte si les tassements mesurés mettent en péril la stabilité de forme du silo et des tours. Par ailleurs, le planning d'entretien et de maintenance périodique des installations est lié à l'évolution d'éventuelles pathologies décelées par les relevés de mesure de tassements et des déformations.

### 4.5.1 Description des ouvrages et dispositifs expérimentaux

Les ouvrages de stockage ont été conçus pour augmenter les capacités d'emmagasinement en sucre blanc. Ils rentrent dans le cadre du développement des activités de l'entreprise en matière de traitement et de conditionnement de sucre d'une capacité de 3000t/j. Les installations sont distantes de l'ordre de 100m du quai, elles s'étendent sur une emprise au sol de l'ordre de 3313 m<sup>2</sup> (Figure 4.10). Elles constituent l'une des plus importantes en Afrique en terme de hauteur et de capacité de stockage.

La superstructure du silo 80kT est conçue en charpente métallique modulaire très ductile, de diamètre intérieur 54.3m, de hauteur 58m et de poids à vide de l'ordre de 3020t. La coque et le toit sont constitués d'une paroi cylindrique sous forme d'assemblage en double viroles souples en acier de nuance S375. La charge permanente du silo y compris la fondation et les équipements ( $G_{\text{silo}}$ ) représente 20% de la charge maximale en service ( $P_{\text{ELS}}^{\text{max}}$ ), soit approximativement 19253t qui se traduit par une contrainte permanente au sol ( $\sigma_G$ ) avoisinant 73 kPa. D'autre part, le radier rigide en béton armé de 58m de diamètre est fondé sur un gros béton de 0.75m d'épaisseur (Figure 4.10), il est constitué d'un réseau de nervures orthogonales ( $b/h = 0.7\text{m}/3\text{m}$ ) et d'une dalle de 0.5m d'épaisseur, la rigidité flexionnelle du radier est ( $EI = 30 \text{ GN.m}^2/\text{ml}$ ). Les contraintes maximales résultant de la descente des charges

aux états limites ultime et de service transmises sous le radier sont respectivement de ( $\sigma_s^{\max}=376$  kPa) et ( $\sigma_u^{\max}=550$  kPa), voir les Figures 4.10 et 4.11.

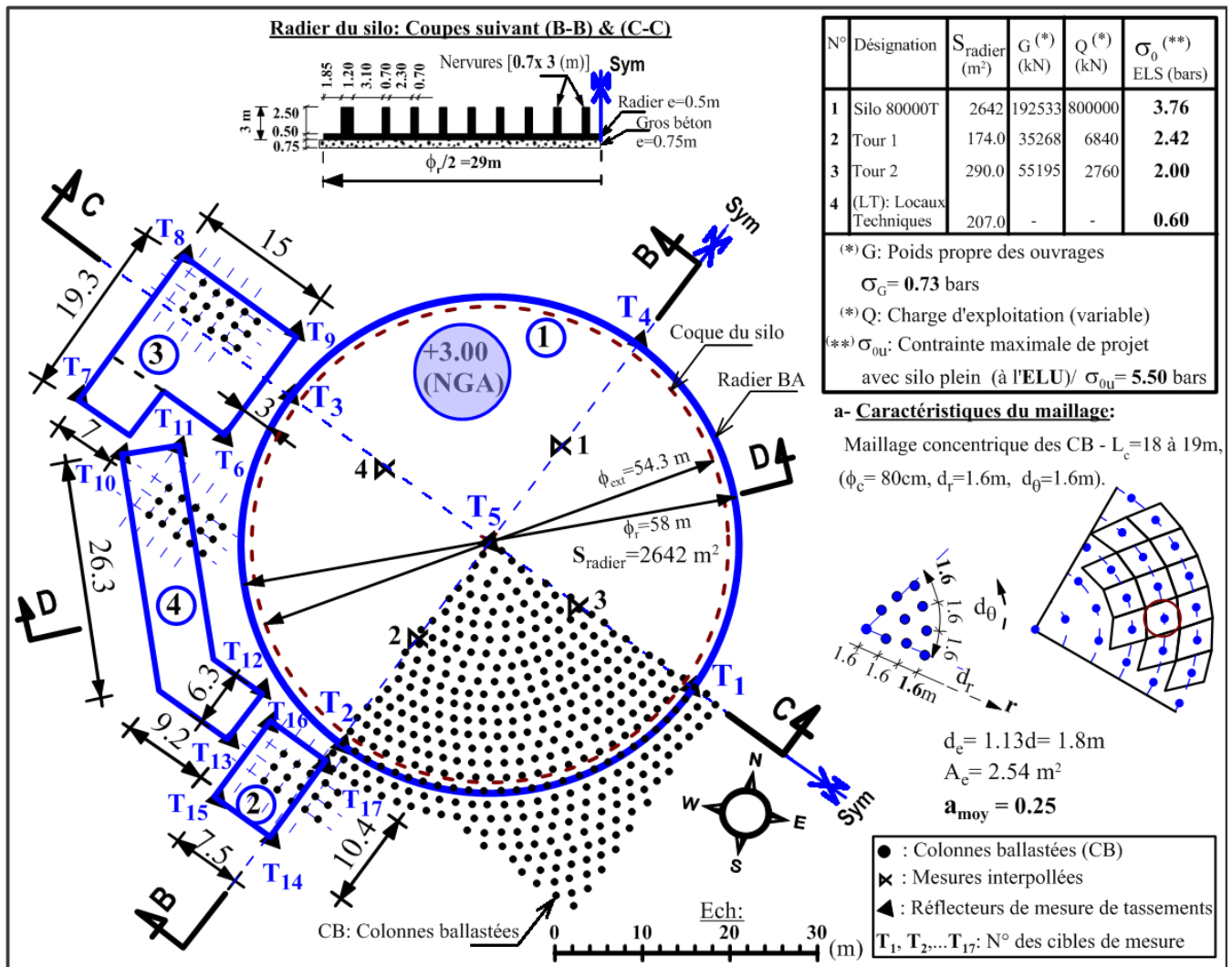


Figure 4.10- Vue en plan et dispositif d'instrumentation du site expérimental 2.

Concernant les ouvrages annexes (tours 1 et 2 et locaux techniques LT), ils sont implantés à la périphérie du silo sur une distance variant de 3 à 5 m. Les tours d'ensilage et de transfert N° 1 & 2 sont de hauteurs et de poids successivement (64 et 42 m) et (3527 et 5520 t). Elles ont été conçues sous forme de noyaux et diaphragmes rigides et monolithiques en béton armé; fondés sur des radiers de 2 m d'épaisseur. Les deux tours et le silo sont interconnectés aux sommets par des transporteurs métalliques. Les contraintes finales transmises par les tours N° 1 & 2 sont respectivement de (242 kPa et 200 kPa) à l'ELS et de (330 kPa et 270 kPa) à l'ELU (Figure 4.10). Par ailleurs, les locaux techniques sont dotés d'une structure légère sur un radier de 207 m², d'épaisseur 1 m; acheminant des contraintes au sol de l'ordre de 60 kPa (ELS) et 83 kPa (ELU).

Pour permettre une meilleure visibilité, les caractéristiques géométriques et mécaniques, les charges d'exploitation et les contraintes référence sont récapitulées dans les Figure 4.10 et Figure 4.11.

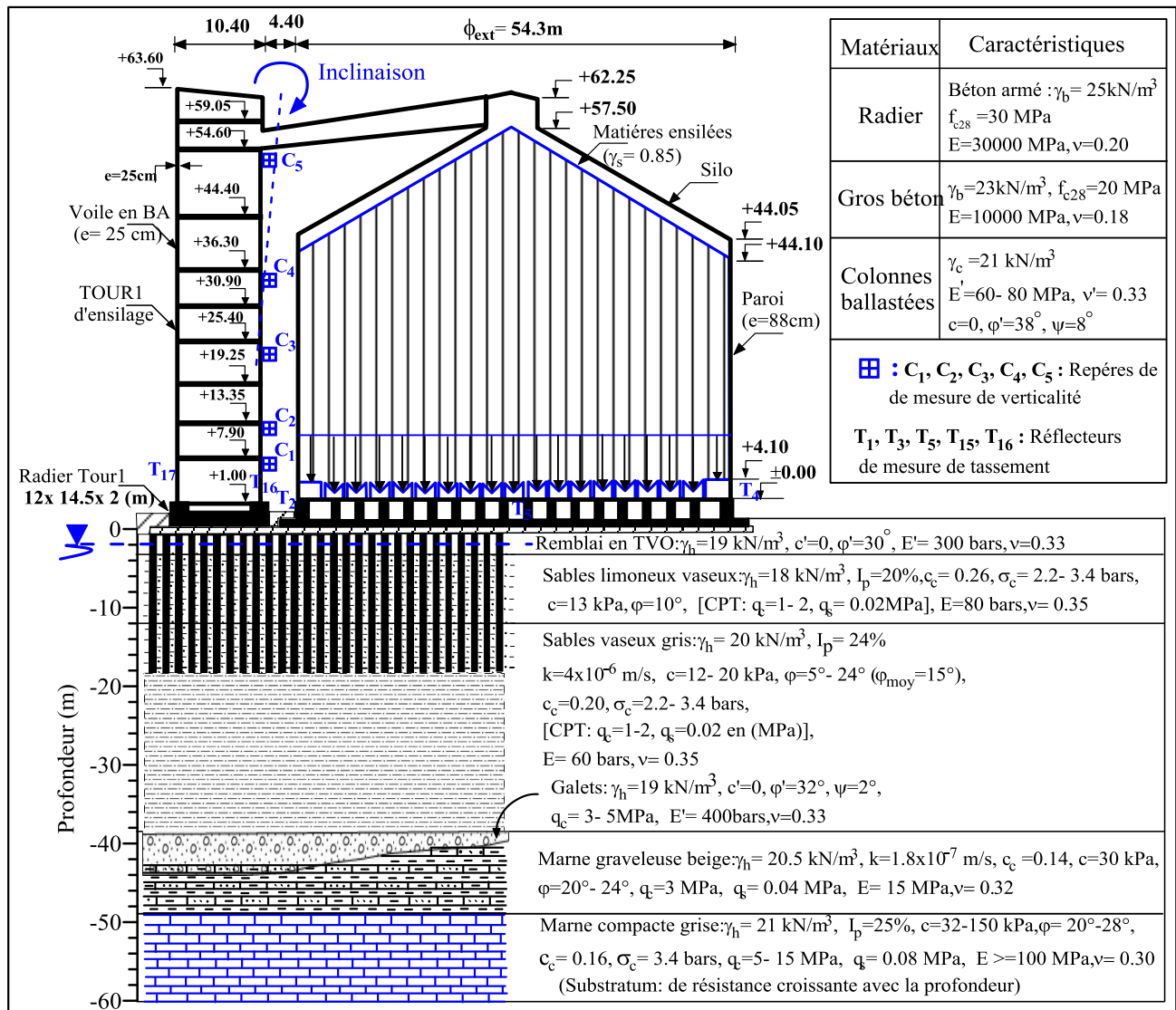


Figure 4.11- Coupe BB, profil géomécannique et dispositifs de mesure des tassements.

#### 4.5.2 Evolution des charges et des contraintes sous les fondations

La variation des contraintes sous les radiers en phase de la construction est prise en compte. Les tours et les locaux techniques transmettent des contraintes constantes après leur mise en exploitation. Cependant, l'état des contraintes sous le silo est tributaire de l'évolution des charges permanentes (G) et d'exploitation (Q) relatives au stockage. L'influence de l'ensilage est prépondérante, il impacte la contrainte au sol ( $q_{\text{ref}}$ ) de plus de 80%. De cet état de fait, il en résulte une variation de la contrainte au sol à l'ELS de 73 à 300 kPa. Pour construire la courbe de chargement, des relevés d'ensilage- déchargement ont été tenus à temps réel et la quantité de matières transitant dans le silo est connue à chaque instant  $t_j$ . L'enregistrement



des paramètres de gestion du stock s'effectue automatiquement. On dénombre plus de 3000 décomptes établis depuis octobre 2010 au mois de Mars 2017, ce qui nous a permis de construire les courbes de variation des charges et de contraintes en fonction du temps (Figure 4.12 et Figure 4.14). D'après les relevés, les incréments de charges et de contraintes de service (ELS) sont variables respectivement dans les intervalles  $(-10000 \leq \Delta Q_j \leq 3692 \text{ t/j})$  et  $(-37.85 \leq \Delta \sigma_j \leq 13.97 \text{ kPa/j})$ .

L'état de contrainte transmise au sol à l'ELS en un instant  $(t_j)$  est donné par la relation:

$$\sigma_{ELS}^{(j)} = 73 + \frac{Q_{j-1} + \Delta Q_j}{A_{rad}} = 73 + \frac{Q_{j-1} + \Delta Q_j}{2642} = 73 + \sigma_{j-1} + \Delta \sigma_j \text{ en [kPa]} \quad (4.1)$$

-  $Q_{j-1}$ : Charge stockée antérieurement au jour  $(j-1)$ ,

-  $\Delta Q_j$ : Incrément de charge ensilée au jour  $(j)$ ,  $\Delta \sigma_j$ : est l'incrément de contrainte due à l'exploitation journalière du silo.

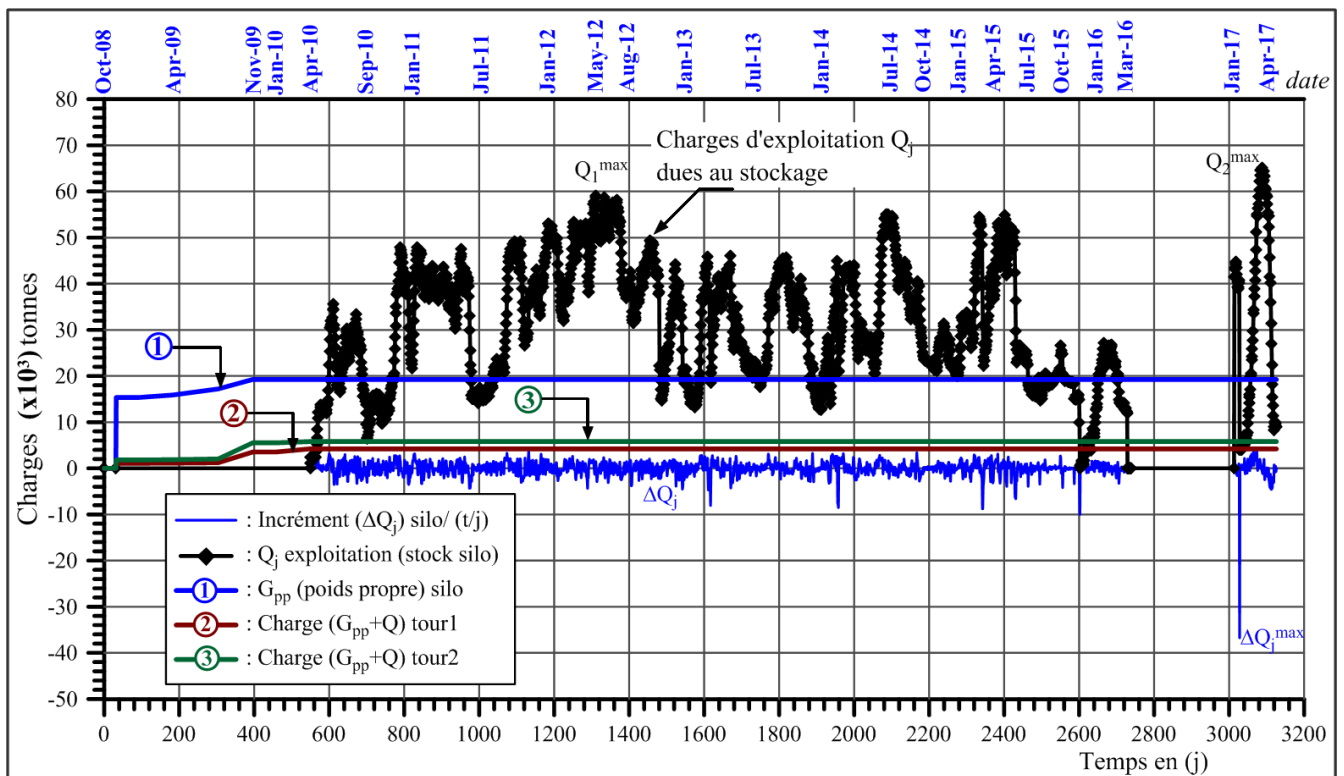


Figure 4.12- Variation des charges permanentes et d'exploitation de (2008 à 2017).

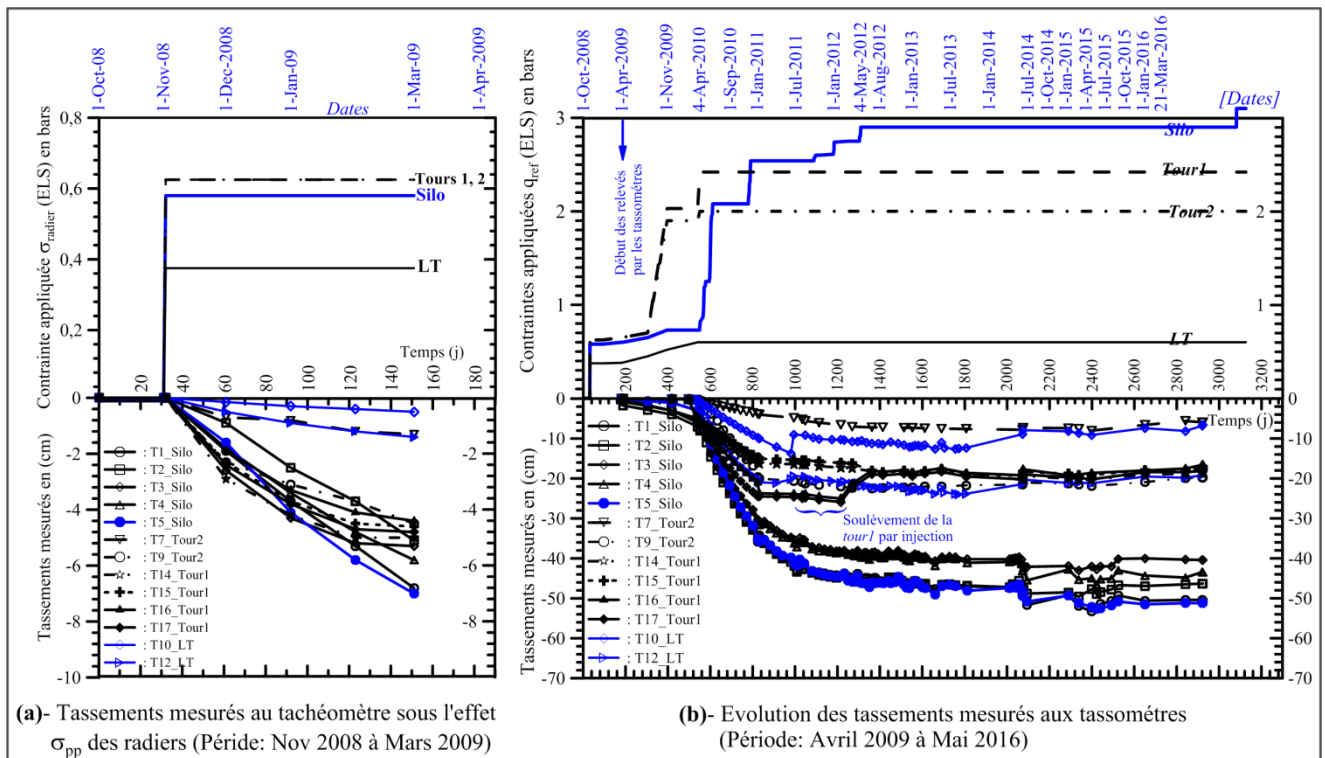


Figure 4.13- Relevés des tassements et des contraintes appliquées depuis Novembre (2008 à Mai 2016), la Fig. (a) montre les tassements des radiers sous l'effet de leurs poids propres.

### 4.5.3 Instrumentation et procédure de mesure des tassements

Les tassements et les déplacements horizontaux ont été suivis par un tachéomètre électronique de haute résolution type (Leica) et de capteurs de déformations (tassomètres). Les capteurs sont constitués d'appareillage sensible aux déplacements, ils ont été implantés en mars 2009 après l'achèvement des radiers généraux. Les relevés topographiques s'effectuent par des visées optiques sur réflecteurs à bande magnétique (Dim 50/50 mm) fixés sur les ouvrages, à partir de stations ( $ST_1$ ,  $ST_2$  et  $ST_3$ ) suffisamment éloignées de l'influence des chargements et d'autres impacts.

L'implantation des capteurs de tassements ( $T_1$ ,  $T_2$ ,  $T_3$ ,...,et  $T_{17}$ ) a été répartie sur les 4 points cardinaux et le centre pour le silo et les angles pour les tours et les locaux techniques (Figure 4.10 et Figure 4.11).

Les cibles réfléchissantes ont été fixées au droit des capteurs de tassements à l'exception du centre du silo ( $T_5$ ) qui est inaccessible par les visées topographiques (Figure 4.3). Concernant le relevé des déplacements horizontaux en fonction de la hauteur, il y a lieu de signaler que la tour (N°1) a été instrumentée par cinq réflecteurs ( $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ,  $C_4$  et  $C_5$ ) en vue de suivre sa verticalité en fonction de l'interaction des chargements.

