



Département Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur
d'état en Génie Civil

Pré-dimensionnement et dimensionnement des colonnes
ballastées : Cas d'une usine de trituration de soja, port
DjenDjen Wilaya de Jijel

Réalisé par :

M. Ali BELKHEIRI

Melle. Kenza BIBECHE

Sous la direction de :

Mme. Ratiba KETTAB.

Présenté et soutenu le 30/08/2020

Composition du Jury :

Président:	Mr. Abderrahim BALI,	Pr	ENP
Promotrice:	Mme. Ratiba KETTAB,	Pr	ENP
Examineur:	Mr. Brahim Khalil BENAZZOUZ,	MC A	ENP
Examineur:	Mr. Abdallah LARIBI,	MC B	ENP

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur
d'état en Génie Civil

Pré-dimensionnement et dimensionnement des colonnes
ballastées : Cas d'usine de trituration de soja, port DjenDjen
Wilaya de Jijel

Réalisé par :

M. Ali BELKHEIRI

Melle. Kenza BIBECHE

Sous la direction de :

Mme. Ratiba KETTAB.

Présenté et soutenu le 30/08/2020

Composition du Jury :

Président :	Mr. Abderrahim BALI,	Pr	ENP
Promotrice :	Mme. Ratiba KETTAB,	Pr	ENP
Examineur :	Mr. Brahim Khalil BENAZZOUZ,	MC A	ENP
Examineur:	Mr. Abdallah LARIBI,	MC B	ENP

ENP 2020

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents, pour tout leur amour, leurs soutiens et leurs sacrifices, tout au long de mes études, en sachant qu'aucune dédicace ne pourrait exprimer ma reconnaissance pour tous les efforts qu'ils ont fournis pour mon instruction.

A mes frères et sœurs, dont l'encouragement et le soutien moral, ne manquaient pas à chaque épreuve de ma vie.

A toute personne qui a contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail.

BELKHEIRI Ali

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents, dont le sacrifice, la tendresse, l'amour, la patience, le soutien, l'aide et l'encouragement sont l'essentiel de ma réussite. Sans eux je ne serai pas à ce stade aujourd'hui.

A mes frères pour leur encouragement et leur soutien durant mon parcours.

A mes chers grands-parents, à ma tante et son mari et à toute ma famille.

A mes amis et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

BIBECHÉ Kenza

A la mémoire de Mr. BELKACEMI Smain, Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique.

Remerciements

Tout d'abord nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme. KETTAB pour avoir suivi et dirigé ce mémoire. Nous sommes très reconnaissants pour son aide, sa patience et sa disponibilité tout au long de ce travail et pour ses conseils précieux lors de la rédaction.

Nous remercions également les membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et d'avoir accepté d'examiner notre travail

Nous tenons à remercier aussi l'ensemble de nos enseignants et le personnel de notre département, pour tous les efforts fournis lors de notre formation académique

Enfin, nous remercions sincèrement toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

ملخص

تعد تقنيات تدعيم التربة واحدة من الوسائل التي ينتهجها المهندس الجيوتقني من أجل معالجة المشاكل التي تعاني منها التربة و التي تظهر في شكل قدرة تحمل منخفضة أو تشوهات كبيرة. عرفت العديد من هذه التقنيات تطورا مهما خلال القرن العشرين و تعد الأعمدة الحجرية واحدة منها.

نقدم في هذا العمل حوصلة تجمع بحوث حول تقنيات تدعيم التربة و تقنية الأعمدة الحجرية بالإضافة إلى دراسة تحليلية مدعومة بتحليل رقمي باستخدام برنامج بلاكسيس من أجل انجاز أعمدة حجرية لتدعيم تربة مشروع بناء مصنع.

الكلمات المفتاحية : تدعيم التربة ،أعمدة حجرية، تجارب ميدانية ، تسييل التربة ، تشوه ، بلاكسيس ثنائي الأبعاد.

Abstract

Soil reinforcement methods are one of the techniques that can be used by the geotechnical engineer to solve soil problems that are generally manifested by low bearing capacity or large deformations. Several techniques were developed during the twentieth century and the stone columns are one of these methods.

A state of the art related to soil reinforcement methods and the stone columns is presented in this work. An analytical study and a numerical analysis is established for the design of stone columns used for the construction of a factory.

Key words: reinforcement, stone column, onsite soil tests, liquefaction, settlement, Plaxis 2D.

Résumé

Les méthodes de renforcement des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur géotechnicien pour résoudre les problèmes du sol et qui se manifestent par une capacité portante faible ou des déformations importantes. De nombreuses techniques ont été développées au cours du 20^{ème} siècle et les colonnes ballastées constituent une de ces méthodes. A travers ce document, une synthèse bibliographique sur les méthodes de renforcement du sol et les colonnes ballastées est présentée. Une étude analytique est établie pour le dimensionnement des colonnes ballastées pour un projet de construction d'une usine de trituration dans la wilaya de Jijel ; elle a été complétée par une analyse numérique en utilisant le code Plaxis.

Mots clés : Renforcement, colonnes ballastées, essais in-situ, liquéfaction, tassement, Plaxis 2D

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Liste des abréviations	
Introduction générale.....	15
CHAPITRE 1 : RENFORCEMENT DU SOL.....	16
1.1 Introduction.....	17
1.2 Compactage sans apport de matériaux.....	18
1.2.1 Compactage dynamique.....	18
1.2.2 Vibrocompactage.....	18
1.3 Techniques classiques de renforcement des sols.....	19
1.3.1 Préchargement.....	19
1.3.2 Consolidation atmosphérique.....	21
1.4 Techniques de renforcement par incorporation d'un nouveau matériau.....	21
1.4.1 Les plots ballastés.....	21
1.4.2 DeepSoilMixing (DSM).....	22
1.4.3 Le Jet Grouting.....	24
1.4.4 Les Géosynthétiques.....	25
1.5 Méthodes Biologiques.....	27
1.6 Les Colonnes ballastées.....	28
1.7 Conclusion.....	29
CHAPITRE 2 : LES COLONNES BALLASTEES.....	31
2.1 Introduction.....	32
2.2 Présentation de la technique.....	32
2.3 Techniques de mise en œuvre.....	32
2.3.1 Colonnes pilonnées.....	32
2.3.2 Colonnes ballastées vibrées.....	33
2.3.2.2 Par voie humide (alimentation par le haut).....	34
2.4 Par vibreur à sas.....	34
2.5 Domaine d'application.....	35
2.6 Avantages et limites de la technique.....	35
2.7 Principe de fonctionnement.....	36
2.8 Méthodes de dimensionnement.....	40
2.8.1 Une colonne isolée.....	40
2.8.2 Groupe de colonnes.....	45
2.9 Conclusion.....	50
CHAPITRE 3 : LES ESSAIS IN-SITU.....	52
3.1 Introduction.....	53
3.2 Les sondages carottés.....	53
3.2.1 Principe de l'essai.....	53

3.2.2	Mise en œuvre	53
3.2.3	Carottage rotatif.....	54
3.2.4	But des sondages carottés.....	54
3.2.5	Essai Lefranc.....	54
3.3	Les sondages destructifs.....	55
3.3.1	Principe de l'essai.....	55
3.3.2	Mise en œuvre	55
3.4	L'essai pressionmètre de Ménard	56
3.4.1	Principe de l'essai.....	56
3.4.2	Appareillage.....	56
3.4.3	Mise en œuvre d'un essai pressionmètre.....	57
3.4.4	Le forage	57
3.4.5	L'essai pressiométrique	57
3.4.6	Résultats	58
3.5	Essai au pénétromètre dynamique PD (NF P 94-115).....	60
3.5.1	Principe de fonctionnement	60
3.5.2	Résultats de l'essai et domaine d'utilisation.....	61
3.6	Essai de pénétration au carottier SPT.....	62
3.6.1	Principe de fonctionnement	62
3.6.2	Résultats de l'essai.....	62
3.7	Essai de pénétration statique	63
3.7.1	Principe de l'essai.....	63
3.7.2	Identification des sols	64
3.7.3	Essai au piézocône.....	65
3.8	Conclusion	66
CHAPITRE 4 : CALCUL ANALYTIQUE DU RENFORCEMENT.....		67
4.1	Introduction	68
4.2	Présentation du projet.....	68
4.3	Sismicité du site	70
4.4	Etude géotechnique du site.....	70
4.4.1	Synthèse de la campagne géotechnique.....	70
4.4.2	Résultats obtenus.....	71
4.4.3	Paramètres géotechniques retenus pour chaque ouvrage.....	73
4.5	Justification du Pré-dimensionnement	73
4.5.1	Portance admissible du sol non renforcé	73
4.5.2	Tassement des ouvrages.....	76
4.5.3	Tassement différentiel	80
4.5.4	Liquéfaction.....	81
4.6	Justification du choix de renforcements.....	92
4.7	Traitement avec les colonnes ballastées (Voie sèche)	93
4.7.1	Caractéristiques des matériaux constitutifs	93
4.7.2	Pre-dimensionnement des colonnes	93
4.8	Calcul de la capacité portante de la colonne	95

4.8.1	Contrainte de rupture	95
4.8.2	Contrainte admissible	96
4.8.3	Capacité portante de la colonne.....	96
4.9	Calcul de tassements	96
4.9.1	Tassement absolu de l'ouvrage Z11.01-A.....	97
4.9.2	Tassement absolu de l'ouvrage Z15	101
4.10	Conclusion	102
CHAPITRE 5 : CALCUL NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS		103
5.1	Introduction	104
5.2	Code de Calcul Plaxis.....	104
5.3	Evaluation du tassement sans amélioration.....	104
5.3.1	Ouvrage Z11.01 (Radier circulaire).....	104
5.3.2	Ouvrage Z15 (Semelle filante)	107
5.4	Evaluation du tassement après améliorations par la méthode du sol équivalent (Méthode recommandée par CFMS).....	108
5.4.1	Ouvrage Z11.01 (Radier circulaire)	108
5.4.2	Ouvrage Z15 (Semelle filante) :.....	110
5.5	D'autres approches de modélisations des colonnes ballastées	112
5.5.1	Approche de la cellule unitaire (Méthode de Priebe).....	112
5.5.2	Concept des anneaux centraux équivalents.....	116
5.5.3	Concept de tranches équivalentes :.....	119
5.6	Conclusion :	121
Conclusion générale		122
Liste Bibliographique.....		124
Annexe 1 : Registre des sondages pressiométrique et pénétrométrique.....		126
Annexe 2: Résultats des essais in-situ,tableaux du chapitre 4.....		135
Annexe 3: Résultats du logiciel Cliq.....		139
Annexe 4: Calcul du tassement et de coefficients de Priebe.....		153

Liste des tableaux

TABLEAU 1.1 : COMPARAISON ENTRE LES DIFFERENTES METHODES.....	30
TABLEAU 3.1 : CLASSES DE TERRAIN D'APRES LES NORMES NF 94-261 ET 94-262.....	63
TABLEAU 4.1: OUVRAGES DU PLOT 16.....	69
TABLEAU 4.2: CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES ETUDIES.....	69
TABLEAU 4.3: SONDAGES PROCHES OU SOUS CHAQUE OUVRAGE.....	71
TABLEAU 4.4: UNITES GEOTECHNIQUES COMPOSANT LE SITE.....	71
TABLEAU 4.5: PARAMETRES GEOTECHNIQUES RETENUS POUR LE Z11.01.....	73
TABLEAU 4.6: PARAMETRES GEOTECHNIQUES RETENUS POUR LE Z15.00.....	73
TABLEAU 4.7: CALCUL DE R_0 ET V_D (RADIER).....	74
TABLEAU 4.8: CALCUL DE R_0 ET V_D (SEMELLE FILANTE).....	74
TABLEAU 4.9: CALCUL DE LA RESISTANCE NETTE DU TERRAIN PAR LA METHODE PRESSIOMETRIQUE.....	75
TABLEAU 4.10: VERIFICATION DU DOMAINE.....	75
TABLEAU 4.11: CALCUL DE LA RESISTANCE NETTE DU TERRAIN PAR LA METHODE PENETROMETRIQUE.....	76
TABLEAU 4.12: VERIFICATION DU DOMAINE.....	76
TABLEAU 4.13: RESULTATS OBTENUS PAR LA METHODE DE DEFORMATION UNIDIMENSIONELLE.....	78
TABLEAU 4.14: TASSEMENT ABSOLU Z11.01-A.....	78
TABLEAU 4.15: TASSEMENT ABSOLU Z11.01-B ET Z11.01-C.....	78
TABLEAU 4.16: TASSEMENT ABSOLU Z15.00.....	78
TABLEAU 4.17: RESULTATS OBTENUS PAR LA METHODE DE SCHMERTMANN.....	79
TABLEAU 4.18: VALEURS DE TASSEMENT PAR LES DIFFERENTES METHODES.....	79
TABLEAU 4.19 : CORRECTIONS AU SPT MODIFIE PAR SKEMPTON 1986.....	86
TABLEAU 4.20 : CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE PAR LA METHODE SPT.....	88
TABLEAU 4.21: CHAMPS D'APPLICATION DES COLONNES BALLASTEES.....	93
TABLEAU 4.22: DIAMETRE DE LA COLONNE POUR CHAQUE OUVRAGE.....	94
TABLEAU 4.23: DISPOSITIONS DES COLONNES.....	95
TABLEAU 4.24: COEFFICIENTS D'AMELIORATION DE PRIEBE (OUVRAGE Z11.01-A).....	97
TABLEAU 4.25: CALCUL DU TASSEMENT PAR LA METHODE OEDOMETRIQUE OUVRAGE Z11.00-A.....	98
TABLEAU 4.26: VERIFICATIONS DES EXIGENCES.....	99
TABLEAU 4.27: COEFFICIENTS D'AMELIORATION AVEC LE NOUVEAU MAILLAGE (OUVRAGE Z11.01-A).....	99
TABLEAU 4.28: CARACTERISTIQUES DU SOL AVANT ET APRES AMELIORATION Z11.00-A.....	99
TABLEAU 4.29: VERIFICATION DES EXIGENCES Z11.00-A.....	100
TABLEAU 4.30: COEFFICIENTS D'AMELIORATION DE PRIEBE Z15.00.....	101
TABLEAU 4.31: CARACTERISTIQUES DU SOL AVANT ET APRES AMELIORATION Z15.00.....	101
TABLEAU 4.32: CALCUL DU TASSEMENT PAR LA METHODE OEDOMETRIQUE Z15.00.....	102
TABLEAU 4.33: VERIFICATION DES EXIGENCES Z15.00.....	102
TABLEAU 5.1 RESULTATS DES SIMULATIONS PRELIMINAIRES.....	106
TABLEAU 5.2 : MODULE EQUIVALENT POUR LA ZONE TRAITEE DE L'OUVRAGE Z11.01.....	108
TABLEAU 5.3. MODULE EQUIVALENT POUR LA ZONE TRAITEE DE L'OUVRAGE Z15.....	110
TABLEAU 5.4 : RESUME DES RESULTATS DU TASSEMENT OBTENUS.....	111
TABLEAU 5.5 L'EPAISSER EQUIVALENTE DE CHAQUE ANNEAU.....	117
TABLEAU 5.6. TASSEMENT DES OUVRAGES Z15 ET Z11.01 PAR DIFFERENTES METHODES.....	120

Liste des figures

FIGURE 1.1 : PRINCIPE DU COMPACTAGE DYNAMIQUE.[MENARD]	18
FIGURE 1.2: FONCTIONNEMENT DU VIBREUR.[MENARD]	19
FIGURE 1.3: PRINCIPE DU VIBROCOMPACTAGE.	19
FIGURE 1.4 : HAUTEURS DES SURCHARGES D'UN REMBLAI DE PRECHARGEMENT.	20
FIGURE 1.5 : RESEAU DE DRAINS ASSOCIES AU PROCEDE DE PRECHARGEMENT.	20
FIGURE 1.6 : PRINCIPES DE MISE EN ŒUVRE DE LA CONSOLIDATION ATMOSPHERIQUE.[BRIANÇON]	21
FIGURE 1.7 : LA PROCEDURE DU SOILMIXING (LIEBHERR, 2012).	23
FIGURE 1.8 : DIFFERENTES ETAPES DE REALISATION D'UNE COLONNE DE JET GROUTING.	24
FIGURE 1.9 : DIFFERENTS SYSTEMES DE JET GROUTING.[KELLER]	25
FIGURE 1.10 : LA PROCEDURE DE BIOCALCIFICATION.	28
FIGURE 1.11 : DOMAINES D'APPLICATION DES DIFFERENTES TECHNIQUES. [DHOUIB.A2004]	29
FIGURE 2.1 : REALISATION D'UNE COLONNE PILONNEE. [S.CORNEILLE]	33
FIGURE 2.2 : REALISATION D'UNE COLONNE PAR VOIE SECHE (TOP FEED).[S.CORNEILLE].	33
FIGURE 2.3 : REALISATION D'UNE COLONNE PAR VOIE HUMIDE (TOPFEED).[S.CORNEILLE]	34
FIGURE 2.4 : REALISATION D'UNE COLONNE PAR VIBREUR A SAS.[S.CORNEILLE]	35
FIGURE 2.5 : NOTATIONS ET PRINCIPE DE LA CELLULE UNITAIRE. [DHOUIB.A 2005].	37
FIGURE 2.6 : RAPPORT DE CONCENTRATION DE CONTRAINTE ET FACTEUR DE REDUCTION DE TASSEMENT. [DHOUIB.A 2005].	38
FIGURE 2.7 : LES MECANISMES DE RUPTURE D'UNE COLONNE BALLASTEE. [DHOUIB.A 2005].	39
FIGURE 2.8 : DISPOSITION DES COLONNES SELON LE MAILLAGE. (BALAAM ET POULOS 1983).	39
FIGURE 2.9 : RUPTURE PAR CISAILLEMENT GENERALISE [DHOUIB.A 2005].	41
FIGURE 2.10 : RUPTURE PAR POINÇONNEMENT [DHOUIB.A 2005].	42
FIGURE 2.11 : FACTEURS D'EXPANSION DE LA CAVITE. VESIC (1972)	43
FIGURE 2.12: FACTEURS D'EXPANSION DE LA CAVITE. (THORBURN, 1975)	44
FIGURE 2.13 : FACTEURS D'INFLUENCE DE TASSEMENT MATTES ET POULOS (1969). [DHOUIB.A 2005]	45
FIGURE 2.14 : FACTEUR D'AMELIORATION N1 EN FONCTION DE TAUX D'INCORPORATION (PRIEBE 1995).	46
FIGURE 2.15 : PRINCIPE DE L'HOMOGENEISATION SIMPLIFIEE. [DHOUIB.A 2005].	48
FIGURE 3.1 : DES CAROTTES.	53
FIGURE 3.2 : SCHEMA D'UN ESSAI LEFRANC.	55
FIGURE 3.3 : REALISATION D'UN SONDAGE DESTRUCTIF.	56
FIGURE 3.4 : SCHEMA D'UN SONDAGE PRESSIOMETRIQUE.	56
FIGURE 3.5 : APPAREILLAGE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE.	57
FIGURE 3.6 : COURBE PRESSIOMETRIQUE BRUTE EN FIN DE PALIER [C.PLUMEL].	58
FIGURE 3.7 : COURBE PRESSIOMETRIQUE CORRIGEE EN FIN [C.PLUMEL].	59
FIGURE 3.8 : PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT D'UN PD [S.AMAR].	61
FIGURE 3.9 : APPAREIL PENETROMETRIQUE AU CAROTTIER [S.AMAR].	62
FIGURE 3.10 : CPT A L'AIDE D'UN CAMION LESTE [S.AMAR].	63
FIGURE 3.11 : ABAQUE D'IDENTIFICATION DES SOLS D'APRES LE CPT.[C.PLUMEL].	64
FIGURE 3.12 : LA POINTE D'UN CPTU [S.AMAR].	65
FIGURE 4.1 : IMAGE SATELLITE DE L'EMPLACEMENT DU PROJET.	68
FIGURE 4.2 : VUE GLOBALE DU PLOT 16 OUVRAGES ETUDIES.	68
FIGURE 4.3 : ZONE DE SISMICITE.	70
FIGURE 4.4 : SCRIPT MATLAB METHODE DE SIMPSON.	72
FIGURE 4.5 : ETAPES DE CALCUL AVEC GEOFOND.	77
FIGURE 4.6 : COURBES ET FUSEAUX GRANULOMETRIQUES DES SABLES (A GRANULOMETRIE SERREE) LIQUEFIABLES.	81
FIGURE 4.7 : COURBES GRANULOMETRIQUES DU SONDAGE SC 16-08.	82

FIGURE 4.8 : COURBES GRANULOMETRIQUES DU SONDAGE SC 16-10.....	82
FIGURE 4.9 : COURBES GRANULOMETRIQUES DU SONDAGE SC 16-18.....	83
FIGURE 4.10 : VALEURS DE FACTEUR DE SECURITE POUR LES DIFFERENTS SONDAGES.	89
FIGURE 4.11 : COURBES DE CALCUL DE CRR EN FONCTION DE QTN REPRODUITE PAR (ROBERTSON ET WRIDE 1998).....	90
FIGURE 4.12 : ESTIMATION DU TYPE DE SOL (ROBERTSON 2009).	90
FIGURE 4.13 : ETAPES DE CALCUL PAR LE LOGICIEL CLIQ.	91
FIGURE 4.14 : COURBES DE POTENTIEL DE LIQUEFACTION DONNEES PAR CLIQ.	91
FIGURE 4.15 : FACTEUR D'AMELIORATION EN FONCTION DU RAPPORT DES SECTIONS.	94
FIGURE 4.16 : TASSEMENT DES COUCHES COMPOSANT LA Z11.01.....	98
FIGURE 5.1 MODELE NUMERIQUE DE L'OUVRAGE Z11.01.....	105
FIGURE 5.2 : CHOIX DES NŒUDS ET LES POINTS DE GAUSS POUR LES SIMULATIONS PRELIMINAIRES.....	105
FIGURE 5.3 LE TASSEMENT VERTICAL TOTAL DE LA ZONE Z11.01 SANS AMELIORATION.	106
FIGURE 5.4 : TASSEMENT SANS AMELIORATION DE L'OUVRAGE Z15.	107
FIGURE 5.5 : COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS DU TASSEMENT.	107
FIGURE 5.6: LE MODELE NUMERIQUE DE Z11.01 AVEC LA METHODE D'HOMOGENEISATION.....	109
FIGURE 5.7 LE TASSEMENT APRES AMELIORATION DU Z11.01 (APPROCHE SOL EQUIVALENT).....	109
FIGURE 5.8 TASSEMENT DE LA 1ERE COUCHE APRES AMELIORATION.....	110
FIGURE 5.9 TASSEMENT DE L'OUVRAGE Z15 APRES TRAITEMENT.....	111
FIGURE 5.10 TASSEMENT DE LA COUCHE TRAITEE PAR METHODE D'HOMOGENEISATION (Z15).....	111
FIGURE 5.11 : ZONE D'INFLUENCE DE LA COLONNE, OUVRAGE Z11.1.	113
FIGURE 5.12 : LES DIFFERENTES ETAPES DE LA MODELISATION D'UNE CELLULE UNITAIRE.....	114
FIGURE 5.13 : TASSEMENT DE LA CELLULE UNITAIRE SANS AMELIORATION OUVRAGE Z15.	115
FIGURE 5.14 : TASSEMENT DE LA CELLULE UNITAIRE APRES AMELIORATIONS.	116
FIGURE 5.15 : TASSEMENT D'UNE CELLULE UNITAIRE TRAITEE, OUVRAGE Z15.....	116
FIGURE 5.16 : PRINCIPE DES ANNEAUX CONCENTRIQUES.....	117
FIGURE 5.17 : MODELE NUMERIQUE SIMULANT LES ANNEAUX CONCENTRIQUES.	118
FIGURE 5.18 : RESULTATS DU TASSEMENT EN ASSIMILANT LES COLONNES A DES ANNEAUX.	118
FIGURE 5.19 : LA DEFORMATION LATERALE DES COLONNES.	119
FIGURE 5.20 : PRINCIPE DES TRANCHES VERTICALES.....	119
FIGURE 5.21 : TASSEMENT DE L'OUVRAGE Z15 PAR LA METHODE DE TRANCHES VERTICALES.	120

Liste des symboles

- a : Taux d'incorporation
 A_c : Aire de la colonne.
 A : Aire totale de la cellule.
 n : Rapport de concentrations des contraintes.
 σ_c : Contrainte verticale sur la colonne.
 σ_s : Charge sur le sol.
 β : Facteur de réduction de tassement.
 s_i : Tassement initial (avant traitement).
 s_f : Tassement final (après traitement).
 q_{re} : Contrainte de rupture de la colonne effective.
 q_{rp} : Contrainte de rupture de la colonne vis-à-vis du poinçonnement.
 σ_r : Contrainte horizontale effective du sol.
 φ : Angle de frottement du sol.
 φ_c : Angle de frottement de la colonne.
 pl_e : Pression nette conventionnelle équivalente.
 u : Pression interstitielle.
 u_0 : Pression hydrostatique du sol (au repos).
 Δu : Surpression interstitielle.
 σ_{lim} : Contrainte verticale limite de rupture par cisaillement généralisé.
 C : Cohésion du sol.
 C_u : Cohésion non drainée du sol.
 ν_s : coefficient de Poisson du sol.
 Q_c : Charge appliquée aux états limites de service.
 I_p : Facteur d'influence.
 q_m : Contrainte moyenne à la profondeur de la rupture.
 F'_c et F'_q : Facteur d'expansion de la cavité.
 k_{pc} : Coefficient de butté de ballast.
 δ : Angle de la génératrice du cône avec l'horizontale.
 L_{cmin} : Longueur minimale de la colonne.
 L_{cmax} : Longueur maximale de la colonne.
 n_0 : Facteur initial d'amélioration de Priebe.
 K_{ac} : Coefficient de poussée du ballast.
 Δa : Accroissement de la section de la colonne.
 \bar{a} : Taux d'incorporation en tenant compte de la compressibilité de la colonne.
 f_z : Facteur de profondeur de Priebe.
 q : Charge apportée par l'ouvrage.
 E_e : Module de Young de la section équivalente.
 E_c : Module de Young du ballast.
 E_s : Module de Young de sol.
 L_c : Longueur de la colonne.
 E_{oed} : Module oedométrique.
 p : Pression appliquée par la sonde pressiométrique de Ménard.
 p_h : Pression hydrostatique au niveau de la cellule centrale d'un pressiomètre de Ménard.

p_c : Pression propre de l'ensemble membrane-gaine d'un pressiomètre de Ménard.
 E_M : Module pressiométrique.
 V_s : Volume de la cellule de Ménard.
 p_{ii} : Pression obtenue par la méthode de la courbe inverse.
 p_{th} : Pression obtenue par la méthode d'interpolation hyperbolique.
 N : Nombre de coups de l'essai SPT.
 q_c : Résistance à la pénétration.
 q_c^* : Pression pénétrométrique nette équivalente.
 f_s : Frottement latérale « essai CPTu ».
 Q_C : Effort apparent total sur le cône.
 R_f : Rapport de frottement.
 B_f : Coefficient de pression interstitielle.
 pl_e : Pression limite du sol.
 pl_e^* : Pression pressiométrique nette équivalente.
 V_d : Charge transmise par la fondation superficielle au terrain.
 R_0 : Charge du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain.
 $R_{v,d}$: Résistance nette du terrain sous la fondation.
 A'_{sol} : Surface effective de la fondation.
 q_{net} : Contrainte associée à la résistance nette du terrain.
 $\gamma_{R,d}$: Coefficient de modèle utilisé pour le calcul de la résistance du terrain.
 $\gamma_{R,v}$: Le facteur partiel utilisé pour le calcul de la résistance du terrain.
 K_p : Facteur de portance pressiométrique.
 i_δ : Facteur lié à l'inclinaison de la charge.
 K_c : Facteur de portance pénétrométrique.
 $\Delta\sigma_f$: Augmentation de contrainte.
 $D(z)$: Module de sol à la profondeur z .
 S_{im} : Tassement immédiat.
 S_c : Tassement de consolidation.
 S_{fl} : Tassement de fluage.
 S_{cc} : Tassement dans le domaine normalement consolidé.
 S_{cs} : Tassement dans le domaine surconsolidé.
 e_0 : Indice des vides.
 C_r : Indice de recompression.
 C_c : Indice de compression.
 σ'_p : Contrainte de préconsolidation.
 σ'_{v0} : Contrainte effective in-situ.
 $\Delta\sigma$: Charge externe.
 C_1 : Coefficient correcteur de la profondeur.
 C_2 : Coefficient correcteur du tassement dû au fluage.
 C_3 : Coefficient de forme des fondations.
 I_{zp} : Facteur d'influence des déformations.

a_{max} : Accélération à la surface du sol.

g : Accélération de la gravité.

r_d : Coefficient réducteur de la contrainte en fonction de la profondeur.

N_m : Nombre de coups du SPT ;

C_N : Facteur de normalisation par rapport à la contrainte de surconsolidation.

P : Pression atmosphérique.

C_E : Facteur de correction de l'énergie transmise du marteau à l'échantillon.

C_R : Facteur de correction qui tient compte de la longueur des tiges.

C_B : Facteur de correction qui tient compte de diamètre de forage.

C_S : Facteur de correction qui tient compte de la méthode d'échantillonnage.

$(N1)_{60cs}$: Nombre de coups SPT modifié.

$Q_{tn,cs}$: Résistance au cône ajustée et modifiée.

k_c : Facteur correcteur défini par Robertson.

I_c : Indice de comportement.

w : Tassement obtenu par la méthode d'homogénéisation.

Liste des abréviations

DSM : Deep Soil Mixing.

CPV : Contrôleur pression-volume.

PD : Pénétrromètre dynamique.

SPT : Standard Penetration Test.

CPT : Cone Penetration Test.

CPTu : Essai pénétromètre au piézocone.

CFMS : Comité Français de Mécanique des sols.

EC7 : Eurocode 7.

CSR : Cyclic Stress Ratio.

CRR : Cyclic Resistance Ratio.

MSF : Magnitude Scaling Factor.

MF: Magnitude Factor.

FS : Factor of Safety.

CRR_{7.5} : Rapport des résistances cycliques correspondant à une magnitude de 7.5 sur l'échelle de Richter.

LA : Valeur obtenu par l'essai *Los Angeles*.

MDE : Valeur obtenu par l'essai *Micro De-val*.

RV : Remplissages anthropiques compactés.

RX : Remplissages anthropiques déversés.

CL : Sol associé à l'environnement côtier.

PLC : Substrat Pliocène.

SC : Sondage mécanique.

SP : Sondage destructif.

Introduction générale

Certaines considérations logistiques et techniques s'imposent dans le choix de l'emplacement d'un ouvrage. Les propriétés des sols in-situ sont parfois incompatibles et ne répondent pas aux exigences du projet. Cette problématique, nous mène à chercher une solution pour surmonter les difficultés de la construction sur des sols de qualité médiocre. Elle consiste soit à améliorer le sol, soit à installer des fondations profondes. Les techniques de base telles que les diverses méthodes d'amélioration du sol sont généralement plus rentables que les fondations profondes.

Dans le cadre de ce projet, qui consiste en la construction d'une usine de trituration de soja pour le compte de Nutris dans la zone du port de DjenDjen wilaya de Jijel, nous étudions le renforcement du sol par des colonnes ballastées ; ces dernières connaissent un développement considérable ces dernières années.

Plusieurs études et techniques ont été proposées à travers le monde selon les cas, nous suivons les recommandations du CFMS pour le pré-dimensionnement et le dimensionnement de ces colonnes. D'autres études préalables seront effectuées aussi en se basant sur différents essais in-situ, pour pouvoir justifier le choix et le procédé du renforcement.

Ce mémoire est organisé en 5 chapitres :

- Chapitre 1 : présente une synthèse bibliographique sur les différentes techniques de renforcement de base.
- Chapitre 2 : s'intéresse à l'état actuel des connaissances sur la technique des colonnes ballastées où les différentes techniques proposées sont présentées ainsi que le fonctionnement général des colonnes ballastées.
- Chapitre 3 : Ce chapitre est consacré aux différents essais in-situ qui sont indispensables pour récolter les données nécessaires qui vont permettre le dimensionnement des colonnes.
- Chapitre 4 : présente le projet et les conditions géotechniques dans lesquelles il se trouve ainsi qu'une étude analytique menée pour le dimensionnement.
- Chapitre 5 : Une étude numérique complémentaire par les éléments finis est effectuée par le code de calcul Plaxis 2D en suivant différentes approches numériques, afin de pouvoir juger les résultats obtenus analytiquement.

Le travail se termine par une conclusion.

Chapitre 1 : Renforcement du sol

1.1 Introduction

Le renforcement du sol ; dans son sens le plus large, vise à améliorer les caractéristiques mécaniques et géotechniques d'un terrain pour le rendre plus adapté à un ouvrage projeté. Cette amélioration est menée en tenant compte de plusieurs considérations parmi lesquelles : l'augmentation de la densité et la résistance au cisaillement, l'augmentation de la compacité, la réduction de la perméabilité, le contrôle de l'écoulement des eaux souterraines, l'accélération de la consolidation, ou l'amélioration de l'homogénéité globale du sol.

Les techniques d'amélioration des sols continuent à faire des progrès considérables, tant sur le plan quantitatif que qualitatif, grâce non seulement aux développements technologiques mais aussi à une prise de conscience croissante des avantages environnementaux et économiques. Ces techniques peuvent être classées dans 3 catégories principales selon leur principe de fonctionnement :

Les techniques qui se basent sur le compactage de sol sans apport de matériaux. Elles conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol comme :

Le Compactage dynamique et le vibrocompactage.

Les techniques classiques utilisées depuis des décennies comme : *le préchargement et les drains verticaux.*

Les techniques de renforcement de sol par incorporation d'un nouveau matériau de bonne résistance et dont les caractéristiques sont connues comme : *Le Jet grouting, les inclusions souples et rigides...*

Dans ce chapitre on expose brièvement le fonctionnement de chacune de ces techniques, leurs domaines d'applications, ainsi que leurs limites. Les colonnes ballastées (inclusions souples) seront détaillées dans le 2eme chapitre puisque elles font l'objet de ce mémoire

1.2 Compactage sans apport de matériaux

1.2.1 Compactage dynamique

Le concept de cette technique est d'améliorer les propriétés mécaniques d'un sol granulaire initialement lâche et compressible en lui transmettant en surface des impacts de forte énergie. Ces impacts génèrent des ondes de vibrations qui se propagent dans le volume de sol, ainsi qu'à la surface de celui-ci. L'énergie d'impact est délivrée par la chute d'une lourde masse lâchée depuis une hauteur importante (10 à 25m).(figure 1.1)

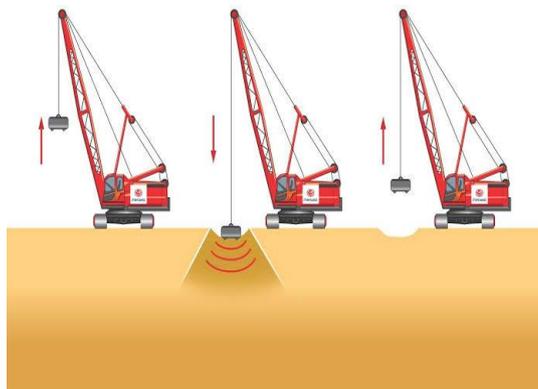


Figure 1.1 : Principe du compactage dynamique.[Menard]

La granulométrie du sol à traiter influence directement l'efficacité du compactage dynamique. Lorsque le sol a un comportement granulaire et que la teneur en fines est inférieur à 20%, il peut être très efficacement traité avec une énergie raisonnable.

Concernant la profondeur efficace de traitement, il n'y a pas une formule théorique permettant de calculer directement la profondeur d'influence. La première relation empirique a été celle proposée par **Ménard** dans laquelle la profondeur de traitement était égale à : $D = \sqrt{WH}$ (W : masse, H : hauteur de chute)[Briançon. L 2018]

- **Avantages et limites de la technique**

Le compactage dynamique est l'une des méthodes les plus économiques, la gamme des sols compactables est vaste et la méthode est beaucoup plus sensible à la teneur en fines que le vibrocompactage. Par contre, les principales limitations du compactage dynamique tiennent d'une part, à la profondeur de traitement et d'autre part à l'utilisation d'équipements lourds dont la mobilisation sur un chantier peut être onéreuse.

1.2.2 Vibrocompactage

La vibroflottation, (parfois appelée vibrocompaction), s'applique essentiellement aux sols granulaires non cohérents, tels que sables et graviers.

De même pour le compactage dynamique, le vibrocompactage est une méthode de densification en masse; son procédé vise à augmenter la densité du sol granulaire auquel il est appliqué. Plus précisément, l'indice des vides est réduit par réarrangement des grains entre eux grâce au cisaillement généré et à la liquéfaction localisée créée par les vibrations transmises au sol par le vibreur. (Figures 1.2 et 1.3)

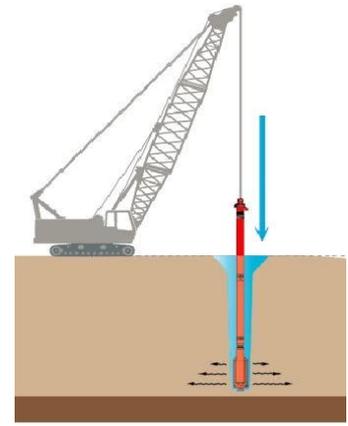


Figure 1.2: Fonctionnement du vibreur.[Menard]

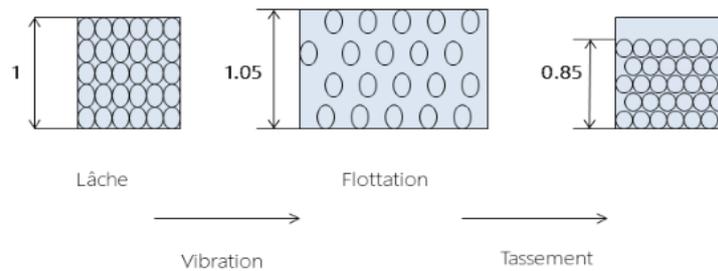


Figure 1.3: Principe du vibrocompactage.

Le traitement s'effectue selon un maillage régulier; chaque point de traitement couvre une surface pouvant varier de 5 à 25 m² selon la nature des terrains, l'intensité du compactage nécessaire et le type de vibreur utilisé.

- **Avantages et limites de la technique**

La méthode de vibrocompactage permet de traiter très efficacement les sols sableux lâches lorsque ceux-ci sont propres et comportent moins de 10 à 12% de fines ; les vibrations générées par le vibrocompactage étant moins fortes que celles générées par le compactage dynamique.

En ce qui concerne les limites, la principale limitation de la méthode est la teneur en fines du sol à traiter. A plus de 10 à 12%, la méthode perd de son efficacité et nécessite rapidement une réduction de maillage économiquement prohibitive. Par ailleurs, dans le cas des sols très grossiers, il ne faut pas oublier que cette méthode nécessite la pénétration d'un outil dans le sol ce qui peut induire des risques de refus et donc d'impossibilité de traitement en profondeur.

1.3 Techniques classiques de renforcement des sols

1.3.1 Préchargement

Cette technique s'applique à des ouvrages étendus ou linéaires. Elle consiste à mettre en place un remblai d'une hauteur totale H_t (Figure 1.4) :

- pour la fraction H_{pro} , on applique une charge égale à celle du projet.

- pour la fraction H_{comp} , la compensation du tassement final.
- pour la fraction excédentaire éventuelle H_{exc} un moyen d'accélérer la consolidation primaire d'anticiper une partie de fluage.

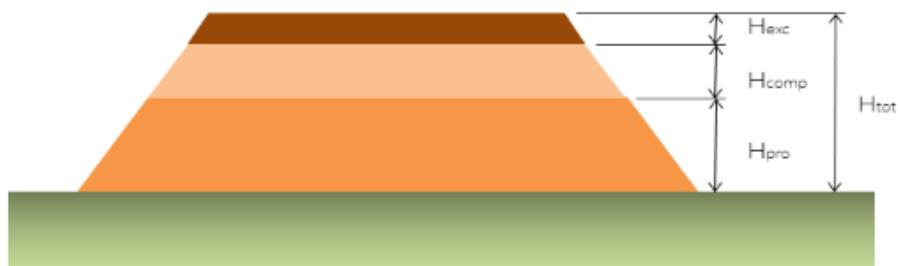


Figure 1.4 : Hauteurs des surcharges d'un remblai de préchargement.

Elle vise à obtenir, en préalable, à la construction finale, les déplacements attendus sous cet ouvrage : Les déplacements verticaux (tassements) et les déplacements horizontaux. Ce procédé va permettre l'excavation de l'eau interstitielle du terrain. Sur des sols très peu perméables, on peut associer le préchargement à un réseau de drains verticaux afin de faciliter l'excavation de l'eau.(Figure 1.5)

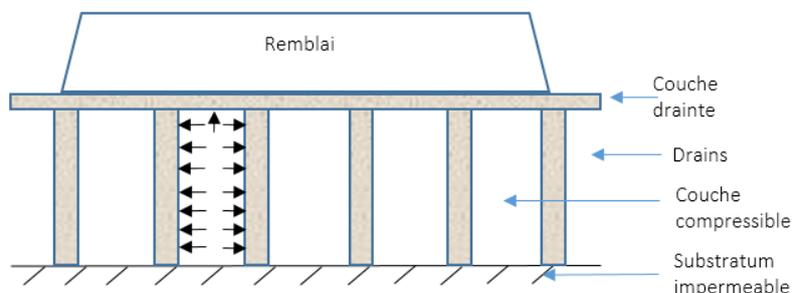


Figure 1.5 : Réseau de drains associés au procédé de préchargement.

➤ Avantages et limites de la technique

Cette méthode est économique puisqu'elle ne nécessite ni exécution d'inclusions ni injections du sol.

Les limites concernent : La durée du préchargement et la nécessité le plus souvent d'une construction par étapes espacées d'un temps significatif.

La disponibilité à de faibles distances du projet des matériaux de remblai pour que leur mise en œuvre comme leur enlèvement restent économique.

La complexité des phénomènes de consolidation et de fluage dans les couches de sol hétérogène entraîne une certaine incertitude entre les prévisions de calcul et les déplacements et les mesures sur site.

1.3.2 Consolidation atmosphérique

La consolidation atmosphérique est une variante du préchargement dans laquelle la mise en pression du sol est assurée par confinement et une mise sous vide du terrain. Ce procédé s'applique aux sols très compressibles saturés de faible perméabilité.

La technique consiste à mettre en place un réseau de drains et de pompage sous vide vertical et horizontal dans le sol. Le système recouvert d'une membrane étanche, est entouré de tranchées de confinement périphériques dans lesquelles est ancrée la membrane. Un système de pompage est installé de manière à créer une dépression sous cette membrane étanche (**Figure 1.6**). Ce préchargement par pression atmosphérique crée une consolidation isotrope du sol compressible, d'une manière accélérée ce qui réduit la nécessité de mettre en place des remblais de préchargement.

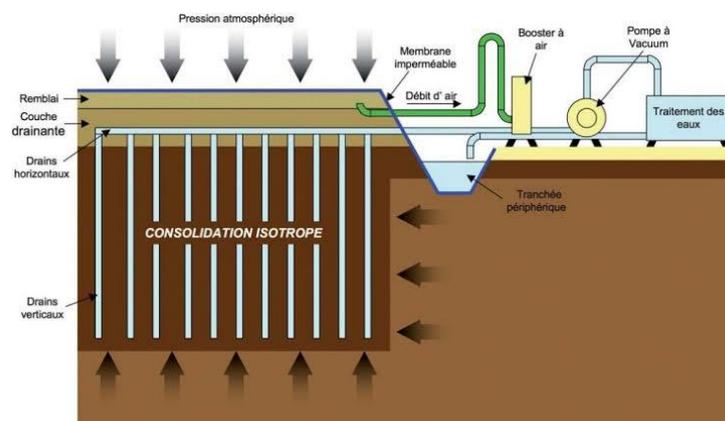


Figure 1.6 : Principes de mise en œuvre de la consolidation atmosphérique.[Briançon]

➤ Avantages et limites de la technique

Les principaux avantages de cette technique se traduisent par : un temps de consolidation plus court que le cas des drains et surcharges de terrain, une limitation de risque d'instabilité lors de la mise en place des remblais de préchargement car elle n'engendre aucun risque de rupture.

Par contre, cette méthode a des inconvénients. Il est nécessaire que le volume de sol mou à consolider soit constitué de sols argileux ou vaseux sans couches intercalées de matériaux granulaires perméables. Ces derniers possédant une perméabilité plus forte qui génère des flux hydrauliques très importants et il pourrait s'avérer impossible d'obtenir une dépression satisfaisante.

1.4 Techniques de renforcement par incorporation d'un nouveau matériau

1.4.1 Les plots ballastés

Le renforcement du sol par des Plots Ballastés Pilonnés (appelé également *Substitution dynamique*) consiste à créer des colonnes de matériaux granulaires compactés dans le sol par pilonnage à l'aide d'une masse de 10 à 20 tonnes environ, en quasi chute libre de

10 à 30 mètres de hauteur. L'énergie de compactage permet aussi d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols sous-jacents.

➤ Mise en œuvre et application :

Les Plots Ballastés sont mis en œuvre suivant le processus schématisé dans la figure 1.9, en alternant des phases de pilonnage et de comblement des empreintes. On utilise pour cela des masses de pilonnage poinçonnées, de façon à obtenir une pénétration suffisante au travers des couches molles sous-jacentes. Dans certains cas, où les couches supérieures sont dures, ou bien pour augmenter la profondeur, on fait une pré-excavation à la pelle mécanique avant de la remblayer éventuellement par des matériaux granulaires.

[Document Ménard]

Cette technique nous permet de:

- Assurer la stabilité et réduire les tassements des remblais routiers ou ferroviaires.
- Réaliser des fondations de bâtiments industriels et commerciaux...

➤ Les Avantages et les inconvénients :

- Les plots peuvent supporter des charges élevées (environ 150 tonnes par plot ballasté) Le caractère drainant des granulats permet d'accélérer la consolidation.
- A la différence des Colonnes Ballastées, les Plots Ballastés peuvent être utilisés dans les sols tourbeux ou à forte teneur en matière organique du fait de leur faible élancement.

Cette méthode présente aussi des inconvénients qui peuvent limiter son utilisation. Parmi lesquels on peut citer :

- Les vibrations induites par l'énergie de compactage peuvent endommager les structures environnantes. Par conséquent, cette méthode n'est pas recommandée dans les milieux urbains.
- Pour des raisons de rentabilités, cette méthode n'est pas économique pour les petits projets : le coût de mobilisation des équipements de compactage est élevé

1.4.2 Deep Soil Mixing (DSM)

Deep soil mixing ou bien **Deep Cement mixing** est une autre méthode de renforcement du sol qui ne cesse d'évoluer. Elle a été initiée au Japon il y a environ cinq décennies et depuis elle s'est répandue dans le monde, notamment dans les pays scandinaves et aux Etats Unis pour les avantages qu'elle offre sur le plan technique et économique tout en étant respectueuse envers l'environnement.

Cette technique consiste à mélanger des éléments du sol avec des matériaux cimentaires (Ciment, chaux, cendres volantes, le gypse, etc.) afin de créer des éléments composites rigides. Elle permet d'augmenter les propriétés mécaniques et physiques du sol. En effet, le mélange du sol résultant en général a une plus grande résistance, une plus faible perméabilité et une compressibilité plus faible que le sol original. Il existe deux méthodes pour introduire le liant, selon le type du sol à renforcer [Grzyb.A 2014]

1-*Méthode humide* : Elle est plus appropriée dans les argiles tendres, les limons et les sables à grain fin à faible teneur en eau et dans les conditions de sol stratifié, y compris les couches de sol tendres et rigides ou denses intercalées.

2-*Méthode sèche* : Elle est plus adaptée aux sols mous à très forte teneur en eau, et donc appropriée au mélange avec des liants secs.

1.4.2.1 Mode d'exécution

Quel que soit le type de méthode, l'installation de l'élément DSM comprend cinq étapes (Figure 1.7).

1/ L'arbre équipé est positionné au-dessus de l'endroit prévu.

2/ L'outil rotatif est inséré dans le sol et continue à se mélanger jusqu'à la profondeur prévue.

3/ L'agent cimentaire est introduit, par la vis sans fin ou le long de l'arbre, qui est en rotation constante. Toutefois, dans certaines techniques, la boue peut être injectée aussi pendant la pénétration. Cela dépend généralement de conditions du sol.

4/ La dernière étape est une phase de retrait, au cours de laquelle l'injection et la rotation sont poursuivies jusqu'à ce que la surface du sol ou la profondeur prévue soit atteinte.

[Document Keller]

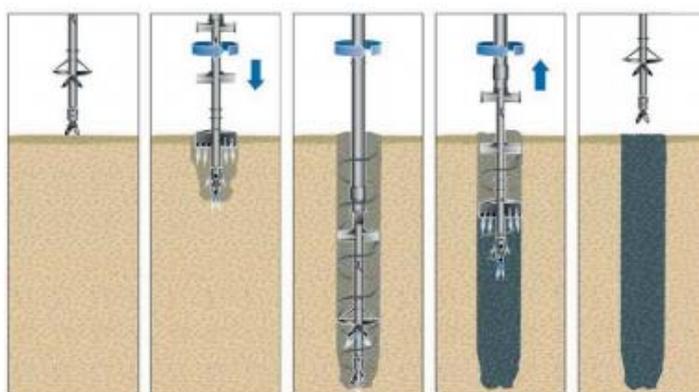


Figure 1.7 : La procédure du soilMixing (LIEBHERR, 2012).

1.4.2.2 Application

La technique de DSM est essentiellement utilisée pour augmenter la résistance, contrôler les déformations et diminuer la perméabilité des sols meubles et compressibles, ce qui permet de :

- Augmenter la capacité portante;
- Réduire les tassements;
- Prévoir des glissements;
- Empêcher la déformation par cisaillement (Liquéfaction);
- Protéger les structures entourant les sites d'excavations;

Porbaha et al (Porbaha, et al. 2005) ont classé l'application de la DSM en six applications principales :

- Les barrières hydrauliques;

- Les murs de soutènement;
- Le système de support pour les fondations;
- Le système de soutien pour les excavations;
- L'atténuation de l'effet du séisme (liquéfaction) ;
- Pour de fins environnementales (système de remédiation).

L'avantage principal de cette méthode est qu'elle est utilisée pratiquement pour n'importe quel type de sol y compris les roches tendres. La stabilisation des sols et des boues organiques est également possible, mais elle est plus difficile car elle nécessite des liants et des procédures d'exécution soigneusement adaptés.

1.4.3 Le Jet Grouting

Le « jet grouting » est un procédé d'amélioration du sol qui consiste au traitement dans la masse par injection sous haute pression d'un jet de coulis à base de ciment, réalisant in situ un mélange sol-ciment. Il ne s'agit pas exactement d'une technique d'injection, mais plutôt d'un procédé de mélange hydrodynamique terrain-coulis.

Le jet grouting fait appel, séparément ou en combinaison à 3 phénomènes physiques (Figure 1.8) :

- Destruction du terrain par un jet à haute énergie cinétique sous des pressions supérieures à 20 MPa.
- Extraction d'une partie de terrain jusqu'à la surface par les fluides de jetting.
- Incorporation au terrain déstructuré d'un liant apporté par le coulis pour former des colonnes.

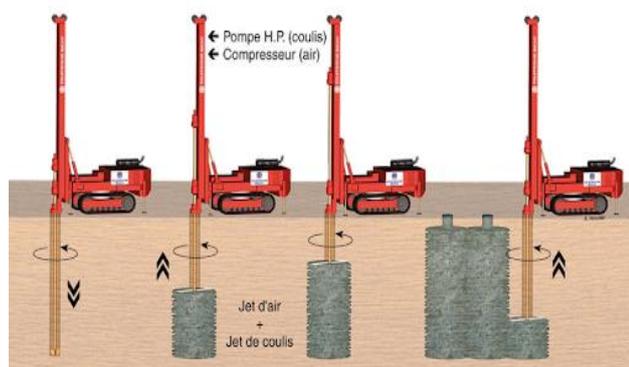


Figure 1.8 : Différentes étapes de réalisation d'une colonne de jet Grouting.

En fonction des conditions de sol, de la géométrie et des caractéristiques mécaniques attendues pour la colonne, le jet grouting peut être réalisé de trois manières différentes(Figure 1.9)

- Le système mono-jet : c'est la technique la plus élémentaire. Le coulis est injecté à une énergie suffisamment élevée pour déstructurer le sol, faire remonter une partie du sol désagrégé à la surface et mélanger le sol avec le coulis de ciment.
- Le système double jet : ce processus fonctionne avec un jet de ciment projeté à une vitesse allant jusqu'à 200m/s. Afin d'augmenter l'efficacité de l'érosion et la portée du jet de coulis, on utilise de l'air comprimé au moyen d'une buse d'injection de forme de foreuse.
- Le système triple jet : le processus triple érode le sol grâce à un jet d'eau avec air comprimé. Le coulis est injecté simultanément via une buse supplémentaire. Il existe une variante de ce processus qui fonctionne sans prise d'air pour le jet d'eau. [Document Keller]

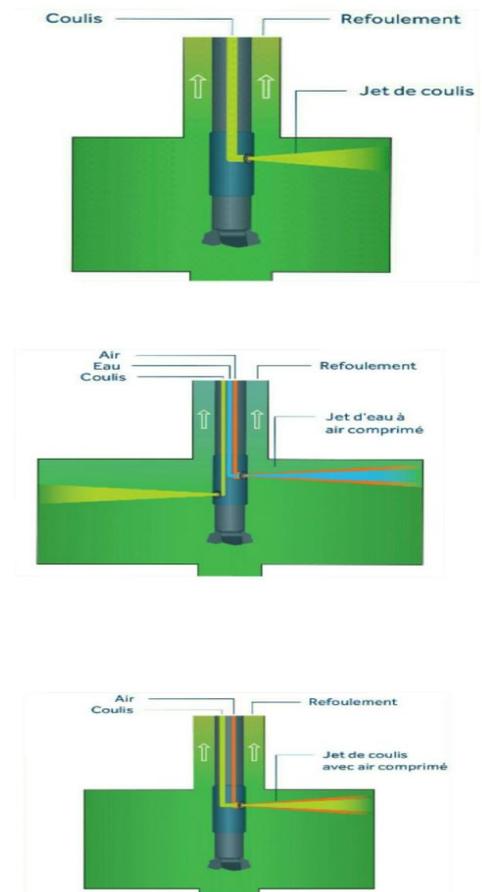


Figure 1.9 : Différents systèmes de Jet Grouting.[Keller]

➤ Avantages et limites de la technique

Le principal avantage de cette méthode est qu'elle est applicable pour tout type de sol. Elle permet également d'améliorer une couche molle ou lâche sous une couche de bonne qualité sans la déstructurer grâce au petit diamètre des trains de tiges.

Les limites sont la gestion des rejets qui différencie cette technique des autres méthodes et l'installation lourde des machines (silos pour préparer le coulis). Ces deux points rendent cette technique plus onéreuse que les autres.

1.4.4 Les Géosynthétiques

Ce sont des produits à base de polymères synthétiques, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisés en contact avec le sol. Ce matériau offre des solutions techniquement et économiquement intéressantes. Elle permet, dans plusieurs cas, l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une construction alternative. Par conséquent, cette méthode est très répandue dans les domaines du génie civil et de la géotechnique notamment.

1.4.4.1 Types des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont constitués principalement de fibres synthétiques pour des raisons de coût et de résistance aux actions chimiques et biologique des sols. Ces fibres sont obtenues Par filage puis étirage de structures macromoléculaires appelées aussi polymères. On en trouve plusieurs types pour différentes fonctions tels que :

1- Les géotextiles:Sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

2-Les géogrilles: Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement. Les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol. La grandeur des mailles doit être suffisante pour permette la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ses constituants dans la géogrille.

3-Les géocomposites: résultant quand deux matériaux ou plus sont combinés dans le processus de fabrication des géosynthétiques. Il n'y a presque aucune limite à la variété de géocomposites. Ils peuvent être utilisés, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

4-Les géomembranes: sont des géosynthétiques de faible perméabilité, manufacturés sous forme de feuilles. Elles peuvent être synthétiques, bitumineuses ou composées de bentonite. Elles utilisées en géotechnique ou dans des applications d'ingénierie de l'environnement, hydraulique ou du transport.[Djennah.R 2016]

1.4.4.2 Le rôle de renforcement

Dans l'application de renforcement la plus commune, les géosynthétiques particulièrement les géotextiles tissés et géogrilles sont placés au-dessous ou entre des couches de sol. Le géosynthétique agit avec le sol par les forces d'adhérence. L'élément de renforcement doit absorber les forces de tension ou de cisaillement produits en tenant compte des déformations acceptables dans le long terme pour empêcher le mouvement excessif de la structure renforcée, de ce fait jouer le rôle d'armature dans un massif de sol.

L'insertion de géotextile de renforcement ou de géogrille s'avère donc, selon le cas, une solution idéale pour accroître la capacité portante des matériaux naturels en place. L'introduction d'un géosynthétique au module d'élasticité élevé permet par exemple de renforcer un sol faible en tension mais fort en compression, en répartissant les charges sur une plus grande surface.

Les trois principales applications du renforcement des sols à l'aide de géosynthétiques sont [Holtz. RD 2001] :

- (1) le renforcement de la base des remblais construits sur des fondations très molles.
- (2) l'augmentation de la stabilité et de la raideur des pentes.
- (3) la réduction des pressions du sol derrière les murs de soutènement et les culées.

D'autres applications de renforcement et de stabilisation dans lesquelles les géosynthétiques sont également révélées très efficaces, notamment les routes et les voies ferrées, la stabilisation de grandes surfaces et le renforcement naturel des pentes.

➤ Avantages et inconvénients :

1. Avantages :

- résistance à l'endommagement.
- Excellente perméabilité (colmatage impossible).

2. Inconvénients :

- -Peu de souplesse en flexion.
- -Recouvrement important conseillé.
- -les géosynthétiques ne supportent pas et sont dégradés par les rayons UV (Ultra-Violet).

1.5 Méthodes Biologiques

L'amélioration du sol par voie biologique est une technologie assez récente dans le domaine géotechnique qui ne considère plus le sol comme un matériau inerte mais comme un écosystème vivant. Cette méthode est notamment proposée comme une technique d'anti-liquéfaction et d'amélioration des caractéristiques du sol en place.

Deux stratégies essentielles ont été développées pour mener cette technique.

- La bio-augmentation : Elle permet d'augmenter les bactéries dans le sol par l'apport des bactéries externes.
- La bio-stimulation : Elle consiste à stimuler les bactéries déjà présentes dans le sol en provoquant leur croissance in-situ.

Il existe plusieurs procédés, parmi lesquels on trouve la Biocalcification qui est la méthode la plus développée pour le renforcement.

Biocalcification : certaines bactéries présentes dans le milieu naturel sont connues pour précipiter différents minéraux essentiellement constitués de carbonate de calcium. La Biocalcification consiste à exploiter ce phénomène pour précipiter sur des grains de sol et constituer ainsi des ponts entre eux ce qui crée une certaine cohésion entre les grains améliorant ainsi la résistance au cisaillement. Le principe de cette méthode est illustré dans la figure ci-dessous (Figure 1.10)

Le principe se base sur la précipitation du carbonate de calcium sous forme de calcite induite par voie enzymatique [Briançon. L2018] :

- Dans un premier temps, l'enzyme de la bactérie (uréase) va hydrolyser l'urée en ions ammonium NH_4^+ et en carbonate CO_3^{2-} .
- Les ions carbonate vont réagir ensuite avec les ions calcium apportés par le chlorure de calcium pour former le carbonate de calcium et sous-produit le chlorure d'ammonium.

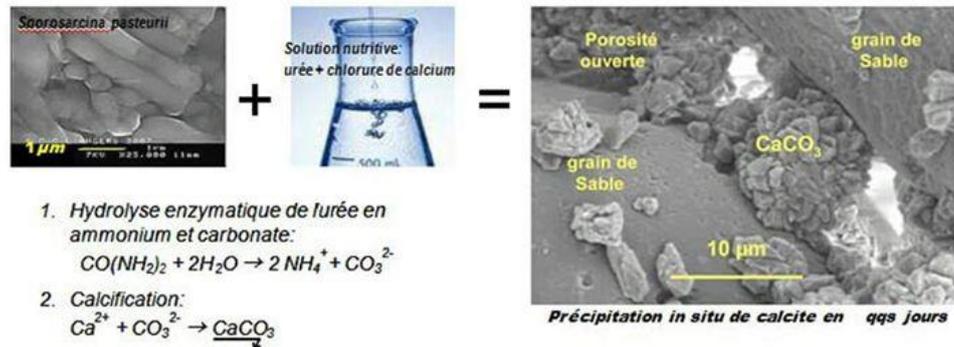


Figure 1.10 : La procédure de Biocalcification.

1.5.1.1 Domaine d'application

Le procédé peut être mis en œuvre dans des terrains granulaires, y compris des sables limoneux sous nappe ou hors nappe. Les applications principales sont :

- Le traitement anti-liquéfaction : en améliorant la résistance en cisaillement.
- Les traitements contre l'érosion interne : des dunes, digues, levées. L'érosion interne (suffusion) est produite par le transport des particules fines dans des particules plus grossières, à l'interface de deux couches ou à l'interface du sol et d'une structure. Cette érosion peut évoluer en érosion régressive et conduire à l'effondrement ; la biocalcification empêche cette érosion.
- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols en général.

➤ Avantages et limites

- Ce procédé permet d'améliorer le sol dans une large gamme de granulométrie.
- La mise en œuvre de la méthode ne nécessite qu'un nombre réduit de points d'injection : Les bactéries et les solutions calcifiants peuvent imprégner le terrain sur de longues distances.
- C'est un procédé respectueux de l'environnement : il présente un bilan de carbone favorable comparé aux autres méthodes.

Néanmoins, le coût de cette technique reste élevé pour certaines applications étant donné que c'est un procédé en phase de recherche et développement.

1.6 Les Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont des inclusions souples granulaires. La technique consiste à introduire dans le sol, par refoulement, des matériaux granulaires sans cohésions (pierres concassées) qui sont compactés par passes successives en remontant.

Cette technique de renforcement vise à augmenter les caractéristiques mécaniques globales du sol en place. Cette méthode sera plus détaillée dans le chapitre suivant.

1.7 Conclusion

Le choix d'une méthode d'amélioration du sol est très important car elle influence le type de fondation choisi. Opter pour une solution adaptée, efficace et économique, nécessite une bonne connaissance du sol et une étude comparative entre les différentes techniques.

Le premier critère à prendre en compte est le type de sol de notre terrain. D'après (Dhouib et al 2004) voici un schéma des domaines d'application des différentes techniques d'amélioration du sol (Figure 1.11)

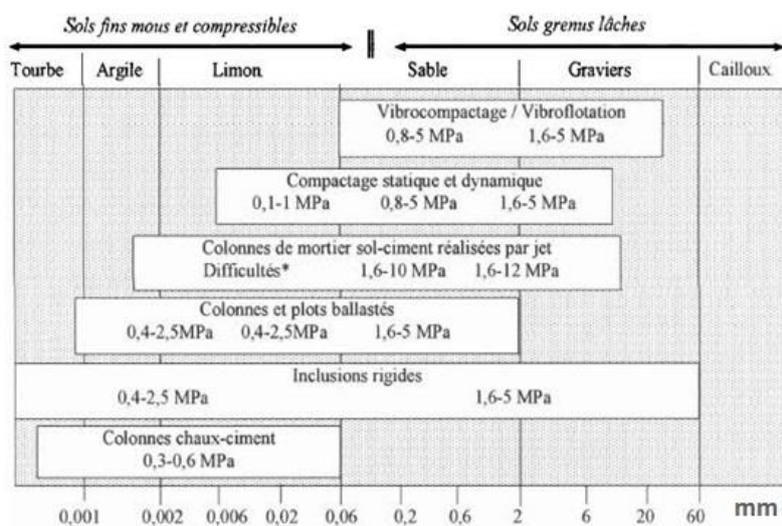


Figure 1.11 : Domaines d'application des différentes techniques. [Dhouib.A2004]

Le tableau ci-dessous présente une comparaison entre les différentes techniques de renforcement du sol.

Tableau 1.1 : Comparaison entre les différentes méthodes.

Technique d'amélioration	Critères
Compactage dynamique	Sol granulaire lâche /Peu couteuse / Durée moyenne / Elle engendre des phénomènes de vibration nuisibles / Profondeur de traitement faible.
Vibrocompactage	Sol granulaire / Vibrations moins fortes que celles du compactage dynamique / Profondeurs moyennes.
Les plots ballastés	Sol argileux, limoneux / Rapide / Vibrations importantes / Elle respecte l'environnement (inclusion sans liants)
Préchargement	Sol limoneux ou argileux / Lente / Respecte l'environnement.
Consolidation atmosphérique	Sol très compressible saturé / Durée moyenne mais plus rapide que le préchargement / Couteuse.
Deep soil mixing	Pratiquement tout type de sol / Rapide / Couteuse / Grandes profondeurs / Taux de vibration faible
le jet grouting	Pratiquement tout type de sol / Rapide / Couteuse / Grandes profondeurs / Taux de vibration faible
Les géosynthétiques	Sol mous et remblais / Rapide / Couteuse.
Les méthodes biologiques	Différents types de sol / Couteuse / Respecte l'environnement
Les colonnes ballastées	Sol sableux, limoneux, argileux / Rapide / Couteuse / Respecte l'environnement.

Chapitre 2 : Les colonnes ballastées

2.1 Introduction

L'amélioration des sols au moyen des colonnes ballastées, est issue du procédé de densification des sols grenus par vibrocompactage (la première machine de vibration a été conçue par *Johann Keller* en *1933*).

Ce procédé était principalement mis au point et développé en Allemagne par *Keller* en *1936*. Cependant, c'est en *1970* environ, que cette méthode a connu, avec le développement de la technologie, un essor significatif concernant la conception de nouveaux vibreurs et ateliers d'exécution.

2.2 Présentation de la technique

Dhouib et *Blondeau* (2005) définissent la méthode de colonnes ballastées comme étant une incorporation d'un matériau granulaire constitué de ballast (dont les caractéristiques sont normalisées) afin d'obtenir un milieu « composite » ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité.

Cette technique conjugue les actions suivantes :

- Une augmentation de la capacité portante du sol traité et une amélioration globale de ses caractéristiques mécaniques.
- Une réduction des tassements sous les charges appliquées.
- Une augmentation de la vitesse de consolidation, en créant des drains.
- Une réduction des risques de liquéfaction dans les zones sismiques.
- Une amélioration de la stabilité générale des remblais.

2.3 Techniques de mise en œuvre

Il existe plusieurs procédés pour réaliser une colonne ballastée, le choix de la technique utilisée dépend de plusieurs paramètres, tel que : les moyens disponibles pour l'entreprise (type de vibreur...) et la nature du sol.

2.3.1 Colonnes pilonnées

Ce procédé consiste à faire pénétrer dans le sol un tube métallique (par battage ou fonçage) et puis confectionner un bouchon en gravier et le compacter en utilisant un pilon avec un battage de tube jusqu'à la profondeur souhaitée, ensuite on continue à réaliser la colonne progressivement (**Figure 2.1**).

Cette technique engendre des vibrations plus ou moins importantes donc elle n'est pas utilisée dans le cas des argiles sensibles.

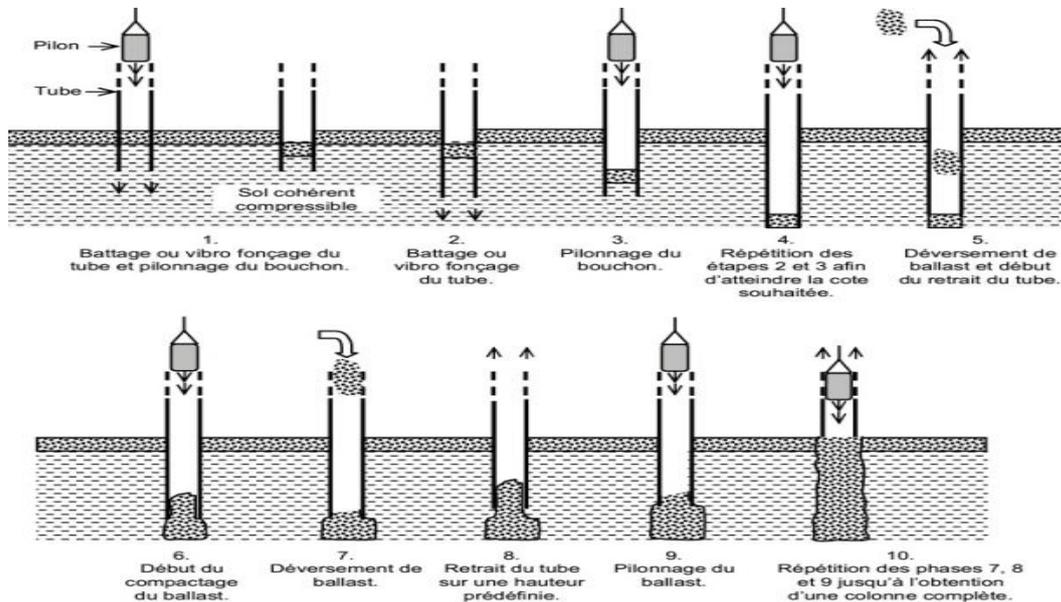


Figure 2.1 : Réalisation d'une colonne pilonnée. [S.CORNEILLE]

2.3.2 Colonnes ballastées vibrées

Les colonnes ballastées peuvent être réalisées par des vibreurs pendulaires suspendus à une grue, ce procédé est utilisé dans le cas des sols cohérents, il s'agit d'une incorporation d'un matériau granulaire non cohérent avec un compactage en utilisant un vibreur par passes successives remontantes. On distingue plusieurs procédés selon le fluide de lançage ou le mode d'alimentation :

- Par voie sèche (air).
- Par voie humide (eau).
- Par vibreur à sas (humide ou sèche).