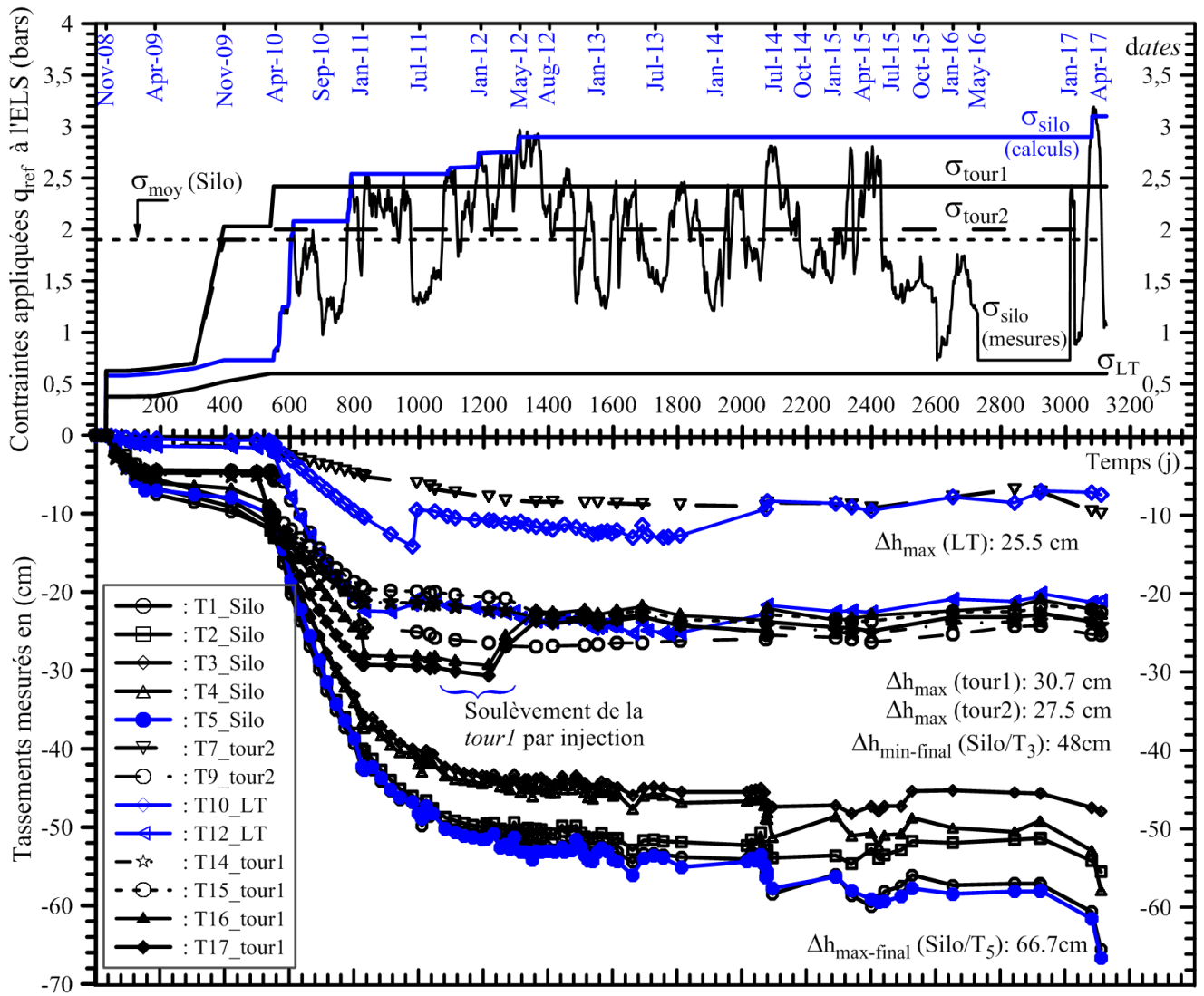


Figure 4.14- Enveloppes des états de contraintes et des tassements mesurés sur les différents ouvrages (2008 à 2017).

Les relevés tachéométriques des tassements à partir de l'appareil de mesure se font en mode expertise. Il s'en suit de surcroît une multitude de lectures croisées sur chaque cible visée en vue de minimiser l'erreur jusqu'à ( $10^{-3}$  mm). Cette méthode de mesure est fiable, néanmoins, les relevés de tassements pendant l'ensilage et/ou déchargement du silo perturbent l'opération à cause des mouvements millimétriques des cibles en cours de lecture. Concernant les stations topographiques raccordées au référentiel, elles ont été placées loin de l'influence des charges des ouvrages, leurs éventuels mouvements sont vérifiés périodiquement par cheminements fermés en vue d'intégrer leurs impacts sur les lectures des cibles optiques.

Concernant les relevés des tassomètres et des capteurs de déformations placés notamment sur les tours, la lecture se fait automatiquement en temps réel et les données sont recueillies numériquement sur une base de données Excel.

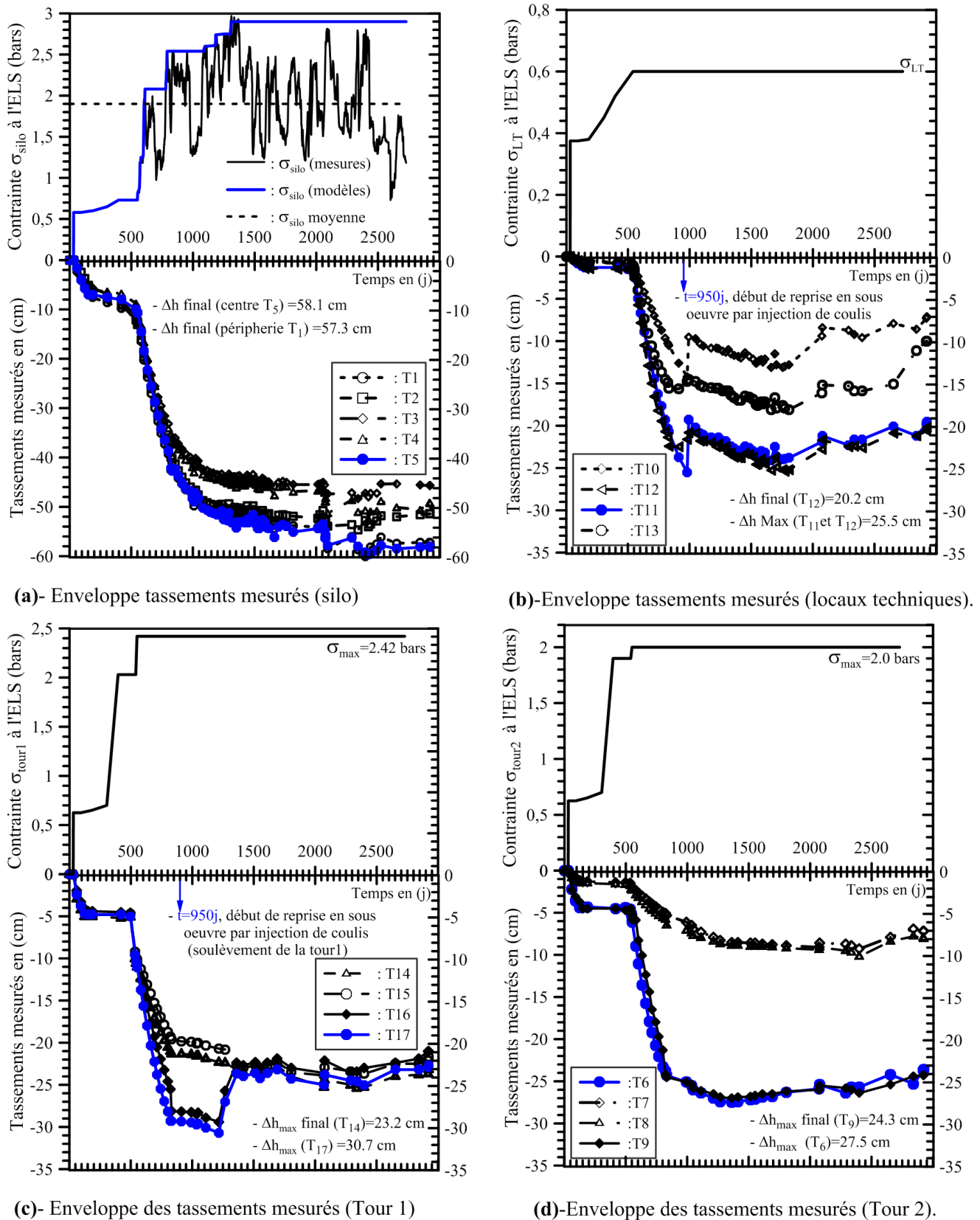


Figure 4.15- Evolution des tassements mesurés en fonction du temps et des contraintes appliquées.

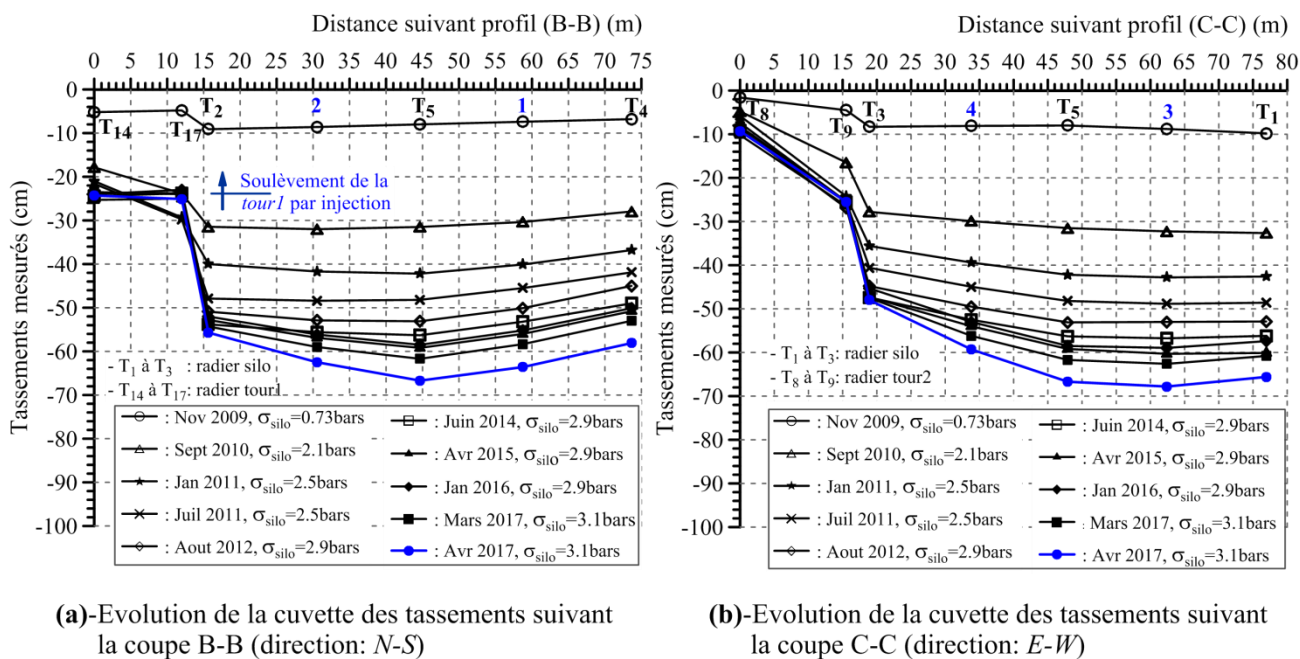


Figure 4.16- Evolution de la cuvette des tassements des radiers depuis 2009 à 2017.

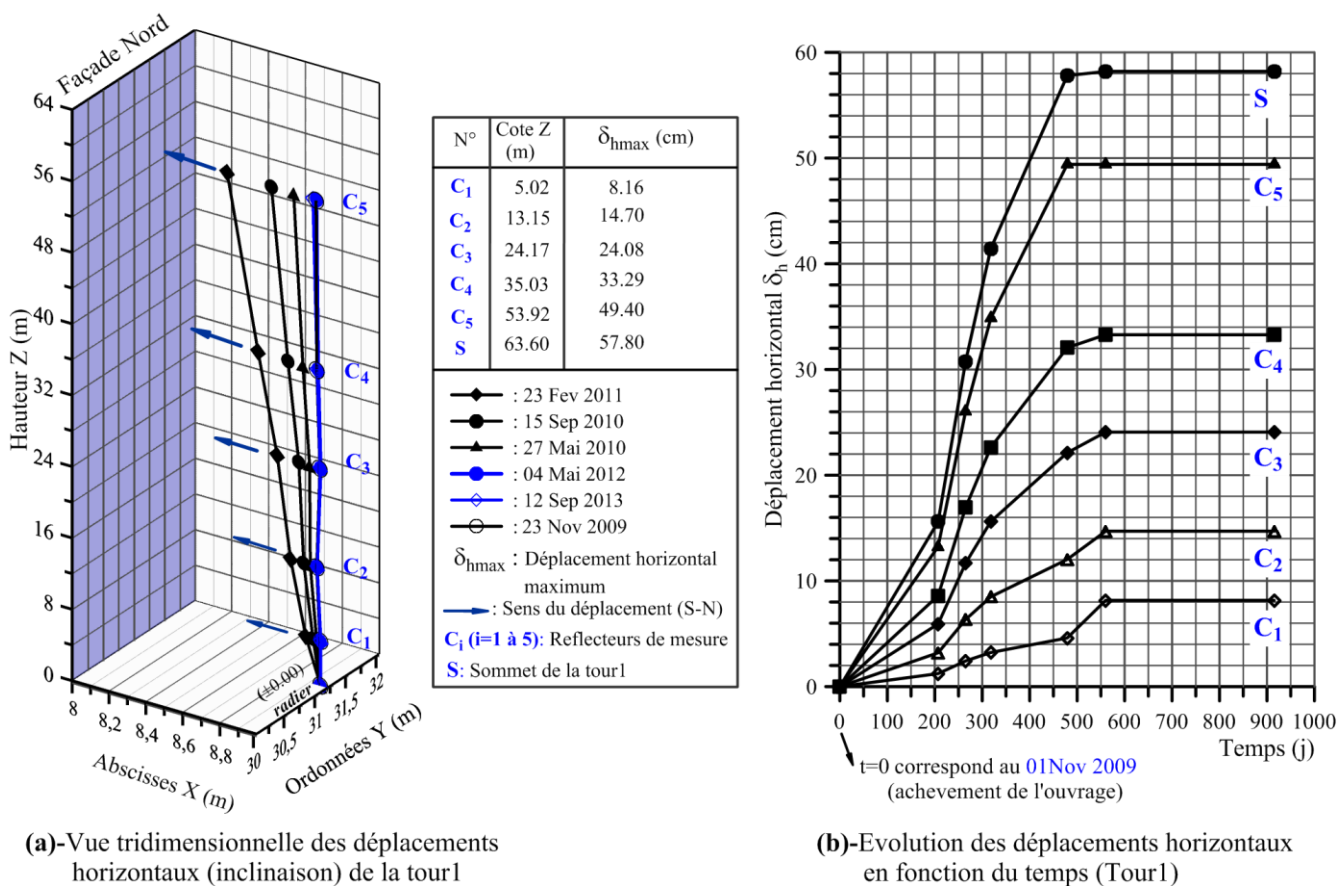
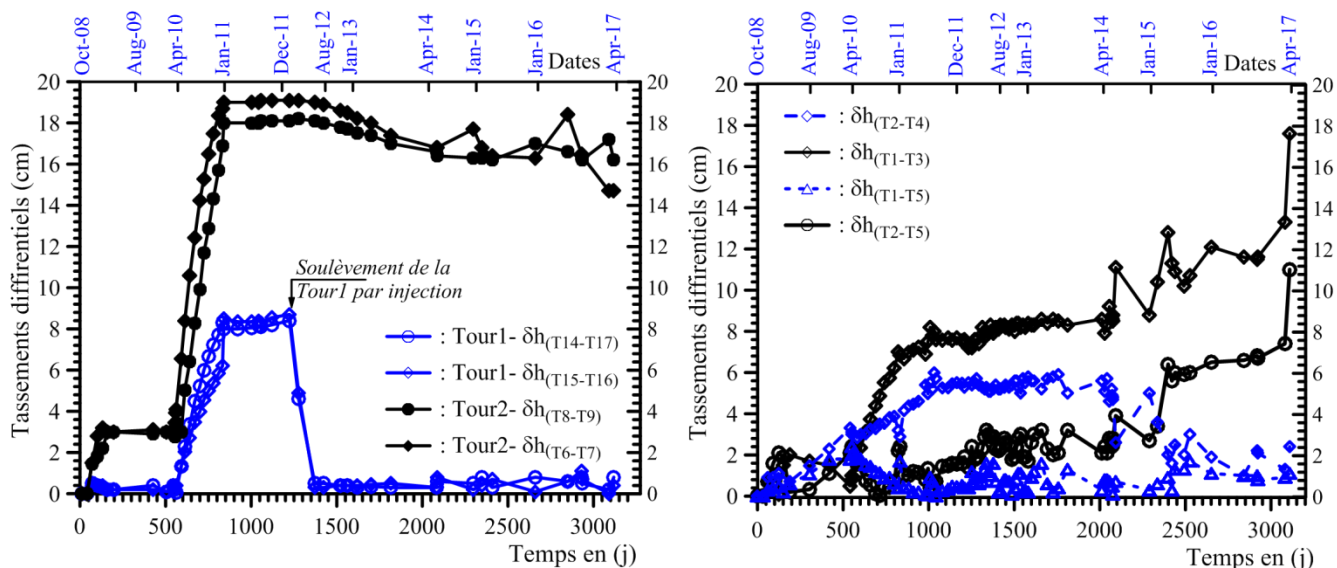


Figure 4.17- Relevés des déplacements horizontaux (inclinaison) de la tour1 d'ensilage.





(a)- Evolution des tassements différentiels (tours 1 et 2)

(b)- Evolution des tassements différentiels du silo

Figure 4.18- Evolution des tassements différentiels mesurés depuis 2009 à 2017.

#### 4.5.4 Interprétations des mesures de tassements et des déformations

D'après la littérature technique et les retours d'expériences sur ouvrages réels, la plupart des pathologies dues aux fondations sont imputables aux tassements excessifs incompatibles avec les tolérances de l'ouvrage (Bahar et al., 2011; Bahar et al., 2013; Sadaoui et Bahar, 2017). Dans les formations de sols compressibles, on atteint souvent des valeurs élevées de tassements avant d'atteindre la contrainte limite de poinçonnement du sol. Devant cet état de fait, l'enjeu de prédiction des tassements devient primordial pour le géotechnicien. L'estimation correcte des tassements est tributaire d'une bonne mesure des paramètres mécaniques du sol, que ce soit au laboratoire ou bien in situ. La campagne de mesures réelle des tassements effectuée dans ce cadre permet de tirer des conclusions très pertinentes sur les limites d'application que devra connaître le procédé des colonnes ballastées ainsi que l'impact de l'interaction entre ouvrages en matière de développement des tassements.

##### 4.5.4.1 Conséquences des tassements et interprétations

D'après les relevés des mesures, on constate une influence marquée de la variation de contraintes sous le silo sur l'évolution des tassements. Les décroissements de contraintes sont accompagnés de soulèvement uniforme du radier. La (Figure 4.19) montre la courbe d'interpolation quadratique aux moindres carrés qui semble bien corrélérer le nuage de points (T1,...à T5) avec un coefficient d'ajustement proche de l'unité ( $R^2=0.97$ ).



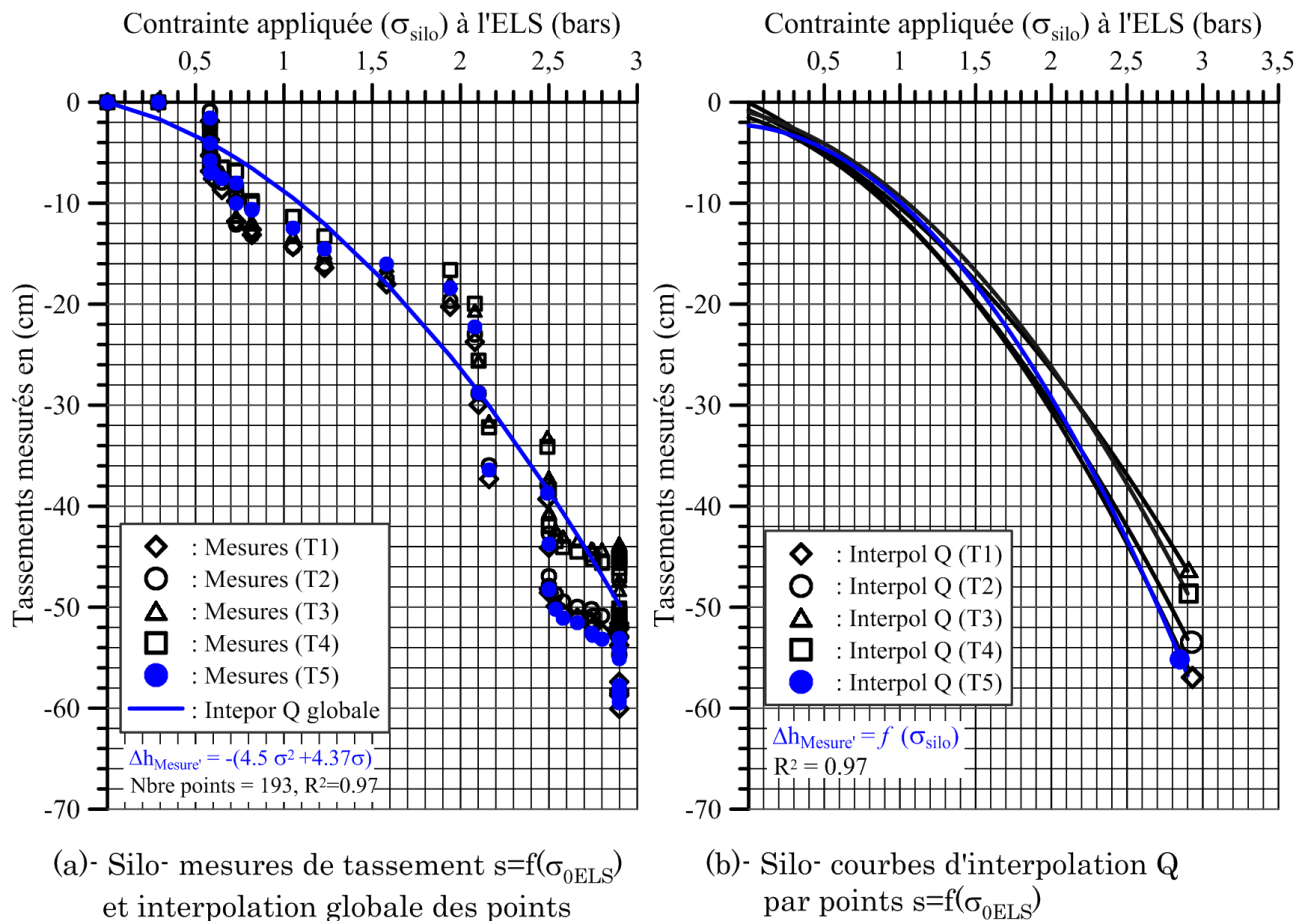


Figure 4.19- Variation des tassements du silo en fonction des contraintes appliquées.

L'influence du silo sur les tours s'est traduite par des tassements différentiels excessifs de 8.5cm pour la tour1 et 16cm pour la tour2 (Figure 4.18). Par conséquent, les deux tours ont accusé une inclinaison linéaire vers le silo dont les déplacements horizontaux maximums aux sommets sont respectivement de 58cm et 39 cm pour les tours 1 et 2 (Figure 4.17). La rigidité importante de la superstructure et du radier ont permis la conservation de l'allure linéaire des déplacements horizontaux. La Figure 4.17 illustre le profil de la déformée de la tour1 jusqu'à son redressement par injection en sous œuvre réalisée à la fin 2011, dont subsiste un tassement résiduel uniforme égal à 23cm en moyenne. La Figure 4.20 met en évidence l'influence du silo sur le comportement de la tour1. A noter que le transporteur en charpente métallique reliant les toits du silo et des tours a contribué à la stabilité de la tour1. L'effort de compression surabondant (butée) subi par le transporteur a engendré le déversement de quelques éléments d'ossature et l'éclatement partiel des assemblages boulonnés. Les tassements différentiels subis par les tours ont affecté substantiellement leurs stabilités de forme. Pour pallier au risque imminent de renversement, l'ensilage du silo a été réduit à des charges inférieures à 50000t jusqu'à la reprise en sous œuvre des fondations par injection de coulis à haute teneur en silice tout en assurant une surveillance continue. La tour1 a été totalement redressée en 2012 en anéantissant les tassements différentiels, le tassement absolu final mesuré en Avril 2017 est de l'ordre 23cm.