2.3.2.1 Par voie sèche (alimentation par le haut)

On utilise des jets d'eau pour faire introduire le vibreur dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur souhaitée, ensuite on remonte le vibreur et on fait descendre le ballast, l'alimentation se fait par le haut (*Top Feed*), puis on compacte le ballast par passes successives en utilisant le vibreur. (Figure 2.2)

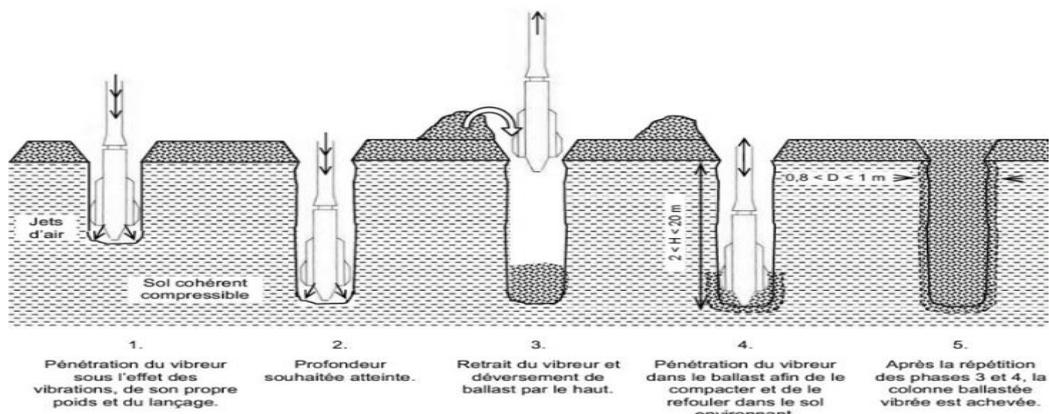


Figure 2.2 : Réalisation d'une colonne par voie sèche (*Top feed*). [S.CORNEILLE].

2.3.2.2 Par voie humide (alimentation par le haut)

Il est basé sur la même procédure que le premier mais on utilise l'eau comme fluide de lanage. L'eau est utilisée lorsque le sol est pulvérulent et avec une nappe haute ou si le sol est cohérent mais que l'auto-stabilité de la paroi de l'orifice n'est pas assurée. L'utilisation de l'eau engendre une remontée de la boue et une possibilité de mélange entre le sol et le ballast (Figure 2.3) [Corneille.S 2007].

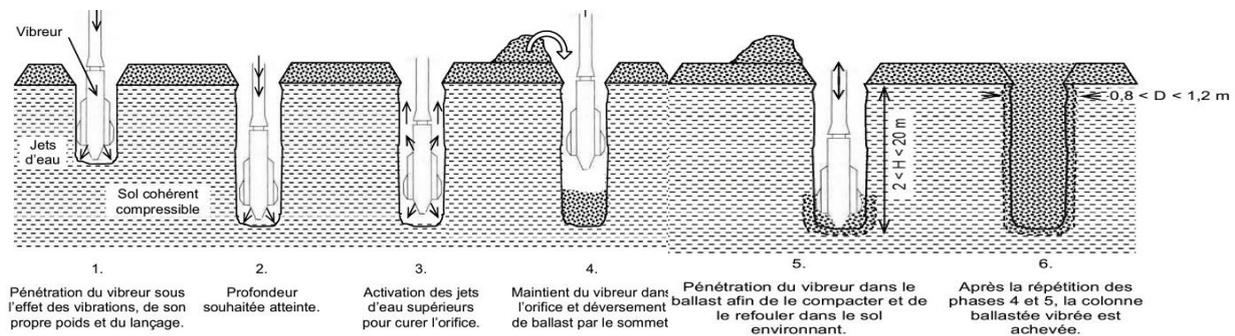


Figure 2.3 : Réalisation d'une colonne par voie humide (Topfeed).[S.CORNEILLE]

L'alimentation par le haut a certains inconvénients ; il faut s'assurer que le ballast atteint bien la base, de plus pour des profondeurs supérieures à 12 mètres environ, la capacité de trou de rester ouvert est difficile, par conséquence le « top feed » n'est pas couramment utilise maintenant, les entreprises optent pour la méthode dite « du vibreur  sas ».

2.3.2.3 Par vibreur  sas

La colonne ballastée par vibreur  sas est réalisée par voie sèche ou humide, par l'introduction du matériel à la base du vibreur, tout en maintenant une pression d'air constante sur le ballast lors du compactage de ce dernier. Lors de la phase d'introduction du vibreur dans le sol sous l'action des vibrations, de son propre poids et du fluide de lanage, le sol n'est pas extrait du trou mais uniquement refoule (deplace) latéralement. Cette action de refoulement produit une densification du sol selon sa nature. Cette technique peut ˆtre mise en "œuvre dans des sols cohérents ou pulvérulents. Lorsque le vibreur atteint la profondeur souhaitée, il est légèrement remonte (0,5 m) permettant ainsi au ballast de s'écouler à la base du vibreur. Le ballast est aussi pousse par la pression d'air comprimée du sas. Ce dernier est alors fonce dans le matériel afin de le compacter et de le refouler dans le sol compressible. La répétition successive de ces phases de soulèvement du vibreur et de compactage du ballast par passes de 0,5 m permet de créer une colonne ballastée vibree dont le diamètre est fonction de la résistance du sol et de la puissance du vibreur (Figure 2.4) [Corneille.S 2007].

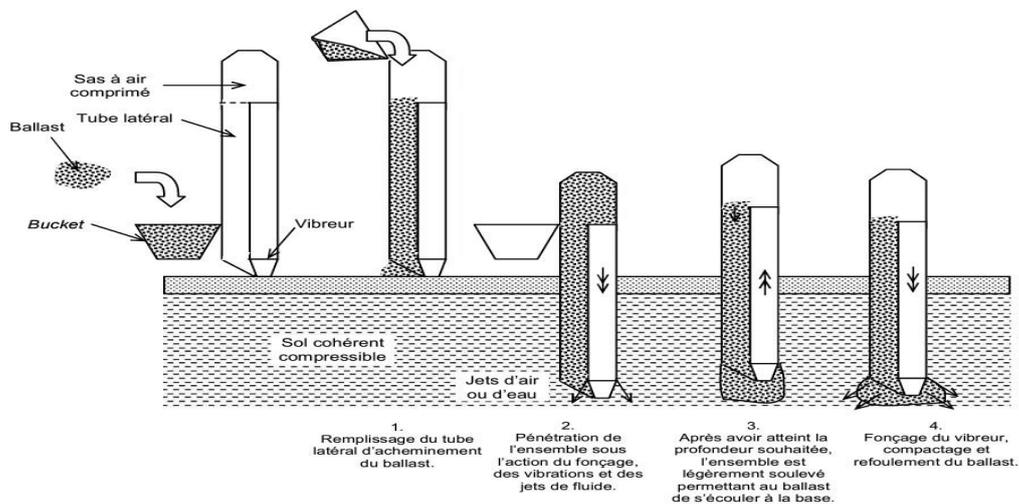


Figure 2.4 : Réalisation d'une colonne par vibreur à sas. [S. CORNEILLE]

2.4 Domaine d'application

Le domaine d'application de cette technique dépend essentiellement du type d'ouvrage à construire et du type de sol à traiter. Il est à noter que les colonnes ballastées ne jouent pas le rôle d'une fondation; ce n'est qu'un procédé de traitement du sol qui permet de passer d'une fondation profonde à une fondation superficielle (souple ou bien rigide).

On peut utiliser les colonnes ballastées pour : de remblais routiers, des bâtiments, des pistes d'aéroport .

Les colonnes ballastées étaient utilisées en premier lieu pour des sols pulvérulents ensuite avec le développement des procédés d'exécution, on a commencé à les utiliser pour d'autres types de sols.

Les sols pulvérulents : généralement les colonnes ballastées sont adaptés pour des sols de faible compactibilité ou non compactable et donc les sols pulvérulents pour lesquelles la vibroflottation ne peut pas être utilisée.

Les sols cohérents : les sols cohérents traités par cette technique sont des limons, des argiles, avec des pourcentages variables de matériau pulvérulent.

Les sols organiques : en raison du comportement évolutif des matériaux organiques, les colonnes ballastées sont proscrites pour ce type de sols.

Les décharges : ces sols sont considérés comme les sols organiques et donc cette méthode n'est pas adaptée.

2.5 Avantages et limites de la technique

Comme toute technique d'amélioration de sol, les colonnes ballastées présentent des avantages et des limites.

Parmi les principaux avantages :

- Une capacité de drainage accélérant la consolidation pour les sols fins.
- L'absence d'un temps de séchage à respecter avant chargement.
- Un coût très inférieur à celui de fondations profondes.

- Un report immédiat d'une fraction de charges sur les colonnes.

Les limites sont :

- Une réduction de tassement limitée.
- Le besoin de disposer de bons matériaux granulaires.
- La longueur de traitement est limitée à 20 m avec les équipements courants.
- La mise en communication avec de nappes superposées éventuelles avec un risque potentiel de pollution [Briançon.L 2018].

2.6 Principe de fonctionnement

➤ Comportement mécanique

- Principe général de fonctionnement sous un chargement statique

Sous l'effet de la charge appliquée, la colonne subit deux modes de déformation : Axiale (phénomène du tassement qui est dû au premier temps à la compaction du matériau) mais puisque le ballast constituant la colonne est dépourvu de toute cohésion, la colonne subit aussi des déformations latérales (Expansion latérale ou Bulging) avec un mécanisme d'interaction sol-colonne. En effet, la rigidité d'une colonne dépend étroitement du sol environnant qui lui confie un confinement latéral résultant de la contrainte initiale dans le sol : Plus un sol sera compétent et moins la colonne va se déformer.

Ces deux modes de déformations vont permettre à la colonne de transmettre une partie de la contrainte au sol. Au premier temps, la contrainte dans le sol est plus élevée, puis au fur et à mesure de la consolidation primaire du sol, ou on a une dissipation de la pression interstitielle par écoulement radial vers les colonnes, ces dernières reprennent une partie plus grande de la charge.

Il est à noter que le pouvoir de confinement est plus important dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées, , il a été remarqué que pour des colonnes disposées en groupes, au fur et à mesure que des colonnes adjacentes sont construites pour former un groupe, les colonnes situées à l'intérieur sont confinées et ainsi rigidifiées par les colonnes environnantes, de sorte que deux colonnes se procurent mutuellement une étreinte latérale leur permettant de subir des déformations moins importantes. [Corneille.S 2007]

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent :

- De la disposition des colonnes, colonne isolée ou en groupe.
- Du mode de chargement, fondation rigide ou souple.
- Du type de colonne (ancrée ou flottante).

Il convient avant d'étudier le comportement mécanique et les mécanismes de fonctionnement et de rupture, d'introduire les paramètres caractéristiques suivants

- Le taux d'incorporation a

Le taux d'incorporation (mise en œuvre par voie sèche) ou bien le coefficient de substitution (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie humide), est le rapport entre l'aire de la colonne et l'aire totale de la zone d'influence (principe de la cellule unitaire).(Figure 2.5)

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (2.1)$$

On a aussi le rapport du surface A_s (area ratio) qui est l'inverse de :

$$A_s = \frac{A}{A_c} \quad (2.2)$$

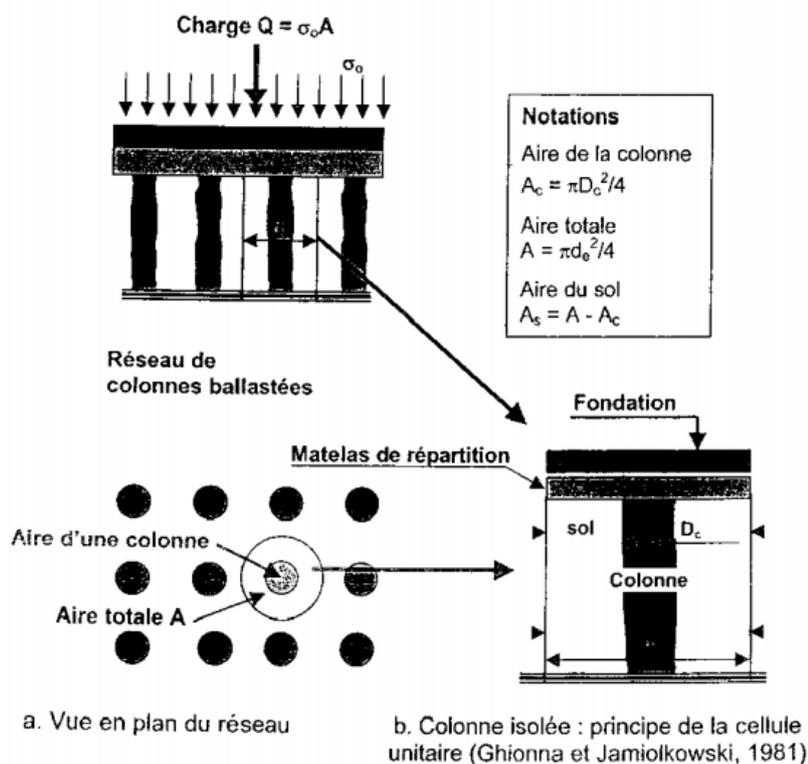


Figure 2.5 : Notations et principe de la cellule unitaire. [Dhouib.A 2005].

- Rapport des concentrations des contraintes verticales n

Les colonnes ballastées ont des caractéristiques mécaniques supérieures à celles du sol, ce qui conduit à une concentration de la contrainte σ_c sur la colonne, et une réduction de la charge appliquée sur le sol (Figure 2.6)

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (2.3)$$

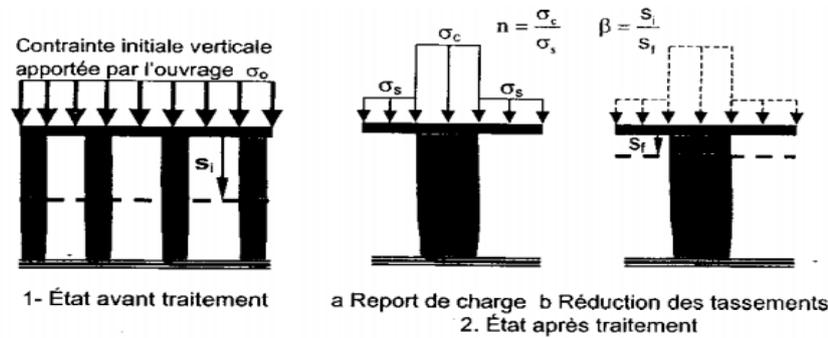


Figure 2.6 : Rapport de concentration de contrainte et facteur de réduction de tassement. [Dhouib.A 2005].

- Facteur de réduction de tassement β

C'est le rapport du tassement initial sans traitement au rapport du tassement final du milieu composite après traitement (Figure 2.6). Ce coefficient est généralement compris entre 1.5 et 4 sous charge répartie [CFMS].

$$\beta = \frac{s_i}{s_f} \quad (2.4)$$

Dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du sol ou les modules de déformation élastique E_s et volumétrique K_s du sol restent constants pendant la déformation, le facteur de réduction peut être écrit sous la forme :

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \quad (2.5)$$

Tel que σ_0 est la charge verticale moyenne appliquée. [Dhouib.A 2005]

- La combinaison de ces équations conduit à l'égalité suivante :

$$\beta = (n - 1) \times a + 1 \quad (2.6)$$

De nombreux auteurs (Baumann et Bauer, 1974, Greenwood, 1975, Priebe, 1976, 1995, Balaam, 1978, Aboshi et al. 1979, Balaam et Booker, 1981, 1985, Greenwood et Kirsch, 1983, Poorooshasb et Meyerhof, 1997, etc.) ont élaboré des abaques pour la détermination de β en fonction du rapport de surface A_s . Cependant, c'est la méthode de Priebe (1995) qui s'est avérée la plus fiable pour les calculs de ce coefficient.

- Mécanisme de rupture d'une colonne isolée

Les mécanismes de rupture d'une colonne isolée dépendent essentiellement des caractéristiques du sol avoisinant, des matériaux constituant la colonne, de leur hauteur et leur mode d'ancrage (posée sur un substratum ou flottante). Datye (1982) a schématisé les 3 modes de rupture d'une colonne ballastée mise en place dans une couche homogène de sol compressible (Figure 2.7).

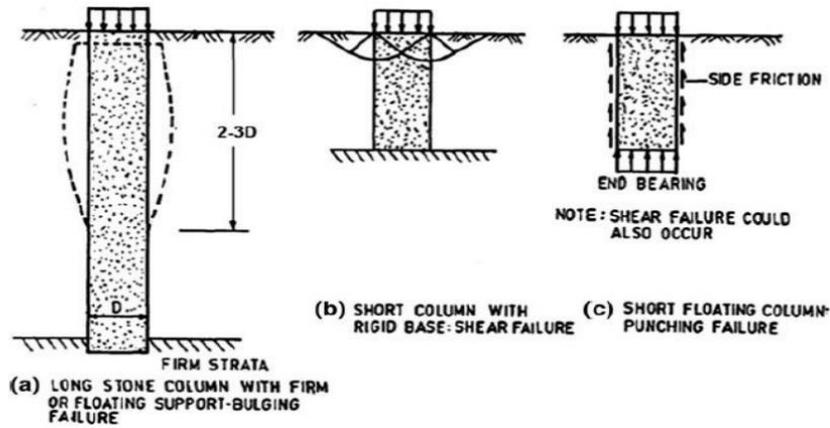


Figure 2.7 : Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée. [Dhouib.A 2005].

- Réseau de colonnes

Les colonnes ballastées sont disposées généralement selon les maillages suivants (Figure 2.8) [Balaam et Poulos 1983] :

- Maillage hexagonal.
- Maillage carré.
- Maillage triangulaire.

On peut constater que le maillage triangulaire donne la zone d'influence la plus optimale.

Le cylindre sol-colonne est appelé cellule unitaire, et constitue la base des calculs axisymétriques de dimensionnement d'un réseau infini de colonnes uniformément chargées (dallage, remblai).

Effet drainant des colonnes

Un réseau de colonnes ballastées peut être considéré comme de drains verticaux pour le calcul du temps de consolidation sous réserve que l'eau puisse être évacuée par un exutoire gravitaire en surface.

- Comportement dans une zone sismique

Le traitement du sol par des colonnes ballastées en zone sismique permet l'augmentation de la résistance au cisaillement. En effet, la colonne ballastée reprend les efforts horizontaux et les moments induits par le séisme en jouant le rôle d'une rotule plastique.

Selon les retours d'expérience, les colonnes ballastées peuvent contribuer aussi à la réduction du potentiel de liquéfaction dans une zone sismique. Elles jouent sur une combinaison des actions :

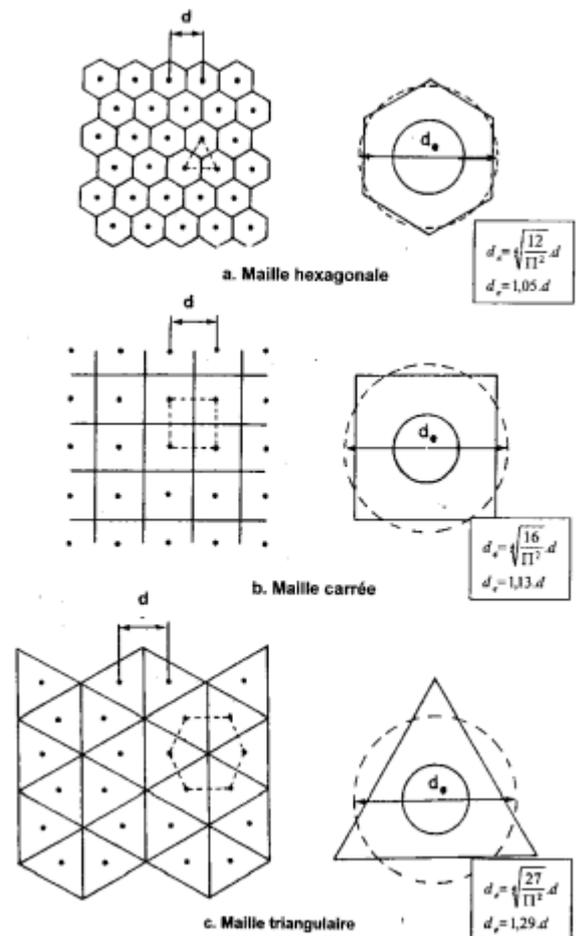


Figure 2.8 : Disposition des colonnes selon le maillage. (Balaam et Poulos 1983).

- Amélioration de la compacité par les modes de mise en œuvre (vibration, incorporation par refoulement) et cela en diminuant le volume des vides du sol ce qui permet d'augmenter sa résistance au cisaillement.
- Le caractère drainant des colonnes (*Seed et Booker 1977*) peut contrôler les augmentations transitoires de pression interstitielles en cas de séisme.

2.7 Méthodes de dimensionnement

Plusieurs critères conditionnent le dimensionnement d'une colonne ballastée ou un réseau infini de colonnes. Parmi ces critères on trouve :

- Caractéristiques du sol à traiter et les procédés de mise en œuvre.
- Type de fondation.
- La justification des calculs selon les objectifs visés par l'amélioration, on en trouve :
 - Augmentation de la capacité portante du sol (charge admissible globale sur le sol, comportement mécanique vis-à-vis de la rupture.)
 - Réduction des tassements en fonction de la tolérance admissible propre à chaque ouvrage.
 - Réduction de risque de liquéfaction.
 - Accélération de la consolidation, un calcul du temps de consolidation doit être établi.

La plus part des méthodes développées, sont basée sur le principe de la cellule unitaire, de section constante, où les déformations radiales sont nulles à la périphérie. Cela nous conduit à exploiter la théorie de l'expansion radiale d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (*Vesic, 1972*).

2.7.1 Une colonne isolée

➤ Justification par rapport à la capacité portante

- *Par mode de rupture*

1) Rupture par expansion latérale :

La colonne peut se rompre par expansion latérale sur une hauteur limitée appelée hauteur critique qui est égale à 3 à 4 fois le diamètre de la colonne (*Datye 1982*) si elle est ancrée ou posée sur le substratum. L'analyse de cette rupture se fait par analogie aux conditions triaxiales ou une éprouvette du matériau granulaire est soumise à la pression axiale appliquée par la fondation et a une contrainte de confinement radiale égale à la résistance latérale qu'exerce le sol. De ce fait, la contrainte de rupture effective qu'on écrit : (*Greenwood, 1970*)

$$q_{re} = \sigma_r \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_c}{2} \right) \quad (2.7)$$

σ_r : Contrainte horizontale effective du sol estimée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressionmètre, pénétromètre, statique, scissomètre). Par exemple dans le cas de pressionmètre, la contrainte radiale est estimée comme suit par

couche de sol : $\sigma_r = p_{le} - u$. Où p_{le} est la pression nette conventionnelle équivalente et u la pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

2) Rupture par cisaillement généralisé :

Selon [CFMS] la rupture par cisaillement généralisé peut être étudiée lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol. C'est un cas peu fréquent que peut subir les colonnes courtes reposant sur des couches compétentes ou la colonne se rompt en surface. Brauns (1980) introduit l'équation de la rupture en considérant une surface axisymétrique d'un volume de matériaux composite « ballast/sol » dans des conditions non drainées et délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle δ avec l'horizontale. (Figure 2.9)

La contrainte verticale limite est donnée par :

$$\sigma_{lim} = \left[\sigma_s + \frac{2 c_u}{\sin(2\delta)} \right] \cdot [1 + \sin(2\delta)] \cdot Kpc \quad (2.8)$$

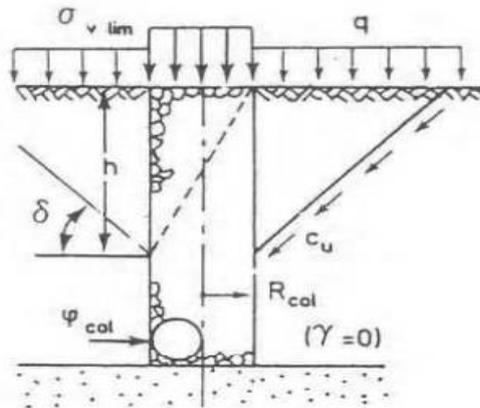


Figure 2.9 : Rupture par cisaillement généralisé [Dhouib.A 2005].

Kpc : Coefdu butte de ballast $Kpc = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_c}{2}\right)$;

c_u : Cohésion non drainée du sol ;

δ : Angle de la génératrice du cône avec l'horizontale.

3) Rupture par poinçonnement :

L'étude d'une colonne flottante est assimilée à l'étude d'un pieu flottant dans un milieu homogène ayant une cohésion non drainée C_u constante. Le poinçonnement se produit lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne (dans le cas où la colonne n'est pas ancrée) ne peut pas équilibrer la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ (Figure 2.10). En appliquant les règles classiques des pieux, l'équilibre conduit à l'équation suivante :

$$\sigma_v = \sigma_{clim} + z \cdot \left(\gamma_c - \frac{4C_u}{Dc} \right) \quad (2.9)$$

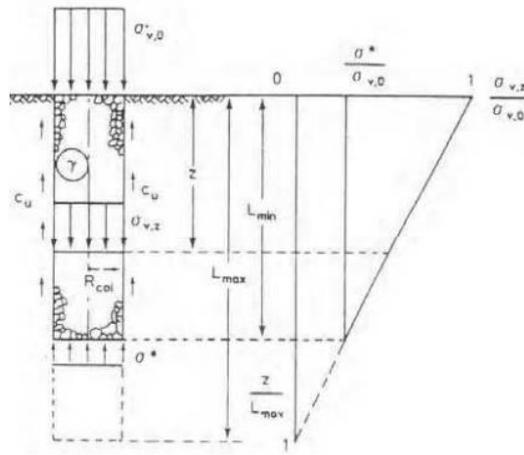


Figure 2.10 : Rupture par poinçonnement [Dhouib.A 2005].

La longueur minimale correspond à la valeur où la contrainte verticale de rupture vis-à-vis au poinçonnement est égale à $N_c C_u$ (la valeur du N_c usuellement utilisée pour les pieux est proche de 9).

$$q_{rp} = 9 \cdot C_u + z \cdot \left(\frac{4C_u}{D_c} - \gamma_c \right) \quad (2.10)$$

En pratique, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la valeur minimale qui équilibre la résistance du sol [CFMS].

L'équation précédente nous permet de déterminer la longueur minimale ainsi que la longueur maximale.

$$L_{cmin} = \frac{N_c \cdot C_u - \sigma_{clim}}{\gamma_c - 2C_u} * \frac{D_c}{2} \quad (2.11)$$

La longueur maximale est atteinte lorsque la contrainte verticale s'annule ce qui correspond à la longueur au-delà de laquelle le traitement du sol par colonnes ballastées devient inutile, donc le terme $(N_c \cdot C_u)$ est annulée dans l'égalité précédente :

$$L_{cmax} = \frac{\sigma_{clim}}{2C_u - \gamma_c} * \frac{D_c}{2} \quad (2.12)$$

Les contraintes dans les colonnes :

[CFMS] définit les contraintes maximales dans le sol en appliquant un facteur de sécurité.

La contrainte verticale de rupture dans la colonne est égale à :

$$q_r = \min(q_{re} ; q_{rp} ; 1.6 \text{ MPa})$$

A l'ELS: $q_{rELS} = \frac{q_r}{2}$.

A l'ELU: $q_{rELU} = \frac{q_r}{1.5}$.

Mattes et Poulos (1969), ainsi que par Hughes et Withers (1974), ont montré par des essais sur des modèles réduits, que la charge appliquée sur une colonne isolée était transférée au sol mou environnant au fur et à mesure que la colonne s'expande et que son sommet tasse. La contrainte latérale de confinement σ_3 est prise comme étant égale à la résistance passive que le sol environnant peut mobiliser. Comme la colonne est considérée en état de rupture, on peut exprimer le rapport de contrainte par :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi'_c}{1 - \sin \phi'_c} * K_{pc} \quad (2.13)$$

- *Vesic (1972)* a utilisé les principes de la cellule unitaire pour exprimer le problème de l'expansion d'une cavité radiale :

$$\sigma_3 = C * F'_c + q_m * F'_q \quad (2.14)$$

Avec :

C : Cohésion du sol;

q_m : Contrainte moyenne à la profondeur de la rupture;

F'_c et F'_q : Facteur d'expansion de la cavité ; (Figure 2.11)

Les facteurs d'expansion de la cavité cylindrique sont en fonction de frottement du sol ainsi que de l'indice de rigidité note I_r :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)(c+q \tan \phi'_c)} \quad (2.15)$$

E_s : Module de Young du sol ;

c : Cohésion du sol ;

ν_s : coefficient de Poisson du sol ;

q : contrainte moyenne dans la zone de rupture.

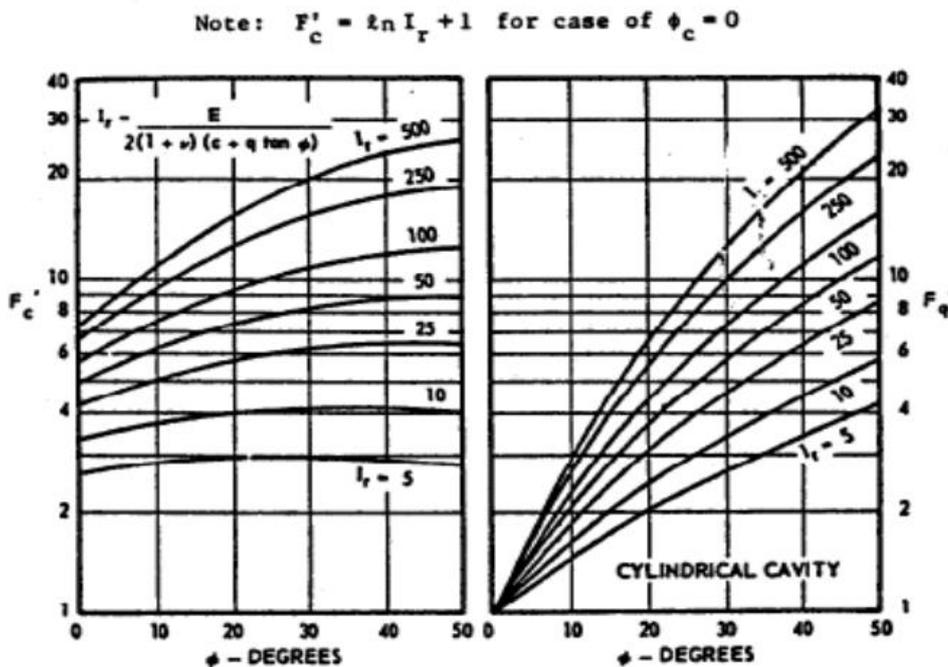


Figure 2.11 : Facteurs d'expansion de la cavité. *Vesic (1972)*

En combinant les équations [13] et [14], la contrainte ultime devient :

$$q_{ult} = C * F'_c + q_m * F'_q * \left(\frac{1 + \sin \phi'_{sc}}{1 - \sin \phi'_{sc}} \right) \quad (2.16)$$

➤ Méthode graphique : (Thorburn, 1975)

Afin d'estimer la capacité portante d'un sol traité par colonnes ballastées, *Thorburn* a établi un abaque de pré-dimensionnement donnant, en fonction de la cohésion non drainée du sol C_u , la capacité portante Q_c . Néanmoins, cette méthode reste limitée dans l'utilisation pratique, car elle ne concerne que les colonnes réalisées par des vibreurs du diamètre effectif D_e de l'époque, utilisée par des entreprises *Cementation* ou *Keller*. (Figure 2.12)

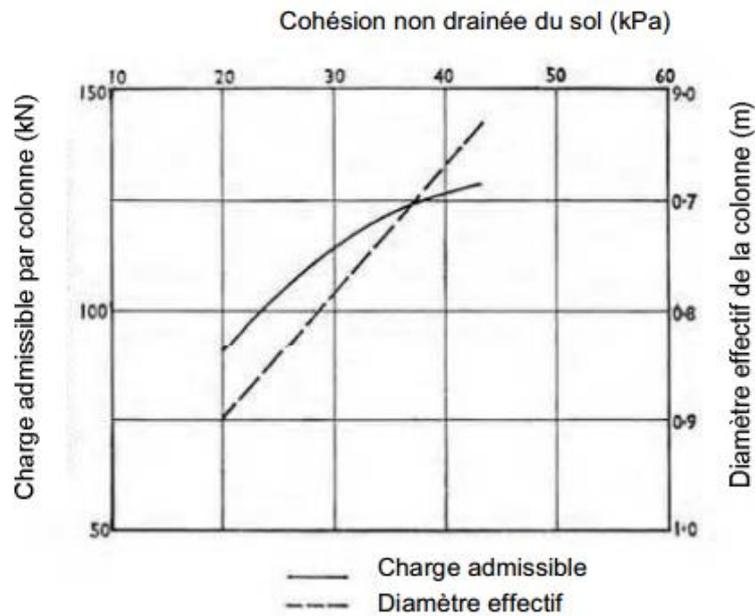


Figure 2.12: Facteurs d'expansion de la cavité. (Thorburn, 1975)

➤ Justification en termes de tassements

Les travaux de Mattes et Poulos (1969) (développés au principe pour les pieux) ont abouti à une méthode analytique qui permet de calculer le tassement, en admettant que la charge ne s'applique que sur la colonne dont les tassements immédiats pseudo-élastique constituent la majeure partie du tassement final :

$$S_i = \frac{Q_c}{E_s \cdot L} \cdot I_p \quad (2.17)$$

Et

$$S_f = \frac{Q_c}{E_s' \cdot L} \cdot I_p \quad (2.18)$$

Q_c : La charge appliquée aux états limites de service (ELS) ;

L_c : est la longueur de la colonne ;

E_s : (E'_s) module d'élasticité non drainé (drainé) du sol ;

I_p : facteur d'influence qui dépend de la rigidité relative colonne/sol (E_c/E_s) donné par le graphe de la figure 2.13.

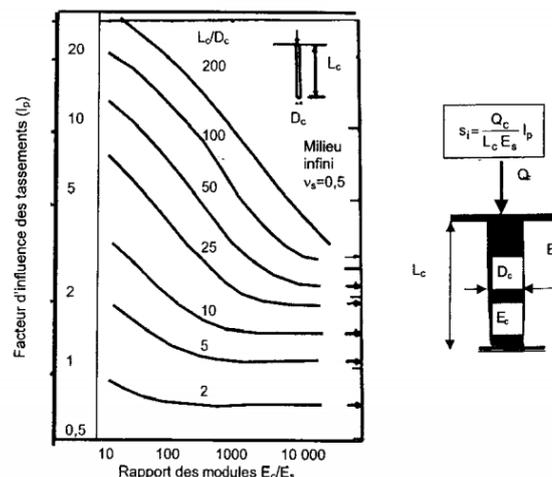


Figure 2.13 : Facteurs d'influence de tassement Mattes et Poulos (1969). [Dhouib.A 2005].

2.7.2 Groupe de colonnes

➤ Capacité portante d'un groupe de colonne

Les règles de calcul et de dimensionnement d'un réseau de colonne, peut être assimilé à une colonne isolée, dans le cas d'un chargement réparties de grande dimensions. Cela s'explique par le fait que les colonnes situées à l'intérieur de réseau, sont confinées. Le principe de la cellule unitaire est donc applicable. Cependant, cette méthode n'est pas judicieuse car elle dépend de la disposition et du nombre des colonnes dans le groupe adopté.