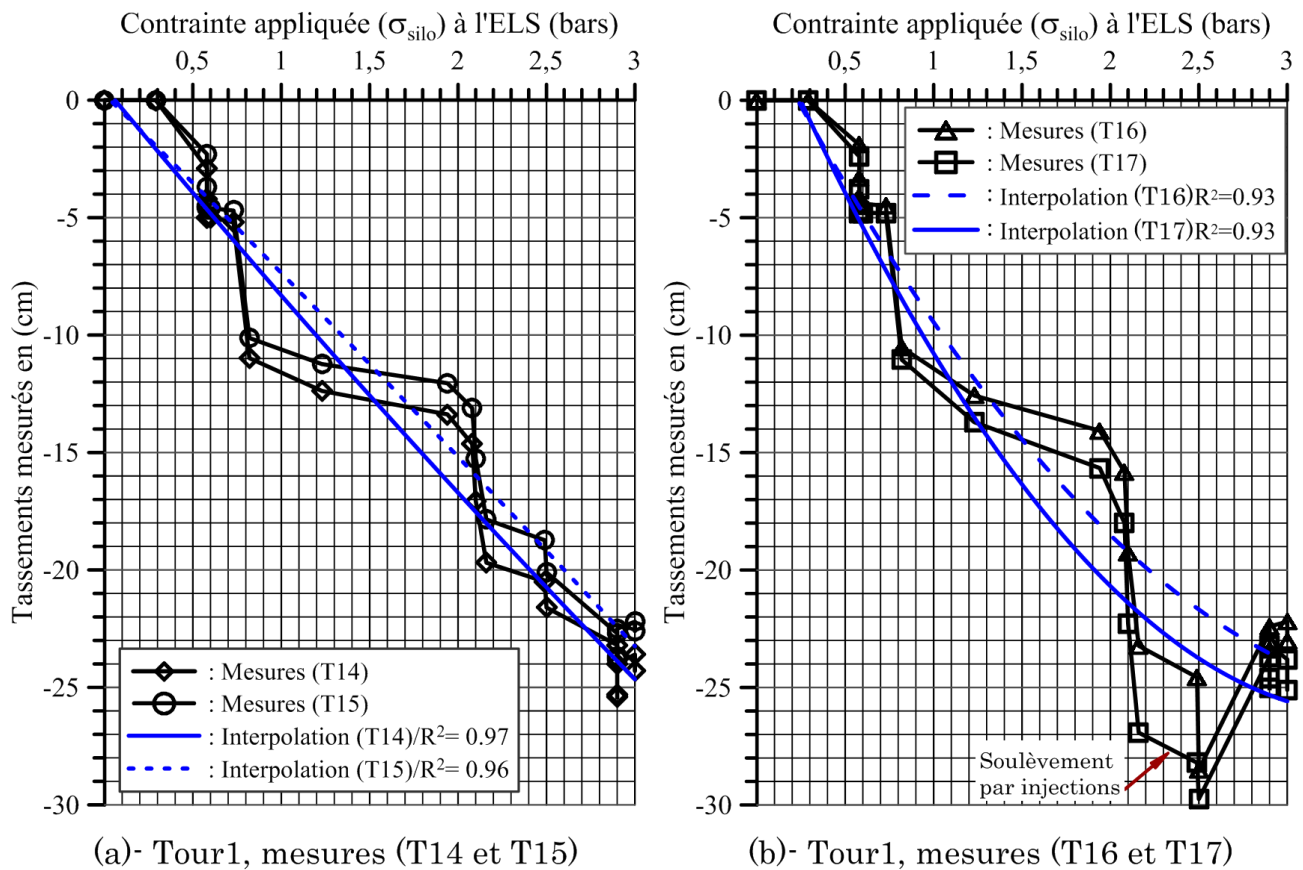


Figure 4.20- Variation des tassements de la tour1 en fonction des contraintes du silo.

Les tassements différentiels accusés par le silo sont prépondérants suivant la coupe C-C dont la valeur maximale  $\delta h_{T1-T3}$  est de 17.6 cm (Figure 4.18-b), soit approximativement  $(\phi_{rad}/300)$ . On conclut que la rigidité élevée du radier général et la souplesse et ductilité de la superstructure du silo ont contribué à la préservation de l'intégrité structurale de l'ouvrage, aucun dommage n'est apparent à l'exception d'une inclinaison du radier dans le sens (E-W) suivant le pendage du substratum marno-calcaire. Les valeurs admissibles des tassements préconisées par Polshin et Tokas (1956) d'après (Bahar, 2006; Bouafia, 2009) sont dépassées.

#### 4.6 MODELISATIONS NUMERIQUES POUR LA PREVISION DE TASSEMENTS

Le problème étudié comprend des ouvrages en interactions interagissant par des différentiels importants de contraintes au sol ( $\Delta\sigma/\sigma=36$  à 84%) et des emprises de radiers disproportionnées. En outre, les charges des tours et des locaux techniques sont invariables après l'achèvement de leurs ossatures. Cependant, le silo de stockage transmet plus de 80% des charges cycliquement avec une cadence d'ensilage et déchargement irrégulière. A cet effet, le problème renferme une énorme complexité en matière de modélisation notamment en ce qui concerne la prise en compte des variations subites des incréments de contraintes sur la réponse du sol saturé. De ce qui précède, le problème est véritablement tridimensionnel (3D). Compte tenu du diamètre important du radier du silo ( $\phi_{rad}=58m$ ) par rapport à l'emprise des tours et

des locaux techniques ainsi que la concentration des ouvrages périphériquement du côté (S-E) , une certaine symétrie de révolution est exploitée pour alléger le modèle EF-3D (Figure 4.25).

Concernant le modèle axisymétrique (2D) (Figure 4.21), il s'agit d'une approche très simplificatrice du problème en considérant une homogénéisation des charges transmises par les tours et les locaux techniques d'une manière concentrique autour du silo.

#### 4.6.1 Paramètres géomécaniques pris en compte dans la modélisation

Les paramètres physiques et mécaniques des sols ont été estimés à partir des essais de laboratoire et in situ. Tenant compte de leurs variabilités dans l'espace, les valeurs moyennes ont été considérées pour pallier la complexité des modèles et le temps élevé des calculs. Les paramètres de cisaillement drainé ( $c'$ ,  $\phi'$ ) pris en compte dans les modèles sont illustrés dans la (Figure 4.5) et le (Tableau 4.5). Les modules de déformation moyens des couches de sols ( $E'_s$ ) ont été estimés à partir des paramètres pressiométriques suivant les corrélations indiquées dans le Tableau 4.2.

Concernant les paramètres mécaniques des colonnes ballastées, en vue de les estimer, on s'est basé sur les travaux de (Jrad, 1993; Corneille, 2007a; Marina et al., 2015), et les recommandations (Coprec1, 2011). Le module de déformation ( $E'_c$ ) est tributaire de l'intensité de compactage et du taux de confinement conféré par le sol environnant mesurable par l'étreinte latérale ( $\sigma_h$ ).

Tableau 4.5- Caractéristiques physiques et mécaniques prises en compte dans la modélisation.

| Type de sols et de matériaux                                  | Epaisseur<br>ep (m) | $\gamma$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $c'$<br>(kPa) | $\phi'$<br>(°) | $\psi'$<br>(°) | $E'_s$<br>(MPa)    | $\nu$ |
|---------------------------------------------------------------|---------------------|----------------------------------|---------------|----------------|----------------|--------------------|-------|
| Remblai argilo-caillouteux                                    | 0 - 3.5             | 19                               | 1             | 30             | 0              | 20                 | 0.33  |
| Alluvions compressibles du Quaternaire (limon sableux vaseux) | 3.5 - 19            | 18                               | 25            | 13             | 0              | 6                  | 0.35  |
| Sable vaseux gris (Quaternaire)                               | 19 - 39             | 20                               | 18            | 13             | 0              | 8                  | 0.35  |
| Marne graveleuse beige et schiste friable (Crétacé)           | 39 - 47             | 20.5                             | 30            | 23             | 0              | 15                 | 0.32  |
| Marne grise compacte (Crétacé inférieur)                      | 47 - 75             | 21                               | 50            | 25             | 0              | 100                | 0.30  |
| Marno-calcaire très dur (Crétacé inférieur)                   | 75 - 150            | 22                               | 100 à 150     | 30             | 0              | 1000               | 0.25  |
| Colonnes ballastées (voie sèche)                              | 0 - 19              | 21                               | 1             | 38             | 8              | 60 - 80            | 0.33  |
| Radier en béton armé RN 30 (EL)                               | -                   | 25                               | -             | -              | -              |                    | 0.20  |
| Gros béton RN 20 (EL)                                         | -                   | 23                               | -             | -              | -              | 3x 10 <sup>4</sup> | 0.18  |

### 4.6.2 Modèle axisymétrique

Le problème étudié ne répond pas véritablement aux conditions de géométrie et de charges de révolution. Néanmoins, il s'agit d'une approche simpliste, vu la convergence très rapide des calculs pour la prévision des tassements. Le modèle axisymétrique (Figure 4.21) est constitué de 12043 éléments iso-paramétriques quadratiques à six nœuds (T6) et de 24320 nœuds. Tenant compte de la grande rigidité conférée par les nervures orthogonales aux radiers généraux ( $EI=30 \text{ GN.m}^2/\text{ml}$ ), une épaisseur équivalente uniforme est évaluée à ( $e_{eq}=2.2\text{m}$ ) pour l'ensemble des radiers en considérant leur comportement élastique linéaire. Les colonnes ballastées de 19m de profondeur ont été transformées en murs équivalents de ballast d'épaisseur moyenne ( $e_{moy}=0.4\text{m}$ ), conformément au schéma de la Figure 1.20c (chapitre1). Leurs caractéristiques physiques et mécaniques sont celles indiquées dans le Tableau 4.5. Le niveau de la nappe phréatique est supposé constant à ( $h_w=-2\text{m/TN}$ ).

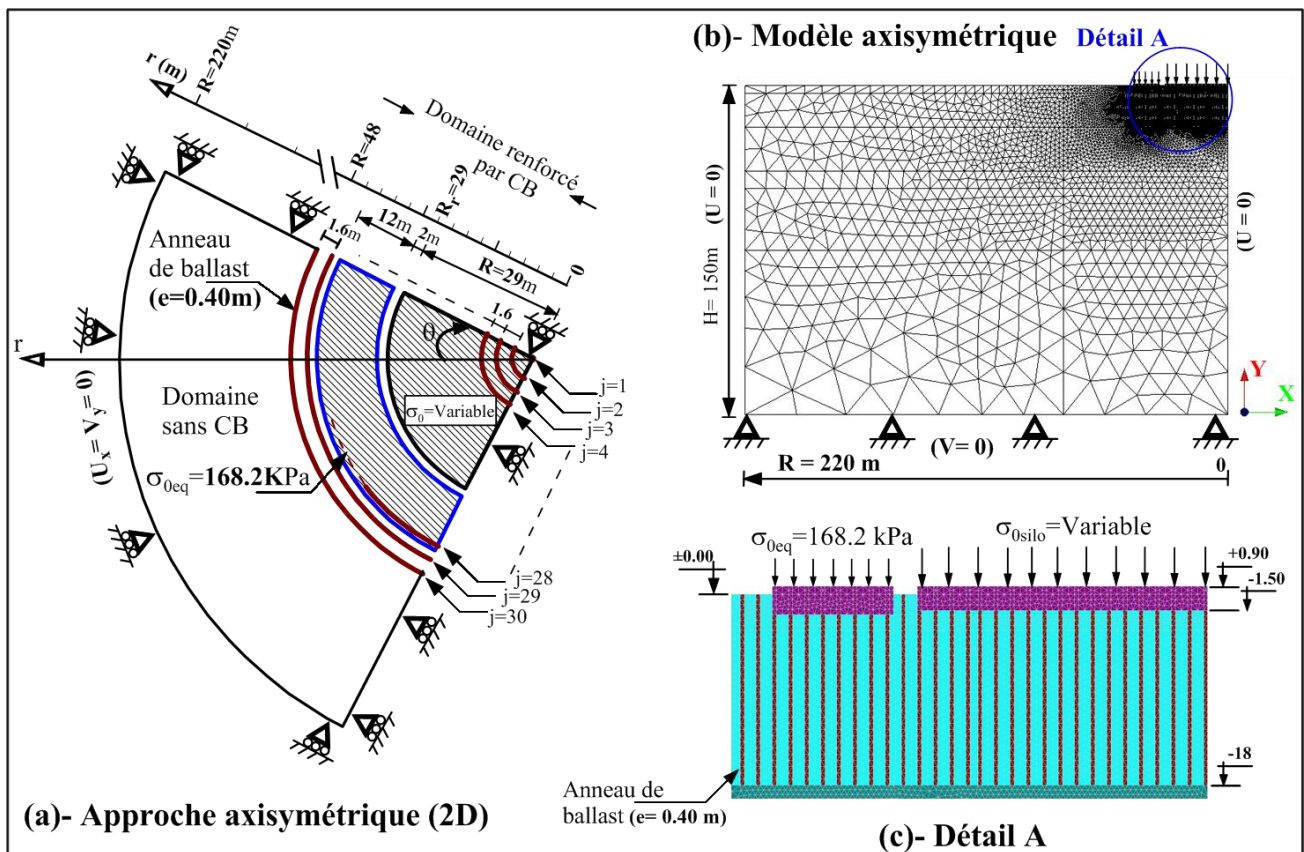


Figure 4.21- Approche axisymétrique, vue du modèle EF-2D et conditions aux limites.

Un maillage progressif en EF est utilisé avec un raffinement dans les zones à fortes contraintes à proximité des fondations et des éléments plus gros en s'éloignant vers les bords du modèle (Figure 4.21b). Les limites de blocage en déplacements intègrent une distance suffisante ( $X_{max}=220\text{m}$ ) pour pallier les effets d'interaction de l'ensemble des ouvrages modélisés. Les contraintes transmises par le radier du silo sont variables suivant la courbe



réelle de chargement (Figure 4.14). Toutefois, les tours (1 et 2) et les locaux techniques (LT) transmettent une contrainte constante par phase (i), évaluée par la formule (Eq-4.2) comme étant la moyenne pondérée des charges à l'ELS. La largeur de l'aire du croissant équivalent ( $S_{eq}$ ) chargée à cet effet est évaluée à ( $B'_{moy}=12m$ ). En phase finale, la contrainte moyenne transmise à l'aire ( $S_{eq}$ ) est de l'ordre de ( $\sigma_{0eq}=168.2$  KPa) (voir Figure 4.21a et b).

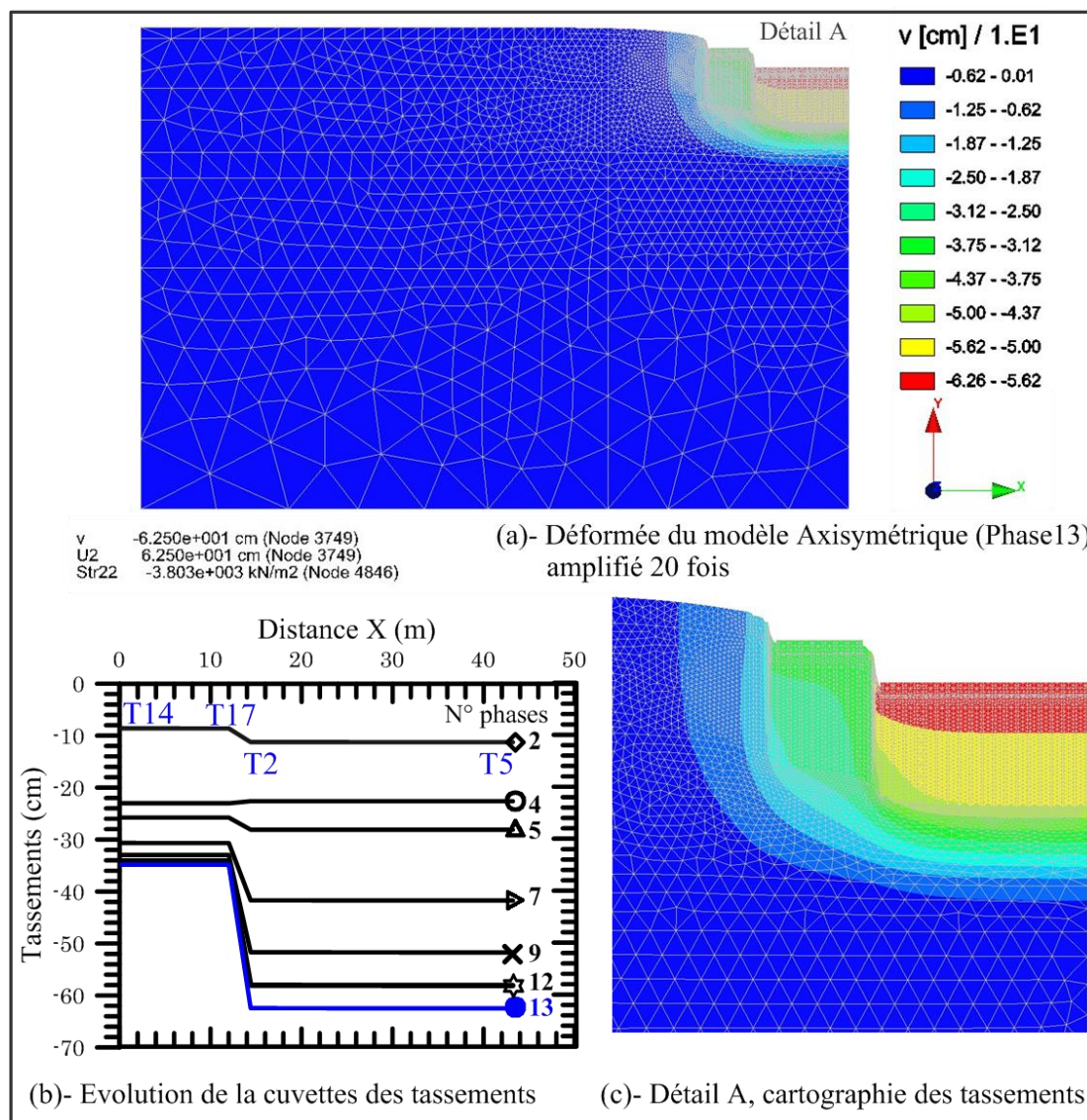


Figure 4.22- Résultats de calculs du modèle axisymétrique: cartographie et cuvette des tassements.

L'application de la formule (Eq – 4.2) donne les contraintes équivalentes appliquées sur l'aire ( $S_{eq}=617m^2$ ) qui sont de 54.8, 157.64 et 168.2 KPa, valeurs correspondant successivement aux phases de calculs 2, 3 et 4. Les phases de chargement dues à l'exploitation du silo sont similaires à celles indiquées dans le Tableau 4.7.

$$\sigma_{0eq} = \frac{\sum_{i=1}^3 P_i S_i}{\sum_{i=1}^3 S_i} = \frac{P_{iTour1} S_{Tour1} + P_{iTour2} S_{tour2} + P_{iLT} S_{LT}}{(S_{Tour1} + S_{Tour2} + S_{LT})} = \frac{P_{iTour1} S_{Tour1} + P_{iTour2} S_{tour2} + P_{iLT} S_{LT}}{671} \quad (4.2)$$

#### 4.6.2.1 Résultats et interprétations

La Figure 4.22 montre la déformée du modèle axisymétrique et les cuvettes de tassements de la moitié (1/2) du radier du silo et du radier de la tour1. Le tassement maximal atteint est de 62.5cm qui est proche des mesures avec un écart de 7%. Cependant, on remarque que le modèle ne reproduit pas fidèlement la réalité expérimentale des cuvettes et des tassements différentiels. En effet, les radiers se tassent en préservant une quasi-planéité avec des tassements différentiels ne dépassant pas 2mm.

Le modèle axisymétrique sert à la prévision du tassement maximal dans le cadre d'un avant projet sommaire. Il ne reproduit pas le comportement réel d'un problème tridimensionnel.

#### 4.6.3 Modèle EF-3D de cellule unitaire

Le modèle d'une cellule unitaire (CU) est adapté à l'étude d'une colonne située au centre d'un réseau semi infini de colonnes uniformément chargées. Plusieurs auteurs se sont intéressés à l'étude du comportement des sols renforcés par un réseau d'inclusions souples en appliquant le principe de la cellule unitaire en l'occurrence Nguyen et al. (2007), Tan et al. (2008), Weber et al. (2009), Sexton et al. (2013) et Sexton et McCabe (2013).

Cette étude est menée en vue de confronter les résultats par rapport au modèle EF-3D complet qui prend en compte les chargements transmis par les l'ensemble des ouvrages. De surcroît, la cellule unitaire (CU) qui représente dans notre cas la colonne (T5) du centre du silo, est soumise uniquement aux charges appliquées par le radier du silo.

La Figure 4.23 montre le modèle (EF-CU) de dimensions en plan  $1.6 \times 1.6 (m^2)$  et de profondeur 47m. Il est constitué de 8336 éléments volumiques tétraédriques à interpolation quadratique et de 22251 nœuds. Il prend en compte la contribution de l'ensemble des couches compressibles jusqu'au substratum. Les déplacements horizontaux sont bloqués aux frontières latérales ( $U=0$  et  $V=0$ ) et le déplacement vertical est bloqué à la base du modèle ( $W=0$ ). Les paramètres géomécaniques de Mohr-Coulomb pris en compte pour les couches de sol et le radier sont ceux indiqués dans le Tableau 4.5. Toutefois, le module d'Young  $E_c$  des colonnes ballastées a été estimé en considérant cinq (05) valeurs croissantes selon les rapports ( $E_c / E_s = 5, 10, 15, 20$  et  $30$ ).



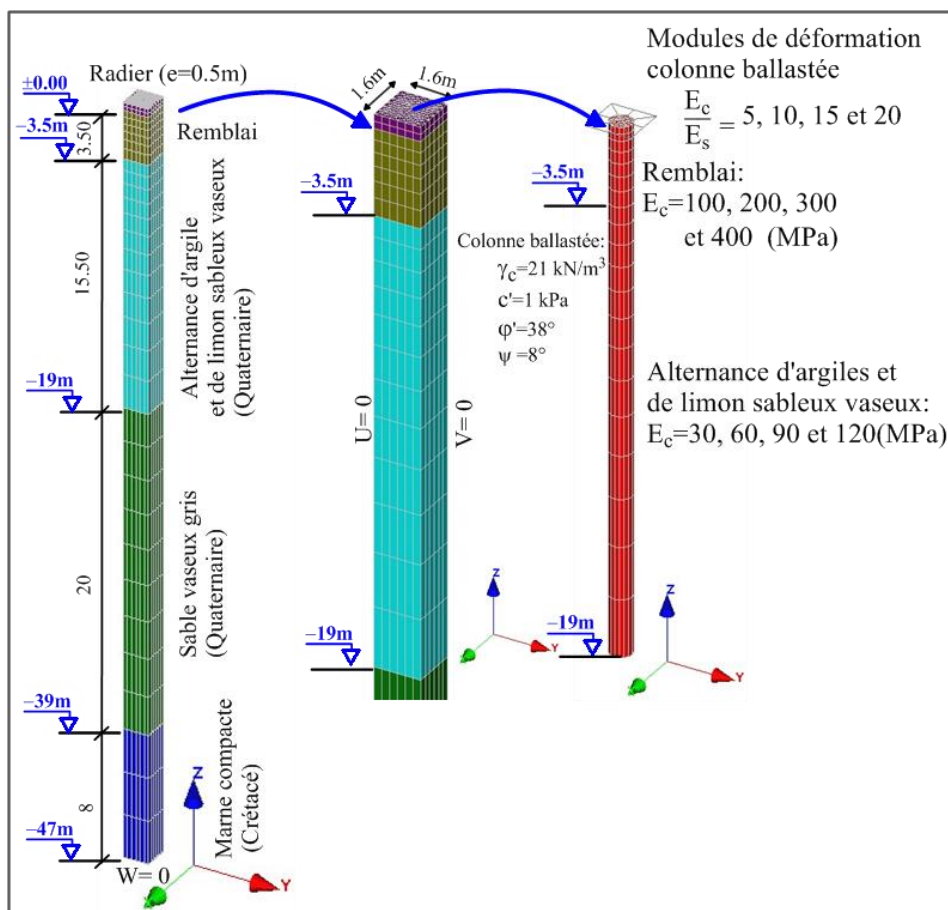


Figure 4.23- Vue du modèle (EF-3D) de cellule unitaire.

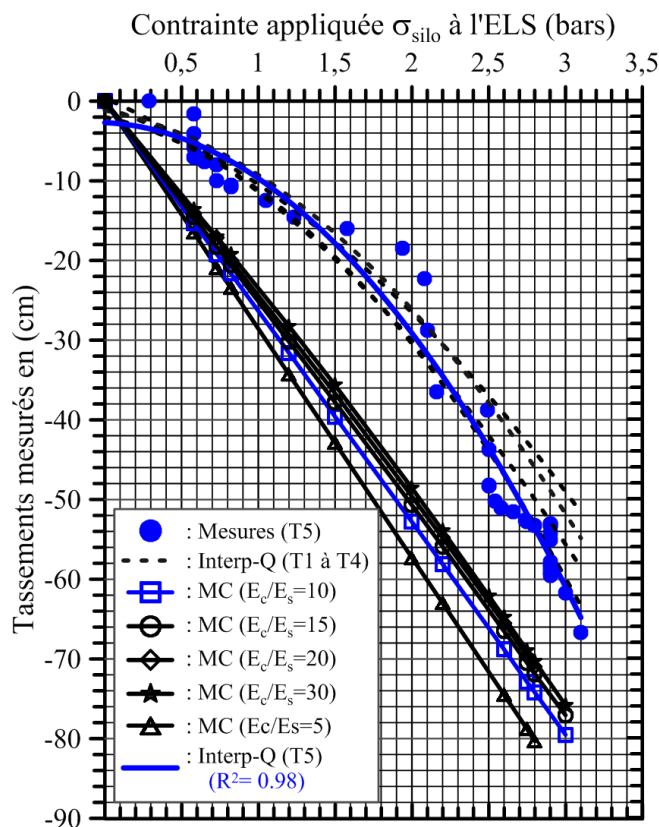


Figure 4.24- Comparaison des tassements du modèle (CU) par rapport aux mesures.

### 4.6.3.1 Résultats et interprétations

On constate que le module de Young des colonnes ballastées ( $E_c$ ) n'a pas une grande influence sur les résultats au delà de 10 pour le rapport ( $E_c/E_s$ ). Par ailleurs, on dénote un écart des résultats de calcul de tassements de 18 à 30% par rapport aux mesures (T5) dans le cas d'un rapport ( $E_c/E_s=10$ ), valeur souvent admise par les professionnels (Figure 4.24).

Le modèle de CU ayant l'avantage de la convergence rapide des calculs, néanmoins, il ne permet pas une bonne prévision des tassements maximums notamment dans le cas des fondations de faibles dimensions en plan transmettant des charges différentielles. Il ne permet pas également la prédiction des tassements différentiels. Toutefois, il donne de meilleurs résultats dans le cas de fondations étendues sur de grandes dimensions, sous l'effet des charges uniformes.

### 4.6.4 Modèle EF tridimensionnel (3D)

Tenant compte de la géométrie du problème et la variabilité spatiale des chargements, le modèle tridimensionnel (3D) reproduit au mieux le comportement des ouvrages. Cependant, la difficulté réside dans le temps très élevé des calculs. Le modèle (Figure 4.25) est constitué de 25535 éléments volumiques tétraédriques à interpolation quadratique et de 68881 nœuds. Les propriétés physiques et mécaniques du sol prises en compte dans le modèle sont récapitulées le Tableau 4.5 et celles des massifs renforcés par CB ont été caractérisées par leurs paramètres équivalents indiqués dans le Tableau 4.6. Les limites des blocages latéraux des déplacements correspondent à ( $-150 \leq X_{\max} \leq 0$  et  $-150 \leq Y_{\max} \leq +150$ m).

Tableau 4.6-Paramètres des couches de sols homogénéisées de 0 à 19m, modèle EF-3D.

| Couche de sols homogénéisées                                       | Epaisseur<br>ep (m) | $\bar{\gamma}_e$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\bar{c}_e$<br>(kPa) | $\bar{\phi}_e$<br>(°) | $\bar{\psi}'$<br>(°) | $\bar{E}_e$<br>(MPa) | $\bar{\nu}_e$ |
|--------------------------------------------------------------------|---------------------|------------------------------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|---------------|
| Remblai argilo-caillouteux renforcé par colonnes ballastées        | 0 - 3.5             | 19.5                                     | 1                    | 32                    | 2                    | 35                   | 0.33          |
| Limon sableux vaseux renforcé par colonnes ballastées (voie sèche) | 3.5 - 19            | 18.7                                     | 6.25                 | 20                    | 0                    | 26                   | 0.33          |

#### 4.6.4.1 Phasage des travaux et procédure de chargement

Les courbes de chargement sont traduites par des chargements incrémentaux ( $\Delta q_i$ ). En effet, les principaux incréments de chargement du silo ont été pris en compte dans le modèle conformément aux phases du Tableau 4.7 et de la Figure 4.14.

Le renforcement du sol par CB confère au massif une densification importante par rapport à son état initial. Il en résulte ainsi après terrassements généraux des excavations de profondeur ( $D = 2m$ ), une certaine remontée des fonds de fouille qui a été prise en compte dans la phase 1 par coefficient de déconfinement ( $\lambda = 0.5$ ).

Tableau 4.7- Phasage de la modélisation tridimensionnelle par EF (3D).

| N°<br>Phase                                                                                      | Désignation/ type de charges                                             | Chargements appliqués à l'ELS en (kN/m <sup>2</sup> ) |                 |                  |                 |                  |                 |                  |                 |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|-----------------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|
|                                                                                                  |                                                                          | Silo 80kT                                             |                 | Tour n°1         |                 | Tour n°2         |                 | Locaux LT        |                 |
|                                                                                                  |                                                                          | q <sub>ELS</sub>                                      | Δq <sub>i</sub> | q <sub>ELS</sub> | Δq <sub>i</sub> | q <sub>ELS</sub> | Δq <sub>i</sub> | q <sub>ELS</sub> | Δq <sub>i</sub> |
| 0                                                                                                | Génération des contraintes géostatiques dans le modèle (K <sub>0</sub> ) | -                                                     | -               | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 1                                                                                                | Application du déconfinement du sol après excavation PF (λ)              | -                                                     | -               | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 2                                                                                                | Poids propre fondations (G <sub>ppf</sub> )                              | 58                                                    | -               | 62.5             |                 | 62.5             |                 | 37.5             | -               |
| 3                                                                                                | Poids propre Ouvrages (G <sub>ppo</sub> )                                | 73                                                    | 15              | 202              | 139.5           | 190              | 127.5           | 60               | 22.5            |
| 4                                                                                                | Charges d'exploitation (Q)                                               | 82                                                    | 9               | 242              | 40              | 200              | 10              | 60               | 0               |
| 5                                                                                                | Charges d'ensilage silo (Q <sub>silo</sub> )                             | 120                                                   | 38              | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 6                                                                                                |                                                                          | 150                                                   | 30              | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 7                                                                                                |                                                                          | 200                                                   | 50              | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 8                                                                                                |                                                                          | 220                                                   | 20              | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 9                                                                                                |                                                                          | 250                                                   | 30              | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 10                                                                                               |                                                                          | 260                                                   | 10              | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 11                                                                                               |                                                                          | 275                                                   | 15              | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 12                                                                                               |                                                                          | 290                                                   | 15              | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| 13                                                                                               |                                                                          | 300                                                   | 10              | -                | -               | -                | -               | -                | -               |
| Δq <sub>i</sub> : Incréments positif maximum de chargement d'exploitation subi par les ouvrages. |                                                                          |                                                       |                 |                  |                 |                  |                 |                  |                 |

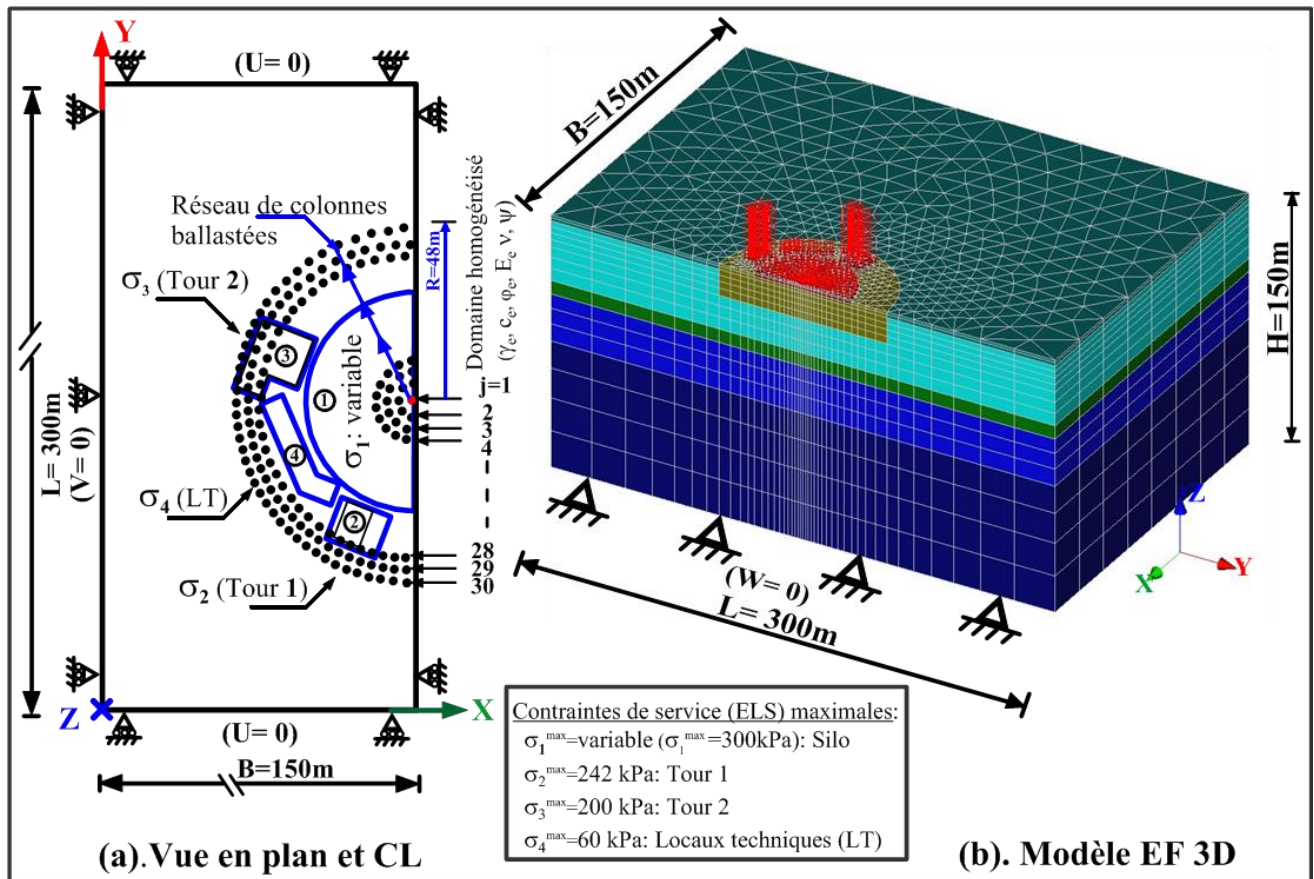


Figure 4.25- Vue du modèle tridimensionnel (EF-3D), géométrie et conditions aux limites.

#### 4.6.4.2 Résultats et discussions

Le modèle EF-3D permet une meilleure prédiction du comportement des ouvrages étudiés par rapport à l'étude axisymétrique et la cellule unitaire. Cependant, il présente un temps de calculs très élevé. Les résultats numériques ont été traduits sous forme de courbes d'évolution des contraintes et des déformations ainsi que leurs cartographies. Le tassement maximal du sol sans renforcement est de 121cm (Figure 4.30), il présente un écart relatif de l'ordre de 18% par rapport à la prévision oedométrique. La Figure 4.26(a et b) illustre la déformée du maillage sous une contrainte due au silo de 2.9bars, un tassement de 76.9cm est obtenu au centre (T5) du silo. On remarque également que les tours et les locaux LT sont inclinés vers l'emprise du silo affecté par une amplitude maximale des tassements. En outre, la Figure 4.29 (a et b) présente l'évolution de la cuvette des tassements en fonction des principales phases de chargement. Cette figure met en évidence l'interaction des tours ( $\sigma_0 = 2$  à 2.42 bars) sur le silo non encore chargé intensément ( $\sigma_{\text{silo}} = 0.82 \text{ bars}$ ) en phases de calculs de 4 à 7 dont une légère inclinaison du radier dans les directions ( $w-E=CC$  et  $N-S=BB$ ) est enregistrée conformément aux relevés réels des tassements synthétisés dans la Figure 4.16(a et b).



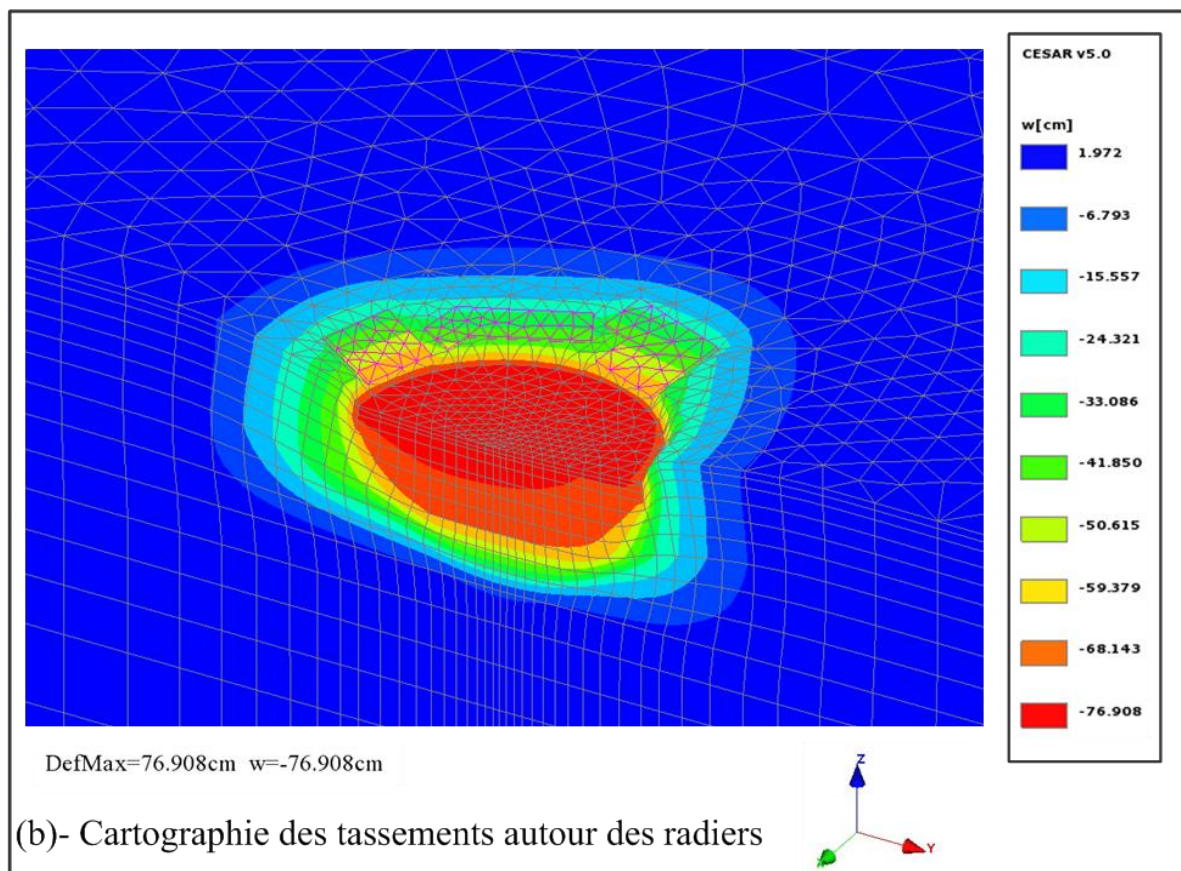
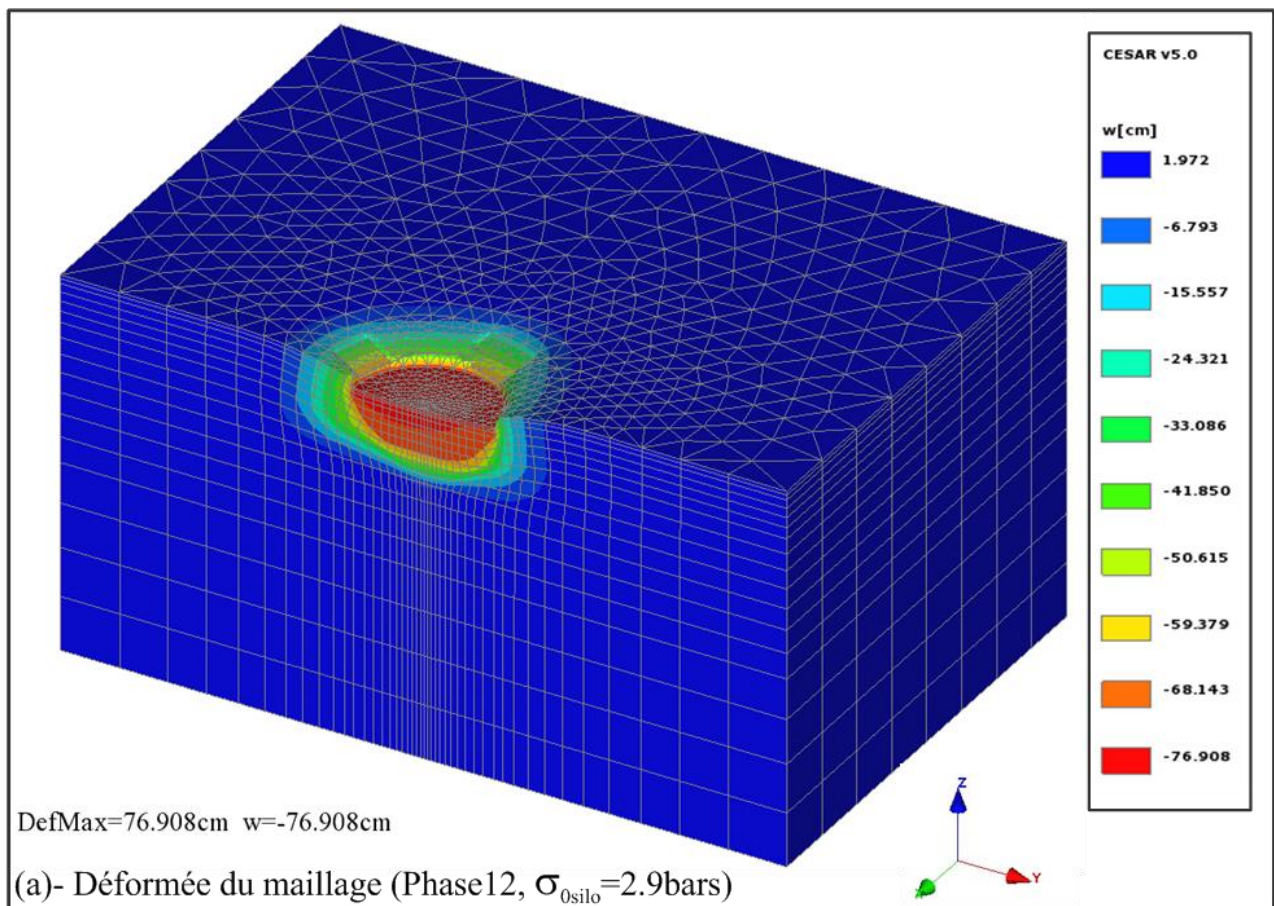


Figure 4.26- Déformées du maillage EF-3D, amplifié 20 fois.

D'après les mesures et les calculs numériques (Figure 3.16 et Figure 4.29), la forme de cuvette du radier du silo a été rétablie suivant la direction (B-B) à compter de la phase 8 correspondant à 44% de la charge d'ensilage totale ( $\sigma_{0\text{sil}} = 2.2\text{bars}$ ). En revanche, les mesures des tassements dénotent une inclinaison permanente ( $\delta_{T1-T3} = 17.6\text{cm}$ ) du radier du silo suivant le sens du pendage du substratum ( $w-E$ ), de surcroît la dimension importante du radier permet aux bulbes de contraintes de solliciter à 75% le pendage altéré se trouvant entre les marnes indurées et le substratum calcaire et orienté vers la mer ( $w = 3^\circ$ ).

Les tassements accusés se sont accompagnés d'un déplacement latéral de sol à la périphérie du silo affectant une profondeur de l'ordre de 40m (Figure 4.27 et Figure 4.28). On dénote à cet effet un déplacement latéral maximal de 23.3cm à 16m de profondeur.

Par ailleurs, le déplacement latéral du sol s'est traduit par une consolidation radiale qui a été mise en évidence lors de la campagne d'essais pressiométriques réalisés en 2012 à la périphérie immédiate des ouvrages dont une amélioration de résistance et de la raideur du sol selon un rapport respectivement de 1.26 à 2 (Figure 4.7). Les colonnes ballastées périphériques aux ouvrages ont joué aussi le rôle de drains verticaux.