➤ Estimation des tassements

Plusieurs auteurs se sont intéressés aux tassements des ouvrages sur des sols traités par des colonnes ballastées. La plus part des approches se base sur la détermination de facteur de réduction des tassements β . Les méthodes les plus utilisées dans la pratique sont :

- Méthode de *Priebe* (1976, 1995)
- Méthode d'homogénéisation simplifiée.

1) Méthode de Priebe (1976,1995)

La méthode de Priebe est considérée comme la méthode la plus complète dans le domaine du dimensionnement des colonnes ballastées [Dhouib et al., 2004]. L'auteur prend en considération 3 critères principaux :

- L'amélioration globale après traitement.
- Incidence de la compressibilité de la colonne.
- Influence de la profondeur.

L'application de cette méthode suppose que l'ensemble sol-colonnes doit vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux.

Chapitre 2 : Les colonnes ballastées.

- Le matériau est incompressible, les déformations des colonnes se font à volume constant.
- Les déformations des sols et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge en surface.

La prise en compte de l'amélioration est exprimée par la relation suivante (n_0 est analogue à β) :

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{0.5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (2.19)$$

avec :

v_s désigne le coefficient de poisson du sol ;

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

$$f(v_s, a) = \frac{(1 - v_s)(1 - a)}{(1 - 2v_s) + a}$$

K_{ac} (Coefficient de poussée du ballast) : $K_{ac} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_c}{2}\right)$

La prise en compte de la compressibilité de la colonne se traduit par un accroissement Δa de la section de la colonne (Priebe, 1995) :

$$\Delta a + a = \bar{a} \quad (2.20)$$

On remplace \bar{a} dans l'équation (19) pour obtenir le facteur d'amélioration n_1

$$n_1 = 1 + \bar{a} \cdot \left[\frac{0.5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac} f(v_s, \bar{a})} - 1 \right] \quad (2.21)$$

Ce facteur peut être déterminé à partir de l'abaque (Figure 2.14). En fonction du rapport A/A_c

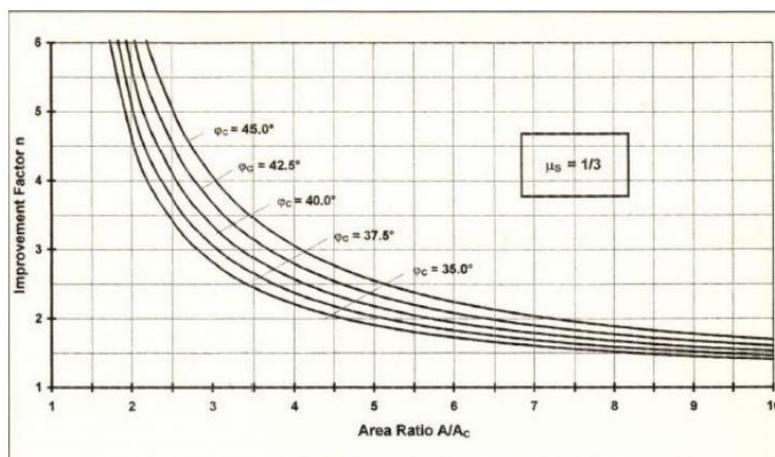


Figure 2.14 : Facteur d'amélioration n_1 en fonction de taux d'incorporation (Priebe 1995).

La méthode de Priebe prend en considération également le poids propre des terres sus-jacents (P_s) et de la colonne (P_c) croissant avec la profondeur, qui s'ajoute aux charges extérieures, et peuvent d'ailleurs être bien supérieures aux ces derniers. En prenant en

compte ces charges supplémentaires, on constate que la différence de contrainte initiale diminue de manière asymptotique avec la profondeur et que la déformation radiale de la colonne ballastée diminue en conséquence. Cela revient à dire que l'étreinte latérale de la colonne ballastée croît, lorsque la contrainte due au poids des terres sus-jacentes augmente. On peut donc déterminer un facteur de profondeur (f_z) qui est le rapport de la différence de contrainte initiales à la contrainte calculée à la profondeur considérée, soit :

$$f_z = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} \cdot p_s / p_c \cdot p_c}{K_{oc} \cdot q_c}} \quad (2.22)$$

Avec :

$$q_c = \frac{q}{\bar{a} + \frac{1-\bar{a}}{q_c/q_s}}$$

$$\frac{q_c}{q_s} = \frac{0.5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac} f(v_s, \bar{a})}$$

et

$$p_c = \sum (\gamma_c \cdot \Delta z)$$

$$p_c = \sum (\gamma_s \cdot \Delta z)$$

$$K_{oc} = 1 - \sin \varphi_c$$

Et qui permet de déterminer un facteur d'amélioration final n_2 prenant en compte le poids des terres et exprimé par :

$$n_2 = f_z \cdot n_1 \quad (2.23)$$

2) Homogénéisation simplifiée

L'homogénéisation simplifiée consiste à transformer le sol en un milieu homogène (figure 2.15), ce qui permet de trouver un module équivalent donné par l'équation suivante :

$$E_e = a E_c + (1 - a) E_s \quad (2.24)$$

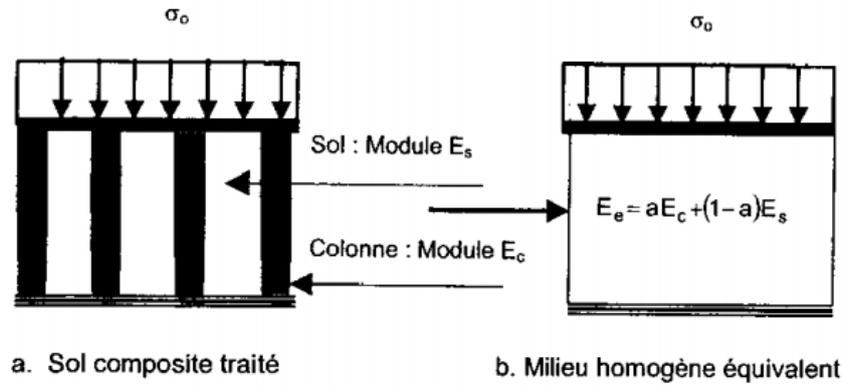


Figure 2.15 : Principe de l'homogénéisation simplifiée. [Dhouib.A 2005].

Les tassements après traitement sous la contrainte σ_0 sont exprimés par la relation (dans le cas où l'on dispose d'essais œdométriques en laboratoire) :

$$S_f = \frac{\sigma_0 L_c}{aE_c + (1-a)E_{oed}} \quad (2.25)$$

Cette homogénéisation n'est valide qu'aux charges réparties de grandes dimensions. [Dhouib.A 2005]

➤ Taux de consolidation :

Le système de drainage qu'offrent les colonnes ballastées, permet d'accélérer le temps de consolidation primaire (hydrodynamique) que peut prendre les couches constituées de matériaux fins et mous. Cette amélioration est basée sur la diminution de la longueur du chemin de drainage et, par conséquent, réduire le temps nécessaire pour compléter le processus de consolidation.

Les colonnes fournissent une voie de drainage et permettent aussi de réduire les surpressions interstitielles (jusqu'à 40%). Selon Barksdale et Bachus (1983), la rigidité de la colonne est généralement (au moins) 10 à 20 fois plus grande que celle des matériaux mous. Cela contribue à la réduction de la contrainte verticale sur le sol environnant.

La théorie de consolidation en présence d'un drainage radial vertical, a été initialement proposée par Barron (1948) où il s'est basé sur la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1943). Barron (1948) a considéré une cellule unitaire axisymétrique unique, entourée par un élément fin. La consolidation suit la formule suivante :

$$U_r = 1 - e^{\left[-8 * C_r * \frac{t}{D_{drain}^2} * F(n_{drain}) \right]} \quad (2.26)$$

Avec :

$U_r(t)$: degré de consolidation, exprime en pourcentage ;

t : temps [s] ;

C_r : coefficient de consolidation radiale [$m^2.s^{-1}$] ;

D_{drain} : distance entre l'axe des drains [m] ;

$n_{\text{drain}} = D_{\text{drain}}/d_{\text{eq}}$, avec d_{eq} le diamètre du drain [m] ;

$F(n_{\text{drain}}) = \ln(n_{\text{drain}}) - 0.75$.

Han et Ye (2002) ont développé une solution analytique pour l'évaluation de la consolidation des matériaux mous à l'aide de colonnes de gravier (ou de roches concassées), en tenant compte de la rigidité de la colonne et le sol environnant et la différence de la concentration de contrainte qui en résulte.

Cependant, **Barksdale et Bachus (1983)** indiquent que dans certaines zones où le sol est détérioré ou pollué, des particules peuvent s'introduire dans les pores de la colonne ce qui peut diminuer le rayon d'action de la colonne d'un facteur 10.

➤ Justification à la liquéfaction

La liquéfaction des sols est l'un des problèmes majeurs qui peut causer des dégâts dramatiques dans la construction (ex : Séisme de 1964 à Niigata, au Japon). Ce phénomène se produit dans un sol saturé en eau, sous l'action des ondes de compression émises lors d'un tremblement de terre. Ces dernières vont augmenter la pression interstitielle (au point où la contrainte effective devient très faible) dans le sol, ce qui lui fait perdre sa cohésion. Ceci induit des tassements excessifs, des glissements de terrain de la pente, perte de capacité portante, etc.

Afin de réduire le risque de potentiel de liquéfaction, l'utilisation de la technique de renforcement par des colonnes ballastées est considérée comme la plus adaptée pour atténuer ce risque (**Mitchell et Wentz 1991**), et cela grâce aux mécanismes suivants :

1. l'augmentation la densité du sol pendant le processus d'installation des colonnes granulaires.
2. l'augmentation de la contrainte de confinement latéral efficace dans le sol.
3. Suppression de l'excès de la pression interstitielle en assurant le drainage.

La liquéfaction a été initialement évaluée à l'aide du modèle de Seed and Booker (1977). On suppose que la dissipation de l'excès de la pression des pores est basée sur un flux axisymétrique constant et purement radial, les coefficients de perméabilité et de compressibilité du sol, et une perméabilité infinie de la colonne granulaire. L'équation directrice pour la génération et la dissipation d'une pression poreuse excessive vers la colonne granulaire utilisant la loi de Darcy s'écrit comme :

$$\frac{k}{\gamma_w m_v} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} * \frac{\partial N}{\partial t} \quad (2.27)$$

Avec :

k : la perméabilité du sol ;

m_v : module de compressibilité volumétrique ;

u : pression interstitielle à une distance r du centre de la colonne ;

N : nombre de cycles du séisme ;

u_g : pression interstitielle excessive générée par le séisme, peut s'écrire sous la forme suivante (Dealba et al 1976) :

$$u_g = \frac{2 \cdot \sigma'_0}{\pi} * \arcsin \left[\left(\frac{N}{N_i} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} \right] \quad (2.28)$$

Avec :

σ'_0 : la contrainte effective verticale initiale.

N_i : le nombre de cycles du séisme nécessaire pour causer la liquéfaction.

α : Coefficient empirique dépend du type de sol.

Le taux de génération de la pression interstitielle :

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{\sigma'_0}{\alpha \pi N_i} \frac{1}{\sin^{2\alpha-1} \left(\frac{\pi}{2} r_u \right) \cos \left(\frac{\pi}{2} r_u \right)} \quad (2.29)$$

Tel que r_u : le rapport de pression interstitielle $r_u = \frac{u}{\sigma'_0}$.

La liquéfaction se produit pour un $r_u = 1$.

Un programme MEF a été développé par **Seed et Booker (1977)** pour résoudre l'équation [25] et une série de diagrammes de conception ont été proposés pour définir le diamètre de la colonne de granulés et l'espacement requis pour la dissipation de la pression interstitielle en cas de tremblement de terre. [Bouassida 2015].

➤ Modélisation numérique

Plusieurs modèles numériques ont été développées pour modéliser le comportement des sols traités par des colonnes ballastées. La méthode des éléments finis est la plus utilisée pour son adaptabilité, au prix de quelques approximations pour la construction de la matrice de rigidité du milieu sol/colonne. [Dhouib.A 2015]

Cette méthode nécessite de définir :

- Un milieu géométrique bien défini (les conditions aux limites en contrainte et en déplacement)
- Une loi de comportement pour les colonnes et pour les sols. Donc on doit déterminer les paramètres usuels d'élasticité, de consolidation, de fluage et éventuellement les paramètres de plasticité.

2.8 Conclusion

Le renforcement du sol par des colonnes ballastées est une technique qui a connu un développement significatif au cours des années, et qui ne cesse pas d'évoluer ; d'où l'existence de plusieurs méthodes analytiques concernant le comportement et les différentes justifications pour le dimensionnement, mais la plus part de ces méthodes se basent sur la théorie de l'expansion latérale (**Vesic 1972**). Cependant, cette méthode présente des limitations comme toute autre méthode, et ces dernières sont liées

Chapitre 2 : Les colonnes ballastées.

principalement aux conditions du sol, donc une bonne connaissance des caractéristiques du sol est indispensable.

A travers ce chapitre, on a mentionné une liste non exhaustive des approches existantes pour le calcul des colonnes ballastées, les différents procédés de mise en œuvre, le domaine d'application de ce domaine et le principe de fonctionnement des colonnes.

Chapitre 3 : Les essais in-Situ

3.1 Introduction

Les méthodes de dimensionnement mentionnées dans le chapitre précédent, dépendent essentiellement des données récoltées des terrains à traiter. Ces données, qui caractérisent la nature du sol, représentent un guide sur lequel l'ingénieur va se baser pour pouvoir justifier ses choix en termes d'approche de calcul.

Avant d'entamer n'importe quel projet, l'investigation géotechnique est primordiale. Définir les différentes caractéristiques des sols composant le terrain en question, passe par deux classes d'essais : Les essais in-situ et les essais en laboratoire.

Dans ce chapitre, on s'intéressa seulement aux essais in-situ ; qui permettent d'appréhender les mêmes grandeurs mécaniques qu'au laboratoire selon plusieurs auteurs. En outre, les essais en place assurent une meilleure fiabilité des résultats, puisque les contraintes de transports et de conservation sont évitées.

Les essais in-situ les plus courants, sont les sondages, les essais réalisés au pénétromètre et les essais au pressiomètre Menard. Ils permettent de caractériser le sol à la rupture en le sollicitant et de plus, dans le cas de pressiomètre, on peut établir une relation contraintes-déformations.

3.2 Les sondages carottés

3.2.1 Principe de l'essai

Le principe des sondages carottés est de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place. Le découpage des terrains peut être fait par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).(Figure 3.1)



Figure 3.1 : Des carottes.

3.2.2 Mise en œuvre

3.2.2.1 Carottage par fonçage ou poinçonnement

Cette technique consiste à découper le terrain et faire pénétrer l'échantillon dans l'outil par poinçonnement sans rotation ; deux méthodes sont utilisées.

1. **Fonçage par pression** : le système de forage applique une pression sur le carottier afin d'assurer une vitesse d'enfoncement supérieure ou égale à 2cm/s, aussi constante que possible.
2. **Fonçage par battage** : l'outil est enfoncé sous l'effet de chocs générés par la tête de forage et transmis par le train de tiges. Selon la fréquence de frappe, on distingue le battage (<2 Hz) et la percussion (>2 Hz).

Les carottiers utilisés ont des caractéristiques adaptées à la méthodologie de fonçage et à la nature des terrains.

On distingue plusieurs techniques : le carottier à paroi mince, carottier à paroi épaisse, carottier à piston stationnaire, carottage vibratoire haute fréquence.

3.2.3 Carottage rotatif

Les carottages rotatifs sont constitués d'un tube cylindrique à l'extrémité duquel se trouve un outil appelé couronne. L'ensemble est mis en rotation et en appui par la tête de forage via le train de tige. La couronne, munie d'éléments d'abrasion (carbure de tungstène, diamants synthétiques...), découpe le terrain qui entre à l'intérieur du tube du carottier. En fin de passe, à la remontée de l'ensemble, un extracteur rompt le contact entre la carotte et le terrain en place puis maintient la carotte à l'intérieur du tube du carottier. Selon la nature des terrains et la qualité des échantillons recherchés, on distingue plusieurs types de carottiers rotatifs : carottier simple, double, triple, à trousse dépassant, à câble...

3.2.4 But des sondages carottés

Les sondages carottés permettent d'effectuer un certain nombre d'essais. Les échantillons prélevés sont utilisés pour :

- Déterminer la nature du sol ou de la roche, pour analyser le degré de fissuration et la pente de fissure ;
- Déterminer les différentes diaclases et stratification dans le cas d'une roche et pour y pratiquer des essais en laboratoire;
- Mesurer in situ les modules et le champ de contraintes ;
- Mesurer in situ la perméabilité (essais Lefranc et Lugeon).

En ce qui concerne ce projet, un essai Lefranc a été effectué pour mesurer la perméabilité.

3.2.5 Essai Lefranc

C'est un essai qui permet d'évaluer ponctuellement la perméabilité horizontale d'un terrain aquifère, situé au-dessous de la nappe (sol saturé). Il consiste :

- A créer une charge différentielle, par rapport à la charge correspondant au niveau initial de la nappe, dans une cavité de dimension connue préalablement réalisée dans le terrain à la base d'un forage et aménagée de telle sorte que la filtration de l'eau engendrée par cette charge différentielle ne se fasse que par les parois de cette cavité ;

- A mesurer l'évolution dans le temps de cette charge différentielle qui peut être produite soit par le prélèvement soit par l'apport dans la cavité d'un débit d'eau constant.

L'essai Lefranc est réalisable lors d'une campagne de sondages géotechniques. Dans la pratique, l'essai teste une épaisseur de sol de l'ordre de 50 cm et permet de caractériser des sols de perméabilité comprise entre 10^{-2} et 10^{-7} m/s. (Figure 3.2)

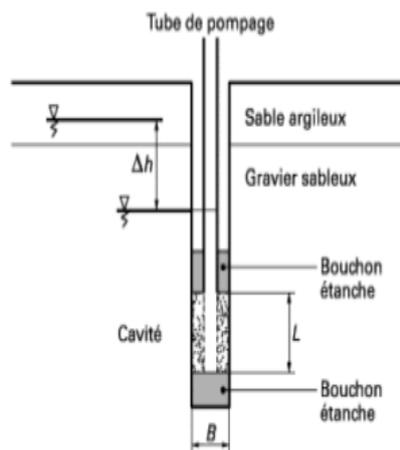


Figure 3.2 : Schéma d'un essai Lefranc.

3.3 Les sondages destructifs

3.3.1 Principe de l'essai

Ce type de sondage consiste à faire traverser les terrains en imprimant, via le train de tiges, des efforts sur l'outil de forage qui déstructure les sols/roches. Les informations recueillies proviennent du comportement de la machine durant la phase de forage et de l'analyse des débris de sols ou de roche appelés « cuttings », remontés en surface par le fluide de forage.

3.3.2 Mise en œuvre

Les forages destructifs sont réalisés en général, par battage, rotation ou par vibration d'un outil spécial (le trépan) qui désorganise le matériau. Un fluide (air, eau ou boue) injecté par le train de tige, permet de remonter les sédiments et de les identifier. Dans le cas contraire, les sédiments sont récupérés à l'aide d'une soupape. (Figure 3.3)

Relevé des paramètres de forage : Lorsque le forage est réalisé, soit à l'air comprimé par vibration-percussion, soit à tricône en rotation, on doit mesurer, de façon quasi-continue, la vitesse d'avancement de l'outil. Cette vitesse est évaluée soit directement à partir de repères tracés sur le train de tige, soit par enregistrement continu avec un dispositif approprié.



Figure 3.3 : Réalisation d'un sondage destructif.

Il existe trois principales techniques de forage :

- Le forage destructif en rotation pure (tricône ou trilame) ;
- Le forage destructif par roto-percussion hors trou (taillant en croix, à boutons) ;
- Le forage destructif par roto-percussion fond de trou (Odex, marteau fond de trou).

3.4 L'essai pressionmètre de Ménard

3.4.1 Principe de l'essai

L'essai pressionmètre de Ménard consiste à faire dilater l'échantillon radialement dans la sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée " p " sur le sol et les déplacements de la paroi de la sonde. C'est un essai de cisaillement *in situ*. (Figure 3.4)

C'est un essai qui peut être réalisé dans tous les types de sols, saturés ou non, y compris dans le rocher et les remblais.

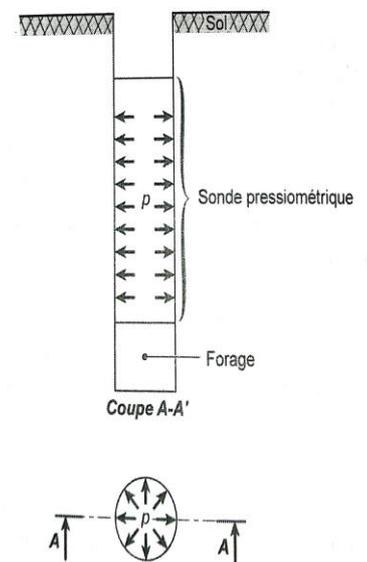


Figure 3.4 : Schéma d'un sondage pressionmétrique.

3.4.2 Appareillage

L'appareillage comprend un contrôleur pression-volume, appelé CPV, des tubulaires, une sonde et un enregistreur. (Figure 3.5)

- **Contrôleur pression-volume** : Le CPV est rempli d'eau et connecté à la sonde de mesure par des tubulaires coaxiales en rilsan. Il permet d'envoyer l'eau jusqu'à une pression d'au moins 5 MPa d'un gaz comprimé et de mesurer le volume injecté par un tube gradué.
- **Sonde** : Elle comporte trois cellules fermées par un unique cylindre métallique revêtu dans sa partie centrale d'une membrane en caoutchouc. Le cylindre lui-

même est recouvert par une gaine en caoutchouc. La division en trois cellules, deux cellules de garde entourant la cellule de mesure, permet d'assurer une déformation cylindrique plane de cette dernière. Généralement, les sondes les plus utilisées sont les sondes AX de 44 mm et BX de 58 mm de diamètre.

- **L'enregistreur** : Il est équipé d'une horloge interne, d'une imprimante et d'un support d'enregistrement qui peut être relu par un ordinateur.

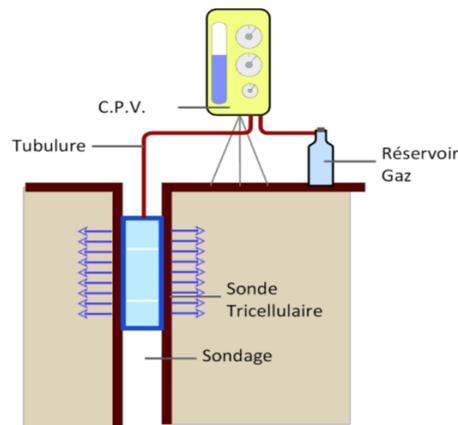


Figure 3.5 : Appareillage de l'essai pressiométrique.

3.4.3 Mise en œuvre d'un essai pressiométrique

Le sondage pressiométrique comporte deux opérations :

- Le forage destructif, opération la plus délicate ; de la qualité de forage dépend la fiabilité des résultats.
- La réalisation de l'essai pressiométrique lui-même.

3.4.4 Le forage

Deux techniques peuvent être employées.

- Le forage préalable avec enregistrement des paramètres de forage
- L'introduction de la sonde placée dans un tube fendu par battage.

L'essai pressiométrique

L'essai consiste à appliquer progressivement, par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion du volume de la sonde " V " et la pression appliquée " p ". Il permet d'obtenir le module pressiométrique Ménard " E_M ", la pression limite " p_l ", la pression de fluage " p_r " et la pression de contact avec le terrain " p_1 ".

La pression " p_r " mesurée au CPV est augmentée progressivement par paliers de pression de pas constants et au plus égaux au dixième de la pression limite estimée. Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant 60 s.

A chaque palier, on visualise et on enregistre la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde à 1, 15, 30 et 60 secondes.

L'essai peut être considéré terminé s'il comporte au moins huit paliers et si l'une des conditions suivantes est satisfaite.

- La pression " p_r " de 5 MPa est atteinte ;
- Le volume de liquide injecté dans la cellule centrale est d'au moins 600 cm³ pour les sondes standard.

On veille à ce qu'il y ait, pour les essais où la pression est < 5MPa :

- Au moins trois paliers au-delà de la pression de fluage ;
- Au moins quatre paliers avant cette pression de fluage.

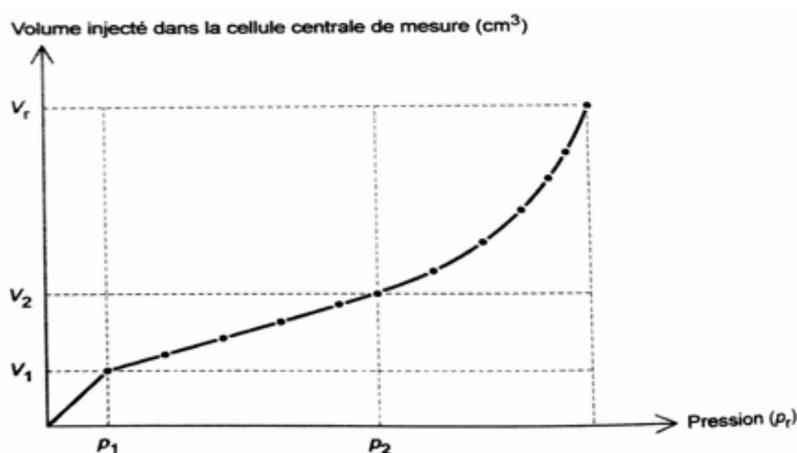
3.4.5 Résultats

3.4.5.1 Courbe pressiométrique corrigée

Les courbes établies directement à partir des lectures, sont des courbes brutes (Figure 3.6) qui ne peuvent être interprétées sans diverses corrections.

En effet, les lectures des pressions et des volumes faites sur le terrain doivent subir des compensations tenant compte :

- De la surcharge piézométrique due à la hauteur de la colonne d'eau dans l'appareil ;
- De l'élasticité propre de l'ensemble membrane + gaines, appelée improprement d'ailleurs "inertie" ;
- De la compressibilité interne de l'appareil.



Les valeurs de " p_r " (lues au manomètre) et de volume " V_r " (lues au CPV) sont corrigées par rapport aux valeurs brutes et permettent de tracer la courbe pressiométrique corrigée. (Figure 3.7)

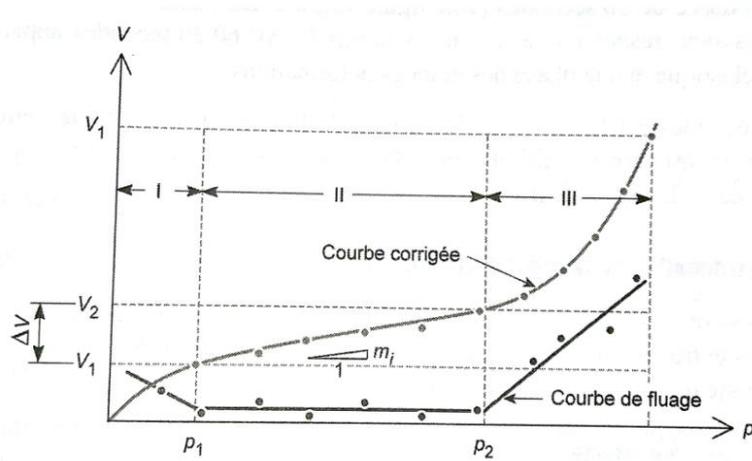


Figure 3.7 : Courbe pressiométrique corrigée en fin [C.Plumel].

I : Phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol

II : Phase pseudo-élastique.

III : Phase des grandes déformations

La pression réelle "p" appliquée par la cellule centrale au sol est égale à :

$$p = p_r + p_h - p_c \quad (3.1)$$

p_h : Pression hydrostatique au niveau de la cellule centrale ;

p_c : Pression propre de l'ensemble membrane-gaine et éventuellement du tube lanterné, pour un volume donné.

3.4.5.2 Détermination du module pressiométrique Ménard

Le module pressiométrique " E_M " est déterminé dans la plage pseudo-élastique de la courbe corrigée qui a pour origine (p_1, V_1) et pour extrémités (p_2, V_2). Il est calculé en considérant le sol en élasticité linéaire, en déformation plane, avec un chargement de révolution.

$$E_M = \frac{2(1+\nu)\left(V_s + \frac{V_2+V_1}{2}\right)(p_2-p_1)}{(V_2-V_1)} \quad (3.2)$$

ν : Coefficient de Poisson ;

V_s : Volume de la cellule.

La détermination du module pressiométrique est l'opération la plus délicate, du fait de remaniement du trou de forage ; le module pressiométrique est toujours plus faible que le module réel du sol.

3.4.5.3 Détermination de la pression de fluage :

Elle est obtenue par exploitation graphique du diagramme de fluage, sur une très courte durée de 30 secondes (Figure 3.7). C'est l'abscisse de l'intersection des deux droites

passant, respectivement, par les points $P, \Delta v_{60/30}$ secondes appartenant à la phase pseudo-élastique et à la phase des grandes déformations.

3.4.5.4 Détermination de la pression limite

Lorsque la pression appliquée sur les parois de forage par la sonde dépasse la pression de fluage, le sol entre en plastification et il se forme un anneau de terrain plastifié confiné par une zone qui reste dans le domaine élastique.

- **Détermination directe**

Par convention, la pression limite est la pression qui entraîne le doublement de la cellule centrale de mesure après la pression p_1 . Elle correspond à un volume injecté

$$V = V_s + 2 V_1 \quad (3.3)$$

- **Détermination de la pression limite conventionnelle :**

Si le volume de liquide injecté est insuffisant, ce qui est le cas courant, la pression est extrapolée, à condition que le nombre de paliers au-delà de p_2 soit au moins égal à 3, sauf si la pression est supérieure ou égale à 5MPa, auquel cas on note $p_1 > p$ (p : dernière valeur corrigée).

$$p = \inf(p_{ii}, p_{th}) \quad (3.4)$$

p_{ii} : Pression obtenue par la méthode de la courbe inverse.

p_{th} : Pression obtenue par la méthode d'interpolation hyperbolique.

3.5 Essai au pénétromètre dynamique PD (NF P 94-115)

C'est l'un des essais les plus anciens pour déterminer les paramètres géotechniques des sols in-situ. Le pénétromètre dynamique est un appareil constitué d'un train de tiges lisses, dont l'extrémité inférieure est reliée à une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges.

3.5.1 Principe de fonctionnement

L'essai consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, un pénétromètre dynamique. L'appareil est enfoncé dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée, limitée généralement par la capacité de pénétration de l'appareil lui-même. Le battage est assuré par une masse, appelée « mouton » de 63.5 kg, tombant en chute libre d'une hauteur bien déterminée (75 cm). Le nombre de coups nécessaire pour enfoncer l'appareil ; sur un pas de profondeur fixé(en général 20 cm), est compté et transformé selon le pénétromètre pour l'assimiler à la résistance de pénétration dynamique. L'essai permet donc une estimation en continu de la résistance du terrain (**Figure 3.8**).

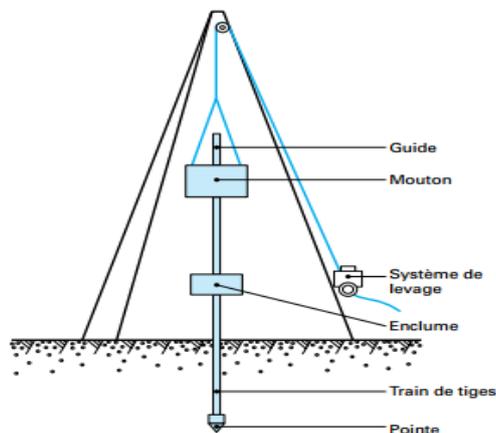


Figure 3.8 : Principe de fonctionnement d'un PD [S.AMAR].

3.5.2 Résultats de l'essai et domaine d'utilisation

L'essai de pénétration dynamique permet l'élaboration de deux profils.

- Le nombre de coups N_d nécessaires en fonction de la profondeur pour obtenir un enfoncement donné (20 cm)
- La résistance de pointe dynamique q_d calculée à l'aide d'une formule de battage de pieux, en général la formule des hollandais. Elle s'écrit :

$$q_d = \frac{M}{e(M+M')} * \frac{MgH}{A} \quad (3.5)$$

Avec :

- M : Le poids du mouton ;
- M' : Le poids des parties frappées ;
- H : La hauteur de chute du mouton ;
- A : La section droite de la pointe ;
- g : L'accélération due à la pesanteur ;
- e : L'enfoncement moyen par coup.

Les essais PD sont recommandés pour faire une reconnaissance préliminaire d'un terrain. Ils sont appelés, grâce à leur avantage économique, pour résoudre les problèmes suivants :

- Contrôle de l'homogénéité d'un site ;
- Détermination approximative des épaisseurs des différentes couches de sols ;
- Localisation des cavités ou d'autres discontinuités et la
- Reconnaissance du niveau du toit du rocher.

Il est à noter que les résultats fournis par cet essai sont de caractère empirique, et donnent essentiellement des indications qualitatives sur les caractéristiques des sols ; ils doivent être complétés par d'autres essais.

3.6 Essai de pénétration au carottier SPT

L'essai de pénétration au carottier appartient à la famille des tests de pénétration dynamique. Il est connu sous le nom **SPT** (Standard Pénétration Test).

3.6.1 Principe de fonctionnement

Son principe est semblable au PD, sauf que, à la place d'une pointe conique, un carottier normalisé (**Figure 3.9**) est enfoncé dans le sol par battage sur 0.3 m de profondeur, tout en comptant le nombre de coups nécessaires de mouton pour enfoncer ce dernier. Une fois plein, le carottier est redescendu au fond de forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester.

L'essai donne l'avantage de fournir des échantillons de sol remaniés sur lesquels on peut effectuer des tests d'identification classiques (Limites d'Atterberg, teneur en eau et granulométrie).

3.6.2 Résultats de l'essai

Durant le battage, 3 enfoncements successifs composent le nombre de battage total N qui correspond à la résistance de pénétration.

- l'enfoncement de mise en place : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage ; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 cm ;
- l'enfoncement d'amorçage : le carottier est enfoncé de 15 cm sous l'effet de N_0 coups de mouton ;
- l'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois 15 cm sous l'effet de N_1 puis N_2 coups de mouton.

Plusieurs corrélations existent pour la détermination de la cohésion non draine C_u des argiles, de l'angle de frottement interne φ et de l'indice de densité I_d des sols purement frottants. Il est largement utilisé aux USA en raison de ses résultats jugés fiables.

Le nombre de coups correspond à la valeur **SPT**, N suivant la norme **ASTM**. Il peut être exploité aussi, de manière empirique, pour évaluer les risques de liquéfactions des sols en zone sismique.