Les tassements différentiels numériques et expérimentaux montrent une concordance acceptable au niveau du silo et divergent au niveau des tours (Figure 4.33). Les mesures des tassements différentiels sont fortement influencées par la variabilité des incréments de contraintes. A signaler que les tassements différentiels de la tour 1 ont été complètement anéantis à partir du mois d'Aout 2012 après les travaux de reprise en sous œuvre par injections.

Les calculs numériques montrent que les contraintes flexionnelles maximales ( $\sigma_{xx}^{\max}, \sigma_{yy}^{\max}$ ) sont obtenues au niveau du radier du silo avec un maximum en compression de 11.9MPa, qui est inférieur au seuil réglementaire fixé par les règles BAEL ( $0.6f_{c28} = 18\text{MPa}$ ). Compte tenu de la grande dimension du radier du silo ( $\phi_{rad} = 58\text{m}$ ), la cartographie de la phase maximale de chargement révèle une régression des contraintes en allant du centre vers la périphérie, par conséquent les contraintes sont croissantes avec l'amplitude des tassements (Figure 4.32). Concernant les tours et les locaux LT, leurs rigidités élevées et leurs faibles dimensions en plan font que les contraintes de flexion maximale ne dépassent pas 2.8MPa. En dépit des tassements accusés, on conclue que la résistance des bétons des radiers n'est pas dépassée.



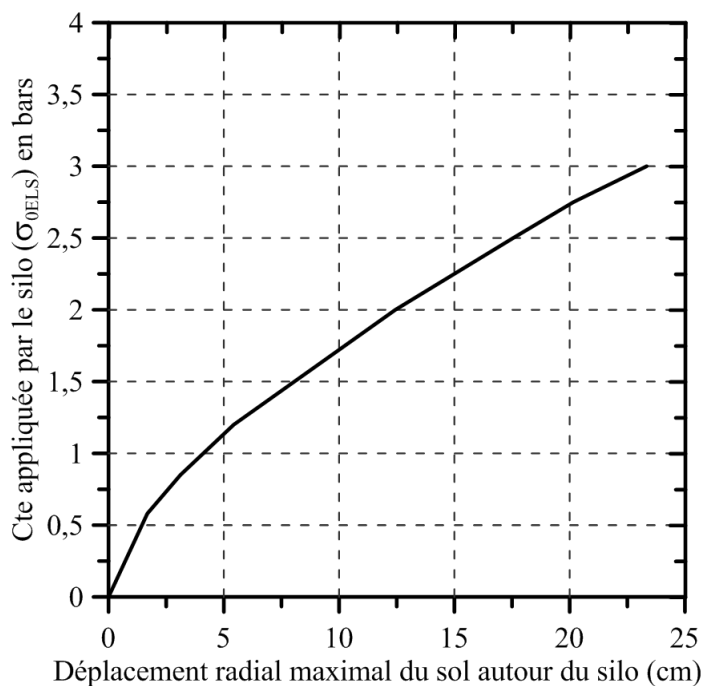


Figure 4.27- Contrainte en fonction du déplacement radial maximal du sol autour du silo.

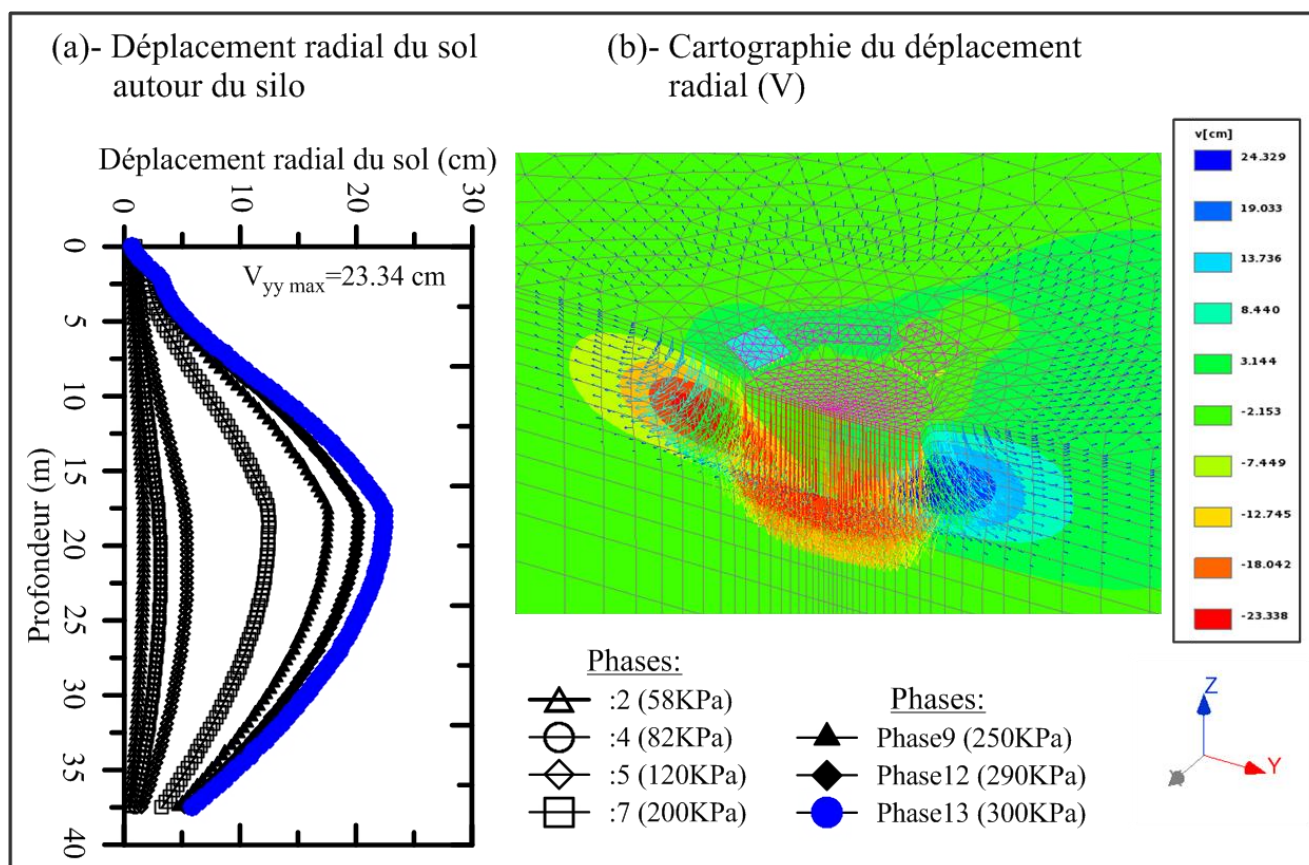


Figure 4.28- Déformée et cartographie du déplacement radial du sol autour du silo

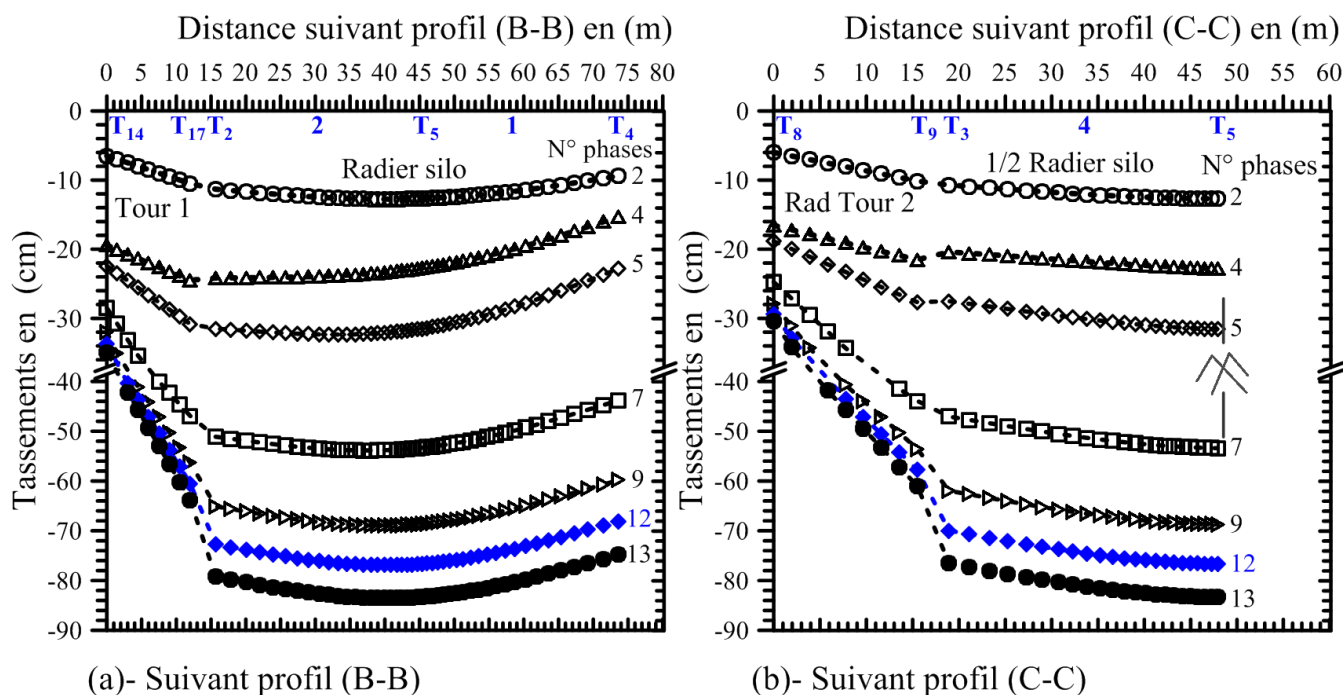


Figure 4.29- Evolution de la cuvette de tassements numériques (Profils BB et CC).

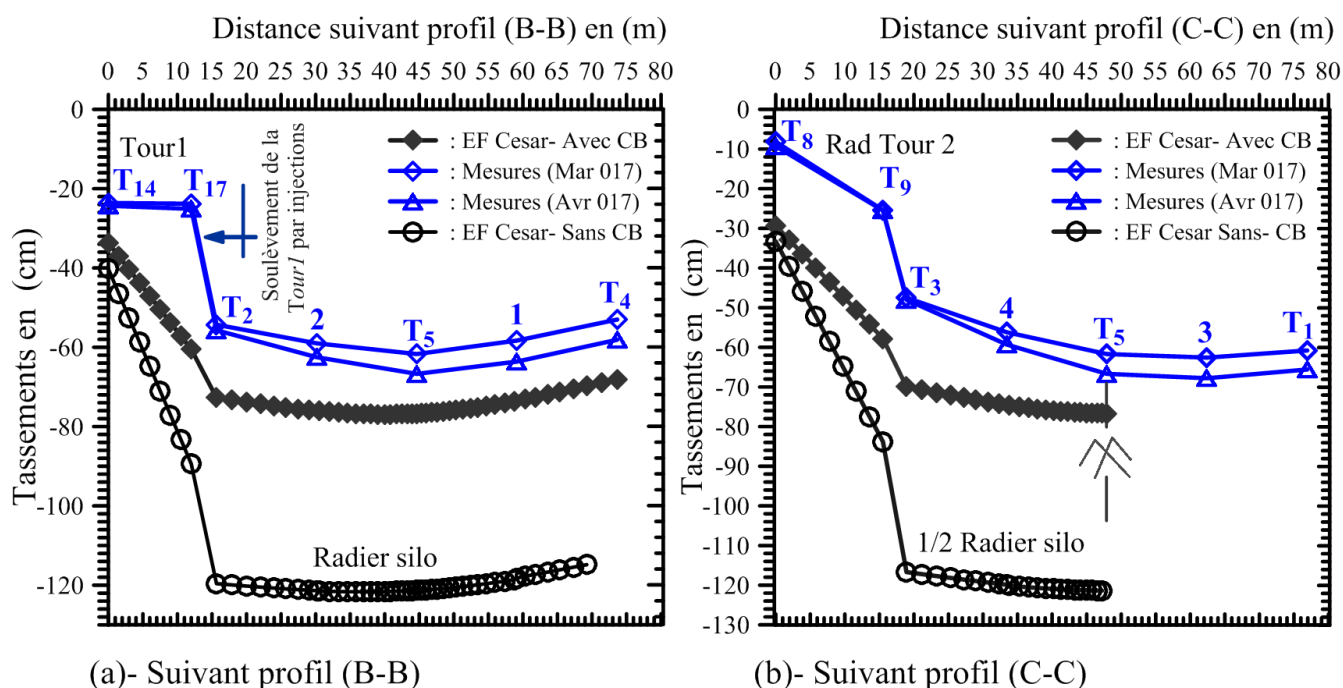


Figure 4.30- Confrontation entre les tassements numériques et expérimentaux.

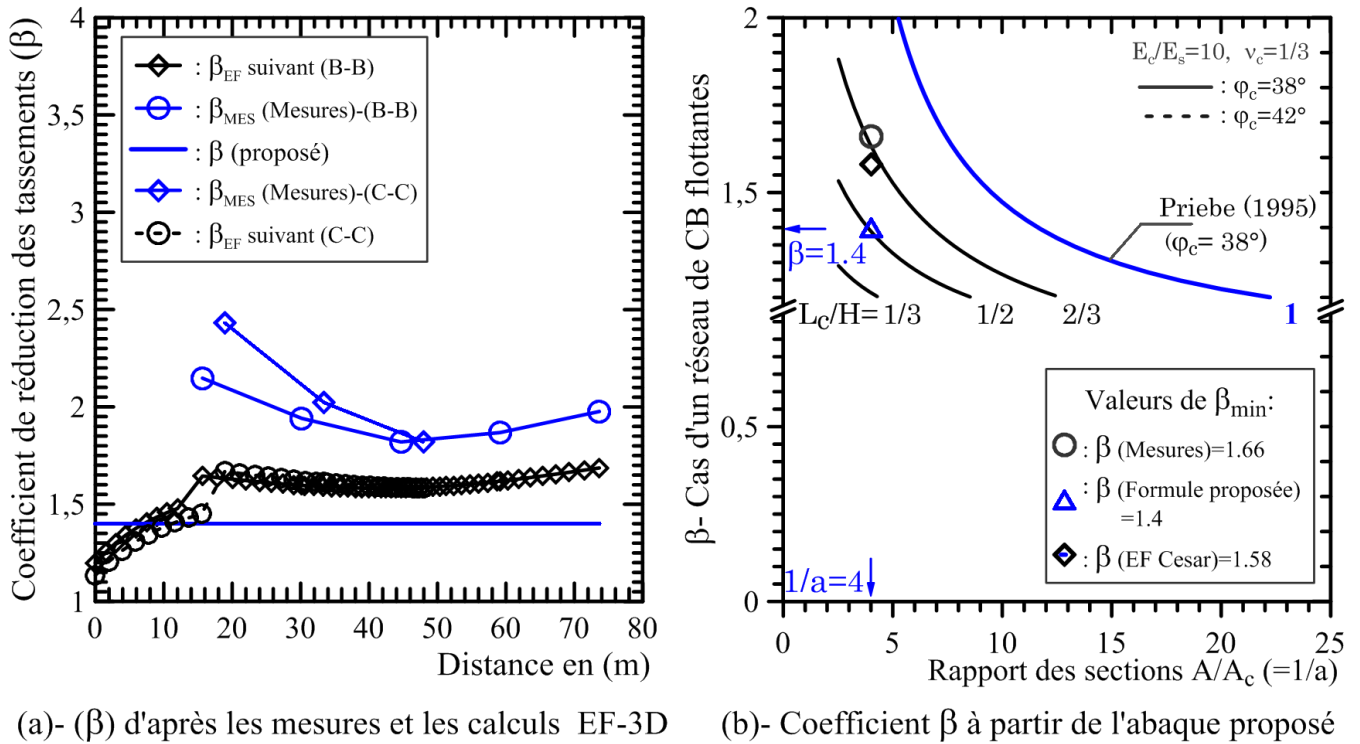


Figure 4.31- Coefficient de réduction des tassements, confrontation entre les calculs numériques et les mesures expérimentales.

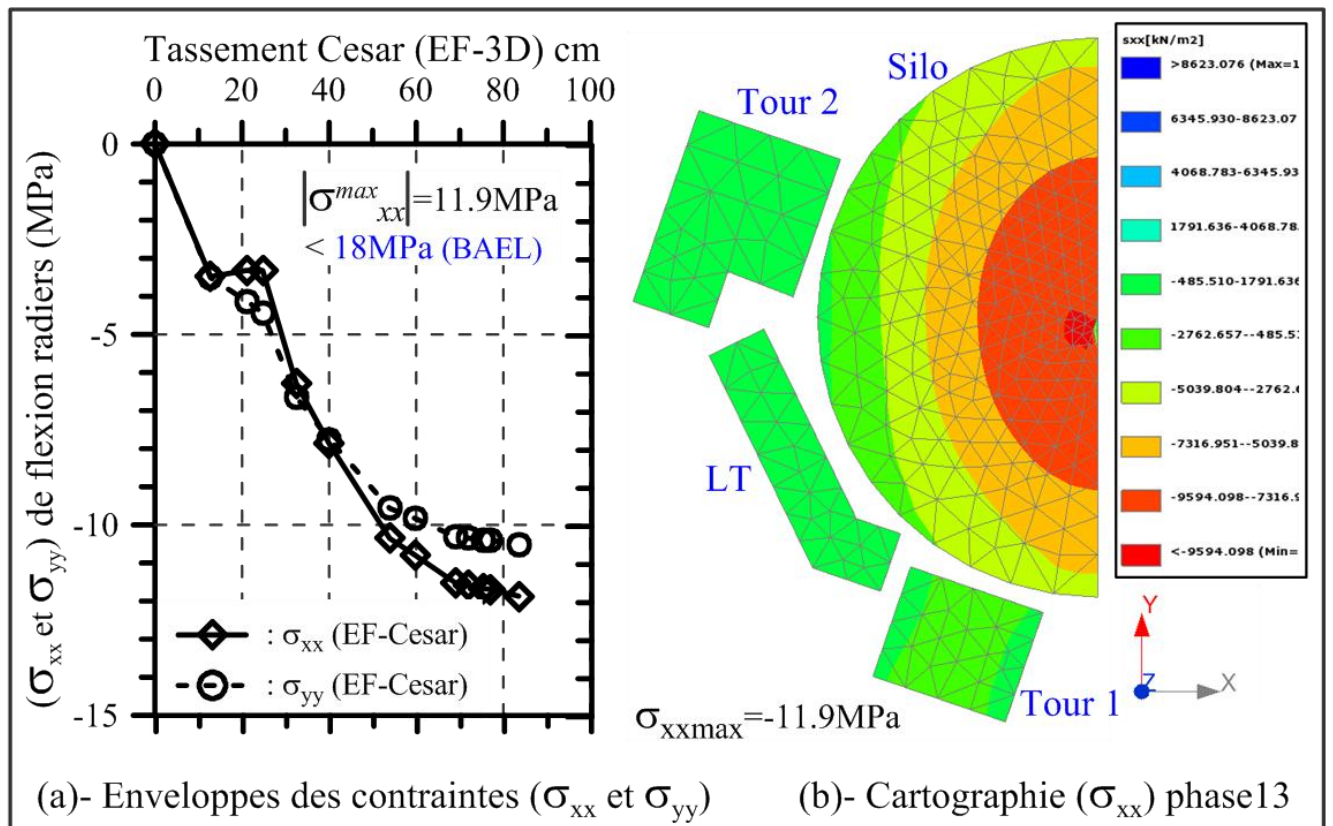


Figure 4.32- Enveloppes des contraintes flexionnelles ( $\sigma_{xx}^{max}$ ,  $\sigma_{yy}^{max}$ ) dans les radiers.

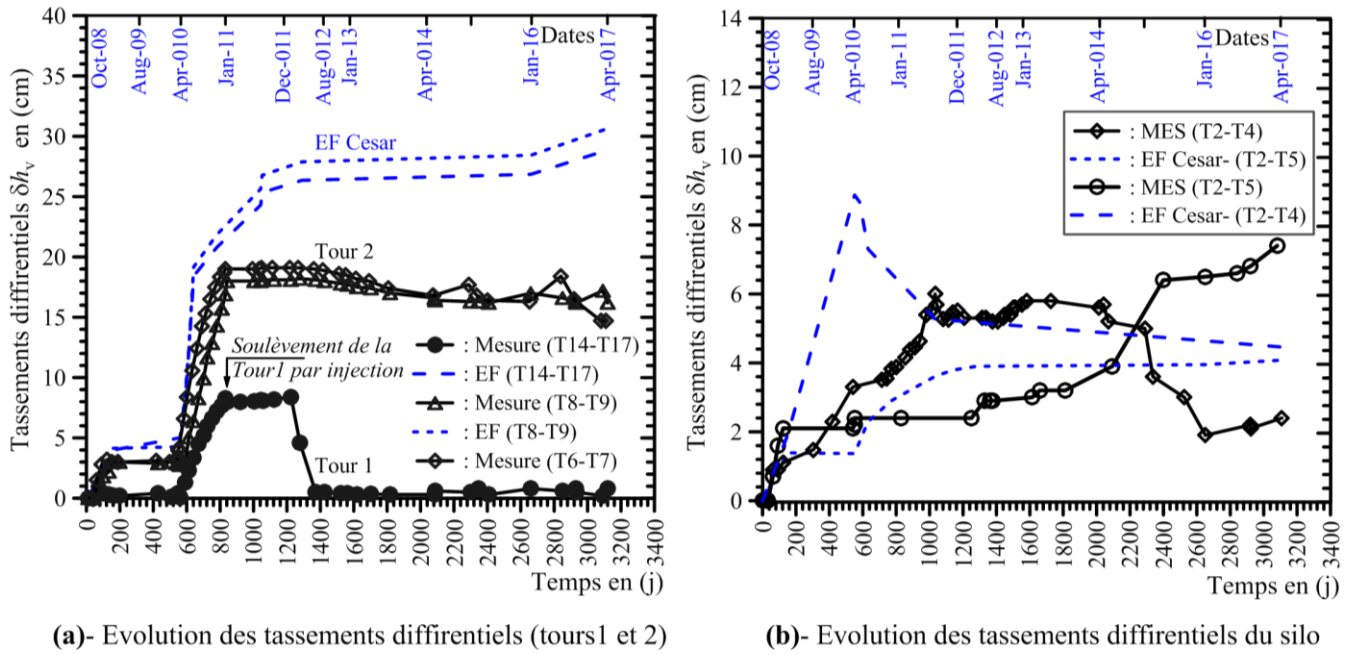


Figure 4.33- Enveloppes des tassements différentiels numériques et expérimentaux.

### a. Comparaison du coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ )

Le coefficient de réduction des tassements ( $\beta$ ) a été déterminé à partir des valeurs numériques et expérimentales en faisant le rapport entre le tassement du sol sans renforcement (sol vierge) à celui du sol renforcé par colonnes ballastées. La (Figure 4.31) montre le domaine de variation de ( $\beta$ ) suivant les directions principales du développement des tassements en l'occurrence (B-B et C-C). En considérant le centre du silo caractérisé par le faible taux de réduction des tassements ( $\beta_{\min}$ ), il en résulte que les coefficients ( $\beta_{EF}$ ) et ( $\beta_{MES}$ ) déterminés numériquement et à partir des mesures sont convergents avec un écart relatif de 5% dont les valeurs minimales sont respectivement de 1.58 et 1.66 (Figure 4.31b).

Concernant la formule proposée qui tient compte de l'effet des colonnes flottantes, les calculs ci-dessous détaillés donnent une valeur du coefficient correcteur de ( $\mu_\beta=0.57$ ), d'où le coefficient de réduction des tassements ( $\beta_{proposé}=1.4$ ). L'écart relatif par rapport à la prédiction expérimentale est de l'ordre de 16%, valeur jugée acceptable.

Le coefficient de réduction des tassements  $\beta$  proposé par Priebe (95) dans le cas des colonnes complètes est donné par l'expression (Eq-1.19 du chap 2) comme suit:

$$\begin{cases} a_{moy} = 0.25 \\ \varphi_c = 38^\circ \end{cases} \rightarrow \beta_{priebe} = \frac{s_0}{s_f} = 1 + a \left( \frac{0.5 + f(\nu_s, a)}{K_{ac} f(\nu_s, a)} - 1 \right) = 1 + a \left( \frac{5-a}{4K_{ac}(1-a)} - 1 \right) = 2.43$$

Pour tenir compte du caractère flottant des colonnes ballastées, un coefficient correcteur  $\mu_\beta$  a été proposé. Le coefficient  $\beta$  corrigé est donné par la formule (Eqs-2.7 et 2.8) suivante:

$$\beta = \mu_\beta \times \beta_{Priebe} = \left( b_0 + b_1 e^{\left( \frac{m}{a} \right)} \right) \left[ 1 + a \left( \frac{5-a}{4K_{ac}(1-a)} - 1 \right) \right]$$

$b_0$ ,  $b_1$  et  $m$  : Paramètres donnés dans le tableau 2.7 (chap.2) en fonction du rapport  $(L_c/H)$ .

L'épaisseur de la couche compressible (Figure 4.11) est  $(H=39m)$ :  $\Rightarrow 1/3 \leq L_c/H = 0.49 \leq 1/2$

$$\begin{cases} \mu_\beta(0.33) = 0.86 - 0.8e^{\left( \frac{-0.195}{a} \right)} = 0.86 - 0.8e^{\left( \frac{-0.195}{0.25} \right)} = 0.50 \\ \mu_\beta(0.5) = 0.88 - 0.8e^{\left( \frac{-0.234}{a} \right)} = 0.88 - 0.8e^{\left( \frac{-0.234}{0.25} \right)} = 0.58 \end{cases} \Rightarrow \text{Interpolation linéaire: } \mu_\beta(0.49) = 0.57$$

$$\text{Soit: } \beta_{proposé} = \mu_\beta \times \beta_{Priebe} = 0.57 \times 2.43 = 1.39 \approx 1.4$$

Pour clore ce chapitre, la Figure 4.34 est établie pour illustrer une coupe géotechnique  $(1/2500^e)$  de la plaine alluviale de Bejaia orienté dans la direction  $(\omega-E)$ . Elle synthétise les principales unités lithologiques du Quaternaire au Crétacé, leurs caractérisations géotechniques ainsi que la description des pathologies subies par les principaux ouvrages industriels en fonction de l'amplitude des tassements enregistrés depuis 2002 à 2017. Les sols mous et compressibles renforcés par des colonnes flottantes ont accusé des tassements excessifs ayant impacté substantiellement la stabilité de forme des ouvrages affectés. Cependant, les ouvrages fondés sur pieux fichés au substratum n'ont accusé aucun tassement, ainsi que les sols renforcés par colonnes complètes ont accusé des tassements uniformes tolérables sous une contrainte de 2 bars transmis par un immeuble d'habitation (R+10).



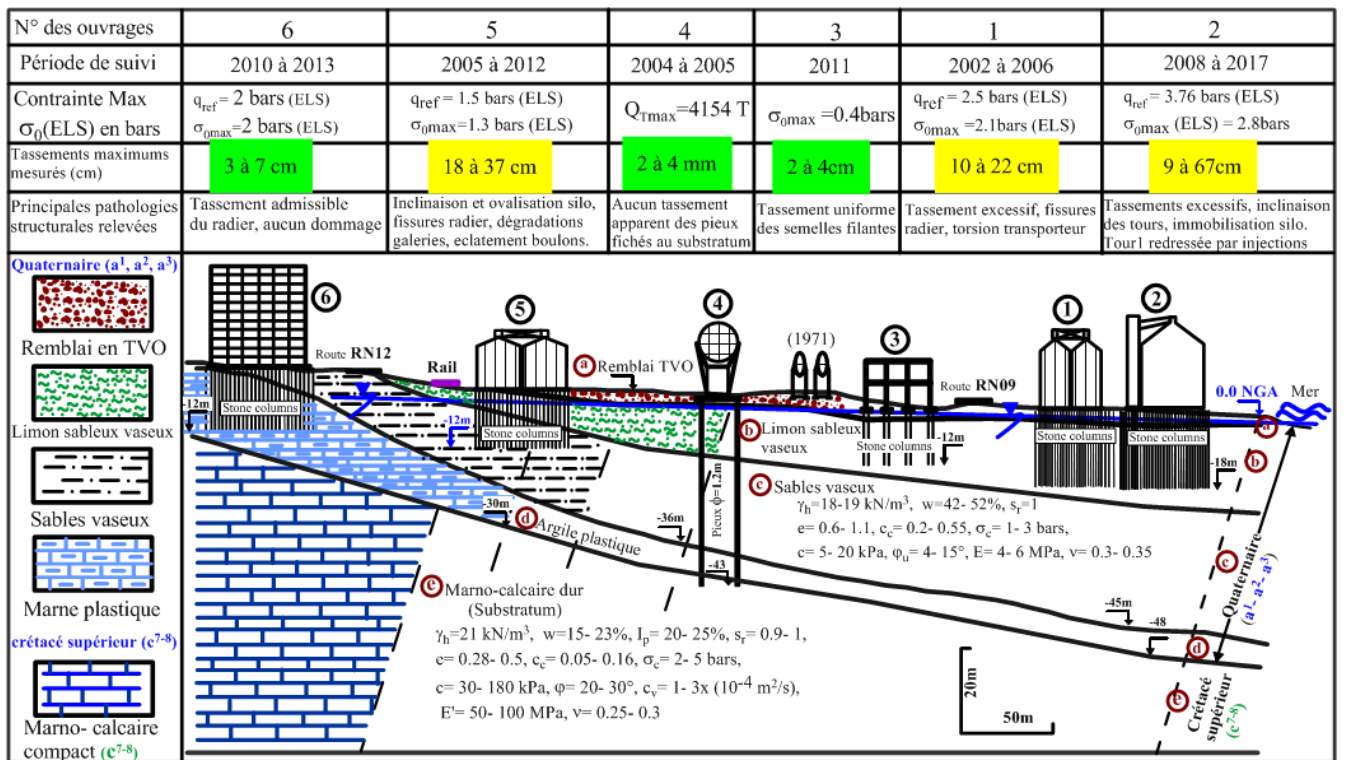


Figure 4.34- Coupe géotechnique ( $\omega - E$ ) synthétique des tassements subis par des ouvrages implantés dans la plaine de Bejaia et leurs impacts pathologiques.

## 4.7 CONCLUSION DU CHAPITRE

Les tassements absolus et différentiels accusés par le silo et les tours sont jugés excessifs. Ils ont engendré des déflexions ayant affecté la stabilité de forme des tours d'ensilage et de transfert. Cette étude montre clairement la problématique des ouvrages mitoyens soumis aux effets des interactions dues aux charges différentielles. A cet effet, l'ouvrage d'emprise importante transmettant une contrainte élevée entraîne les parties connexes et il en résulte des tassements différentiels préjudiciables. Les déplacements horizontaux maximums mesurés au sommet de la tour1 étaient variables de 50 à 58cm; d'après les relevés des cibles placées sur le pignon, l'aspect linéaire de la translation était conservé, ce qui dénote la grande rigidité de la structure constituée totalement de refends porteurs et de diaphragmes en béton armé.

En outre, malgré la grande rigidité du radier nervuré du silo de stockage, les tassements différentiels maximums mesurés ont atteint 18cm sous l'effet d'une contrainte de service de l'ordre de 3bars, ce qui constitue une déflexion excessive. L'analyse du sens des profils de tassements suivant les directions cardinales met en évidence l'influence du pendage du substratum marno-calcaire sur l'amplification des tassements différentiels. En dépit des tassements élevés, l'intégrité structurale du silo n'est pas compromise; cet état de fait est imputable aux types de matériaux spéciaux et très ductiles constituant la superstructure et la grande rigidité du radier.



A noter également le caractère rapide du développement des tassements à cause de l'accélération du drainage dû à la forte perméabilité des colonnes ballastées. La consolidation radiale du sol autour des ouvrages affaissés s'accompagne d'une augmentation des propriétés mécaniques du sol renforcé, chose confirmée par des essais pressiométriques de diagnostic.

Les calculs numériques par EF effectués en utilisant le critère élastoplastique de Mohr-Coulomb sont concordants dans l'ensemble avec les mesures. L'opération de reprise en sous œuvre par injection de coulis de ciment effectuée en 2011 pour le redressement de la tour1 a modifié les caractéristiques mécaniques du sol, chose non prise en compte dans les propriétés des sols lors des phases de calculs numériques.

Cette étude montre que les colonnes flottantes sont inefficaces pour réduire les tassements. En effet, le coefficient de réduction des tassements  $\beta$  estimé à partir de la formule de Priebe (95) à 2.43 pour le cas des colonnes complètes est loin de la réalité; car l'estimation numérique et expérimentale varie respectivement de 1.58 à 1.66. La prédiction du coefficient  $\beta$  à partir de la formule et de l'abaque proposés donne 1.4, valeur proche des mesures et des calculs numériques.

## CONCLUSION GENERALE

Le renforcement des sols par colonnes ballastées est devenu l'un des procédés les plus utilisés en Algérie pour l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols médiocres. Cependant, comme tous les procédés dont on attend des effets économiques importants, elle est utilisée parfois en dehors de ces limites d'application. Les résultats escomptés sont généralement l'augmentation de la portance du sol d'assise des fondations et la réduction des tassements de consolidation à des valeurs admissibles pour assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage. D'après la littérature, les premières applications du procédé concernaient les ouvrages souples dont les contraintes de service sont modérées, les remblais d'accès aux ponts et le traitement des problèmes de liquéfaction des sables denses saturés en zones sismiques. D'après le recueil de données portant sur l'évolution du procédé en Algérie depuis 1999 à 2012, la technique des colonnes ballastées a été introduite dans le secteur du BTPH à concurrence de 27%, ce qui représente un taux élevé. En dépit des aspects géotechniques, la rapidité dans la réalisation et l'économie sont généralement les éléments qui militent en faveur de ce procédé par rapport aux fondations profondes en béton armé. Néanmoins, d'après la bibliographie, ce procédé ne s'applique pas en présence de remblai et de sols très mous dont la cohésion apparente est inférieure à 20kPa.

En terme de dimensionnement, les professionnels du procédé recourent souvent à la méthode de Priebe (1995) pour sa simplicité d'application par le biais d'abaque explicite. La prévision de tassements se fait généralement par des modèles EF-2D. La méthode de Priebe s'applique dans le cas de réseaux de colonnes fondées sur une couche raide et incompressible. Cependant, elle ne peut s'appliquer dans le cas des colonnes flottantes quand le rapport entre la largeur de la fondation et l'épaisseur compressible ( $L_c/H$ ) est inférieur à l'unité (1). En outre, les contraintes inhérentes à l'effondrement des trous de forage pendant le compactage par le vibreur dans des sols mous et marécageux, limitent parfois la profondeur de traitement à un maximum de 20m.

Dans cette perspective, une étude numérique par EF sur le taux de réduction des tassements a été effectuée en construisant plus de 240 modèles 3D. Il résulte une influence importante de la longueur des colonnes ballastées dans le cas d'un renforcement partiel de la couche compressible. Le caractère flottant des colonnes impacte fortement le coefficient  $\beta$  de 1.25 jusqu'à 2.2 en variant le rapport  $L_c/H$  de 0.08 à 1. En outre, les études numériques montrent une dispersion importante entre les résultats des calculs par la cellule unitaire (CU) et les modèles réels EF-3D sous fondation de faibles dimensions. Par conséquent, le modèle de cellule unitaire utilisé pour la prévision des tassements n'est pas valide que dans le cas des semelles étendues fondées sur un réseau semi infini de colonnes.

Dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées flottantes, des modélisations numériques à partir de cellules unitaires EF-3D nous ont permis la construction d'un abaque de prédimensionnement  $\beta = f(1/a)$ . D'après l'étude, on relève une invariance du coefficient  $\beta$  avec la variation des profils géomécaniques de la couche de sol compressible renforcée. Cet état de fait nous a permis de retrouver des relations corrélatives fonctionnelles du coefficient  $\beta$  traduites en abaque permettant le dimensionnement du maillage des CB flottantes et l'estimation d'un coefficient correcteur  $\mu_\beta$  par rapport à la méthode de Priebe (1995).

Concernant les sites expérimentaux, il y a lieu de noter que les tassements mesurés dans deux (02) sites renforcés par des colonnes ballastées flottantes sont excessifs. Les faibles paramètres géomécaniques, la dissymétrie et la variabilité des chargements ont amplifié l'apparition des tassements différentiels préjudiciables pour la structure des ouvrages. D'après le relevé des indices pathologiques, le tassement différentiel devient préjudiciable au delà de  $(B/400)$  avec  $B$ , la largeur de la fondation.

Le modèle Mohr-Coulomb appliqué dans les modèles EF-3D homogénéisés et 2D-axisymétriques s'approche des valeurs expérimentales avec un écart de l'ordre de 18%. Cependant, la prévision de tassements à partir du modèle de cellule unitaire EF-3D en utilisant le critère élastoplastique de Cam-Clay pour le sol et Mohr-Coulomb pour le ballast est discordant par rapport aux mesures. Cette dispersion est imputable en partie aux incertitudes entachant les valeurs des paramètres oedométriques mesurés au laboratoire et éventuellement à l'inadéquation du couplage entre les deux modèles Mohr-Coulomb et Cam-Clay modifié qui est dédié de surcroît pour l'étude du comportement des argiles remaniées.

Les tassements absolus accusés par le silo et les tours du site expérimental 2 sont jugés excessifs. Ils ont été accompagnés de tassements différentiels et de déflexions ayant affecté la stabilité de la tour d'ensilage. Les déplacements horizontaux mesurés aux sommets sont variables des 50 à 58cm. D'après les mesures, on constate l'aspect linéaire de la déformée de la tour, ce qui atteste sa grande rigidité car elle était construite totalement en un système de refends porteurs et de diaphragmes en béton armé. Par ailleurs, malgré la grande rigidité du radier nervuré du silo de stockage, les tassements différentiels ont atteint un maximum de 18cm sous l'effet d'une contrainte de service de l'ordre 3 bars, ce qui constitue une cuvette préjudiciable. L'intégrité structurale du silo est due à l'utilisation de matériaux spéciaux, très ductiles en superstructure. L'analyse du sens des profils de tassements suivant les directions cardinales met en évidence l'influence du pendage du substratum marno-calcaire dans l'orientation des tassements différentiels. A noter également le caractère rapide du développement des tassements à cause de l'accélération du drainage dû à la forte perméabilité des colonnes ballastées ainsi que la consolidation des couches de sols situées à la périphérie des ouvrages, chose confirmée par des essais pressiométriques.

Les travaux de reprise en sous œuvres par injection de coulis de ciment à très haute teneur en silice a permis le redressement de la tour d'ensilage et l'anéantissement des tassements différentiels. Cependant, cette stabilité est tributaire des contraintes de service du silo. Toute augmentation continue de contrainte au delà de 3 bars risquera de compromettre à nouveau cette stabilité par la réapparition des tassements différentiels et l'évolution de la cuvette du silo.

Par ailleurs, cette étude montre l'influence préjudiciable des colonnes flottantes sur l'amplitude des tassements et la stabilité de forme des ouvrages. A cet effet, la formule proposée pour la correction du coefficient de réduction des tassements  $\beta$  de Priebe permet une meilleure estimation des tassements sous colonnes flottantes. Par conséquent, l'utilisation de cette formule pour le prédimensionnement du maillage permettra d'appréhender correctement les tassements dans les phases d'avant projet sommaire. La confrontation de la formule proposée par rapport aux résultats des mesures des deux (2) sites expérimentaux montre une bonne concordance avec un écart relatif maximal de 16%

En perspective, une étude numérique sur le comportement des colonnes vis à vis du fluage ainsi que la prévision du temps de consolidation primaire est envisageable en poursuivant la collecte des mesures sur les sites expérimentaux.

## BIBLIOGRAPHIE

- Aboshi, H., Mizumo, Y., and Kuwabara, M. (1991).** Present state of sand compaction pile in Japan. Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing-. ASTM STP 1089, pp 32- 46.
- Aboshi, H., Ichimoto E., Enoki, M., and Harada K. (1979).** The "Composer", a method to improve characteristics of soft clay by inclusion of large diameter sand columns, CR Colloque Int. sur le renforcement des sols: Terre armée et autres methodes, vol. 1, 211- 216. 1979.
- Adalier and Gamal. (2004).** Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. Engineering Geology, 72 (1),. pp. 678-690.
- Akdogan et Erol. (2001).** Settlement behaviour of model footing on floating sand columns. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering- Istanbul. 2001, Vol. 3, pp. 1669-1673.
- Alamgir, M., Miura, N., Poorooshab and Madhav M.R. (1996).** Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. Computer and Geotechnics. 1996, pp. 267-290.
- Aldalier, K., Elgamal, A., Meneses J. and Baez J.I. (2003).** Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils. Soils Dynamics and Earth quake Engineering. 2003, Vol. 23, pp. 571- 584.
- Almeida, M. S. S., Hosseinpour, I., Riccio and M., Alexiew, D. (2014).** Behavior of Geotextile-Encased Granular Columns Supporting Test Embankment on Soft Deposit. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, ISSN 1090-0241/04014116- American Society of Civil engineers. 2014, 10.1061/(ASCE) GT.1943-5606.0001256., pp. 1-9.
- Almeida, M., Lima, B., Riccio, M., Jud H., Cascao, M., Roza, F. (2014).** Stone columns Field Test: Monitoring Data and Numerical Analyses. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA. March 2014, Vol. 45, 1.
- Almeida, M. (2015).** Amélioration des sols compressibles: Etudes en vraie grandeur, modèles physiques et numériques. Proceedings 13ème Conférence Coulomb- 15 juin 2015, CFMS. 2015.
- Ambily, A. P. (2004).** Experimental and theoretical evaluation of stone column in soft clay. ICGGE-2004. Department of Civil Engineering, IIT Bombay, Mumbai, INDIA, 2004, pp. 201-206.
- Atkinson, J.H., et Lau, W. H. W. (1991).** Measurement of soil strength in simple shear tests. Canadian Geotechnical Journal. 1991, Vol. 28, 2, pp. 255-262.
- Bachus, R.C., and Barksdale, R. D. (1984).** Vertical and lateral behavior of model stone columns. Proceedings of the international Conference on In Situ Reinforcement of Soils and Rocks. 1984, Vol. 1, pp. 99- 104.
- Baguelin, F. (2004).** Calculation of the settlement of stone columns. International symposium on improvement soil in place, ASEP. GI 2004- Magnan (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris. 2004, Vol. 2, pp. 621-627.
- Bahar, R., Khiatine, M., Belhassani, O. et Sadaoui, O. (2012).** Settlements observations of industrial structures founded on soft soils: Case of the harbour zone of Bejaia city. . Proc. 3rd Int. Conf. on new Developments in Soils Mechanics and Geotechnical Engineering, Nicosia, North Cyprus, . pp. 149-156.

- Bahar, R., Sadaoui, O. et Amzal, D. (2013).** Differential Settlements of Cylindrical Steel Storage Tanks: Case of the Marine Terminal of Bejaia. Cases Histories, Seventh International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering and Symposium in Honor of Clyde Baker- Apr 29th- May 4th 2013. Missouri University of Science and Technology Scholars' Mine, 2013, p. 11.
- Bahar, R. et Sadaoui, O. (2011).** Foundations behavior of projects on Bejaia soft soils reinforced by stone columns, II<sup>nd</sup> International Seminar Innovation, Valorization in Civil Engineering and Construction Materials. INVACO2. 23- 25 November 2011.
- Bahar, R., Baidi, F., Belhassani, O. and Vincens, E. (2012).** Undrained strength of clays derived from pressuremeter tests. 2012, Vol. 16, doi: 10.1080/1964189.2012.701930, pp. 1238- 1260.
- Bahar, R., Sadaoui, O. and Vincens, E. (2010).** Settlements of silos founded on compressible soils reinforced by stone columns. Proceedings of the International Geotechnical Conference- Geotechnical Challenges in Megacities, Moscou Russia. 2010, Vol. III, pp. 965-970.
- Bahar, R., Khiatine, M. and Sadaoui, O. (2013).** Soil Liquefaction Potential Study In Harbor Area Of Bejaia, Algeria. International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, from Case Histories to Practice; In the Honor of Prof. KENJI ISHIHARA (ICEGE 2013) Istanbul Turkey- 17 and 19 June. 2013.
- Bahar, R. et Sadaoui, O. (2008).** Tassements des sols renforcés par colonnes ballastées. Séminaire International Hammamet Tunis, Tunisie.
- Bahar et Sadaoui. (2008).** 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. Hammamet- Tunisie. 2008, pp. 139-148.
- Bahar, R. et Sadaoui, O. (2008).** Analyse des tassements de silos fondés sur des sols compressibles renforcés par des colonnes ballastées : Cas de la zone portuaire de Béjaia. International Conference on Geotechnical Engineering. Hammamet-Tunisie, pp. 139-148. International Conference on Geotechnical Engineering. Hammamet- Tunisie, 2008, Vol.1- pp. 139- 148.
- Bahar, R. (2006).** Formation continue programme 2006 (Tec 101)- Sols et Fondations dans le cadre du Gecotec (groupement des CTC), Alger 25, 26 et 27 juin 2006. s.l. : Laboratoire LGEA, Faculté de Génie de la Construction (bibliothèque de Génie Civil), Université UMMTO, 2006. N° GC-4458- 291.8.1.
- Bahar, R., Sadaoui, O. et Amzal, D. (2013).** Differential settlements of cylindrical steel storage tanks- Case of the marine terminal of Bejaia. 7th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, Chicago USA, Paper 12, <http://scholarsmine.mst.edu/7icchg/session02/12>.
- Balaam, N. P., Poulos, H. G. and Brown, P. T. (1978).** Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles. University of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report R305. 1978.
- Balaam, N.P., Booker, J. R., Poulos, H. G. (1976).** Analysis of granular pile behaviour using finite elements. University of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report R295, in Soyes., 1985. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 135 35-51. 1976.
- Balaam, N. P. et Booker, J. R. (1981).** Analysis of rigid rafts supported by granular piles. International Journal for numerical and methods in geomechanics. 1981, Vol. 9, pp. 331-351.