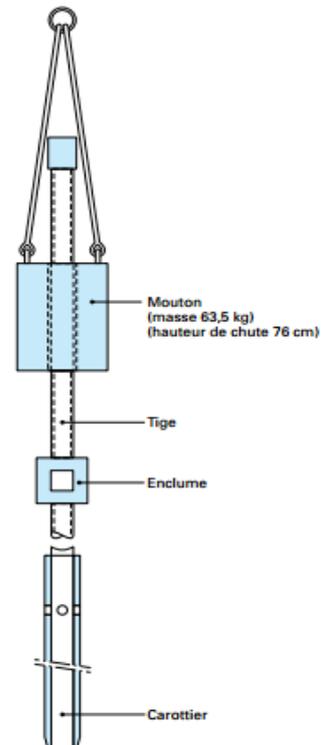


Figure 3.9 : Appareil pénétrométrique au carottier [S.AMAR].

3.7 Essai de pénétration statique

L'essai de pénétration statique ; plus communément connu sous l'abréviation essai CPT (Cone Penetration test), est l'un des essais le plus utilisés lors d'une campagne de reconnaissance géotechnique, et cela pour sa simplicité et son coût relativement réduit. L'essai a été développé aux Pays Bas dans les années 30 et depuis son utilisation s'est propagée dans le monde.

3.7.1 Principe de l'essai

L'essai consiste à foncer dans le sol, à faible vitesse constante, une série de tiges de fonçage munis d'un cône à la base (la pointe de 36 mm a un diamètre égal à ce celui de tiges, de section 10 cm²). Un dispositif est exigé pour assurer une pénétration stable et correcte. Cette stabilité est obtenue généralement à l'aide d'un camion lesté (Figure 3.10) qui contient l'ensemble des appareils nécessaires pour enregistrer les données.

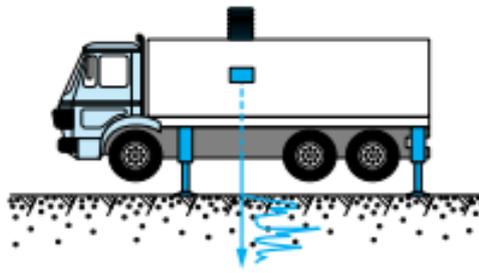


Figure 3.10 : CPT à l'aide d'un camion lesté [S.AMAR].

CPT permet de mesurer, en continu ou en discontinu, la résistance à la pénétration du cône q_c et le frottement latéral sur le manchon f_s en fonction de la profondeur. La combinaison de ces deux paramètres, nous permet de juger l'hétérogénéité des sols composant le site et les classer en fonction de leur dureté. On peut en plus mesurer l'effort total de pénétration Q_t et l'effort latéral Q_s . L'effort apparent total sur le cône Q_c , à une profondeur donnée, est la force nécessaire pour enfoncer la force conique. La contrainte q_c est égale a :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (3.6)$$

A_c : La surface de la base du cône.

On présente dans le **tableau 3.1**. un ordre de grandeur pour certains sols :

Tableau 3.1 : Classes de terrain d'après les normes NF 94-261 et 94-262.

Classes de terrains		q_c (MPa)
<i>Argiles et limons</i>	Très mous à mous	<1.0
	Fermes	1 à 2.5
	Raides	2.5 à 4
	Très fermes	≥ 4
<i>Sables et graves</i>	Très lâches	<1.5

	Lâches	1.5 à 4
	Moyennement dense	4 à 10
	Dense	10 à 20
	Très denses	>20

Le frottement latéral unitaire local, à une profondeur donnée, est la force Q_s nécessaire à l'enfoncement du manchon par sa surface latérale A_s :

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s} \quad (3.7)$$

On définit le rapport de frottement R_f (friction ratio), à une profondeur donnée par :

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (3.8)$$

Le domaine d'application couvre pratiquement tous les sols fins et sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm. La profondeur d'investigation n'est théoriquement limitée que par la capacité de réaction disponible (généralement de 100 à 200 kN au max) pour enfoncer le système dans le terrain, sous réserve qu'aucun flambement des tiges ne se manifeste lors du fonçage.

3.7.2 Identification des sols

Le sondage pénétrométrique au principe, ne permet pas d'établir un profil lithologique des terrains traversés et il doit être complété par un sondage carotté pour pouvoir visualiser les différentes couches. Néanmoins, l'expérience a montré l'existence des corrélations précises entre les paramètres enregistrés et la nature du sol. A titre d'exemple, un sable à une forte q_c et un petit frottement f_s tandis que c'est le contraire pour une argile molle.

Robertson et al. (Robertson et al. 1986) ont établi un abaque pour exprimer ces résultats pour différents types de sols. (Figure3.11)

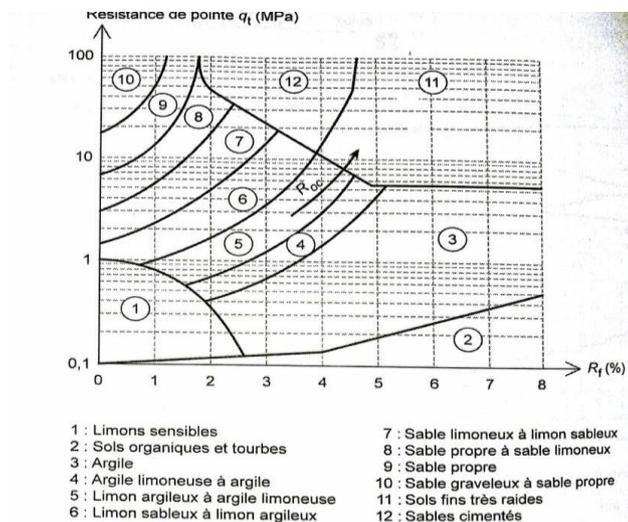


Figure 3.11 : Abaque d'identification des sols d'après le CPT.[C.Plumel].

3.7.3 Essai au piézocône

L'essai au piézocône est une variété de pénétromètre statique dont la pointe est équipée d'un capteur spécifique qui permet de mesurer la pression interstitielle. Les CPT munis d'un piézocône sont désignés par l'abréviation CPTU.

Les principaux avantages des mesures CPTU par rapport au CPT sont :

- Etablir une distinction entre pénétration totale drainée, partiellement drainée et non drainée;
- Déterminer les caractéristiques de consolidation du sol;
- Evaluer les pressions hydrostatiques du sol;
- Etablir un meilleur profilage et identification du sol.

La mesure est faite par une prise de pression placée à l'arrière de pointe (pour d'autre type de CPTU l'emplacement de cette prise diffère). Il s'agit d'un filtre en bronze frité ou en céramique, raccordé à un capteur de pression électrique par l'intermédiaire d'un circuit saturé en eau (assurer la saturation du circuit est important pour obtenir des résultats fiables). (Figure 3.12).

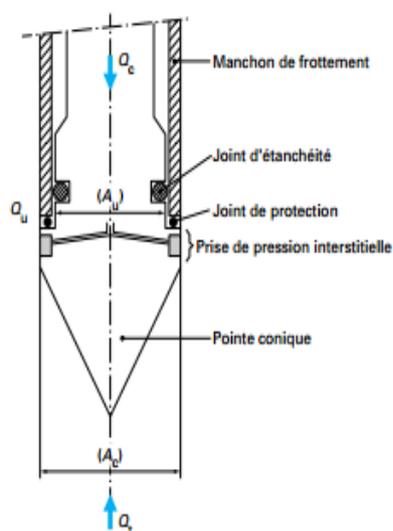


Figure 3.12 : la pointe d'un CPTU [S.AMAR].

Durant la pénétration, on mesure l'effort exercé sur la pointe et la pression interstitielle u , égale à la pression hydrostatique du sol u_0 majorée de la surpression interstitielle Δu créée dans le terrain par le passage de la pointe :

$$u = u_0 + \Delta u \quad (3.9)$$

Selon l'état de contrainte de sol (profondeur, état de consolidation), de la teneur en fines, de la structure et de la compacité, le sol se dilate ou se contracte au passage de la pointe pénétrométrique. La valeur de u mesurée diffère selon le type de sol : elle peut être donc inférieure ou supérieure à la pression hydrostatique avant essai u_0 . Dans le cas des sols pulvérulents perméables comme de type graviers propres, la vitesse de cisaillement n'est pas suffisamment grande pour provoquer une surpression interstitielle (la perméabilité

permet la dissipation de l'eau dès l'enfoncement de la pointe), tandis que dans les sols peu perméables (ex. argile mou), la vitesse de cisaillement est assez grande et provoque une brusque surpression interstitielle.

La résistance de pointe corrigée (la résistance que le sol oppose réellement à la pénétration de la pointe en tenant compte de l'effort Q_u engendré par l'eau) :

$$q_t = q_c + u(1 - a) \quad (3.10)$$

Où a est pris égal à A_u/A_c .

Un autre paramètre peut ensuite être défini : le coefficient de pression interstitielle :

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3.11)$$

σ_{v0} : Pression totale verticale des terres au niveau de la mesure ;

3.8 Conclusion

Un projet comporte généralement plusieurs problématiques géotechniques, ce qui nécessite une investigation de sol pour préciser la configuration générale de la zone à étudier. Le programme de cette investigation doit inclure la mise en œuvre de plusieurs procédés parmi lesquels : les essais in situ et en laboratoire.

Pour déterminer l'investigation de sol à effectuer, il convient d'entreprendre les actions suivantes :

- Détermination de la catégorie géotechnique de l'ouvrage ;
- Consultation des sources d'informations : données géotechniques, données géologiques, données de sol et des eaux souterraines, données historiques...
- Choix du type d'essais : liés aux mécanismes de rupture pertinents de l'ouvrage et au type de sollicitation en présence ; pour les projets standard présentant un niveau de risque limité, la reconnaissance géotechnique peut par exemple se limiter à une étude de bureau et à des essais de pénétration.
- Détermination du nombre d'essais : liée d'une part à l'hétérogénéité du sous-sol et d'autre part au niveau de risque que présente le projet.

En ce qui concerne le type et la profondeur des essais, ceux-ci doivent être déterminés à partir de la nature locale du sol, la nature de l'ouvrage et la profondeur pertinente pour la détermination du comportement de l'ouvrage en termes de déformation. Les résultats des essais effectués dans les environs du projet constituent des informations utiles à cet égard.

Chapitre 4 : Calcul analytique du renforcement

4.1 Introduction

On s'intéresse dans ce chapitre à un cas d'étude de renforcement par des colonnes ballastées. On vérifie d'abord, les différentes caractéristiques géotechniques du terrain, et on procède par la suite à un prédimensionnement analytique recommandé par le CFMS. Au premier lieu, on suppose des dispositions constructives pour les colonnes après on justifiera ce choix selon les critères du calcul. Ces dispositions seront déterminées aussi en vérifiant les caractéristiques du sol et les tolérances du tassement établies par le cahier de charges.

4.2 Présentation du projet

Le projet consiste en la construction d'une usine de trituration de soja pour le compte de Nutris dans la zone du port de DjenDjen wilaya de Jijel. Ce projet est décomposé en trois plots : plot 14, 15 et 16.

Les figures 4.1 et 4.2 donnent une vue globale sur le site.



Figure 4.1 : Image satellite de l'emplacement du projet.

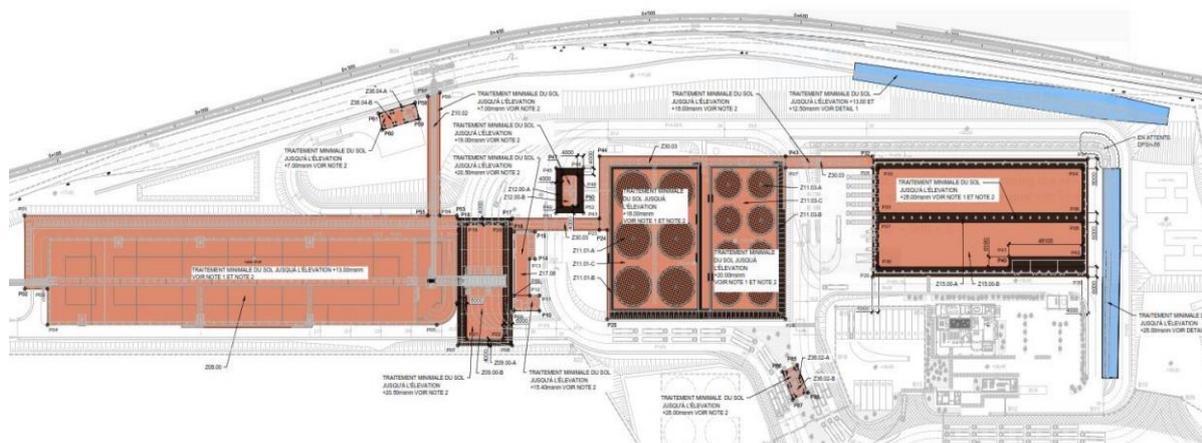


Figure 4.2 : Vue globale du plot 16 Ouvrages étudiés.

Le plot n°16 comporte 19 ouvrages comme indiqué dans le **tableau 4.1**, nous avons choisi 4 ouvrages pour l'étude de renforcement (Z11.01-A, Z11.01-B, Z11.01-C et Z05.00-A).

Tableau 4.1: Ouvrages du plot 16

Descriptif	ITEM
Stockage de farine et coques	Z08.00
Gare de chargement des camions	Z09.00-A
Transporteur de farines et coques aux wagons	Z10.02
Réservoirs de stockage huile brute dégommée	Z11.01-A
Bassin des réservoirs de stockage d'huile dégommée (mur)	Z11.01-B
Bassin des réservoirs de stockage d'huile dégommé (radier)	Z11.01-C
Réservoir de stockage d'huile brute dégommée- station de pompage	Z11.02
Réservoirs de stockage huile	Z11.03-A
Bassin des réservoirs de stockage d'huile (mur)	Z11.03-B
Bassin des réservoirs de stockage d'huile (radier)	Z11.03-C
Gare de chargement des camions (semelle)	Z12.00-A
Gare de chargement des camions (radier)	Z12.00-B
Station de raclage. Réservoirs de stockage d'huile- station de pompage.	Z14.02
Conditionnement d'huile et stockage	Z15.00-A
Poste de contrôle du chargement des camions	Z17.06
Rack plot 16	Z30.03
Poste de contrôle d'entrée des camions	Z36.02-A
Poste de contrôle du chargement des wagons	Z36.04-A
Traitement des eaux usées	Z45.00

- Caractéristiques des ouvrages étudiés

Les caractéristiques des ouvrages choisis pour l'étude sont résumées dans le **tableau 4.2**

Tableau 4.2: Caractéristiques des ouvrages étudiés

Descriptif	ITEM	Longueur [m]	Largeur [m]	Côte projet [NGA]	σ_{max} opérationnelle [kPa]	Tassement Admissible [mm]
Réservoirs de stockage huile brute dégommée	Z11.01-A	$\varnothing=25.7$	-	25.5	175	150
Bassin des réservoirs de stockage d'huile dégommée (mur)	Z11.01-B	-	3.25	25.5	110	150
Bassin des réservoirs de stockage d'huile	Z11.01-C	84.3	55.15	25.5	110	150

dégommé (radier)						
Conditionnement d'huile et stockage (semelle filante)	Z15.00-A	-	6	35	100	25

4.3 Sismicité du site

L'ouvrage est situé dans la wilaya de Jijel, qui est classée en zone II-A (figure 4.3) selon les Règlements Parasismiques Algériens et l'ouvrage est supposé appartenant au groupe d'importance 1B.



Figure 4.3 : Zone de sismicité

La prospection sismique au niveau des plots 14 à 16 a montré que les formations étudiées ont des vitesses de propagation faibles sur les 10 premiers mètres, variant entre 300 et 500 m/s. Elles peuvent cependant atteindre des valeurs de 650 à 1000 m/s plus en profondeur. Conformément à la classification du Tableau 3.2 du RPA il est possible de classer ces sols en site S3 (Meuble).

4.4 Etude géotechnique du site

4.4.1 Synthèse de la campagne géotechnique

L'étude géotechnique a pour objectifs : de déterminer les caractéristiques géologiques et géotechniques des différents types de terrains traversés ; de définir les épaisseurs des sols localisés, leur nature, leur origine, ainsi que leurs caractéristiques hydrologiques.

Et pour atteindre ces objectifs, les essais suivants ont été réalisés :

- **18 sondages mécaniques** à rotation avec carottage continu notés (SC) avec un total de 526.65mètres avec une profondeur maximale de 40.5mètres. Afin de déterminer la perméabilité du sol, 18 essais Lefranc ont été réalisés sur ces sondages.
- **16 sondages destructifs** notés (SP) descendus à une profondeur maximale de 41 mètres avec une réalisation de 260 essais pressiométrique type Ménard.
- **24 essais de pénétration statique (CPT)** avec une longueur traversée de 458,22 mètres et une profondeur maximale de 25 mètres.
- **95 pénétromètres dynamiques** notés (DPSH) et descendus à une profondeur de 15mètres.

Les sondages sont récapitulés dans le **tableau 4.3**.

Des essais divers en laboratoire (identification, état, compactage, résistance, déformabilité, analyses chimiques...) ont été réalisés par prélèvement d'échantillons de sol et d'eau.

Tableau 4.3: Sondages proches ou sous chaque ouvrage

Ouvrage	Sondages effectués
Z15.00-A	CPTU 16-8,10 SC 16-8,10 SP 16-11,12 DPSH 85 à DDPSH 92
Z11.01-A / Z11.01-B/ Z11.01-C	CPTU 16-20, 21, 22 SC 16-18 SP 16-07 DPSH 56 à DPSH 84

4.4.2 Résultats obtenus

4.4.2.1 A partir des Essais au laboratoire

Les essais en laboratoires ont permis de différencier les différents matériaux qui constituent notre sol et de les regrouper dans les différentes unités géotechniques qui présentent des caractéristiques communes ou similaires en ce qui concerne leur lithologie, la genèse, l'âge géologique et le comportement.

Les unités sont les suivantes :

- Remplissages anthropiques compactés. Travaux linéaires (RV);
- Remplissages anthropiques déversés (RX) ;
- Sols associés à l'environnement côtier (CL),
- Substrat Pliocène (PLC, PLS, PLG) ;

Les caractéristiques de ces unités géotechniques sont données dans le **tableau 4.4**.

Tableau 4.4: Unités géotechniques composant le site.

	RX	CL	PLC	PLS	PLG
lithologie	sables	sables	sables	sables	Sables
Densité apparente (t/m ³)	1.7	1.7	2	2	2
Teneur en eau (%)	10	5-10	5-10	10-15	5-15
Expansivité	nul	nul	nul	nul	Nul
c'(MPa)	0.4	0	1.5	0.8	0.5
φ' (°)	30	28	32	35	39

4.4.2.2 A partir des essais in-situ

1) Essais pressiométriques SP :

Les sondages sont présentés dans l'annexe 1, les résultats des sondages pour les ouvrages choisis sont présentés dans l'annexe 2. Les valeurs de p_{le} les plus défavorables de ses sondages ont été retenues.

Remarque :

La pression limite nette est la moyenne géométrique des pressions limites dont les valeurs ne s'écartent pas exagérément de la valeur moyenne selon les recommandations de DTU 13.12 (Voir annexe 2 -Tableaux A2.1, 2 et 3- pour les profils SP).

2) Essai CPTu :

Le calcul de la résistance de pointe q_c revient à intégrer numériquement le long du profil CPTu. La méthode de Simpson offre une précision satisfaisante. Pour cela on a établi un script *Matlab* pour effectuer ce calcul avec un pas de $h=0.5$. (Figure 4.4)

```
simpson1.m x +
1 - clear all
2 - clc
3 - a=input('lower boundary value')
4 - b=input('upper boundary value')
5 - h=0.5
6 - n=(b-a)/h
7 - %introduire les resultats
8 - for j=1:1:n+1
9 -     qc(j)=input('insert qc value')
10 - end
11 - qc
12 - s=qc(1)+qc(n+1)
13 - %somme des valeurs pairs
14 - for i=2:2:n-1
15 -     s1=s1+qc(i);
16 - end
17 - %Somme des valeurs impairs
18 - for i=3:2:n
19 -     s2=s2+qc(i);
20 - end
21 - qcc=(h/3)*(s+2*s1+4*s2) %résistance au pointe
22 - qcm=(1/(b-a))*qcc %résistance au pointe moyenne
23 - qc=qcm*1.3 %résistance au pointe ecretee
```

Figure 4.4 : Script Matlab méthode de Simpson.

Les sondages sont présentés dans l'annexe 1 et les résultats des sondages pour les ouvrages choisis sont présentés dans l'annexe 2 (Tableaux A2.4 et A2.5).

Remarque :

- La pression interstitielle pour l'ensemble de ces sondages est nulle.
- Pour le reste des calculs on a pris les résultats les plus défavorables marqués en rouge.

4.4.3 Paramètres géotechniques retenus pour chaque ouvrage

- Ouvrage Z11.01 :

Tableau 4.5: Paramètres géotechniques retenus pour le Z11.01

Côte [NGA]	Facies	PL* [MPa]	q _c [MPa]	φ [°]	C' [KPa]	E _{young} [MPa]	E _{oed} [MPa]
Plateforme =25.00 à 19.00	PLC1	0.738	5.82	30	0	5.9	8
19.00 à 13.50	PLC2	0.953	16.61	32	15	23	31
13.50 à 7.50	PLS	>2	17.34	35	8	37	50
<7.5	PLG	>2	16.62	39	5	60	81

- Ouvrage Z15.00 :

Tableau 4.6: Paramètres géotechniques retenus pour le Z15.00

Côte [NGA]	Facies	PL* [MPa]	q _c [MPa]	φ [°]	C' [KPa]	E _{young} [MPa]	E _{oed} [MPa]
Plateforme =35.00 à 28.50	PLC	0.38	8.06	32	15	23	31.17
28.50 à 5.00	PLS	1.66	15.97	35	8	37	31
<5.00	PLG	>2	>20	39	5	60	50

4.5 Justification du Pré-dimensionnement

4.5.1 Portance admissible du sol non renforcé

Conformément à la norme *PR NF 94-261*, démontrer qu'une fondation superficielle supporte la charge engendrée par la structure avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de portance du terrain, revient essentiellement à vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d - R_0 < R_{v,d} \quad (4.1)$$

Avec :

V_d : La charge transmise par la fondation superficielle au terrain.

R₀ : La charge du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux.

R_{v,d} : La résistance nette du terrain sous la fondation.

La résistance nette du terrain est déterminée par la relation suivante :

$$R_{v,d} = A'_{sol} \left(\frac{q_{net}}{\gamma_{R,d} \cdot \gamma_{R,v}} \right) \quad (4.3)$$

q_{net} : est la contrainte associée à la résistance nette du terrain ;

$\gamma_{R,d}$: est le coefficient de modèle liée au type de données utilisée et à la méthode de calcul employée (vaut =1.2 pour la méthode pressiométrique ou pénétrométrique) ;

$\gamma_{R,v}$: Le facteur partiel permettant le calcul de la portance a l'ELU (=1.40), a l'ELS (=2.3) ou en situation accidentelle (=1.2) ;

A'_{sol} : La valeur de la surface effective de la fondation.

Tableau 4.7: Calcul de R_0 et V_d (radier)

Ouvrage	Longueur (m)	Largeur (m)	A_{sol} [m ²]	R_0 *[kN]	V_d **[kN]
Z11.01-A	22.78	22.78	518.92	4670.35	86142.11
Z11.01-C	84.3	55.15	4694.14	41842.3	469563.64

* R_0 =Surface * profondeur d'encastrement $D=0.45$ m x Masse volumique du sol $\gamma=20\text{kN/m}^3$.

** V_d =Longueur * largeur x Charge apportée par la fondation.

Tableau 4.8: Calcul de R_0 et V_d (semelle filante)

Ouvrage	Longueur (m)	Largeur (m)	A_{sol} [m ²]	R_0 *[kN/ml]	V_d **[kN/ml]
Z11.01-B	-	3.25	3.25	29.25	328.25
Z15.00	-	6	6	54	600

* R_0 Largeur * profondeur d'encastrement $D=0.45$ m x Masse volumique du sol $\gamma=20\text{kN/m}^3$.

** V_d = largeur * Charge apportée par la fondation.

4.5.1.1 Calcul de q_{net}

La contrainte q_{net} associée à la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle doit être déterminée, soit à partir d'une méthode fondée sur des données mesurées in situ (qui regroupent les méthodes dites pressiométrique ou pénétrométrique), soit à partir d'une méthode fondée sur les paramètres de cisaillement du sol (C_u ou c' et φ'). On a choisi d'exploiter les sondages pressiométriques et pénétrométrique pour calculer q_{net} et faire par la suite une comparaison entre les deux méthodes.

- Méthode pressiométrique

Le calcul de la contrainte q_{net} par la méthode fondée sur la pressiométrie Menard est fait à partir de la relation suivante :

$$q_{net} = K_p p l_e^* i_\delta \quad (4.4)$$

Avec :

K_p : Le facteur de portance pressiométrique ;

$p l_e^*$: La pression nette équivalente ;

i_δ : Facteur lié à l'inclinaison de la charge, (= 1 si la charge est verticale).

Le calcul de ces paramètres est fait comme décrit dans le chapitre précédent.

Tableau 4.9: Calcul de la résistance nette du terrain par la méthode pressiométrique.

Ouvrage	Kp	PL _e * (kPa)	q _{net} (kPa)	R _{v,d} (kN)
Z11.01-A	1.02	738	752.76	141532.081
Z11.01-B	1.07	738	789.66	929.853
Z11.01-C	1.01	738	745.38	1255572.36
Z15.00	1.04	380	395.2	859.13

Tableau 4.10: Vérification de la portance.

Ouvrage	R _{v,d} (kN)	V _d - R ₀ (kN)	Verification
Z11.01-A	141532.081	81471.76	Vérifié
Z11.01-B	929.853	299	Vérifié
Z11.01-C	1255572.36	427721.3	Vérifié
Z15.00	859.13	546	Vérifié

Donc la portance est admissible par la méthode pressiométrique, les colonnes seront justifiées par rapport à la réduction du tassement seulement.

- Méthode pénétrométrique :

Pour cette méthode le calcul est fondé sur les valeurs de résistance de pointe q_c déduites des essais de pénétration au cône. La contrainte q_{net} est calculée suivant la relation suivante :

$$q_{net} = K_c q_{ce} i_\delta \quad (4.5)$$

K_c : Le facteur de portance pénétrométrique ;

q_{ce} : La pression nette équivalente ;

i_δ : Facteur lié à l'inclinaison de la charge, (= 1 si la charge est verticale).

Le calcul de ces paramètres est fait comme décrit dans le chapitre précédent

Tableau 4.11: Calcul de la résistance nette du terrain par la méthode pénétrométrique.

Ouvrage	K_c	q_c (kPa)	q_{net} (kPa)	$R_{v,d}$ (kN)
Z11.01-A	0.092	5800	533.6	100326.16
Z11.01-B	0.099	5800	574.2	676.14
Z11.01-C	0.0908	5800	526.64	887110.77
Z15.00	0.0956	8060	770.536	1675.07

Tableau 4.12: Vérification de la portance.

Ouvrage	$R_{v,d}$ (kN)	$V_d - R_0$ (kN)	Vérification
Z11.01-A	100326.16	81471.76	Vérifié
Z11.01-B	676.14	299	Vérifié
Z11.01-C	887110.77	427721.3	Vérifié
Z15.00	1675.07	546	Vérifié

La portance est admissible par la méthode pénétrométrique

Remarque :

-On remarque une certaine différence entre les résultats des deux méthodes dans le calcul de q_{net} qui est la contrainte ultime que peut supporter le sol de fondation, en utilisant l'essai pénétromètre CPTu et l'essai pressiomètre.

-Le calcul de q_{net} est basé sur deux approches différentes pour chaque méthode. Pour la méthode pénétrométrique on utilise « q_c » qui est une résistance au pointe, par contre pour la méthode dite pressiométrique on utilise une pression latérale « pl^* ».

- Cet écart peut être expliqué aussi par d'autres raisons comme: La difficulté de réalisation de l'essai pressiométrique dans un sol granulaires ; donc les enregistrements de la pression limite sont moins pertinentes, ou c'est lié aux méthodes de calcul ; notamment les coefficients de portance K_p et K_c .

4.5.2 Tassement des ouvrages

Les tassements sont limités en profondeur jusqu'à $\Delta\sigma_f / \sigma_0 < 20\%$ d'après l'EC7 avec $\Delta\sigma_f$ augmentation de contrainte et σ_0 la contrainte initiale dans le sol. Les tassements absolus admissibles sont mentionnés dans le **tableau 4.2**.

Nous avons opté pour des méthodes de calcul qui utilisent les résultats obtenus par les essais in-situ: la méthode de Schmertmann et la méthode de déformation

unidimensionnelle (Ces méthodes sont présentées dans l'annexe 3), ainsi que la méthode œdométrique on se basant sur des données de laboratoire.

4.5.2.1 Méthode fondée sur la déformation unidimensionnelle des sols (NF P 94-261) :

➤ Cas général :

Le calcul de tassement en utilisant cette méthode est effectué avec le logiciel *Geofond*, le calcul se fait en suivant les étapes suivantes : (Figure 4.5)

Etape 1 : choisir d'abord la norme (la NF P 94-261) et l'essai (pénétromètre statique).

Etape 2 : introduire les valeurs des sondages pour chaque ouvrage et définir les caractéristiques du sol.

Etape 3 : définir les caractéristiques de la fondation et la charge.

Etape 4 : lancer le calcul.

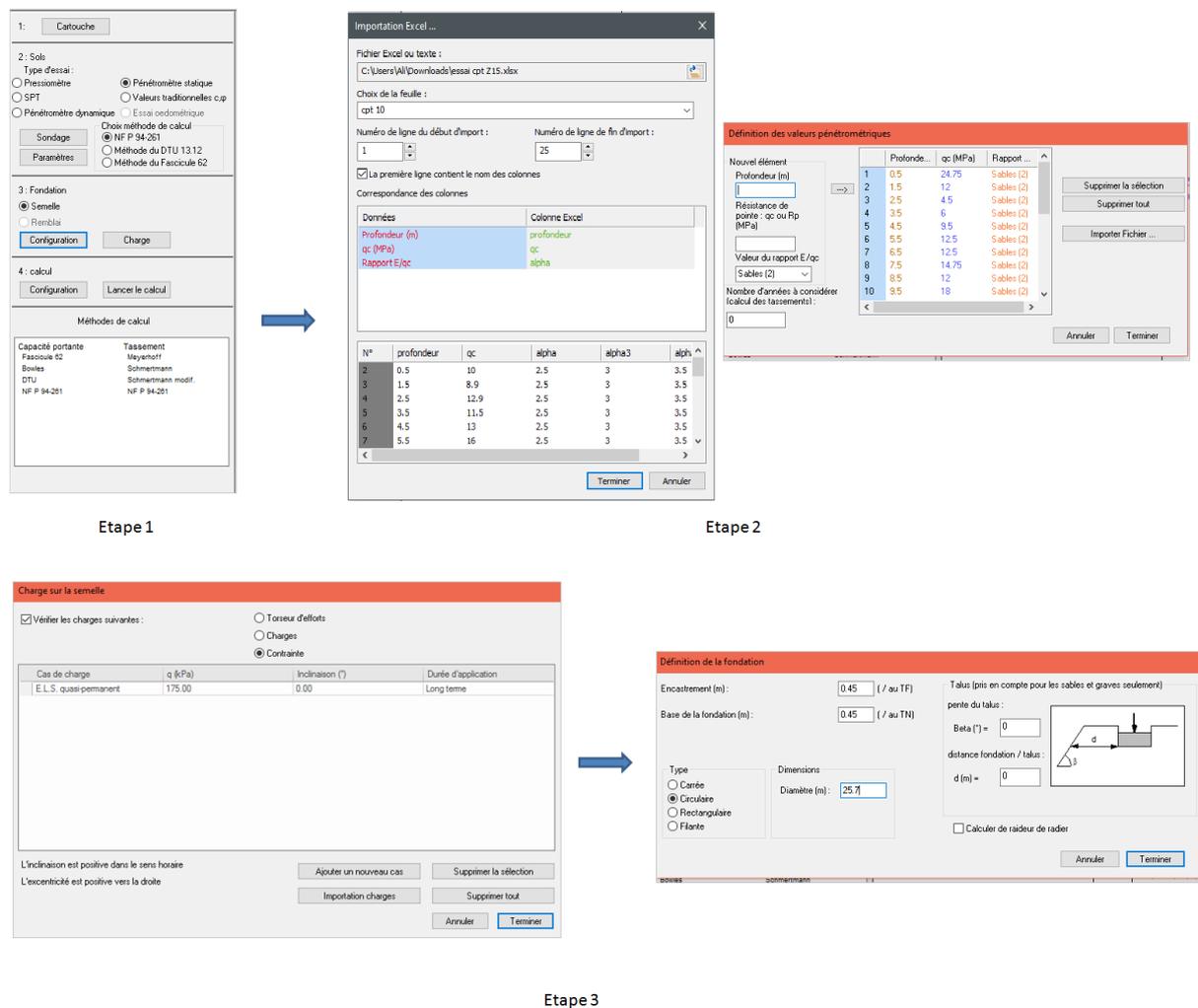


Figure 4.5 : Etapes de calcul avec Geofond.

Les résultats obtenus sont donnés dans le **tableau 4.13**

Tableau 4.13: Résultats obtenus par la méthode de déformation unidimensionnelle.

Ouvrage	Tassement (mm)	
	Z11.01-A	CPTu 21 161
Z11.01-B	CPTu 21 35	CPTu 22 20.4
Z11.01-C	CPTu 21 140	CPTu 22 73.8
Z15.00	CPTu 8 47	CPTu 10 27.9

➤ Cas de la Méthode œdométrique :

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux 4.14, 4.15, 4.16.

- Ouvrage Z11.01-A :

Tableau 4.14: Tassement absolu Z11.01-A

Couche	H [m]	e_0	C_c [%]	C_r [%]	σ'_p [KPa]	σ'_{v0} [KPa]	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$ [KPa]	S_c [mm]
PLC1	6.5	0.517	5*	1	236.5	58.5	233.5	128.7
PLC2	5.5	0.517	5*	0.5**	236.5	169.25	344.25	32
PLS	6	0.528	3*	0.3**	359.63	217.5	392.5	7
PLG	7.5	0.440	8.850	1.04	186.5	285	460	11.2

Tassement total = 178.9 mm >150 mm

- Ouvrage Z11.01-B et Z11.01-C:

Tableau 4.15: Tassement absolu Z11.01-B et Z11.01-C

Couche	H [m]	e_0	C_c [%]	C_r [%]	σ'_p [KPa]	σ'_{v0} [KPa]	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$ [KPa]	S_c [mm]
PLC1	6.5	0.517	5*	1	236.5	58.5	168.5	19.6
PLC2	5.5	0.517	5*	0.5**	236.5	169.25	279.25	15.7
PLS	6	0.528	5*	0.68	359.63	217.5	327.5	2.09
PLG	7.5	0.440	8.850	1.04	186.5	285	395	7.67

Tassement total = 45.06 mm <150 mm

- Ouvrage Z15.00:

Tableau 4.16: Tassement absolu Z15.00

Couche	H [m]	e_0	C_c [%]	C_r [%]	σ'_p [KPa]	σ'_{v0} [Kpa]	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$ [Kpa]	S_c [mm]
PLC	6.5	0.517	5*	1	236.5	58.5	183.5	20.89
PLS	2.5	0.528	5	0.68	359.63	148.5	273.5	1.3

Tassement total=22.19 mm < 25mm

*les valeurs de C_c et C_r pour cette couche sont considérées élevées pour un sol granulaire moyennement dense, le rapport géotechnique recommande de prendre une valeur de C_c comprise entre 0.05 et 0.03.

** $C_r=10\%C_c$.

4.5.2.2 Méthode de Schmertmann (1978)

Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel Geofond et les résultats sont donnés dans le tableau 4.17.

Tableau 4.17: Résultats obtenus par la méthode de Schmertmann

Ouvrage	Tassement (mm)	
	CPTu 21	CPTu 22
Z11.01-A	78.4	51
	CPTu 21	CPTu 22
Z11.01-B	21.4	10.5
	CPTu 21	CPTu 22
Z11.01-C	99.1	70
	CPTu 21	CPTu 22
Z15.00	29.6	11.9
	CPTu 8	CPTu 10

Les valeurs de tassements calculées par les différentes méthodes sont présentées dans le tableau 4.18

Tableau 4.18: Valeurs de tassement par les différentes méthodes

Ouvrages	Méthode de déformation unidimensionnelle		Méthode pénétrométrique de Schmertmann
	Cas général	Méthode œdométrique	
Z11.01-A	161 mm	178.9 mm	78.7 mm
Z11.01-B	35 mm	45.06 mm	21.4 mm
Z11.01-C	140mm	45.06 mm	99.1 mm
Z15.00	47+ mm	22.19 mm	29.6 mm

Remarques :

- Selon la norme NF P 94-261, la méthode basée sur la déformation unidimensionnelle est utilisée pour des fondations de grandes dimensions (cas de l'ouvrage Z11.01-A) en considérant que la déformation uniaxiale des sols est prépondérante. (178.9 mm > 150mm)

- Selon la norme NF P 94-261, la méthode de Schmertmann est une méthode de calcul des tassements d'une fondation rigide (filante ou carrée) dans des sols pulvérulents grenus, ce qui est le cas pour le Z15.00. On remarque que le tassement calculé par cette méthode est supérieur au tassement admissible (29.6 mm > 25 mm).
- Selon les valeurs trouvées, les ouvrages Z11.01-A et Z15.00 seront traités vu que leur tassement est inadmissible.

4.5.3 Tassement différentiel

Le tassement différentiel unitaire doit être inférieur au tassement admissible établi par le cahier des charges (1/ 500^e).

- Ouvrage Z11.01- A :

$$S_{CPTu\ 21} - S_{CPTu\ 22} = 161 - 113 = 48\ mm$$

Soit un tassement différentiel de l'ordre de 48 mm sur une longueur de 25.7 m.

- $\frac{48 \cdot 10^{-3}}{25.7} = 1.86 * 10^{-3} < \frac{1}{500}$ (Condition vérifiée)

- Ouvrage Z11.01-B :

$$S_{CPTu\ 21} - S_{CPTu\ 22} = 48.7 - 27.2 = 21.5\ mm$$

Soit un tassement différentiel de l'ordre de 21.5 mm sur une longueur de 77 m.

$$\frac{21.5 \cdot 10^{-3}}{77} = 2.8 * 10^{-4} < \frac{1}{500}$$
 (Condition vérifiée)

- Ouvrage Z11.01-C :

$$S_{CPTu\ 21} - S_{CPTu\ 22} = 140 - 73.8 = 66.2\ mm$$

Soit un tassement différentiel de l'ordre de 66.2 mm sur une longueur de 84.3 m.

$$\frac{66.2 \cdot 10^{-3}}{84.3} = 7.85 * 10^{-4} < \frac{1}{500}$$
 (Condition vérifiée)

- Ouvrage Z15.00 :

$$S_{CPTu\ 8} - S_{CPTu\ 10} = 29.6 - 11.9 = 17.7\ mm$$

Soit un tassement différentiel de l'ordre de 17.7 mm sur une longueur de 140 m.

$$\frac{17.7 \cdot 10^{-3}}{140} = 1.26 * 10^{-4} < \frac{1}{500}$$
 (Condition vérifiée)

On constate que la condition établie par le cahier de charges est vérifiée pour les quatre ouvrages.

4.5.4 Liquéfaction

De façon générale, la liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitations statiques ou cycliques (sismiques) se traduisant par une perte de résistance d'un matériau pulvérulent saturé qui subit une transition vers un comportement fluide. Cette perte de résistance est due à l'augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques et par l'annulation des contraintes effectives régnant dans le sol.

La liquéfaction qui se produit lors d'un séisme est le résultat d'une accumulation des pressions interstitielles sous l'effet des cycles répétés de cisaillement peut être influencée par plusieurs facteurs : l'origine des sols, le type de sol et sa répartition granulométrique....

La liquéfaction des sols est un problème sérieux, capable de causer des dégâts souvent irréparables ; d'où l'importance de faire une analyse de potentiel de liquéfaction de notre site.

4.5.4.1 Susceptibilité à la liquéfaction

La susceptibilité des sols à la liquéfaction est leur incapacité à résister aux contraintes de cisaillement cycliques ; elle dépend principalement de la nature des sols (pulvérulents ou argiles molles), leur granulométrie et leur propriétés. Les règlements définissent la nature des *sols pulvérulents* potentiellement liquéfiables.

Iai et al ont établi (en 1986) des fuseaux granulométriques après avoir compilé des observations de terrain dans les zones portuaires au Japon (Figure 4.6).

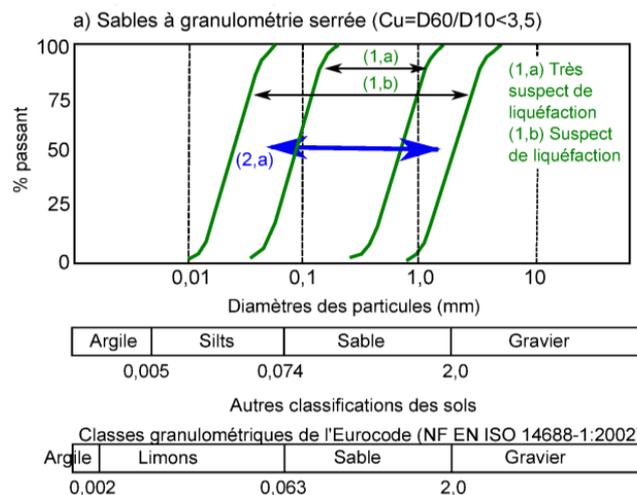


Figure 4.6 : Courbes et fuseaux granulométriques des sables (à granulométrie serrée) liquéfiables.

L'utilisation de ces fuseaux granulométriques se fait de la façon suivante : il faut d'abord calculer le coefficient d'uniformité C_u pour avoir une idée sur la granulométrie du sol, pour notre cas le coefficient d'uniformité est inférieur à 3 pour les différents sondages donc on est en présence d'une granulométrie serrée. Ensuite, on positionne les courbes granulométriques, lorsque la courbe granulométrique se trouve au dehors des fuseaux de sols potentiellement liquéfiables, le sol est considéré non liquéfiable ; lorsque la courbe granulométrique du sol se trouve à l'intérieur des fuseaux potentiellement liquéfiables, ce

critère ne permet pas de statuer et l'étude de liquéfaction est poursuivie pour quantifier le potentiel de liquéfaction des sables.

Les courbes granulométriques pour les différentes profondeurs sont obtenus en utilisant les résultats des essais de l'analyse granulométriques mentionnées dans le rapport du sol. Ces courbes sont tracées avec les courbes de référence (figures 4.7, 4.8 et 4.9) pour avoir une idée sur la susceptibilité à la liquéfaction pour les différents sondages.

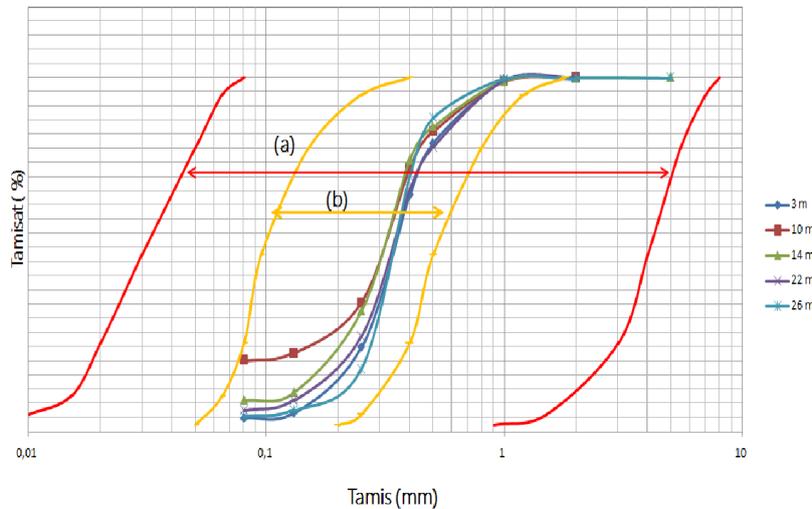


Figure 4.7 : Courbes granulométriques du sondage SC 16-08
 (a) Suspect de liquéfaction
 (b) Très suspect de liquéfaction

On constate de la figure 4.7 que toutes les courbes granulométriques du sondage SC16-8 se trouvent dans le domaine 1.a : (domaine très suspect de liquéfaction). Donc une évaluation du risque de liquéfaction est doit se faire pour le quantifier.

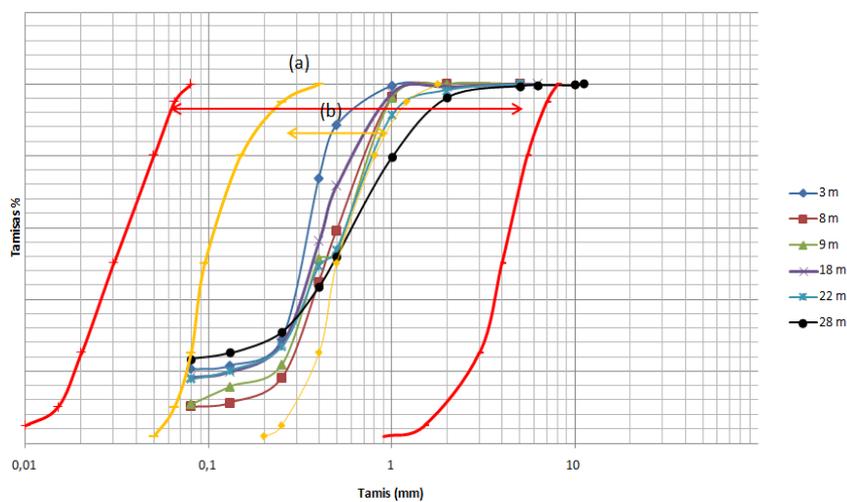
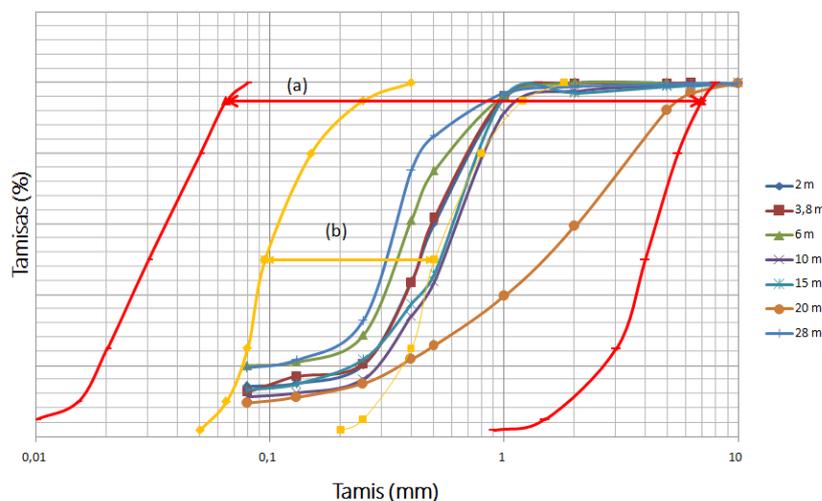


Figure 4.8 : Courbes granulométriques du sondage SC 16-10
 (c) Suspect de liquéfaction
 (d) Très suspect de liquéfaction

On constate **figure 4.8** que toutes les courbes granulométriques du sondage SC16-8 se trouvent dans le domaine 1.a : (domaine très suspect de liquéfaction) à l'exception d'une seule courbe qui se trouve dans le domaine (1.b) mais qui reste toujours dans le domaine de liquéfaction. Donc une évaluation du risque de liquéfaction est doit se faire pour le quantifier.



*Figure 4.9 : Courbes granulométriques du sondage SC 16-18
(a) Suspect de liquéfaction
(b) Très suspect de liquéfaction*

On constate **figure 4.9** que toutes les courbes granulométriques du sondage SC16-8 se trouvent dans le domaine 1.a : (domaine très suspect de liquéfaction) à l'exception d'une seule courbe qui se trouve dans le domaine (1.b) mais qui reste toujours dans le domaine de liquéfaction. Donc une évaluation du risque de liquéfaction est doit se faire pour le quantifier.

Commentaire :

Une évaluation du potentiel de liquéfaction doit se faire pour les trois sondages afin de quantifier le risque.

4.5.4.2 Evaluation du potentiel de liquéfaction

Pour évaluer la résistance par liquéfaction du sol il est nécessaire de calculer deux variables :

- Les contraintes engendrées par un séisme, exprimées en termes de résistance *CSR* (cyclic stress ratio).
- La résistance de sol pour s'opposer à la liquéfaction, exprimée en *CRR* (cyclic resistance ratio)

L'évaluation de potentiel de liquéfaction consiste à déterminer un facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction défini par la comparaison entre le rapport de résistance cyclique CRR et le rapport de contrainte cyclique générée par le séisme CSR.

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (4.6)$$

Deux facteurs correcteurs MSF et K_σ ont été introduits respectivement par *Seed* et *Idriss* (1982) et par *Kramer* (1996) dans la formule du coefficient de sécurité : le premier pour la correction de la magnitude et le deuxième pour tenir compte de l'effet de la contrainte de cisaillement supérieur à 100 KPa. Le coefficient de sécurité est exprimé donc comme suit :

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} * MSF * K_\sigma \quad (4.7)$$

Avec :

$$MSF = \frac{7.5^n}{MS} \quad (4.8)$$

Tel que :

MS : Ampleur du tremblement de terre (pour le cas de DjenDjen on prend 5.5).

n : Facteur de magnitude

$$n = 2.93 \quad MS < 7.5$$

$$n = 2.56 \quad MS > 7.5$$

Et :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{Pa}\right)^{f-1} \quad (4.9)$$

Tel que : f : exposant en fonction de la densité relative du terrain

On utilise un $f = 0.75$ comparable à des sols avec une densité relative d'environ 40% à 60%.

➤ **Calcul du rapport des contraintes cycliques CSR :**

Le taux de contraintes cycliques est défini par la formule suivante :

$$CSR = 0.65 * \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} * r_d \quad (4.10)$$

Avec :

a_{max} : Accélération de la surface du sol ;

g : Accélération de la gravité.

Compte tenu de la sismicité de la zone (d'après le RPA), on prend : $\frac{a_{max}}{g} = 0.2$

σ_{v0} : Contrainte verticale totale.

σ'_{v0} : Contrainte verticale effective.

r_d : Coefficient réducteur de la contrainte en fonction de la profondeur (dû à La flexibilité du sol), il est donné par : (*Liao et Witham* 1986)

$$\begin{array}{ll}
 r_d = 1 - 0.0765 z & z \leq 9.15m \\
 r_d = 1.174 - 0.0267 z & 9.15 m < z \leq 23 m \\
 r_d = 0.744 - 0.008 z & 23 m < z \leq 30m \\
 r_d = 0.5 & z > 30 m
 \end{array}$$

Le calcul de CSR est donné dans l'annexe 2.

➤ Calcul du rapport de la résistance cyclique :

Plusieurs méthodes ont été développées afin de déterminer le CRR. Elles peuvent être groupées en deux catégories: Les méthodes basées sur les essais de laboratoire, et les méthodes basées sur les essais in situ.

Pour notre étude nous allons calculer le CRR en utilisant deux méthodes basées sur l'essai SPT et l'essai CPT.

- Méthode basée sur l'essai SPT :

Seed et Idriss (1982) ont montré que plus la contrainte de surconsolidation augmente plus les valeurs de N-SPT augmentent cela nécessite une correction de ces valeurs en utilisant un facteur correcteur C_N .

De plus, d'autres facteurs dus aux matériels de l'essai peuvent influencer les valeurs de N_m , le nombre de coups corrigé est déterminé par :

$$(N1)_{60} = N_m C_N C_E C_R C_B C_S \quad (4.11)$$

Avec :

N_m : Nombre de coups du SPT ;

C_N : Facteur de normalisation par rapport à la contrainte de surconsolidation

$$C_N = \frac{2.2}{\left(1.2 + \frac{\sigma_{v0'}}{P}\right)} \quad (\text{Kayen et al (1992)}) \quad (4.12)$$

Avec : P : Pression atmosphérique prise égale à 100 kPa.

C_E : Facteur de correction de l'énergie transmise du marteau à l'échantillon ;

C_R : Facteur de correction qui tient compte de la longueur des tiges ;

C_B : Facteur de correction qui tient compte de diamètre de forage ;

C_S : Facteur de correction qui tient compte de la méthode d'échantillonnage.

Ces quatre facteurs de correction sont pris de la modification de *Skempton*(1986). (Tableau 4.19)

Tableau 4.19 : Corrections au spt modifié par Skempton 1986.

Factor	Equipment Variable	Term	Correction
Overburden pressure		C_N	$(Pa/\sigma'_{vo})^{0.5}$ but $C_N \leq 2$
Energy ratio	Donut hammer	C_E	0.5–1.0
	Safety hammer		0.7–1.2
	Automatic hammer		0.8–1.5
Borehole diameter	65–115 mm	C_B	1.0
	150 mm		1.05
	200 mm		1.15
Rod length	3–4 m	C_R	0.75
	4–6 m		0.85
	6–10 m		0.95
	10–30 m		1.0
	>30 m		<1.0
Sampling method	Standard sampler	C_s	1.0
	Sampler without liners		1.1–1.3

Le facteur de correction de l'énergie (C_E) varie selon Skempton, entre un minimum de 0,8 et un maximum de 1,3 pour l'utilisation de marteau automatique comme c'est notre cas. Dans le calcul du potentiel de liquéfaction des sols de Djen Djen on considère convenables les valeurs suivantes de C_E :

Pour :

$$\begin{aligned} z < 6 \text{ m} & & C_E &= 1.1 \\ 6 \text{ m} \leq z < 10 \text{ m} & & C_E &= 1.25 \\ z \geq 10 \text{ m} & & C_E &= 1.3 \end{aligned}$$

Etant donné le diamètre de forage et le type d'échantillonnage, on prend des valeurs unitaires pour les deux ($C_B = C_S = 1$).

Pour tenir compte de l'influence des particules fines, *Seed* et *Idriss* (1997) l'ont introduite dans la formule par:

$$(N1)_{60cs} = \alpha + \beta (N1)_{60} \quad (4.13)$$

Avec :

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 & FC &\leq 5 \% \\ \alpha &= e^{(1.75 - \frac{190}{FC^2})} & 5\% &< FC < 35\% \\ \alpha &= 5 & FC &> 35 \% \end{aligned}$$

Et :

$$\begin{aligned} \beta &= 1 & FC &\leq 5 \% \\ \beta &= 0.99 + \left(\frac{FC}{1000}\right)^{1.5} & 5\% &< FC < 35\% \\ \beta &= 1.25 & FC &> 35 \% \end{aligned}$$

En tenant compte de la correction de la teneur en fines, la formule pour le calcul de la résistance cyclique CRR sera la suivante :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N1)_{60cs}} + \frac{(N1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{10(N1)_{60cs} + 45^2} - \frac{1}{200} \quad (4.14)$$

$(N1)_{60cs}$ Nombre de coups du SPT corrigé par la fraction fine et inférieur à 30 ($(N1)_{60cs} < 30$)

Le calcul détaillé du CRR est donné dans l'annexe 2 (**Tableau A2.6 et A2.7**)

Le **tableau 4.20** présente un tableau récapitulatif qui donne les valeurs de CSR, CRR et F_s calculées par la méthode basée sur l'essai SPT pour les trois sondages (SC 16-8, SC 16-10 et SC 16-10) et la **figure 4.10** présente les valeurs de facteur de sécurité pour les différents sondages.

Tableau 4.20 : Calcul du coefficient de sécurité par la méthode SPT

	<i>Profondeur (m)</i>	<i>CSR</i>	<i>CRR</i>	<i>MSF</i>	<i>K_σ</i>	<i>F_s</i>
SC 16-08	3	0,211	0,28	2,48	1,39	4,72
SC 16-08	6	0,14	0,48	2,48	1,17	9,53
SC 16-08	8	0,10	0,48	2,48	1,09	12,36
SC 16-08	10	0,24	0,48	2,48	1,03	5
SC 16-08	12	0,23	0,48	2,48	0,98	5,08
SC 16-08	14	0,22	0,48	2,48	0,94	5,21
SC 16-08	16,5	0,20	0,27	2,48	0,91	3,03
SC 16-08	18,3	0,18	0,26	2,48	0,88	3,12
SC 16-08	20	0,17	0,25	2,48	0,86	3,08
SC 16-08	22	0,16	0,27	2,48	0,84	3,54
SC 16-08	24,2	0,15	0,26	2,48	0,82	3,64
SC 16-08	26,2	0,14	0,21	2,48	0,81	2,87
SC 16-08	28	0,14	0,23	2,48	0,79	3,21
SC 16-08	29,6	0,14	0,26	2,48	0,78	3,67
SC 16-10	3	0,26	0,07	2,48	1,39	3,17
SC 16-10	6	0,26	0,12	2,48	1,17	3,7
SC 16-10	9	0,25	0,25	2,48	1,05	5
SC 16-10	12,55	0,31	0,14	2,48	0,97	2,8
SC 16-10	15,4	0,31	0,25	2,48	0,92	3,59
SC 16-10	18	0,31	0,1	2,48	0,89	2,09
SC 16-10	20	0,30	0,25	2,48	0,86	3,4
SC 16-10	22	0,30	0,25	2,48	0,84	3,34
SC 16-10	24	0,15	0,25	2,48	0,82	6,6
SC 16-10	26,5	0,14	0,10	2,48	0,80	4,25
SC 16-10	30	0,13	0,25	2,48	0,78	6,84
SC 16-18	2	0,23	0,48	2,48	1,54	8,01
SC 16-18	4	0,19	0,48	2,48	1,29	8,22
SC 16-18	6	0,15	0,25	2,48	1,17	4,97
SC 16-18	8	0,10	0,48	2,48	1,09	12,36
SC 16-18	10	0,25	0,48	2,48	1,03	5
SC 16-18	13	0,22	0,48	2,48	0,96	5,14
SC 16-18	15	0,21	0,41	2,48	0,93	4,53
SC 16-18	18	0,19	0,48	2,48	0,89	5,65
SC 16-18	20	0,17	0,48	2,48	0,86	5,96
SC 16-18	22	0,16	0,48	2,48	0,84	6,35
SC 16-18	24	0,15	0,48	2,48	0,82	6,6
SC 16-18	26	0,14	0,48	2,48	0,81	6,66
SC 16-18	28	0,14	0,23	2,48	0,79	3,27
SC 16-18	30	0,13	0,48	2,48	0,78	6,89

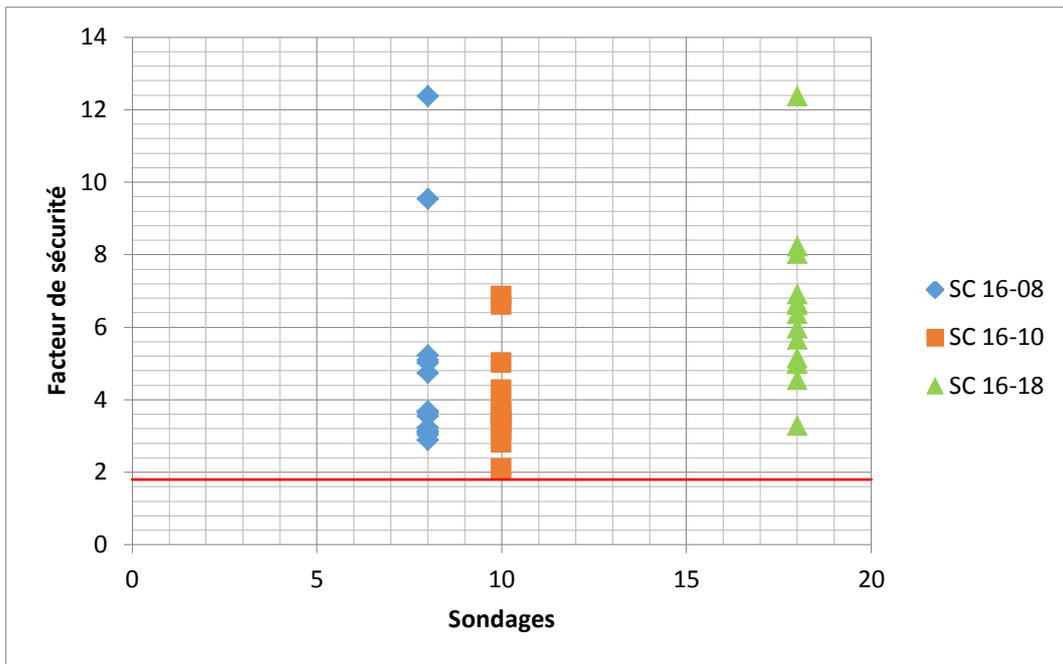


Figure 4.10 : valeurs de facteur de sécurité pour les différents sondages.

Remarque :

Les résultats obtenus en appliquant la méthode du SPT montrent l'absence de matériaux potentiellement liquéfiables.

- Méthode basée sur l'essai CPT :

Telle que la méthode basée sur l'essai SPT, la résistance à la pointe q_c obtenue par l'essai CPT nécessite une normalisation pour l'utiliser dans le calcul de CRR.

La corrélation CPT recommandée pour les sols de type sable est illustrée à la figure 4.11 et peut être estimée à l'aide des équations simplifiées suivantes suggérées par Robertson et Wride (1998):

$$CRR_{7.5} = \begin{cases} 0.833 \left[\frac{(Q_{tn,cs})}{1000} \right] + 0.05 & \text{si: } Q_{tn,cs} < 50 \\ 93 \left[\frac{(Q_{tn,cs})}{1000} \right]^3 + 0.08 & \text{si: } 50 \leq Q_{tn,cs} \leq 160 \end{cases} \quad (4.15)$$

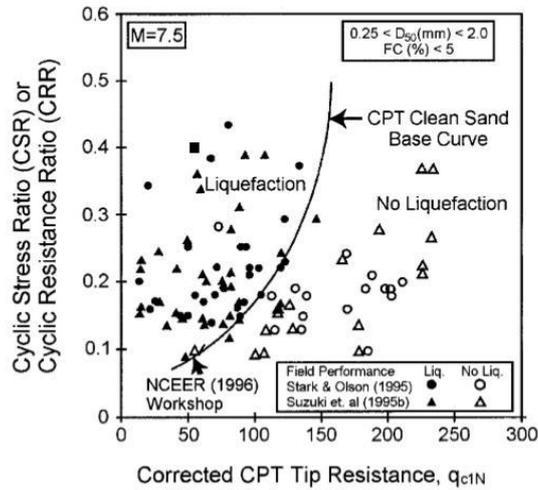


Figure 4.11 : Courbes de calcul de CRR en fonction de Q_{tn} reproduite par (Robertson et Wride 1998).

Avec :

$$Q_{tn,cs} = k_c * Q_{tn} \quad (4.16)$$

Tel que :

k_c : Facteur correcteur dépendant de I_c défini par l'équation de Robertson et Wride (1998)

$$k_c = \begin{cases} 1 & \text{si: } I_c \leq 1.64 \\ -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 & \text{si: } I_c > 1.64 \end{cases} \quad (4.17)$$

I_c Appelé « indice de comportement » représente le rayon des cercles concentriques qui définissent le type de sol (Figure 4.12).

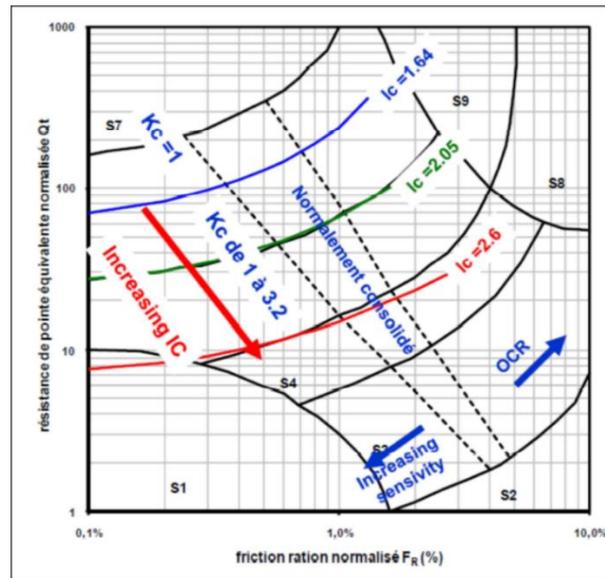


Figure 4.12 : Estimation du type de sol (Robertson 2009).

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F + 1.22)^2]^{0.5} \quad (4.18)$$

Avec : $Q_{tn} = \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{Pa}\right) \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}}\right)^n$ (4.19) : résistance à la pointe normalisée.

et :

$$F = \left(\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \right) * 100\% \quad (4.20)$$

Tel que : f_s : contrainte de frottement de la gaine.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction (essai CPT) a été faite en utilisant le logiciel *CLiq*, c'est un logiciel qui a été développé en collaboration avec Gregg Drilling and Testing Inc, une entreprise leader dans le domaine de l'investigation de sites et de la TPC, et le professeur Peter Robertson, auteur de la méthode utilisée dans le logiciel.

Les étapes suivies pour le calcul sont présentées dans la figure 4.13.

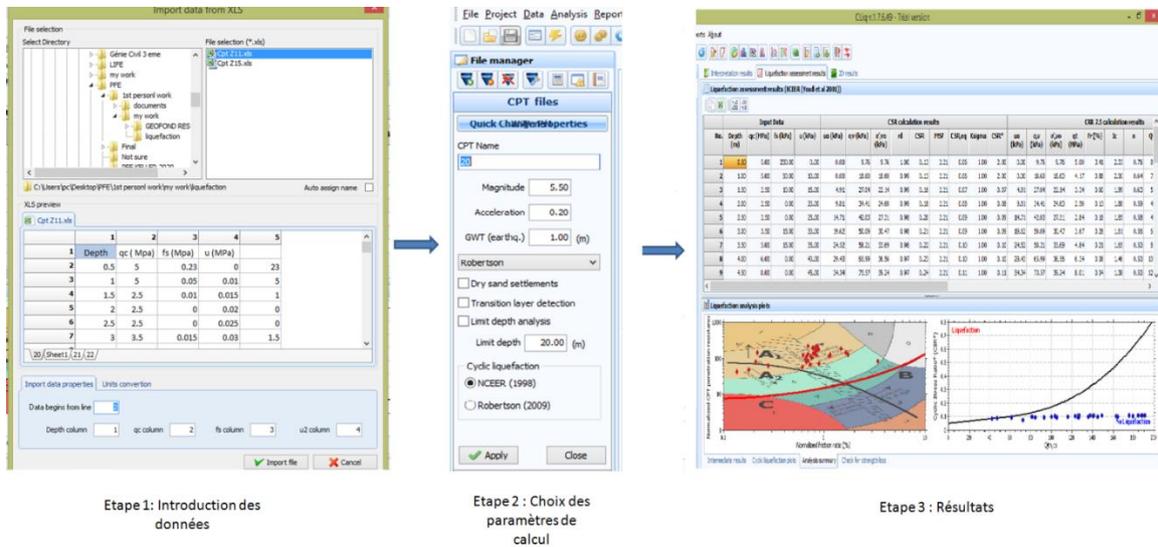


Figure 4.13 : Etapes de calcul par le logiciel CLiq.

Les résultats obtenus par le logiciel CLiq sont données dans la figure 4.14.

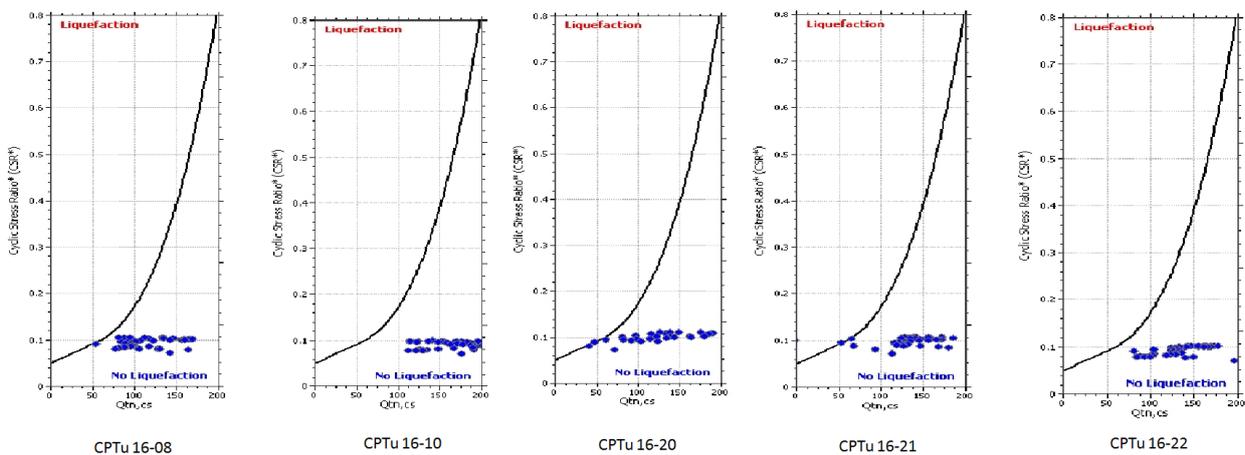


Figure 4.14 : Courbes de potentiel de liquéfaction données par CLiq.

La figure 4.14 présente les courbes de potentiel de liquéfaction données par le logiciel CLiq, on constate que tous les points pour les différentes profondeurs se situent dans le deuxième domaine « sous la courbe qui représente un facteur de sécurité limite » et donc il n'a pas un risque de liquéfaction.

Le calcul détaillé de CRR et CSR est donné dans l'annexe 2 (Tableaux A2.8, A2.9, A2.10, A2.11, A2.12, A2.13, A2.14, A2.15, A2.16, A2.17).

Remarque :

En analysant les données fournies par le logiciel, plus particulièrement le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction « FS », on peut dire que notre site ne présente pas un risque de liquéfaction.