- Balaam, N. P. et Booker, J.R. (1985).** Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 9, 1985, pp. 331-351.
- Balaam, N. P. et Poulos, H. G. (1983).** The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns. *Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE)*. 1983, Vol. 1, pp. 199- 204.
- Balaam, N. P. (1978).** Load settlement behaviour of granular piles. s.l. : Ph. D. thesis, University of Sydney, Australia., 1978.
- Barksdale, R. D. and Bachus, R. C. (1983).** Design and construction of stone columns. Volume I, Federal Highway Administration, Report N°. SCEGIT- 83-104; FHWA/RD-83/026; PB84-0190024. December 1983.
- Barksdale, R. D. et Takefumi, T. (1991).** Design, construction and testing of sand compaction piles. *Deep Foundation Improvements: Design, construction and testing*. ASTM STP 1089. 1991, pp. 4-18.
- Barksdale, R. D. (1981).** Site improvement in Japan using sand compaction piles. . Georgia Institute of Technology, Atlanta, July 1981.
- Baumann, V. and Bauer, G. E. A. (1974).** The Performance of Foundations on Various Soils Stabilized by the Vibro-compaction Method. *Canadian Geotechnical Journal (CGJ)*. 1974, Vol. 11, pp. 509-530.
- Belcotec. (1985).** Reinforcement of cohesive soils. 1985 Golden Jubilee volume of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1985, pp. 111-116.
- Bell, A. L., Kirkland, D. A. and Sinclair A. (1986).** Vibro-replacement ground improvement at General Terminus Quay, Glasgow. *Building on marginal and derelict land*, Thomas Telford. 1986, pp. 697-712.
- Berthelot, P. (2007).** Colonnes ballastées: Le point de vue du contrôleur technique. *Demi- Journée du Congrès Français de Mécanique des Sols (CFMS)*, 14 Mars 2007, Bureau Veritas. 2007, p. 23.
- Besançon, G., Iorio, J. P. and Soyeux, B. (1984).** Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées. *Actes du Colloque International sur le Renforcement en place des sols et des roches*. 1984, Vol. 1, pp. 119-126.
- Bhandari, R. K. M. (1983).** Behaviour of a tank founded on soil reinforced with stone columns. *Proceedings of the 8th European Conference on Soil mechanics on Foundation Engineering (ECSMFE)*. 1983, Vol. Speciality Session 3, pp. 209-212.
- Black, J., Sivakumar, V., Madhav, M. R. and McCabe, B. (2006).** An improved experimental test set- up to study the performance of granular columns. *Geotechnical Testing Journal*. 2006, Vol. 29- N°3, pp. 193- 199.
- Black, J., Sivakumar, V., and McKinley, J. D. (2007).** Performance of clay samples reinforced with vertical granular columns. *Canadian Geotechnical Journal (CGJ)*. February 2007, Vol. 44, 10.1139/T06-081, pp. 89-95.
- Bouafia, A. (2009).** Calcul pratique des fondations et des soutènements. s.l. : Office de publications universitaires (OPU), 2ème Edition revue et corrigée, 2009. p. 246. Edition: 2.03.4725, I.S.B.N: 978.9961.0.0849.2.

- Bouassida, M. and Carter, J. P. (2014).** Optimization of Design of Column- Reinforced Foundations. International Journal of Geomechanic- ASCE. 2014, 04014031, pp. 1- 10.
- Bouassida, M. and Hazzar, L. (2012).** Novel tool for opimised design of reinforced soils by columns. s.l. : Proceedings of the Institution of the Civi Engineers- Ground Improvement, 2012. pp. 31- 40. Vol. Issus G11.
- Bouassida, M. and Hazzar, L. (2008).** Comparison between stone columns and vertical Geodrains with preloading enbankement techniques. 6th International Conference on Case Histories In Geotechnical Engineering, August 11- 16, 2008. Missouri University of Science and Technologie- Scholar's Mine, 2008, 7-18a, pp. 1-12.
- Bouassida, M., Guetif, Z., de Buhan, P. et Dormieux, L. (2003).** Estimation par une approche variationnelle du tassement d'une fondation rigide sur sol renforcé colonnes. Revue Française de Géotechnique. 2003, Vol. RFG N°. 102, pp. 21-29.
- Bouassida, M. et Guetif, Z. (2000).** Etude comparative: Pieux- Colonnes, Cas du siège des chèques postaux à Tunis. Seminaire sur le renforcement des sols : Etat de l'art et perspectives en Tunisie, ENIT – BP 37, Le Belvédère 1002 Tunis. pp. 65-78.
- Bouassida, M. (2011).** Designing reinforced soils by columns. Geotechnical Conference, Pan-Am CGS. October 2011, pp. 1-6.
- Bouassida, M. (1996).** Etude expérimentale du renforcement de la vase de Tunis par colonnes de sables: Application pour la validation de la résistance en compression d'une cellule composite confinée. Revue Française de Géotechnique. 1996, RFG n°75, pp. 3-12.
- Bouassida, M. (2001).** Sur une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations sur sol renforcé par colonnes. Actes du 15ème Congrès International de Mécanique des Sols et de la Géotechnique. Istanbul. 2001, Vol. 4, pp. 2783- 2790.
- Bourgeois, E., Mestat, Ph. et Pucheu, M. (2012).** Abridged Theoretical Manual 1st edition. Ifsttar- Itch- 2012, 12-16 Rue de vincennes 93100 Montreuil France. 2012, p. 40.
- Bourgeois, E. (2013).** Didacticiel de CESAR- LCPC: Exemples de calculs élastoplastiques. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), Département COSYS/Laboratoire LISIS. Juin 2013, p. 20.
- Braums, J. (1978).** Initial bearing capacity of stone columns and sand piles. CR. Symposium Soils reinforcing and stabilizing techniques inEngineering pratice. Oct. 1978 1978, Vol. 1, pp. 497-512.
- Bretelle, S., Guilloux, A., Della Longa, Y. et Zaghouani, K. (2004).** Amélioration des sols par colonnes ballastées sous deux grandes réservoirs GNL. ASEP-GI, ENPC/LCPC, 2004, pp. 77-84.
- Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M. and Engin E. (2011).** Plaxis 2D 2010 Material Models Manuel. Plaxis B. V. 2011.
- Brown, R. E. (1977).** Vibroflotation compaction of cohesionless soils. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division 103 (12),. pp. 1435-1451.
- Budhu, M. (1999).** Soil Mechanics & Foundations. Department of Civil Engineering & Engineering Mechanics, University of Arizona. 1999, Vol. TA710.B765, ISBN 0-471-25231-X, p. 586.
- Buggy, F. J., Martinez, R. E., Hussein, J. D. and Deschamp, R. J. (1994).** Performance of oil storage tanks on vibroflotation improved hydraulic fill in the port of Tampa, Florida. Proceedings of Settlements

94', Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, vol. 1, ASCE, Geotechnical Special Publication N°. 40., 1994, pp. 548-559.

**Burland, J.B et Roscoe, K. H. (1968).** On the generalized stress-strain behaviour of wet clay., dans Engineering Plasticity, Heyman-Leckie, Cambridge. 1968.

**Bustamante, M., Jacquard, C. and Berthelot, P. (1991).** Comportement à long terme de colonnes ballastées pilonnées. Proceeding of the 10th ECSMFE, p 345- 348. 1991.

**Cassan, M. (1988).** Les essais in situ en Mécanique des Sols: Réalisation et interprétation. Edition Eyrolles: 2<sup>nd</sup> revue et complétée, 61, Bvd Saint Germain- 75005 Paris. 1988, Vol. II, p. 584.

**Castro, J. and Karstunen, M. (2010).** Numerical simulations of stone column installation. Canadian Geotechnical Journal- CGJ. 2010, Vol. 47, pp. 1127-1138.

**Castro, J. and Sagaseta, C. (2009).** Consolidation around stone columns. Influence of column deformation. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 33, 7. May 2009, pp. 851- 877.

**Chambosse, G. (1983).** Liquéfaction problems in the Fraser Delta and protection of a LNG Tank. Beitrage zu Staudammbau und Bodenmechanik- Publication du 70ème anniversaire du Professeur Herbert Breth. 1983, pp. 105-112.

**Chang, M. F, Ing Tech C. and Cao L. F. (1999).** Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam clay model. Canadian Geotechnical Journal (CGJ). March 1999, Vol. 36, pp. 876- 890.

**Christoulas, St., Bouckovalas, G., and Giannaros Ch. (2000).** An experimental study on model stone columns. Soils and Foundations. 2000, Vol. 40, N°. 6, pp. 11-22.

**Cimentada, A., Da Costa, A., Canizal J., and Sagaseta C. (2011).** Laboratory study on radial consolidation and deformation in clay reinforced with stone columns. Canadian Geotechnical Journal (CGJ). 2011, Vol. 48, pp. 36-52.

**Clemente, J.L.M., et Davie, J.R. (2000).** Stone columns for settlement reduction. Proceedings of GEOENG.2000. 2000, p. 6.

**Coprec. (2004).** Recommandations sur la Conception, le Calcul, l'Execution et le Contrôle des Colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement. Revue Française de Géotechnique. 2004, Vol. RFG n°111, p. 16.

**Coprec1. (2011).** Recommandations sur la Conception, le Calcul, l'Execution et le Contrôle des Colonnes Ballastées sous Bâtiments et Ouvrages sensibles au Tassement. Sous l'égide de l'Union Syndicale Géotechnique (USG) et du Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS). Version N°2 du 16 Mars, 2011, p. 32.

**Corneille, S., et Masrouri, F. (2007).** Essais en grandeur réelle de colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. Congrès Français de la Mécanique des Sols (CFMS), 14 Mars 007. 2007, p. 29.

**Corneille, S. (2007a).** Essais en grandeur réelle de colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. XXVemes Rencontres Universitaires de Génie Civil 2007 - PRIX RENE HOUVERT. 2007a, p. 8.

**Corneille, S. (2007).** Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides, Thèse de Doctorat Géotechnique. 2007, p. 290.

- Cubrinovski and Ishihara. (2002).** Maximum and minimum void ratio characteristics of sands. Soils and Foundations- Japanese Geotechnical Society. December 2002, Vol. 42, N° 6, , pp. 65- 79.
- D.T.U-13.2. 1983.** Document Technique Unifié (DTU n° 13.2). Fondations profondes. Cahier 1877, Chap. XI. Paris. 1983.
- Dash, S. K., et Bora, M. C. (2013).** Influence of geosynthetic encasement on the performance of stone columns floating in soft clay. s.l. : Canadian Geotechnical Journal, volume 50, 2013. pp. 754-765. DOI: org/10.1139/cgj-2012-0437.
- Datye, K. R. (1982).** Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns. Proceedings of the symposium on Recent developments in ground improvement techniques. 1982, pp. 85-103.
- Davidovici, V et Lambert, S. (2013).** Fondations et procédés d'amélioration du sol, Guide d'application de l'EC8 parasismique: Dispositions du renforcement du sol par colonnes ballastées en zones sismiques, AFPS (2012). s.l. : Eyrolles, 2013. ISBN: 978-2-212-13831-3.
- De Josselin de Jong, G. (1988).** Elasto-plastic version of the double sliding model in undrained simple shear tests. Géotechnique 38. 1988, pp. 533-555.
- Debats J. M et al. (2006).** Etat de la recherche entreprise dans le modélisation sous Plaxis de la mise en oeuvre de colonnes ballastées dans une argile molle. Journée d'étude sur Plaxis, Paris. 2006.
- Degen, W. S. (1998).** Deep vibratory ground improvement. Handbook for Design and execution of Deep vibratory ground improvement works. Vibroflotation AG. . 1998, p. 273p.
- Delft soils. (1978).** Etude du potentiel de liquéfaction du sol au site de la nouvelle raffinerie du Terminal marin Sud- Bejaia, Fevrier 1978 . Laboratoire de sols Delft Soils mechanics laboratory, Sonatrach Enginnering and Development- Alger. 1978, N° BO- 24 2850/58.
- Desrues, J. (2002).** Limitations du choix de l'angle de frottement pour le critère de plasticité de Drucker-Prager. Revue Française de Génie Civil (RFGC), publié online le 04 octobre 2011. 2002, Vol. 6, Issue 5, DOI: 10.1080/12795119.2002.9692406, pp. 853-862.
- Dhouib, A., Magnan J.P. et Guilloux, A. (2004c).** Méthodes de reconnaissance et application aux sols et aux techniques d'amélioration. Actes du Symposium International sur l'Amélioration des Sols en Place (ASEP- GI 2004). Edition Presses de l'ENPC- LCPC, 2004c, Vol. 2.
- Dhouib, A., Gambin M.P., Jacquemin, S., et Soyez, B. (1998).** Une nouvelle approche de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées. Revue Française de Géotechnique. 1998, Vol. N°82, Paris, pp. 37- 48.
- Dhouib, A., Gambain, M. et Soyez B. (1997).** Incidence du mécanisme de transfert de charge sur la stabilité des remblais d'ouvrages en terre sur sols compressibles traités par réseau de colonnes ballastées. Proceeding of the 3rd International Conference on Ground Improvement Geosystems- Densification and Reinforcement. 1997.
- Dhouib, A., Soyez, B. et Shahrour I. (1993).** Réflexions sur les problèmes de calcul et de dimensionnement des colonnes ballastées sous chargement monotone. Actes du Congrès Franco-Polonais de Mécanique des Sols. 1993, pp. 305-312.
- Dhouib, A., Dupraz, M. et Lefievre S. (2006.a).** Etude comparative de tassements excessifs de semelles sur colonnes ballastées. ELU-ULS 2006,. 2006.a, Vol. 1, pp. 461-470.

- Dhouib, A., Magnan J.P. et Guilloux, A. (2004.b).** Procédés d'amélioration des sols: Historique, méthodes de reconnaissance, applications et données économiques. PARAM 2002, FONDSUP 2003, ASEP- GI2004. 2004.b, Vol. 2, pp. 577-597.
- Dhouib, A., Soyez, B., Wehr, J. et Priebe, H.J. (2004a).** Méthode de Priebe: Origine, Développement et applications. Actes du Symposium International sur l'Amélioration des sols en Place (ASEP-GI 2004)- Edition Presses de l'ENPC/LCPC. Paris,. 2004a, Vol. 1, pp. 131-146.
- Dhouib, A., Soyez, L. and Soyez, B. (2006.b).** Comportement à la rupture de colonnes ballastées sous semelles: Etude de quelques cas. ELU-ULS 2006. 2006.b, Vol. 1, pp. 471-480.
- Dhouib, A. et Blondeau, F. (2005).** Colonnes ballastées: Techniques de mise en oeuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et de développement. Presses de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées- ISBN 2- 85978- 401-2, 2005 (ENPC), Paris.
- Dhouib, A. (2003b).** A new approach of embankment stability on soft soil reinforced by stone columns. Actes du XIII ème Congrès Européen de Mécanique des Sols et de la Géotechnique- Atelier TC17: Amélioration des sols. 2003b.
- Dhouib, A. (2006).** Discussion au sujet de l'article " Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous les bâtiments et ouvrages sensibles au tassements. Revue Française de Géotechnique 4eme trimestre 2006, 2006, n°117.
- Di Maggio, J. A. (1978).** Stone columns: A foundation treatment,. Demonstration project n°46, Juin 1978, pp 1-69. FHWA, Washington D.C, 1978.
- Dobson, T. and Slocombe, B. (1982).** Deep densification of granular fills. Proceedings of the 2nd Geotechnical Conference and Exhibit on Design and Construction. 1982.
- DTU 13.2. (1992).** Travaux de fondations profondes pour bâtiment, partie1 Cahier des clauses techniques: Chapitre 8-Colonnes ballastées. 1992. pp. 57-59.
- Duncan, J. M. (1994).** The role of advanced constitutive relations in practical applications. Proceeding of 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1994, Vol. 5, pp. p 31-48.
- Duplan, L. et Gravelle, M. (1960).** Notice explicative de la carte géologique 26 au 1/50000ème de Bougie. Publications du Service de la Carte Géologique de l'Algérie, Alger 2ème Edition. 1960, p. 14.
- EC- 8. (2003).** Eurocode 8 - Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes - Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations. 2003.
- Eggstad, A. (1983).** Improvement of cohesive soils. State of the Art Report . Proceeding of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1983, Vol. 3, pp. 991-1007.
- Ellouze, S. Bouassida, M., Hazzar, L. and Mroueh, H. (2010).** On settlement of stone column foundation by Priebe's methode. s.l.: Proceedings of the Institution of Civil Engineers- Ground Improvement 163 pp. 101- 107, 2010. Vol. Issue G12.
- European Standard EN 14731- E. (2005).** Execution of special geotechnical works- Ground treatment by deep vibration. pp. 24.
- Flavigny, E., Nguyen, N.T., and Sanchez, P. (2006).** Modélisation de colonnes ballastées- Journée des utilisateurs CNAM 16 Mai 2006, Laboratoire (3S) Sols Solides Structures, Paris.



- Fory, P., Flavigny, E., Ngoc-Thanh Nguyen, Lambert, S. and Briançon, L. (2009).** 3D numerical modeling of stone columns and application. s.l. : Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2009. pp. 2382-2385. doi:10.3233/978-1-60750-031-5-2382.
- Norme Française, NF P 94-150-1. (1999).** Sols: Reconnaissance et essais, Essai statique de pieu isolé sous un effort axial. Organisme AFNOR ISSN: 0335-3931, 1999, ICS: 93.020.
- Gambin, M. (1984).** Puits ballastés à la Seyne- sur- mer. Actes du Colloque international: Renforcement en place des sols et des roches. Paris Vol. 1, pp. 139-144. 1984.
- Ghoughnour et Dayuk. (1979b).** A field Study of long term settlements of loads supported by stone columns in soft ground. Actes du Colloque International sur le renforcement des sols: Terre Armée et autres méthodes. 1979b, Vol.1, 1979, pp. 279- 285.
- Gibson, R. D. et Anderson, W. F. (1961).** In situ measurements of soils properties with pressuremeter. Civil Engineerin and Public Works Review. 1961, Vol. 56, N°. 658.
- Girsang, C. H. (2001).** A numerical investigation of the seismic response of the aggregate pier foundation system. s.l. : Master's thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University , 2001. etd-12212001-133242.
- Goughnour, R. R., Sung, J. T., and Ramsey J. S. (1991).** Slide correction by stone columns. Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing ASTM STP 1089. 1991, pp. 131-147.
- Goughnour et Bayuk. (1979a).** Analysis of stone column- soil matrix interaction under vertical load. 1979, Vol.1, pp. 271- 277.
- Greenwood, D. A. et Kirsch, K. (1983).** Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methodes, State of the art. Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and Ground Treatment for Foundations. Mars 1983, pp. 17-45.
- Greenwood, D. A. (1991).** Load tests on stone columns. Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing ASTM STP 1089. 1991, pp. 148-171.
- Greenwood, D. A. (1970).** Mechanical improvement of soils below ground surface. Proceedings of the Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Enginners. 1970, Vol. Paper II, pp. 11-22.
- Greenwood, D. A. (1975).** Vibroflotation: rationale for design and pratice. Methods of treatment of unstable ground. Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and ground Treatment for Foudations. 1975, pp. 189-209.
- Guerhazi, A. (1986).** Analyse théorique et expérimentale du comportement d'un sol renforcé par colonnes ballstées, Thèse. s.l. : Université Pierre Marie Curie, Paris VI- ENPC., 1986.
- Guetif, Z., Debats, J.M., Bouassida, M. et Ellouze, S. (2004).** Amélioration du module de déformation d'une argile molle due à la mise en place d'une colonne ballastée par vibro-compaction. Actes du colloque International de Géotchenique. 2004, pp. 343- 349.
- Guilloux, A., Gernigon, P., Bretelle, S. et Della Longa, Y. (2003).** Analyse comparative des fondations retenues pour trois projets de grands réservoirs. FONDSUP 2003, ENPC/LCPC. 2003, pp. 295-302.
- Hamlaoui, M., Oueslati, A., de Saxcé, G. et Lamri, B. (2015a).** Effet de la dilatance sur les facteurs de portance d'une fondation superficielle. 22ème Congrès Français de Mécanique (CFM 2015), Lyon, 24 au 28 Août 2015. 2015.



- Hamlaoui, M., Oueslati, A., Lamri, B. et de Saxcé, G. (2015).** Finite element analysis of the plastic limit load and the collapse mechanism of strip foundations with non-associated Drucker-Prager model. *European Journal of Environmental and Civil Engineering (EJECE)*. February 2015, DOI: 10.1080/19648189.2015.1005162.
- Han, B. J and Lin Ye, S. (2001).** Simplified Method for Consolidation Rate of Stone column Reinforced Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Paper N°. 22060., July 2001, Vol. 127, N°7.
- Handy, R. L. (2001).** Does lateral stress really influence settlement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*. Jul 2001, Vol. 127, DOI.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:7(623), pp. 623- 626.
- Hassen, S. (2003).** Comportement des colonnes ballastées. Mémoire de DEA ENPC-LCPC. 2003, pp. 30.
- Hayden, R. F. et Welch, C. M. (1991).** Design and installation of stone columns at naval air station. *Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing ASTM STP 1089*. 1991, pp. 172-184.
- Hicher, P. Y et Shao, J. F. (2002).** Elastoplasticité des sols et des roches: Modèles de comportement des sols et des roches 1 & 2. *Hermes Science Publications, Edition Lavoisier*. 2002, ISBN: 2-07462-0436-3, V1 et V2, pp 223 et 233.
- Holeyman, A. et Wallays, M. (1984).** Compactage par damage en profondeur. *Proceedings du colloque international sur le renforcement en place des sols et des roches*. 1984, pp. 367-371.
- Hosseinpour, I. et Riccio M., Almeida, M. (2014).** Numerical evaluation of granular column reinforced by geosynthetics using encasement and laminated disks. *Geotextiles and Geomembranes* 42, N0. 4. 2014, pp. 363-373.
- Hughes, J. M. O., Withers, N. J. and Greenwood, D. A. (1975).** A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil. *Geotechnique*. 1975, Vol. N°. 25, pp. 31- 44.
- Hughes, J. M. O. et Withers, N. J. (1974).** Reiforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering*, n°3. 1974, Vol. 7, pp. 42-49.
- Hussin, J. D. et Baez, J. I. (1991).** Analysis of quick load tests on stone columns: Case Histories. *Deep foundations improvements: Design, Construction and Testing- M.I Esrig and R.C. Bachus, Eds., ASTM STP 1089*. 1991, pp. 185-198.
- Ishihara, K and Cubrinovski, M. (2005a).** Case studies of pile foundations undergoing lateral spreading in liquified deposits. *Proceedings: Fith International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering- NY- New York*. April 13- 17, 2005.
- Ishihara, K. and Cubrinovski, M. (2005).** Characteristics of Ground Motion in Liquified deposits during Earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*. 2005, Vol. 9, Special Issue 1 (2005) 1- 15.
- Ishihara, K. (2013).** Field measurements programm for liquefaction studies of sand deposits during earthquakes. *Internationl Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, from Case History to Praticce In honour of Prof. Kenji Ishihara: Case Hitories of Liquefaction and Resistance of Sands In seismic Loading*. 17- 19 june 2013, Vol. 1.