Commentaire

Après avoir étudié la capacité portante du sol, le tassement (absolu et différentiel) et la liquéfaction, nous pouvons déduire que le renforcement de notre site *n'aura pour rôle que de limiter les tassements.*

4.6 Justification du choix de renforcements

On constate que le plot 16 est caractérisé par un ensemble de sols ou remplissages anthropiques, sables d'environnement côtier et matériaux pliocène de nature sableuse d'une densité relativement moyenne (**voir tableau 4.4**). Il est prévu que toutes les structures soient appuyées sur les matériaux pliocènes (*PLC*) (pour les 2 ouvrages en question cette couche est de 5 à 6 m de profondeur). Le bureau d'étude du sol *Getinsa-Payma* dans son étude géotechnique du plot 16 propose dans le cas des sols de mauvaise qualité des sols de soutènement ou conditions aux limites défavorables, des fondations profondes par le biais de pieux. Vu que cette solution est relativement coûteuse vu le nombre des ouvrages prévus, le renforcement du sol visant à augmenter sa capacité portante ou/et à réduire sa déformabilité, s'avère plus économique.

D'après la nature essentiellement granulaire des sols (sables moyennement denses), une amélioration par des méthodes de compactage sans apport de matériaux (compactage dynamique/vibrocompactage) ou par inclusion souples (les colonnes ballastées) est envisageable. En ce qui concerne le compactage sans apport de matériaux, cette méthode perd en efficacité pour les terrains granulaires qui sont de 15 à 20% des matériaux fines (ce qui est le cas pour ces les terrains composants ce plot). Le traitement par colonnes ballastées semble donc être le plus idéal. Selon Dhouib.A 2005, le champ d'application des colonnes ballastées en termes de charges appliquées et tolérance imposées (tassement admissible), ainsi que la nature et résistance des sols, est vérifié, le **tableau 4.21** résume ces exigences :

Tableau 4.21: Champs d'application des colonnes ballastées

	L'étreinte latérale a partir de	Descente de charges	Tassement absolu admissible (cm)	Compatibilité avec le plot 16.
Nature du sol (sables denses)	PL* > 150 (kPa) et q _c > 1.6 (MPa)	-	-	✓
Charges appliquées (radier/filante)	-	150-1500 kn 100-300 kn/m	-	✓
Tolérances exigées	-	-	2-20	✓

4.7 Traitement avec les colonnes ballastées (Voie sèche)

4.7.1 Caractéristiques des matériaux constitutifs

Conformément aux recommandations du CFMS, les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possible. Les caractéristiques minimales sont les suivantes :

- LA (NF EN 1097-2) < 35 ;
- MDE (NF EN 1097-1) < 30 ;
- LA + MDE < 60 ;
- Un module de Young E_y=60MPa ;
- Un angle de frottement φ'_c=40° (graviers concassés) ;
- Un coefficient de Poisson ν=0.33.
- Poids volumique du matériau en place, saturé : γ_{col} = 21kN/m³

(A noter que la granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube. [CFMS])

4.7.2 Pre-dimensionnement des colonnes

4.7.2.1 Le diamètre

Il faut rappeler que le diamètre d'une colonne dépend essentiellement du mode d'exécution, les terrains traversés (plus la pression limite sera faible, plus la colonne s'expandra) et l'énergie totale dépensée.

Le mode d'exécution de colonnes pour ce projet est par poussée statique sur l'outil vibrant, avec des passes de compactage de l'ordre de 0.5 m de hauteur, ce qui permet d'élargir au maximum le diamètre des colonnes et de mobiliser ainsi pleinement la butée du terrain.

Les diamètres des colonnes peuvent ainsi varier de :

- 0.5 m à 0.7 m dans horizons peu compressibles ;
- 0.7 m à 0.9 m dans les horizons compressibles.

Ainsi les diamètres retenus sont :

Tableau 4.22: Diamètre de la colonne pour chaque ouvrage

Z11.01	0.65 m
Z15.00	0.6 m

4.7.2.2 La longueur

Selon [CFMS], les colonnes seront arrêtées sur une couche plus compacte. On considère qu'une couche est plus compacte quand elle est caractérisée par $PL^* > 0.8 \text{ MPa}$ ou par un $q_c > 2.5 \text{ MPa}$. De ce fait les colonnes ballastées seront descendues au toit de la formation des *PLS* pour le Z15 et au toit de la formation de *PLC2* pour le Z11.01.

De ce fait la longueur du traitement est de 6.5 m.

4.7.2.3 Le maillage

Le maillage est lié aux dimensions de l'ouvrage, à la capacité portante de la colonne et à la charge. D'après Priebe le maillage pour un prédimensionnement peut être estimé en déterminant un facteur de réduction de tassement selon le tassement souhaité ; ce choix préliminaire est fait en utilisant une abaque (Figure 4.15).

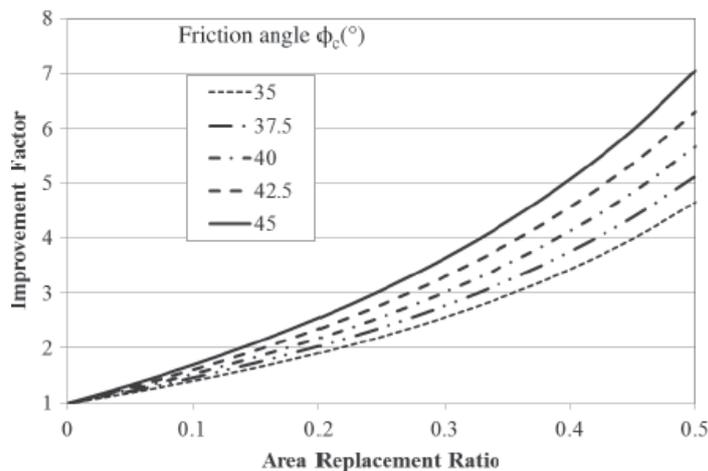


Figure 4.15 : Facteur d'amélioration en fonction du rapport des sections.

➤ Ouvrage Z11.01-A :

Le tassement avant traitement de la couche *PLC1* est $s_0 = 128.7 \text{ mm}$ et le tassement souhaité pour cette couche pour avoir un tassement total inférieur au tassement admissible $s_f = 150 - 50.2 = 99.8 \text{ mm}$

Donc : $n = \frac{s_0}{s_f} = \frac{128.7}{99.8} = 1.29$

En utilisant l'abaque et pour un $\varphi'_c=40^\circ$, le taux d'incorporation sera égal à **0.08**.

➤ **Ouvrage Z15.00 :**

En ce qui concerne l'ouvrage le facteur de réduction préliminaire va être estimé en utilisant le tassement avant traitement $s_0 = 29.6$ mm et le tassement admissible $s_f = 25$ mm

Donc :

$$n = \frac{s_0}{s_f} = \frac{29.6}{25} = 1.184$$

En utilisant l'abaque et pour un $\varphi'_c=40^\circ$, le taux d'incorporation sera égal à **0.05**.

Le maillage est choisi en respectant la géométrie et les dimensions des deux ouvrages (Tableau 4.23).

Tableau 4.23: Dispositions des colonnes

Zone d'ouvrage	Espacement entre colonne (m)	Taux d'incorporation <i>a</i>
Z11.01	1.78*1.78	0.0883
Z15.00	2.00*2.50	0.0565

4.8 Calcul de la capacité portante de la colonne

4.8.1 Contrainte de rupture

Selon le CFMS la contrainte de rupture par expansion latérale d'une colonne isolée est donnée par :

$$q_{re} = \sigma_r \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \right)^2 \quad (4.21) \quad (Greenwood 1970)$$

Avec :

φ_c : angle de frottement interne du ballast ;

σ_r : contrainte radiale.

Dans le cas d'un essai pressiométrique : $\sigma_r = p_{l, \acute{e}qu} = \sqrt[n]{p_{l,1} * p_{l,2} * \dots * p_{l,n}}$ (4.22)

➤ **Ouvrage Z11.00-A :**

La contrainte radiale a déjà été calculée dans ce chapitre.

$$\sigma_r = p_{l, \acute{e}qu} = 0.38 \text{ Mpa}$$

Et : $\varphi_c = 40^\circ$ (matériau concassé)

Donc : $q_{re} = 0.738 * \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{9} \right) \right)^2 = 3.39 \text{ MPa}$

➤ Ouvrage Z15.00 :

$$\sigma_r = p_{l,éq} = 3.8 \text{ bars}$$

Donc : $q_{re} = 0.38 * (\tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{9}))^2 = 1.74 \text{ MPa}$

4.8.2 Contrainte admissible

La contrainte admissible à l'ELS est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte de rupture radiale et elle est limitée par 0.8 MPa.

$$q_{aELS} = \min\left(\frac{q_{re}}{2}; 0.8 \text{ MPa}\right) \quad (4.23)$$

➤ Ouvrage Z11.01-A :

$$q_{aELS} = \min\left(\frac{3.39}{2}; 0.8 \text{ MPa}\right) = 0.8 \text{ MPa}$$

➤ Ouvrage Z15.00 :

$$q_{aELS} = \min\left(\frac{1.74}{2}; 0.8 \text{ MPa}\right) = 0.8 \text{ MPa}$$

4.8.3 Capacité portante de la colonne

La capacité portante d'une colonne est donnée par :

$$Q_a = q_{aELS} * S \quad (4.24)$$

où :

S : section de la colonne $S = \pi\left(\frac{\emptyset_{col}}{2}\right)^2$

\emptyset_{col} : diamètre de la colonne.

➤ Ouvrage Z11.01-A :

$\emptyset_{col} = 65 \text{ cm}$ donc : $Q_a = 0.8 * \pi\left(\frac{0.65}{2}\right)^2 = 265.5 \text{ kN}$

➤ Ouvrage Z15.00 :

$\emptyset_{col} = 60 \text{ cm}$ donc : $Q_a = 0.8 * \pi\left(\frac{0.6}{2}\right)^2 = 226.2 \text{ kN}$

4.9 Calcul de tassements

Les tassements sont limités en profondeur jusqu'à $\Delta\sigma_f / \sigma_0 < 20\%$ d'après l'EC7 avec

$\Delta\sigma_f$ augmentation de contrainte et σ_0 la contrainte initiale dans le sol. Les tassements absolus admissibles sont mentionnés dans le **tableau 4.2**. On vérifiera aussi le non dépassement de la capacité portante des colonnes ballastées.

Le calcul du tassement de la couche traitée est effectué par deux méthodes : Méthode de Priebe et méthode d'Homogénéisation simplifiée (cette dernière est recommandée par le (CFMS) et cela afin de pouvoir comparer entre ces deux approches.

Le tassement des autres couches non traitées sont déjà calculés par la méthode œdométrique.

4.9.1 Tassement absolu de l'ouvrage Z11.01-A

- Tassement de La couche traitée PLC1 (-25.50m a -19.00m [NGA]) :

1) Méthode de Priebe :

Les coefficients d'amélioration de Priebe sont résumés dans le **tableau 4.24**, les détails de calcul sont présentés dans l'**annexe 3**.

Tableau 4.24: Coefficients d'amélioration de Priebe (Ouvrage Z11.01-A)

Ouvrage	K_{ac}	a	$f(\vartheta_s, a)$	n_0	$\frac{\bar{A}_c}{A}$	Δa	$f(\vartheta_s, \bar{a})$	n_1	K_{oc}	f_d	n_2
Z11.01	0.2174	0.0883	1.426	1.46	0.0852	0.4	1.44	1.44	0.357	1.15	1.65

- Tassement théorique avant traitement :

$$s_0 = \sigma_0 * \sum \frac{D_i}{E_{si}} \quad (4.25)$$

où : D_i : épaisseur de la couche ;

E_{si} : Module œdométrique du sol.

$$s_0 = 175 * \frac{6.5}{8 * 10^3} = 0.142 \text{ m} = \mathbf{14.2 \text{ cm}}$$

- Tassement après traitement

$$s_f = \frac{s_0}{n_2} = \frac{14.2}{1.65} = 8.606 \text{ cm} = \mathbf{86.06 \text{ mm}}$$

2) Méthode d'homogénéisation simplifiée :

$$W_i = \frac{h_t * \sigma_t}{a * E_c + ((1-a) * E_{soed})} \quad (4.26)$$

Où :

E_c : module de Young du ballast ;

E_{soed} : module œdométrique du sol ;

a : taux d'incorporation ;
 h_i : épaisseur de la couche.

$$w_i = \frac{6.5 * (175 - 9)}{0.0883 * 60 * 10^3 + ((1 - 0.0883) * 8 * 10^3)} = 0.0856 \text{ m}$$

$$w_i = \mathbf{85.6 \text{ mm}}$$

Remarques :

- Les résultats montrent une certaine concordance entre les deux méthodes.
- La méthode de l'homogénéisation ne peut s'appliquer qu'aux charges réparties de grandes dimensions (Dhouib.A 2015). Elle intègre comme dans la méthode de Priebe, le module œdométrique du sol encaissant.

Tassement des couches non-traitées : selon la figure 4.16

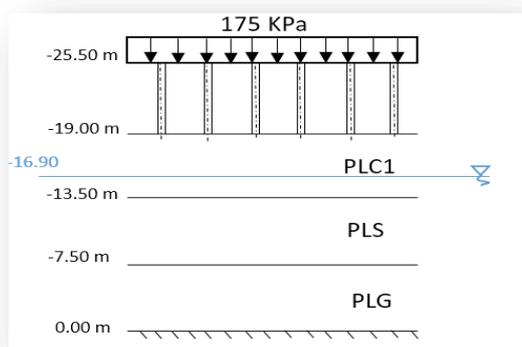


Figure 4.16 : Tassement des couches composant la Z11.01

Tableau 4.25: Calcul du tassement par la méthode œdométrique Ouvrage Z11.00-A.

Couche	H [m]	e_0	C_c [%]	C_r [%]	σ'_p [KPa]	σ'_{v0} [KPa]	$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$ [KPa]	S_c [mm]
PLC2	5.5	0.517	5*	0.5**	236.5	169.25	344.25	32
PLS	6	0.528	5*	0.68	359.63	217.5	392.5	7
PLG	7.5	0.440	8.850	1.04	186.5	285	460	11.2

=50.2mm

➤ Vérification :

- Tassement total :

$$\sum_i^n S_i = 50.2 + 86.06 = \mathbf{136.26 \text{ mm}}$$

- Non dépassement de la Capacité portante de la colonne :

$$\sigma_c = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) * a + 1} * \frac{E_c}{E_s} = \frac{0.166}{\left(\frac{60}{5.9} - 1\right) * 0.0883 + 1} * \frac{60}{5.9} = \mathbf{0.932 \text{ MPa}}$$

$$Q_c = \sigma_c * s_c = 932 * \frac{\pi * (0.65)^2}{4} = 309.226 \text{ KN}$$

Avec :

$$\sigma_0 = V_d - R_0 = 175 - 20 * 0.45 = 166 \text{ KPa.}$$

Tableau 4.26: Vérifications des exigences

Tassement absolu	$136.26 \leq 150$ [mm]	
Capacité portante	$309.26 \leq 265.6$ [KN]	

La capacité portante de la colonne dépasse la portance admissible, le maillage choisi (1.78*1.78 m) est à revoir. On opte pour un autre maillage (1.6*1.6 m) et on garde la même section de la colonne.

- Tassement de La couche traitée PLC1 avec le nouveau maillage (- 25.50m à - 19.00m [NGA]) :

1) Méthode de Priebe :

Les coefficients d'amélioration de Priebe sont résumés dans le **tableau 4.27**, les détails de calcul sont présentés dans l'**annexe 3**.

Tableau 4.27: Coefficients d'amélioration avec le nouveau maillage (Ouvrage Z11.01-A)

Ouvrage	K_{ac}	α	$f(\vartheta_s, \alpha)$	n_0	$\frac{\bar{A}_c}{A}$	$\Delta\alpha$	$f(\vartheta_s, \bar{\alpha})$	n_1	K_{oc}	f_d	n_2
Z11.01	0.2174	0.1296	1.241	1.7	0.123	0.4	1.269	1.66	0.357	1.165	1.93

Tableau 4.28: Caractéristiques du sol avant et après amélioration Z11.00-A

Ouvrage	Avant		Après		
	c [kPa]	φ [°]	m	c [kPa]	φ [°]
Z11.01-A	0	30	0.37	0	33.97

- Tassement théorique avant traitement :

$$s_0 = \sigma_0 * \sum \frac{D_i}{E_{si}}$$

où : D_i : épaisseur de la couche ;

E_{si} : Module œdométrique du sol.

$$s_0 = 175 * \frac{6.5}{8 * 10^3} = 0.142 \text{ m} = 14.2 \text{ cm}$$

- Tassement après traitement :

$$s_f = \frac{s_0}{n_2} = \frac{14.2}{1.93} = 7.357 \text{ cm} = \mathbf{73.57 \text{ mm}}$$

2) Méthode d'homogénéisation simplifiée :

$$w_i = \frac{h_i * \sigma_t}{a * E_c + ((1 - a) * E_{soed})}$$

Où :

E_c : module de Young du ballast ;

E_{soed} : module œdométrique du sol ;

a : taux d'incorporation ;

h_i : épaisseur de la couche.

$$w_i = \frac{6.5 * (175 - 9)}{0.1296 * 60 * 10^3 + ((1 - 0.1296) * 8 * 10^3)} = 0.0732 \text{ m} = \mathbf{73.2 \text{ mm}}$$

➤ Vérification :

- Tassement total :

$$\sum_i^n S_i = 50.2 + 73.57 = \mathbf{123.77 \text{ mm.}}$$

- Non dépassement de la Capacité portante de la colonne :

$$\sigma_c = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) * a + 1} * \frac{E_c}{E_s} = \frac{0.166}{\left(\frac{60}{5.9} - 1\right) * 0.1296 + 1} * \frac{60}{5.9} = \mathbf{0.771 \text{ MPa}}$$

$$Q_c = \sigma_c * s_c = 771 * \frac{\pi * (0.65)^2}{4} = \mathbf{255.84 \text{ KN}}$$

Avec :

$$\sigma_0 = V_d - R_0 = 175 - 20 * 0.45 = 166 \text{ KPa.}$$

Tableau 4.29: Vérification des exigences Z11.00-A

Tassement absolu	$130.57 \leq 150 \text{ [mm]}$	
Capacité portante	$255.84 \leq 265.6 \text{ [KN]}$	

Donc pour un maillage CB de 1.60*1.60 m, les conditions de tassement et de capacité portante sont vérifiées.

4.9.2 Tassement absolu de l'ouvrage Z15

- Tassement de la couche traitée PLC (-35.00 m à -28.50 m) :

1) *Méthode de Priebe :*

Les coefficients d'amélioration de Priebe sont résumés dans le **tableau 4.30**, les détails de calcul sont présentés dans l'**annexe 2**.

Tableau 4.30: Coefficients d'amélioration de Priebe Z15.00

Ouvrage	K_{ac}	a	$f(\vartheta_s, a)$	n_0	$\frac{\bar{A}_c}{A}$	Δa	$f(\vartheta_s, \bar{a})$	n_1	K_{oc}	f_d	n_2
Z15.00	0.2174	0.0565	1.594	1.29	0.0504	2.12	1.62	1.13	0.357	1	1.13

Tableau 4.31: Caractéristiques du sol avant et après amélioration Z15.00

Ouvrage	Avant		Après		
	c [kPa]	φ [°]	m	c [kPa]	φ [°]
Z15.00	15	32	0.16	14.24	33.13

- Tassement avant traitement :

$$s_0 = 125 * \frac{6.5}{31 * 10^3} = 0.0262 \text{ m} = \mathbf{2.62 \text{ cm}}$$

- Tassement après traitement

$$s_f = \frac{s_0}{n_2} = \frac{2.62}{1.13} = 2.32 \text{ cm} = \mathbf{23.2 \text{ mm}}$$

2) *Méthode d'homogénéisation simplifiée :*

$$w_i = \frac{6.5 * (125 - 9)}{0.0565 * 60 * 10^3 + ((1 - 0.0565) * 31 * 10^3)} = \mathbf{0.0231 \text{ m}}$$

$w_i = \mathbf{23.1 \text{ mm}}$

On peut constater les mêmes remarques pour Z15.00 (semelle filante de 6m de largeur).

- Tassement des couches non traitées : selon la figure 4.17 :

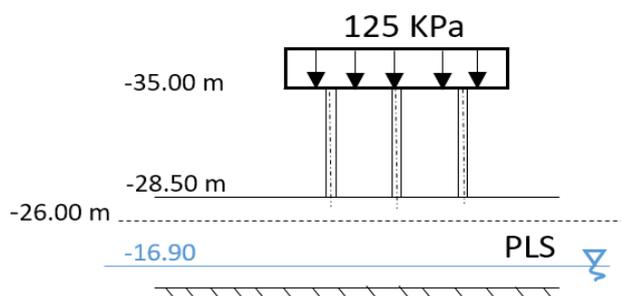


Tableau 4.32: Calcul du tassement par la méthode oedométrique Z15.00

Couche	H [m]	e ₀	C _c [%]	C _r [%]	σ' _p [KPa]	σ' _{v0} [KPa]	σ' _{v0} + Δσ [KPa]	S _c [mm]
PLS	2.5	0.528	3	0.3	359.63	148.5	273.5	1.3

➤ Vérification :

- Tassement total :

$$\sum_i^n S_i = 1.3 + 23.1 = 24.4 \text{ mm}$$

- Non dépassement de la Capacité portante de la colonne :

$$\sigma_c = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) * a + 1} * \frac{E_c}{E_s} = \frac{0.116}{\left(\frac{60}{23} - 1\right) * 0.0565 + 1} * \frac{60}{23} = 0.277 \text{ MPa}$$

$$Q_c = \sigma_c * s_c = 277 * \frac{\pi * (0.65)^2}{4} = 91.9 \text{ Kn}$$

Avec :

$$\sigma_0 = V_d - R_0 = 125 - 20 * 0.45 = 116 \text{ KPa.}$$

Tableau 4.33: Vérification des exigences Z15.00

Tassement absolu	24.4 ≤ 25 [mm]	
Capacité portante	91.9 ≤ 226.2 [KN]	

Donc pour un maillage CB de 2.00*2.50 m, les conditions sont vérifiées.

4.10 Conclusion

A travers ce chapitre, on a pu déterminer les différentes caractéristiques du sol à partir du rapport géotechnique pour pouvoir justifier le choix des colonnes ballastées pour le renforcement et de les dimensionner en utilisant plusieurs méthodes et en respectant le CFMS.

Chapitre 5 : Calcul numérique par la méthode des éléments finis

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous effectuons le calcul du tassement par une méthode numérique aux éléments finis. Le code du calcul utilisé est le Plaxis 2D 8.2v, qui est largement exploité dans le milieu professionnel ; pour ses résultats fiables, et son utilisation relativement pratique et facile.

Au premier lieu, nous allons comparer les résultats du tassement sans et avec amélioration avec la méthode d'homogénéisation recommandée par le CFMS. Ensuite, nous modélisons seulement la 1ère couche en suivant différentes approches afin d'estimer la qualité d'amélioration que nous avons effectuée par la méthode précédente.

5.2 Code de Calcul Plaxis

Plaxis est un outil numérique puissant, qui permet la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en 2D (déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches). Ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavation, remblais et barrages, fondations, tunnel, etc...

Le logiciel a été développé pour permettre aux ingénieurs (pas nécessairement des analystes numériques) d'effectuer des analyses, non-linéaires en élasto-plasticité avec prise en compte des pressions inertielles, d'une manière pratique et intuitive et cela grâce à son interface conviviale, composée de 4 sub-programmes (Input, Calculations, Output and Curves) pour la saisie des données , la définition des phases de projet, et ce en suivant deux approches en déformations planes ou axisymétriques. Le maillage est généré automatiquement avec éléments triangulaires de 6 ou 15 nœuds et peut être raffiné selon les exigences, par l'opérateur.

5.3 Evaluation du tassement sans amélioration

5.3.1 Ouvrage Z11.01 (Radier circulaire)

Le modèle numérique est défini en considérant le comportement axisymétrique de tout le profil géotechnique de la zone, dans la fenêtre «General settings». Seulement la moitié de la fondation circulaire est modélisée ($d=12.85$ m). En revanche, la frontière verticale à gauche nécessite des simulations préliminaires afin de déterminer la largeur du modèle adéquate qui donne les moindres erreurs du calcul. Pour cela, nous avons varié la largeur du modèle numérique de 20m à 35m, tout en choisissant des nœuds (A) (B) et (C) pour enregistrer les déplacements dans le sens horizontal u_x . Nous avons aussi désigné des points de Gauss (D), (E) et (F) pour enregistrer les contraintes horizontales effectives du sol (L'emplacement des points est choisi dans les zones sensibles, c'est-à-dire, là où l'on prévoit de grandes déformations par rapport au reste de l'ensemble). La largeur du modèle est adoptée ; lorsque l'erreur tend vers la plus faible valeur.

Le modèle numérique préliminaire est défini comme indiqué dans la **Figure 5.1** :

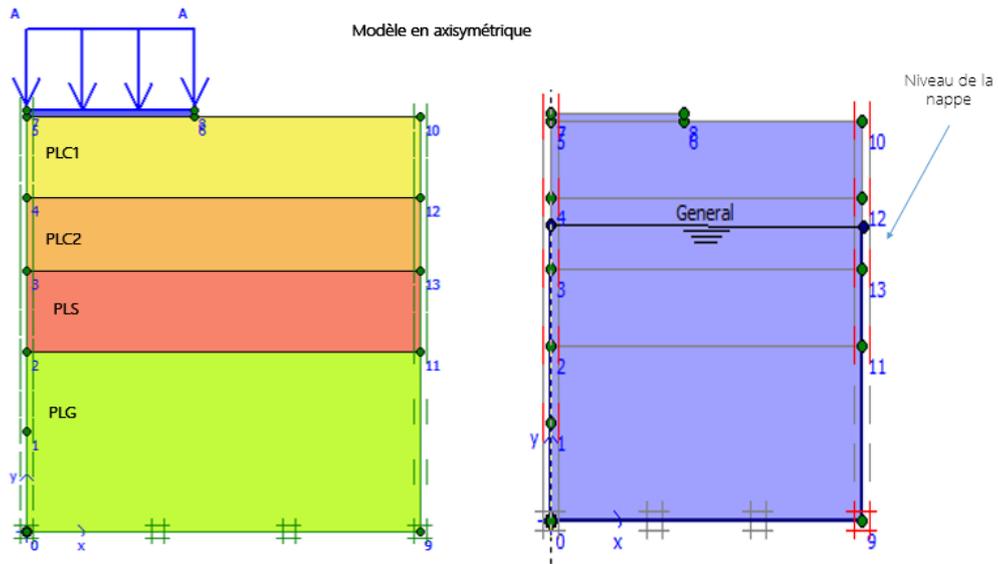


Figure 5.1 Modèle numérique de l'ouvrage Z11.01.

Les points sont choisis après l'exécution des calculs comme montré dans la **figure 5.2**. Une seule phase de calcul plastique suffit, puisque le sol est de type granulaire, où la dissipation de la pression interstitielle est faite rapidement après l'application de la charge.

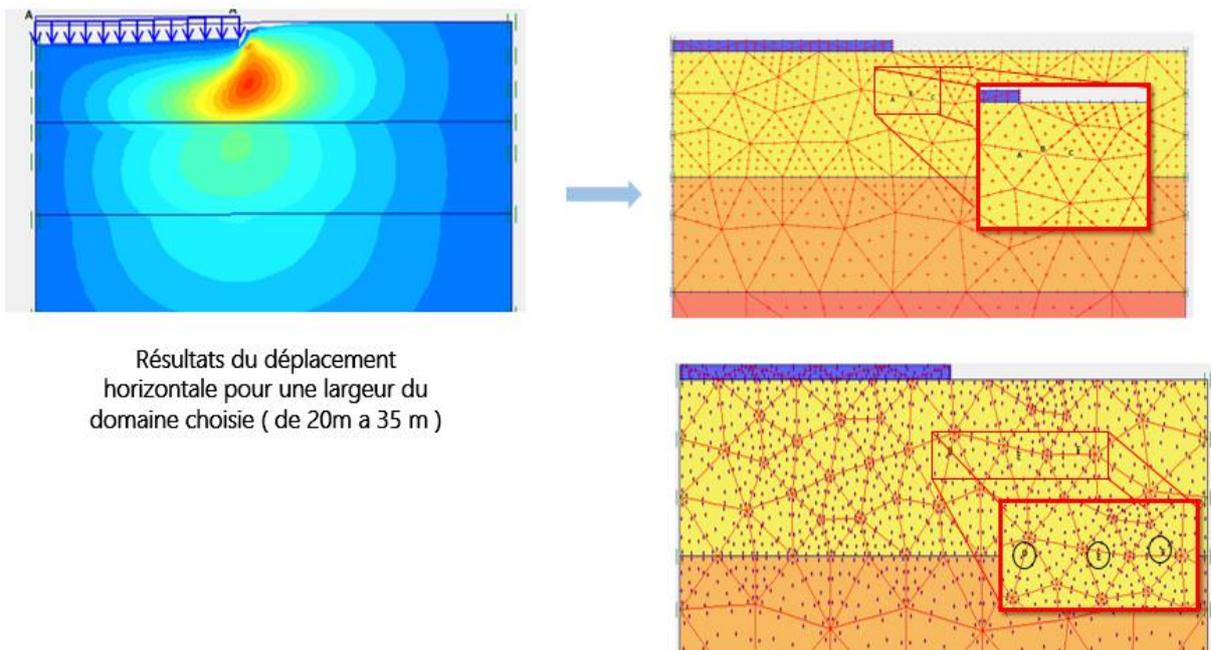


Figure 5.2 : Choix des nœuds et les points de Gauss pour les simulations préliminaires.

Les résultats de simulations sont résumés dans le **tableau 5.1**.

Tableau 5.1 Résultats des simulations préliminaires.

Longueur du modèle (m)	U_x (mm)			$E = \frac{ U_x - U_{x+1} }{U_{x+1}} \%$			σ_{xx}' (kPa)			$E = \frac{ U_x - U_{x+1} }{U_{x+1}} \%$		
	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)
20	60.00	37.00	23.00	10.45	7.50	11.54	74.74	56.30	46.20	2.38	4.26	22.22
25	67.00	40.00	26.00	8.06	0.00	3.70	73.00	54.00	37.80	5.80	10.88	6.27
30	62.00	40.00	27.00	6.26	2.56	0.00	69.00	48.70	35.57	1.43	0.61	4.28
35	58.35	39.00	27.00	-	-	-	70.00	49.00	37.16	-	-	-

Les données obtenues du tableau 5.1, mettent en évidence des disparités entre les différents résultats de l'erreur E, en variant la longueur du modèle. L'erreur moyenne pour une longueur de 20 m est autour de 10%, alors que pour une longueur plus grande (30 m) l'erreur diminue jusqu'à 4%.

La longueur est donc fixée à 30 m. Il est recommandé aussi de faire varier la densité du maillage afin de choisir le cas le plus optimal en termes de précision et de temps d'exécution surtout si plusieurs phases de construction sont envisagées. Dans notre cas un maillage «Medium» suffira.

Le résultat final du tassement du sol sans amélioration donne (Figure 5.3) :

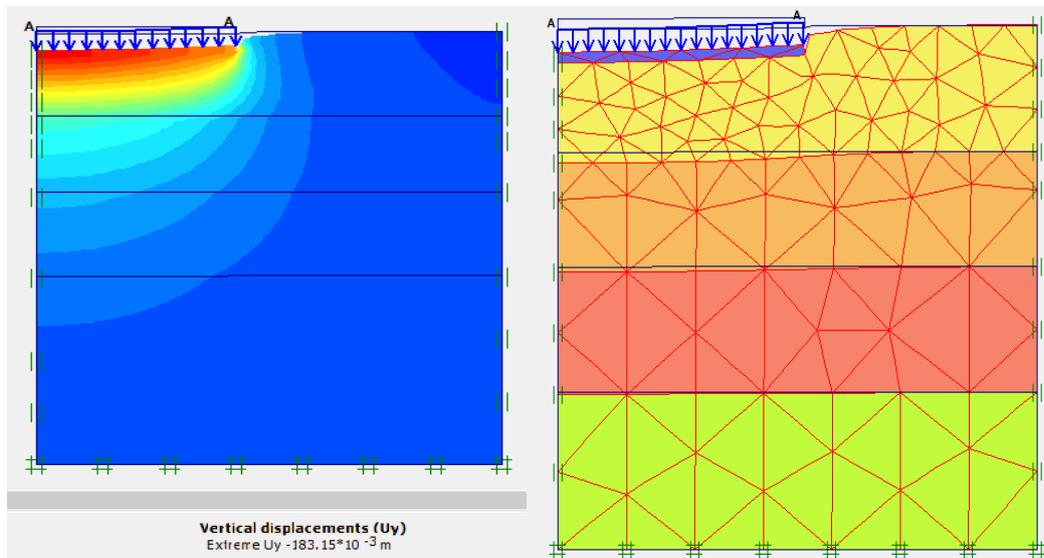


Figure 5.3 Le tassement vertical total de la zone Z11.01 sans amélioration.

Le tassement total de la Z11.01 est égal à **183.15 mm** > 150 mm valeur admissible. Le tassement de la 1ère couche qui sera traitée est de 136mm. Ce résultat est obtenu en désignant des nœuds en bas de la première couche.

5.3.2 Ouvrage Z15 (Semelle filante)

Puisque la fondation est de type semelle filante, le comportement du sol est simulé en déformation plane. La profondeur du modèle est de 15m ($15m = 2.5B$; B la largeur de la fondation). La longueur est choisie de la même manière en procédant par des simulations préliminaires, ce qui nous a mené à fixer une largeur de 25 m pour ce modèle. Le résultat final du tassement sans amélioration donne (Figure 5.4) :

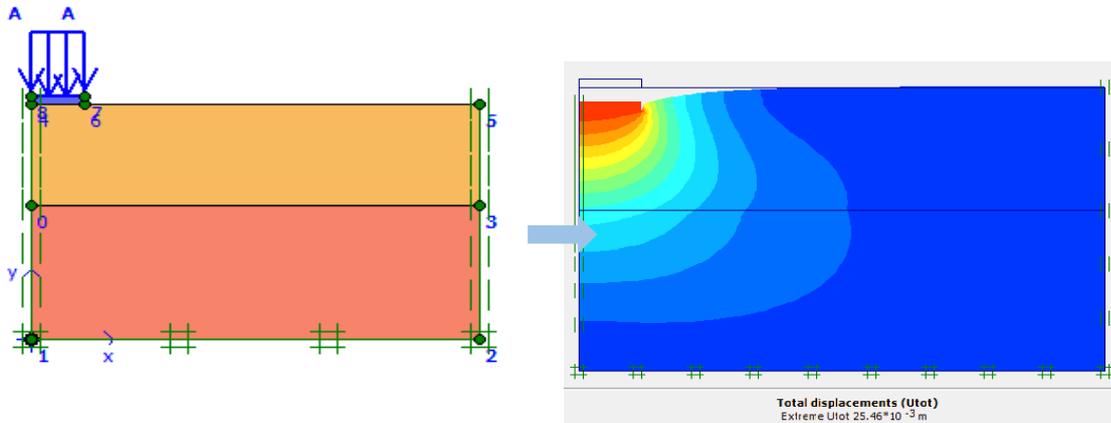


Figure 5.4 : Tassement sans amélioration de l'ouvrage Z15.

Le tassement est égal à **25.46 mm** > 25 mm valeur admissible, un résultat prévu par l'analyse analytique. Un renforcement de sol est nécessaire pour cette zone.