**Itech. (2012).** Manuel d'utilisation des procédures Cesar- Lcpc version V5, 12- 16 Rue des vincennes 93100 Montreuil- France- 2012.

**Itech. (2009).** Manuel d'utilisation du code d'éléments finis CESAR LCPC V4. s.l. : Itech, 2009.

**Jebali, H., Frikha, W., and Bouassida, M. (2017).** Experimental study of Tunis soft soil improved by vacuum consolidation associated with geodrains. s.l. : Geomechanics and Geoengineering an international journal, 2017. pp. 1-14. DOI: 10.1080/17486025.2017.1329553..

**Jrad, M. (1993).** Etude expérimentale du comportement mécanique des granulats calcaires. Thèse de Doctorat de l'INPL, 132p. 1993.

**Juillié et Fournol. (1986).** Reconstruction du canal d'amenée de Maillot: les fondations sur picot de sable de Solcompact- Menard. Chantiers de France n°195. Paris, pp. 28- 33. 1986.

**Juran, I., Guermazi, A. and Liausu P. (1987).** Settlements of rigid foundations on soft soils reinforced by stone columns. Actes du colloque Interaction sol- structures, ENPC Paris. 1987, pp. 106-117.

**Keller Spa. (2005).** Actes de la journée d'études sur l'amélioration des sols par colonnes ballastées et Vibroflotation, une alternative aux fondations profondes- Hotel Mouflon d'or-Alger. 2005. p. 106.

**Keller Spa. (2011).** Rapport interne sur l'état des ouvrages renforcés par colonnes ballastées en Algérie depuis 1999 à 2012. s.l. : Keller fondations spéciales- filiale Algérie, 2011.

**Kheffache, T. (2014).** Etude statistique du phénomène d'écrasement des grains dans un milieu granulaire par la méthode de Weibull. Thèse de Doctorat ès Sciences filière Génie Civil, Université A. Mira Targua Ouzemour Bejaia, Algérie. 2014, p. 141.

**Khiatine, M., Sadaoui, O. and Bahar, R. (2013).** Evaluation of dynamics properties and liquefaction potentiel of silty sand in harbour of Bejaia, Algeria. Proc. 2nd European Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering and Seismology, Istambul- Turkey, pp. 650-659.

**Kirsch, F. (2004).** Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rutteletopfsaulen gruppen, dissertation der Technischen Universität Carolo- Wilhelmina zu Braunschweig, 226p. 2004.

**Kirsch, F. (2006).** Vibro stone column installation and its effect on ground improvement. In Proceedings of Numerical Modelling of Construction Processes In Geotechnical Engineering for Urban Environment, Bochum, Germany, 23-24 March 2006. Taylor and Francis, London, 2006, pp. 115-124.

**Klimis, N. S. and Sarigiannis, D. D. (2013).** Interaction of stone column and surrounding soil during its construction: 3D numerical analysis. s.l. : Proceedings of the 18th International Conference on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013. pp. 2517-2520. Technical committee 211.

**Kumar Dash, S. and Bora, M. C. (2013).** Influence of geosynthetic encasement on the performance of stone columns floating in soft clay. Canadian Geotechnical Journal. 2013, Vol. 50, 10.1139/cgj-2012-0437., pp. 754-765.

**Lambert, S. (2013).** Évaluation de la réduction du risque de liquéfaction par des colonnes ballastées. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013. pp. 1-4.

**Lambert, S., Naidji, T. et Berthelot, P. (2001).** Amélioration des sols limoneux vasards par colonnes ballastées et pré-chargement statique. Actes du 15ème Congrès International de Mécanique des Sols et de la Géotechnique. 2001, Vol.3, pp. 1779- 1782.

- Lambert, S. et Rangeard, D. (2008).** Validation of analytical and numerical calculation models for shallow foundations on stone columns. Proceedings of the "Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG'08"- 18-20 juin 2008 à Nantes. 2008, pp. 85-92.
- Lcpc-itech. (2002).** Manuel de référence CLEO.2D et CLEO.3D Version 4.0, 12- 16 Rue de Vincennes 93100 Montreuil- France. 2002, Vol. 1 et 2, p. 259.
- Liausu, P. et Juillié, Y. (1990).** Procédure de contrôles sur un chantier de plots ballastés, Voies ferrées ELA 3 à Kourou (Guyane française. Revue Travaux n°655. 1990.
- Liausu, P. (1984).** Renforcement de couche de sol compressible par substitution dynamique. Actes du Colloque International: Renforcement en place des sols et des roches. Vol. 1, pp. 151-155 Paris 1984
- LTPE. Bejaia. (2017).** Rapport d'un essai de chargement d'une colonne ballastée isolée, chantier poste 25, nouveau quai port de Bejaia. s.l. : Maître d'ouvrage EPB de Bejaia, 2017. p. 15.
- Madhav, M. R. (1982).** Recent developments in the use and analysis of granular piles. Proceedings of the Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques. Bangkok. 1982, pp. 117-129.
- Madun, A., Jefferson, I., Foo, K. Y., Chapman, D. N, Culshaw, M. G, and Atkins, P. R. (2012).** Characterization and quality control of stone columns using surface wave testing. Canadian Geotechnical Journal. 2012, pp. 1357–1368.
- Magnan, J. P. (2004).** Results of the settlement prediction of an Embankment founded on soil improved by stone columns. International Symposium, Paris- ASEP- GI 2004, Presses ENPC/LCPC. 2004, Vol. 2.
- Miranda, A., Da Costa, Jorge, C., and César, S. (2015).** Influence of gravel density in the behaviour of soft soils. Canadian Geotechnical Journal CGJ N° 52: 1968–1980- dx.doi.org/10.1139/cgj-2014-0487. 2015, pp. 1968- 1980.
- Massarsch, K.R. (1991.b.)** Deep Vibratory Compaction of Land Fill using Soil Resonance. Proceedings, "Infrastructure 91", Intern. Workshop on Technology for Hong Kong's Infrastructure Development. 1991.b, pp. 677-697.
- Mattes, H. G. et Poulos, N. S. (1969).** Settlement of single compressible pile. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE., 1969, Vol. 95, N0. SM1., pp. 189-207.
- Maurya, R. R., Sharma, B. V.R. and Naresh, D. N. (2005).** Footing load tests on single and group of stone columns. Proceedings of the 16th International Conference of Soils Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE). 2005, pp. 1385-1388.
- McKelvey, D., Sivakumar, V., Bell, A. and Graham, J. (2004).** Modelling vibrated stone columns in soft clay. Geotechnical Engineering, 157, Issue GE3. 2004, pp. 137-149.
- McKenna, J. M., Eyre, W. A. and Wolstenholme, D. R. (1975).** Performance of stone column foundation of an embankment supported by stone columns in soft ground. Géotechnique. 1975, Vol. N°25, pp. 51-59.
- Mestat, P., Dhouib, A., Magnan, P. et Canepa, Y. (2004).** Results of settlement prediction exercise of an embankment founded on soil improved by stone columns. International symposium on improvement soil in place, ASEP. GI 2004- Magnan (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris. 2004, Vol. 2, pp. 599-611.

- Mestat, P. et Prat, M. (1999).** Ouvrages en interaction, emploi des éléments finis en génie civil. s.l. : HERMES Science Publications, Paris, 1999. ISBN 2- 7462- 0048- 1.
- Mestat, P. et Riou, Y. (2002).** Modélisation des sols et des ouvrages avec le modèle Cam-Clay modifié. Revue Française de Genie Civil (RFGC), publié online en 2011. 2002, Vol. 6, Issue 5, DOI:10.1080/12795119.2002.9692406, pp. 801-813.
- Mestat, P. (1993).** Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis: Etudes et recherches des Laboratoires des ponts et chaussées. Serie Géotechnique GT52, Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées (LCPC). Mars 1993.
- Mitchell, J. K. (1981).** Soil Improvement. State of the art report,. CR 10ème Conférence Internationale de Mécanique des sols et Travaux de fondations, Stockholm. 1981, Vol. 4, pp. 509- 565.
- Mitchell, J. K. (1970).** In-place treatment of foundation soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. 1970, Vol. 96, pp. 73-110.
- Morgenthaler, M., Cambou, B. et Sanglerat, G. (1978).** Colonnes ballastées, essais de chargement et calculs par la méthode des éléments finis. Revue Française de Géotechnique. 1978, Vol. RFG N° 5, pp. 41-55.
- Muir Wood, D., Hu, W. and Nash, D. F. T. (2000).** Group effects in stone column foundations: models tests, . Géotechnique 50, N0. 6., 2000, pp. 689-698.
- Nguyen, T. N., Foray, P., et Flavigny, E. (2007).** Prise en compte de l'effet de la mise en place dans la modélisation numérique en 3D des colonnes ballastées dans l'argile. Proceedings du 18ème Congrès Français de la Mécanique. 27-31 Août 2007, pp. 1- 6.
- Norme EN 14731. (2005).** Exécution de travaux géotechniques spéciaux- Amélioration des massifs de sol par vibration (Version Française). Comité Européen de Normalisation. 2005, Vol. ICS: 93.020, p. 22.
- Norme NFP18-572. (1990).** Essai d'usure micro-Deval. Recueil de normes, Granulats,. 1990, Vol. 2.
- Norme NFP18-573. (1990).** Essai Los Angeles. Recueil de normes, Granulat. 1990, Vol. 2, ISBN2 -12-131821-6, 49-53.
- Pasquier, J. Y. (1983).** Expertise de sols pour assise des silos de stockage de céréales- OAIC port de Bejaia. s.l. : Société de Contrôle Technique Socotec de Montigny, 1983. p. 44.
- Peck, R. B., Hanson, W. E. and Thornburn, T. H. (1974).** Foundation Engineering, 2nd Edition. John Wiley and Sons, Intertanional edition. 1974, p. 514 pages.
- Plaxis 3D. (2010).** Plaxis tutorial manual, essential for Geotechnical Professionals. 2010, p. 58.
- Poorooshasb, H.B. et Meyerhof, G.G. (1997).** Analysis of behavior of stone columns and lime columns. Computers and Geotechnics. 1997, Vol. 20, N0. 1, pp. 47-70.
- Poulos, H.G. et Davis, E.H. (1973).** Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, Series in Soils Engineering, John Wileys and Sons editors, 405 pages.
- Priebe, H. J. (1989).** The prevention of liquefaction by vibro-replacement. Proc., Earthquake Resistance Construction and Design, Berlin, Germany.
- Priebe, H. J. (1995).** The design of vibro- remplacement. Reprinted from: Ground Engineering . Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12- 61E. 16pages. 1995.

- Priebe, H. J. (1978).** Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung Verbesserten Baugrundes, Die Bautechnik, In Soyez B., 1985 "Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 135,35- 51. 1978, Vol. 55 n°9, pp. 281- 284.
- Priebe, H. J. (1998).** Vibro- replacement to prevent earthquake induced liquefaction. Proceedings of the Geotechnique- Colloquium at Darmstadt, Germany. Technical paper 12- 57E. 13 pages. 1998.
- Priebe, H. J. (1976).** Abechätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten.Baugrundes. Die Bautechnik. 1976, Vol. 53, N°5, pp. 160-162.
- Priebe, H. J. (1991).** Vibro-replacement- Design criteria and quality control. Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing ASTM STP 1089. 1991, pp. 62-71.
- Privarc, J. (2011).** stone columns –determination of the soil improvement factor. Slovak Journal of Civi Engineering, University of Technology. 2011, Vol. XIX, N°3, pp. 17-21.
- Pulko, B., and Majes, B. (2005).** Simple and accurate prediction of settlements of stone columns reinforced soil. Proceodings of the 16th International Conference on Soil Mechanic ang Geotechnical Engineering (ICSMGE). 2005, pp. 1401-1404.
- Queyroi, D., Chaput, D., Pilot, G. (1985).** Amélioration des osl de fondation, Choix des méthodes d'exécution (Notice d'information technique). Ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transport, LCPC. 1985, p. 55.
- Raithel, M., Kempfert, H.G., and Kirchner, A. (2002).** Geotextile- encased stone columns for foundation of a dyke on very soft soils. Nice, France : In proceeding of the 7th International Conference on Geosynthetics, 2002. pp. 1025-1028.
- Rathgeb, E. et Kutzner, C. (1975).** Some appalications for the vibro-replacement process. Géotechnique. 1975, Vol. N°.25, pp. 45- 50.
- Rayamajhi, D., Nguyen, T. V., Ashford, S. A., Boulanger, R. W., Lu, J., Elgamal, A. and Shao L. (2014).** Numerical Study of Shear Stress Distribution for Discrete Columns in Liquefiable Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (JGGE), ©ASCE, ISSN 1090-0241/04013034. May 2014, Vol. 9, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000970, pp. 1-9.
- Renton, D.G., Brunce, G. C., Finlay, D. W. (2000).** Vibro-replacement for industriel plant on reclaimed land,. Géotechnique. 2000, Vol. 50, NO. 6, pp. 75-86.
- Rosenberg, P. and Journeaux, N. L. (1982).** Settlement limitations for cylindrical steel storage tanks. s.l. : Canadian Geotechnical Journal, 1982. Vol. 0008-3674/82/030232..
- Rothe, E. (1950).** Les séismes de Kherrata et la sismisité de l'Algerie. s.l. : Bulletin des services de la carte géologique de l'Algérie n°3, 1950.
- Rowe, P. W. (1969).** The relation between the shear strength of sand in triaxial compression, plane strain and direct shear. Goéotechnique 19, N°1. 1969, pp. 75-86.
- 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 de Bejaia Algerie.
- Sadaoui. S. (2011).** Rapport de Diagnostic des silos de stockage de céréales de l'ECI Bejaia, rapport du Bureau d'Ingenieurs Conseils BICS, 2011.

- Sadaoui, O., Bahar, R. et Amzal, D. (2013).** Tassement d'un bac d'hydrocarbures fondé sur un sol mou renforcé par colonnes ballastées et micro-pieux. s.l. : Proceedings de la 3eme conférence Maghrebine en Ingénierie Géotechniques (CMIG'13), 18 et 19 Novembre 2013 USTHB Alger, 2013. p. 11.
- Sadaoui, O., Bahar, R., Yahiaoui, B. et Sadaoui, S. (2012).** Analyse d'un cas pathologique de silos de stockage sur sols compréssibles à Bejaia. 1st International Conference on Civil Engineering, 6 to 7 November 2012, Laghouat University, Algeria. ICCE' 2012, 2012, pp. 78.
- Sadaoui, O et Bahar, R. (2011).** Analyse critiques des résultats des essais in situ cas de la plaine terminal marin de Bejaia. Conférence Internationale "PARM GEO", Hammamet Tunisie. 2011.
- Sadaoui, O and Bahar, R. (2017).** Field measurements and back calculations of settlements of. European Journal of Environmental and Civil Engineering. 2017, doi./10.1080/19648189.2016.1271358, p. 27.
- Sadaoui, O and Bahar, R. (2017).** Experimental and numerical study of the impact of heavy structures settlement founded on soft ground improved by stone floating columns. s.l. : Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering-, Seoul, 2017. pp. 3039-3042. Vol. N24- TC/214.
- Saha, A., et De, P. K. (1994).** Field and analytical study of stone columns by non- linear strain. Proceedings of the 8 th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi,. 1994, Vol. 3, pp. 1211-1214.
- Schlosser, F., Jacobsen, H. M. and Juran, I. (1984).** Le renforcement des sols. Revue Française de Géotechnique- RFG N0 29. 1984, pp. 7-33.
- Schulze, G. (1978).** Consolidation des sols par vibration profonde et par compactage dynamique. Actes du séminaire sur la consolidation des sols et des roches in situ dans le génie civil. Stresa, partie IV. 1978, pp. 83-115.
- Seed and Booker (1977).** Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division 103 (7),. pp. 757-768.
- Sexton, B. G and McCabe, B. A. (2013).** Numerical modelling of the improvements to primary and creep settlements offered by granular columns. August 2013, Vol. 8, Issue 4, pp. 447- 464.
- Sexton, B. G and McCabe, B. A. (2015).** Settlement reduction potential of vibro stone columns in creep- prone soils. [éd.] Institution of Civil Engineers (ICE). Proceedings of the XVI ECSMGE (European Conference an Soil Mechanics and Geotechnical Engineering), Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. ISBN 978-0-7277-6067-8. Conference, 2015, Vol. V1, DOI:10.1680/ecsmge.60678, pp. 1175- 1180.
- Sexton, B. G., Bryan, A. M. C. and Jorge, C. (2013).** Apparaising stone column settlement prediction methods using finite element analyses. Acta Geotechnica "An International Journal for Geoengineering". September 2013, Vol. 9, pp. 993- 1011.
- Sharma, R.S., Phani, K. B. R., Nagendra, G. (2004).** Compressive load response of granular piles reinforced with geogrids. Canadian Geotechnical Journal. 2004, Vol. 41, 10.1139/T03-075., pp. 187-192.
- Six. S. (2006).** Analyse du comportement des colonnes ballastées: Influence des conditions initiales, Thèse de Doctorat Université des Sciences et Technologies de Lille . 2006.



- Slocombe, B. C. and Moseley, M. P. (1991).** The testing and instrumentation of stone columns. Deep Foundation Improvements: Design, Construction and testing-ASTM STP 1089. 1991, pp. 85-100.
- Slocombe et al. (2000).** The densification of granular soils using vibro-methods. *Géotechnique*. 2000, Vol. 50, N°6, pp. 715- 725.
- Sonatrach. (1995).** Compte rendu de mesures de tassements et d'ovalisation des réservoirs de stockage d'hydrocarbures de Bejaia. s.l. : Document interne du département travaux neufs, 1995. p. 20.
- Sonatrach-RTC. (1991).** Documents techniques sur les bacs de stockage et étude de sols pour la reprise en sous œuvre des bacs d'hydrocarbures R13, R21 et C9. Document interne Département Travaux Neufs- Sonatrach TRC Bejaia. 1991.
- Soyez, B. (1985).** Methodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 135. Paris, pp 35-51. Bulletin de Liaison des Laboratoire des ponts et chaussées, 1985, Réf. 2954.
- Dogangiin, A., Durmu, A. and Ayvaz, Y. (1996).** Static and dynamic analysis of rectangular tanks by using the lagrangian fluid finite element. n°3, 1996, *Computers & Structures*, Vol. 59, pp. 547-552.
- Stewart, D., et Fahey, M. (1994).** An investigation of the reinforcing effect of stone columns in clay. *Proceedings of Settlement 94', Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, Vol. 1, ASCE, Geotechnical Special Publication N0. 40. 1994, pp. 513-524.
- Tan, S.A., Tjahyono, S. and Oo, K. K. (2008).** Simplified Plane- Strain Modeling of Stone column Reinforced Ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (JGGE) ©ASCE*. February 2008, Vol. 134, N°2, pp. 185-194.
- Tanimoto, K. (1960).** Sand compaction pile method and vibrating pile driving method. New method of soil and foundation. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1960.
- Terrasol. (1995).** Evaluation et validation de la méthode de Priebe, Rapport interne N0. 1194-038AA/02. 1995.
- Thorburn, S. (1975).** Building structures supported by stabilized ground. *Géotechnique*. Mars 1975 1975, Vol. 25, n°1, pp. 83- 94.
- Van Impe, W. et De Beer, E. (1983).** Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. *Proceedings of 8th European Conference on SMFE, Helsinki, mai 1983*. 1983, Vol. 1, pp. 309-312.
- Vautrain, J. (1980).** Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. *Revue Française de Géotechnique*. 1980, Vol. RFG n°11.
- Vautrain, J. (1980).** Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. *Revue Française de Géotechnique*. 1980, Vol. RFG n°11, pp. 59-73.
- Vermeer, P. (1982).** A five constant model unifying well established concepts. *International Workshop on Constitutive Behaviour of Soils, Grenoble*. 1982, pp. 175-197.
- Vesic, A. S. (1972).** Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. 1972, Vol. 98, N° SM3, pp. 265-290.

- Wallays, M., Delapierre, J., Van den Poel, J. (1983).** Load transfert mechanism in soils reinforced by stone or sand columns. Proceedings of the 8th European Conference on Soils Mechanics and Foundations Engineering. 1983, Vol. 1, pp. 313-317.
- Watts, K. S., Johnson, D., Wood, L. A., and Saadi, A. (2000).** An instrumented trial of vibro ground treatment supporting strip foundations in a variable fill. *Géotechnique*. 2000, Vol. 50, N°6, pp. 699-708.
- Watts, K. S. et Charles, A. (1991).** The use, testing and performance of vibrated stone columns in the United Kingdom. *Proceedings Deep Foundations Improvements: Design, Construction and Testing*, ASTM STP 1089. 1991, pp. 212-223.
- Weber, T. M., Springman, S. M., Gab, M., Racansky, V. and Schweinger, H. F. (2009).** Numerical modelling of stone columns in soft clay under an embankment. *Geotechnics of Soft Soils- Focus on Ground Improvement- Karstunen & Leoni (eds)- Taylor & Francis Group- 2009*.
- Witasse, R. (2012).** Pratique éclairée des éléments finis (MEF) en Géotechnique. Essential for geotechnical professionals Plaxis bv The Netherlands Delftechpark 53 2628 XJ Delft: Formation sur Plaxis 2D- Terrasol, 21 & 22 Mai 2012 à Alger. 2012.
- Zaghouani, K., Guilloux, A., Bretelle, S. (2004).** Minimisation de risque de chantier de colonnes ballastées sur un sol liquéfiable. *Acte du colloque sur les risques en génie civil*, 2004, pp. 240-257.
- Zahmatkesh, A. et Choobbasti, A. J., (2010).** Settlement evaluation of soft clay reinforced by stone columns, Considering the effect of soil compaction. *IJRRAS* (3)- 2, Department of Civil Engineering, Babol University of Technology, Babol, Iran. 2010, pp. 159-166.
- Zhang, L. Zhao, M., Shi, C., and Zhao, H. (2013).** Settlement Calculation of Composite Foundation Reinforced with Stone Columns. *International Journal of Geomechanics*, American Society of Civil Engineers © ASCE. ISSN 1532-3641/013/3-248–256, June 2013, Vol. 13, N°3, DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000212.