❖ *Comparaison entre la méthode analytique et la méthode numérique :*

Le graphe suivant (Figure 5.5) récapitule les différences des résultats du tassement sans amélioration entre la méthode numérique et analytique :

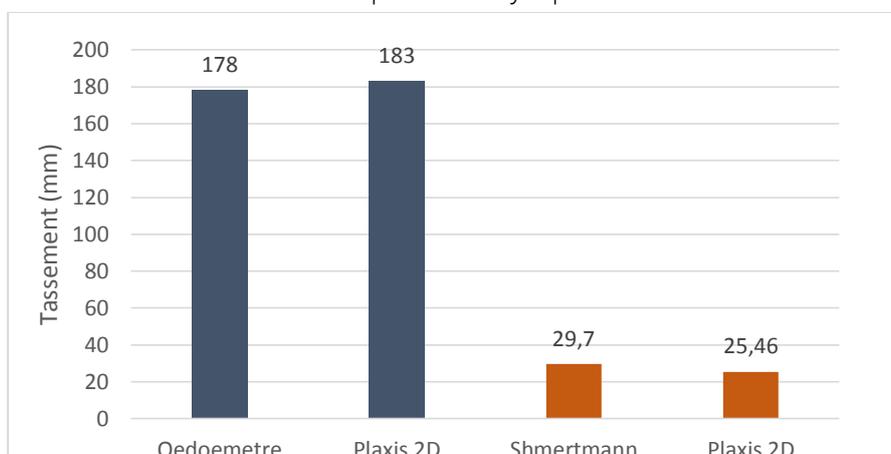


Figure 5.5 : Comparaison entre les résultats du tassement.

Commentaire : Nous constatons que le calcul du tassement aux éléments finis par Plaxis 2D concorde bien avec les méthodes analytiques basées sur les déformations unidimensionnelles du sol.

5.4 Evaluation du tassement après améliorations par la méthode du sol équivalent (Méthode recommandée par CFMS)

Cette approche est idéale pour les terrains qui supportent une charge répartie sur une grande dimension (voir 2.8.2). Elle consiste à trouver un module de déformation équivalent pour un sol homogène qui représente la combinaison Sol+colonne comme suit :

$$E_e = aE_c + (1 - a)E_{soed}$$

5.4.1 Ouvrage Z11.01 (Radier circulaire)

Le module équivalent E_e du sol homogène (Sol+Colonne) est donné dans le **tableau 5.2**.

Tableau 5.2 : Module équivalent pour la zone traitée de l'ouvrage Z11.01.

Données	a	E_c (MPa)	E_{soed} (MPa)*	E_e (MPa)
Ouvrage Z11.01	0.129	60	8	12.87

* E_{soed} est le module œdométrique de la couche traitée, à savoir PLC

Remarque : La méthode d'homogénéisation recommandée par le CFMS, ne propose pas une formulation pour le reste des paramètres de rigidité qui sont requis par Plaxis, tel que l'angle de frottement et la cohésion équivalents. Pour ce cas, Nous avons adopté les paramètres du sol après amélioration calculés par la méthode de Priebe , les calculs sont détaillés dans l'Annexe 2.

Le modèle numérique est donné dans la **Figure 5.6**.

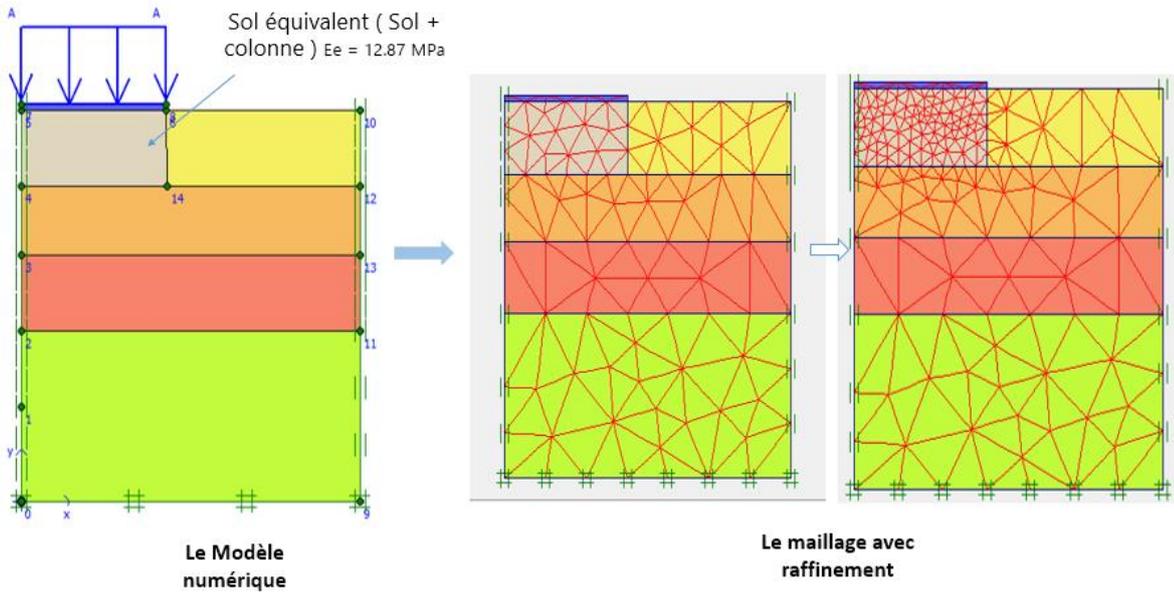


Figure 5.6: Le modèle numérique de Z11.01 avec la méthode d'homogénéisation.

Le résultat dans la Figure 5.7 montre que le tassement après amélioration de tout le profil est égal à **139.25 mm** < 150 mm inférieur de la valeur du tassement admissible.

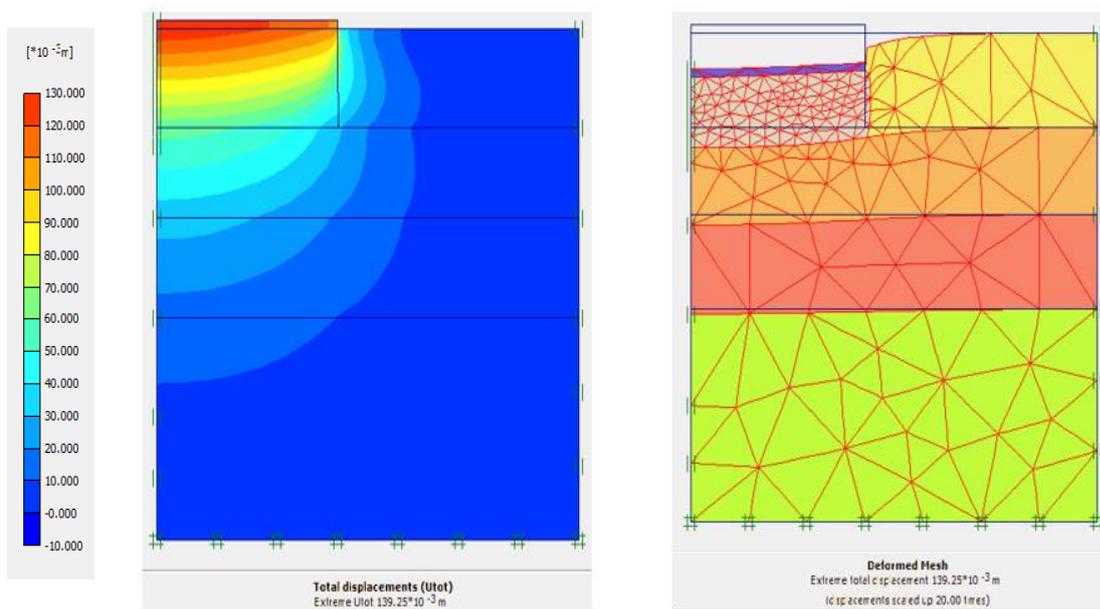


Figure 5.7 le tassement après amélioration du Z11.01 (Approche sol équivalent)

Nous évaluons aussi le tassement de la couche traitée pour pouvoir le comparer avec les résultats d'améliorations par différentes approches (Figure 5.8) :

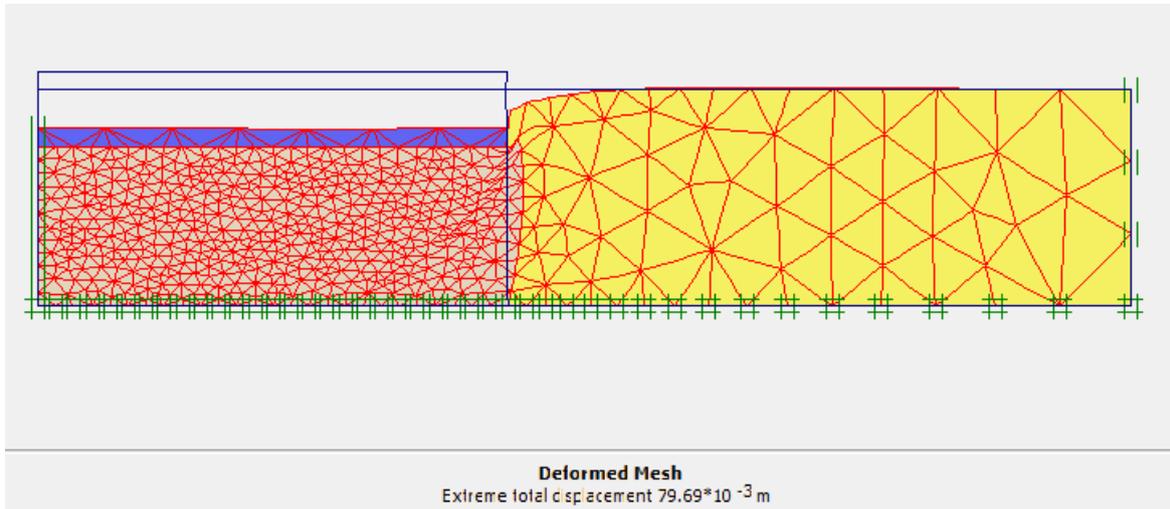


Figure 5.8 Tassement de la 1ere couche après amélioration.

Commentaire : Nous évaluons la qualité de l'amélioration en calculant le coefficient d'amélioration de Priebe par les résultats numériques, comme suit :

$$n = \frac{S_0}{S_f} = \frac{136}{79.69} = 1.7$$

Les coefficients d'amélioration choisis pour le pré-dimensionnement (Méthode de Priebe) tendent vers ces valeurs ($n_0=1.7$, $n_1=1.66$, $n_2=1.9$) Ce qui montre que le choix de maillage est judicieux pour ce cas.

5.4.2 Ouvrage Z15 (Semelle filante) :

Le module équivalent E_e du sol homogène (Sol+Colonne) est donné dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3. Module équivalent pour la zone traitée de l'ouvrage Z15.

Données	a	Ec (MPa)	Esoed (MPa) *	Ee (MPa)
Ouvrage Z15	0.07	60	31.14	33.16

Le tassement après amélioration (Figure 5.9), est égal à 24.5 mm < 25mm.

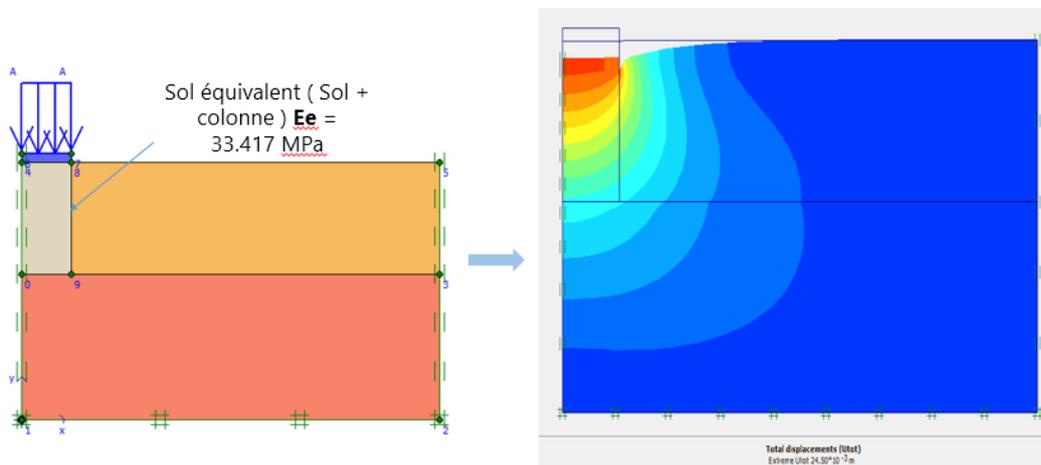


Figure 5.9 Tassement de l'ouvrage Z15 après traitement.

Alors que le tassement de la couche traitée est égal à 17.07 mm (Figure 5.10)

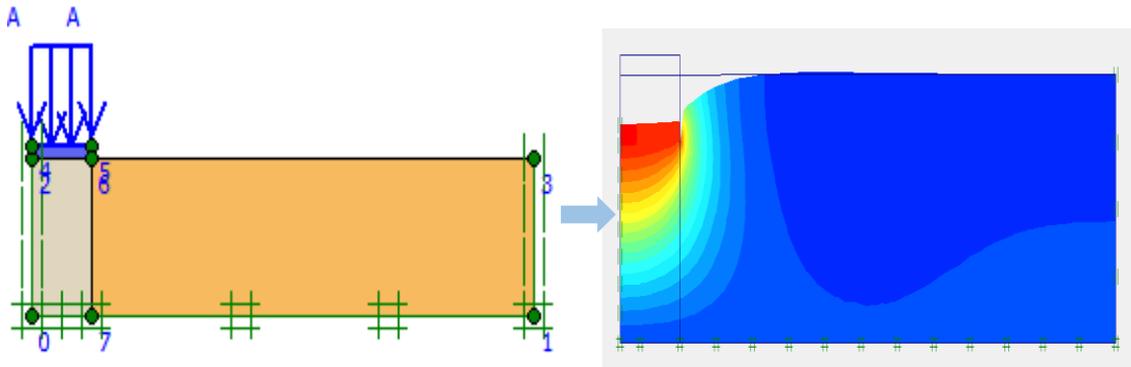


Figure 5.10 Tassement de la couche traitée par méthode d'homogénéisation (Z15)

Commentaire :

L'amélioration du tassement dans ce cas est très faible. Cela peut être expliqué par le fait que le module de déformations de la 1ere couche est très grand ($E_y=23 \text{ Mpa}$), ce qui ne permet pas une grande amélioration. Mais le tassement reste néanmoins inférieur au tassement admissible qui est de 25mm.

❖ Résumé des résultats et comparaison entre l'analytique et le numérique :

Nous résumons dans le **tableau 5.4** les différents résultats du tassement ; avant et après amélioration obtenus par les modélisations précédentes.

Tableau 5.4 : Résumé des résultats du tassement obtenus.

	Ouvrage	Avant amélioration (mm)	Après amélioration (mm)
Analytique	Z11.01	183	123
	Z15	29.7	24.4
Numérique	Z11.01	178	139.25
	Z15	25.46	24.5

- En générale, les résultats obtenus par la méthode analytique diffèrent légèrement de ceux obtenus par la méthode numérique ; que ce soit avant ou après amélioration :

- Avant amélioration, les résultats numériques concordent très bien avec les résultats analytiques. Ce qui montre l'efficacité de la méthode des éléments finis pour estimer le

tassement des ouvrages. Néanmoins, la taille du modèle doit être bien choisie pour assurer une bonne précision.

- Après amélioration, les résultats du tassement numériques concordent bien avec les résultats analytiques. Néanmoins, Une légère différence est constatée pour le projet Z11.01. Cela est dû au fait que le tassement analytique (Calculé en sommant les tassements œdométriques des différentes couches composant la zone 11) est calculé en utilisant les paramètres géotechniques propres aux différentes couches tels qu'ils ont été établis par le rapport géotechnique. Cependant, pour la modélisation, le sol équivalent (Sol+Colonne) est défini par des paramètres équivalents de Priebe. Cela a clairement affecté les autres couches : Tassement plus grand.
- Pour le Z15, les résultats du tassement analytique et numérique sont serrés.

5.5 D'autres approches de modélisations des colonnes ballastées

Plusieurs approches peuvent être envisagées lors de la modélisation numérique d'un sol traité par des colonnes ballastées :

- *Approche de la cellule unitaire* : Une colonne seulement avec sa zone d'influence sera modélisée selon la méthode de Priebe qui considère que le comportement de toutes les colonnes est identique. Cette méthode est idéale pour les ouvrages de grandes dimensions où le sol est traité par un groupe de colonnes.
- *Approche des tranches équivalentes* : dans le cas où une dimension est très grande par rapport aux deux autres dimensions, le comportement du sol sera modélisé en déformation plane et les colonnes remplacées par des tranches (murs) équivalents ayant la même surface. Cette modélisation est idéale pour l'ouvrage Z15 (semelle filante).
- *Concept des anneaux centrés équivalents* : Cette Approche convient à l'ouvrage Z11-01 (radier circulaire). Chaque groupe de colonnes entourant les colonnes centrales sera modélisé par un anneau équivalent.

5.5.1 Approche de la cellule unitaire (Méthode de Priebe)

Comme déjà mentionné dans le 2ème chapitre, cette méthode est la plus favorisée généralement dans la littérature [Dhouib.A 2005]. Seule la colonne avec le sol environnant seront modélisés. La cellule aura un diamètre équivalent d_e qui représente la colonne avec sa zone d'influence.

5.5.1.1 Modélisation du sol sans amélioration

➤ Ouvrage Z11-01 (Radier circulaire) :

Le maillage est carré 1.6*1.6 m, avec une zone d'influence de diamètre (Figure 5.11) calculée de la manière suivante [Balaam et Poulos 1983] :

$$d_e = \sqrt{\frac{16}{\pi^2}} * d = 1.13 * 1.6 = 1.8 \text{ m}.$$

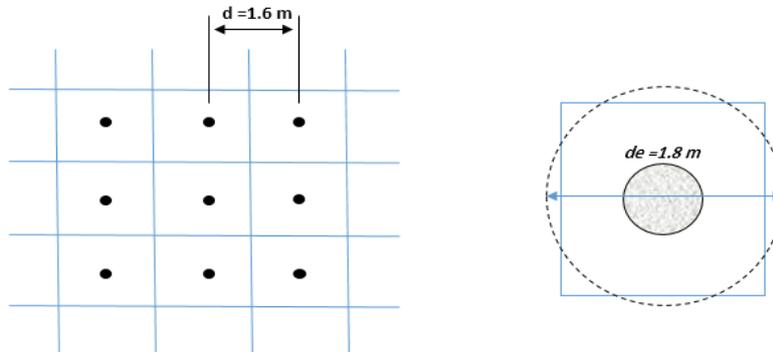


Figure 5.11 : Zone d'influence de la colonne, ouvrage Z11.1.

La cellule est modélisée suivant les étapes suivantes (Figure 5.12):

- **Etape 1** : Dans l'interface " *General settings* " les paramètres généraux du modèle sont désignés. Puisque c'est une cellule, le mode de comportement est axisymétrique. L'élément de base de maillage est triangulaire à 15 nœuds, généré automatiquement par le logiciel. La profondeur de la couche est limitée à la 1ere couche (-6.5 m), vu que la méthode de Priebe ne considère que la couche traitée supposée reposer sur un substratum, ce qui est le cas pour cet ouvrage. La frontière verticale selon l'axe de la symétrie a été mise à une distance de 1.8m (diamètre de la zone d'influence). Après la définition du modèle numérique aux géométries finies, les différentes couches "clusters" composant le modèle, sont définies en spécifiant leurs caractéristiques et leur modèle de comportement (**Mohr-Coloumb** pour les Sols et le ballast, **Elastique linéaire** pour le béton de la fondation).
- **Etape 2** : les conditions limites en déplacement pour la cellule sont spécifiées telles que :
 - La frontière de base a un déplacement nul $u_x = u_y = 0$.
 - Les frontières verticales ont des déplacements horizontaux nuls $u_x = 0$.
 - La frontière supérieure est libre dans les deux directions. Cette opération est faite automatiquement par «Standard fixities »
- **Etape 3** : La génération automatique du maillage est lancée et raffinée.
- **Etape 4** : L'introduction des conditions initiales du sol : La nappe phréatique se trouve à 16.9 m de profondeur, donc n'est pas prise en compte par ce modèle. L'état initial du sol est défini par la formule de Jacky ($K_0 = 1 - \sin \varphi$) par défaut.

- **Etape 5** : Les calculs sont lancés dans la fenêtre " Calc ". Une seule phase de calcul de type « Plastic » est envisagé, la charge est introduite comme *Staged construction* dans l'interface paramètres.

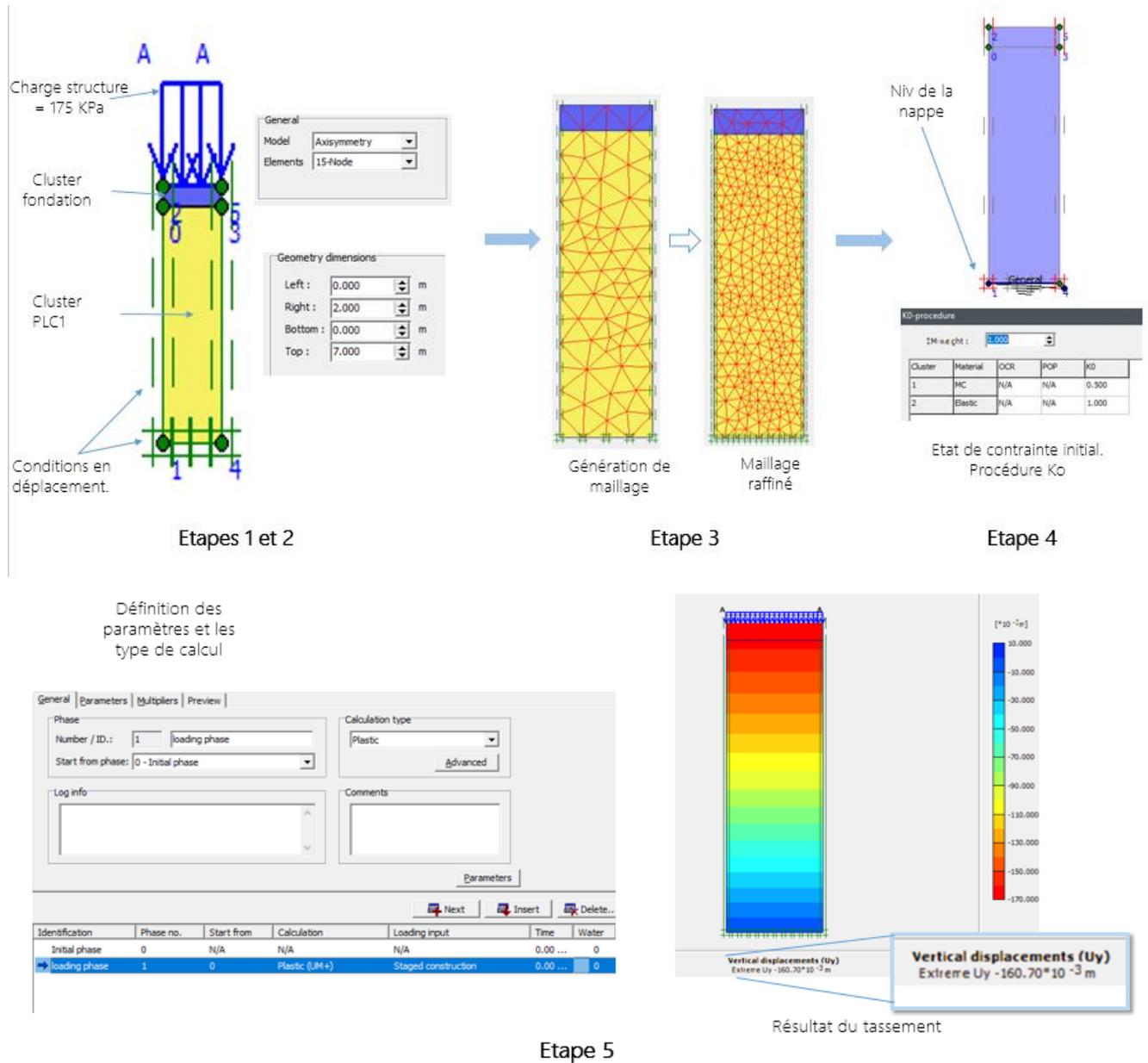


Figure 5.12 : Les différentes étapes de la modélisation d'une cellule unitaire.

Le résultat du tassement de l'ouvrage Z11.01 sans amélioration est égal à 160 mm, ce qui est légèrement supérieur à la valeur admissible de 150 mm.

➤ **Ouvrage Z15 (Semelle filante) :**

Le maillage est rectangulaire 1.6*2.5 m.. Le diamètre équivalent de la cellule sera donc :

$$d_e = \sqrt{\frac{16}{\pi^2}} * d = 1.13 * 1.6 = 1.8 \text{ m}$$

En suivant la même procédure de modélisation, on obtient le résultat suivant (Figure 5.13) :

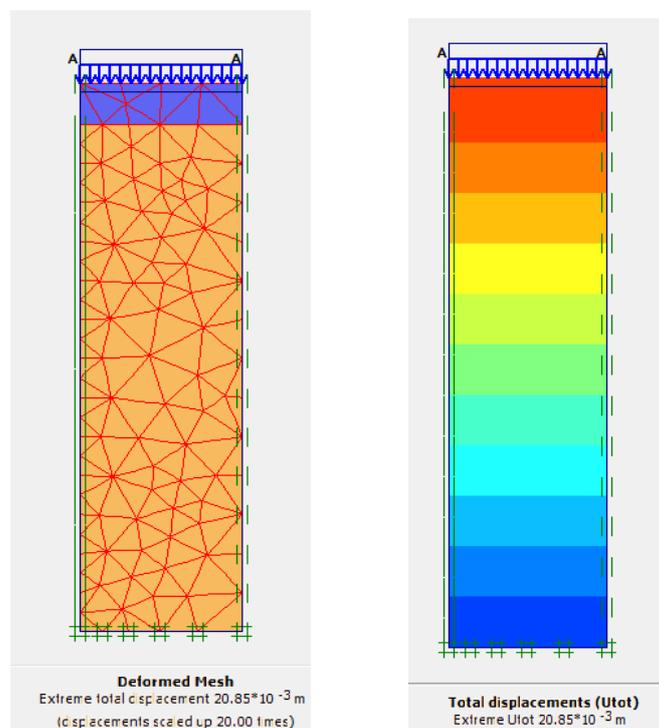


Figure 5.13 : Tassement de la cellule unitaire sans amélioration ouvrage Z15.

Le tassement de la cellule unitaire de l'ouvrage Z15 est égal à 20 mm (seulement la 1ere couche).

5.5.1.2 Modélisation de la cellule avec amélioration :

Cette fois-ci, le ballast sera introduit dans la cellule selon les diamètres respectives pour chaque ouvrage, afin d'apprécier la qualité d'amélioration en terme de tassement.

➤ **Ouvrage Z11.01 (Radier circulaire) :**

Le diamètre de la colonne est égal à 0.65m, les caractéristiques du ballast sont introduites selon les recommandations de CFMS.

La modélisation et le résultat du traitement sont comme montrés dans la Figure 5.14.

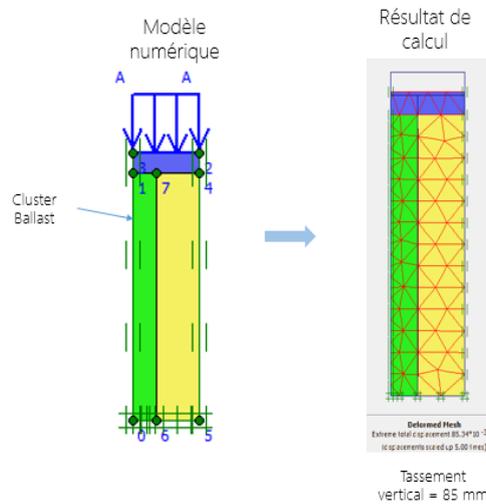


Figure 5.14 : Tassement de la cellule unitaire après améliorations.

Le résultat de traitement donne un tassement de **85 mm** pour la 1ère couche.

➤ *Ouvrage 15 (Semelle filante) :*

Par la même manière, la colonne isolée de la cellule sera modélisée avec un diamètre de 0.60 m. (Figure 5.15). On trouve un tassement de 17.97mm de la 1^{ère} couche du Z15.

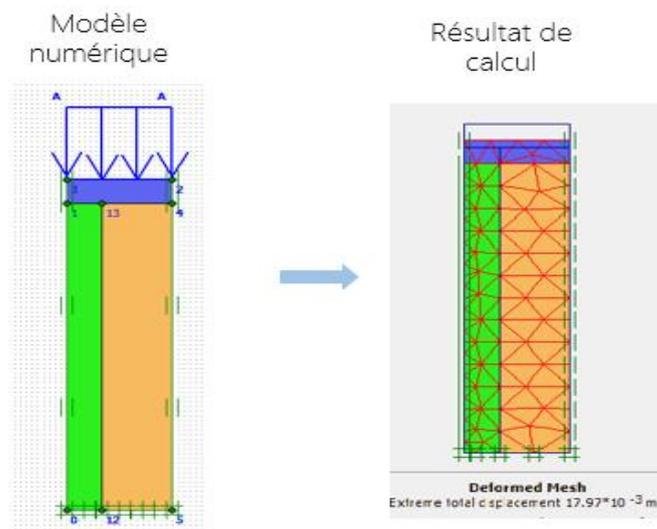


Figure 5.15 : Tassement d'une cellule unitaire traitée, ouvrage z15.

5.5.2 Concept des anneaux centraux équivalents

Le caractère axisymétrique de l'ouvrage Z11.01 (un radier circulaire), nous mène à adopter cette approche. Elle consiste à simuler les colonnes; qui se trouvent dans le même rayon de la colonne centrale; à des anneaux concentrique (Figure 5.17).L'épaisseur de ces derniers est déterminée à partir de la surface équivalente A_i tel que :

$$A_i = N A_c$$

Avec N : nombre de colonne dans le parcours de l'anneau i ;

A_c : Surface de la colonne.

Chapitre 5 : Calcul numérique par la méthode des éléments finis

Dans ce cas, si R_i est le rayon moyen de l'anneau i , et e_i son épaisseur la surface équivalente devient :

$$A_i = NA_c = \pi \left[\left(Ri + \frac{e_i}{2} \right)^2 - \left(Ri - \frac{e_i}{2} \right)^2 \right]$$

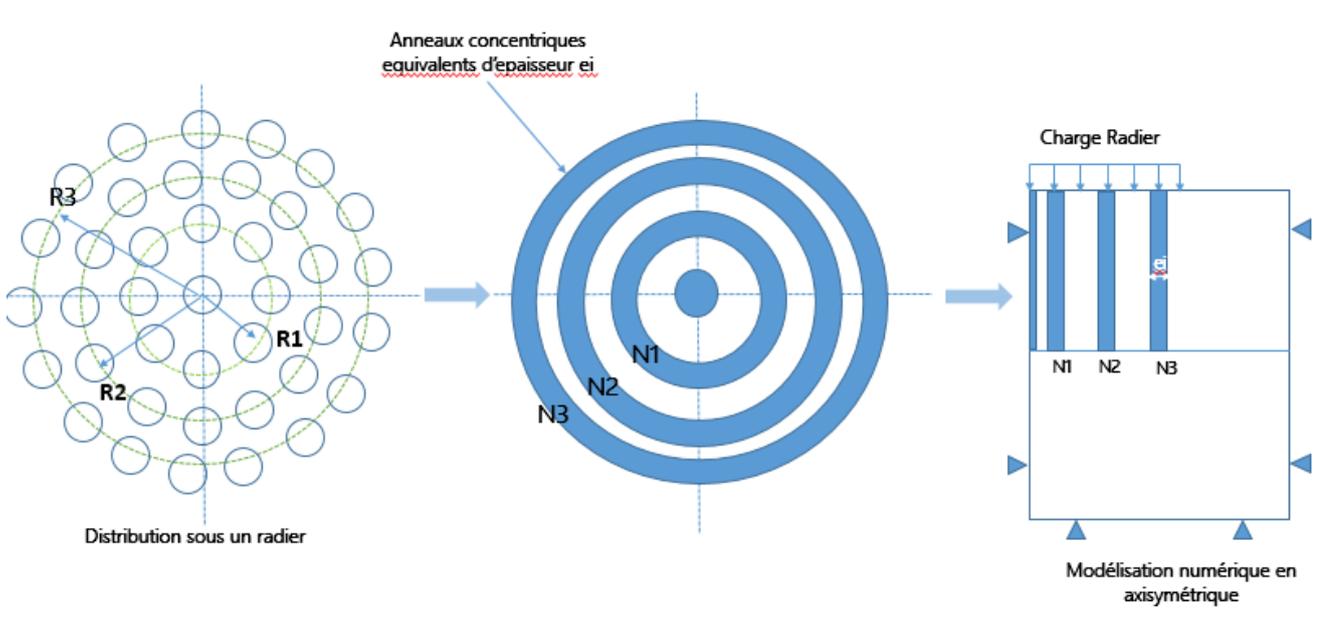


Figure 5.16 : Principe des anneaux concentriques

Les informations nécessaires pour la modélisation sont résumées dans le **tableau 5.5**. Nous rappelons que le maillage est carré 1.6*1.6 m, avec un diamètre de 0.65m.

Tableau 5.5 L'épaisseur équivalente de chaque anneau

Anneau	Rayon R_i (m)	Nombre de colonne N_i	Surface équivalente (m^2)	Épaisseur équivalent (mm)
N1	1.80	7.00	2.32	0.21
N2	3.60	14.00	4.63	0.21
N3	5.40	20.00	6.95	0.20
N4	7.20	27.00	9.27	0.20
N5	9.00	34.00	11.59	0.20
N6	10.80	41.00	13.90	0.20
N7	12.60	48.00	16.22	0.20
	N. colonne	191		

Le modèle numérique sur *Plaxis 2D* sera comme suit : (Figure 5.17)

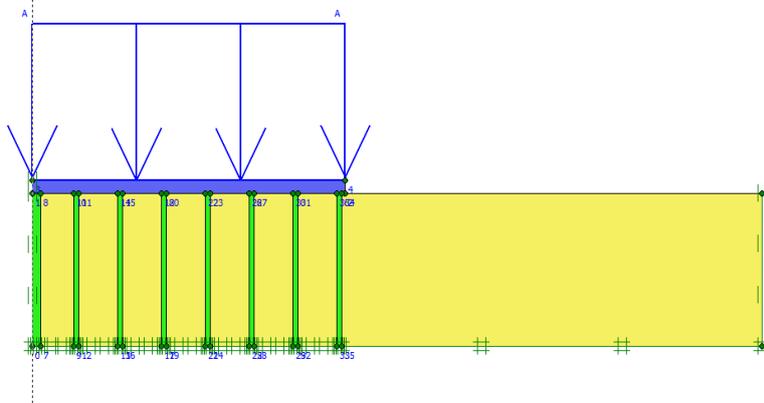


Figure 5.17 : Modèle numérique simulant les anneaux concentriques.

Le résultat du tassement de la 1ère couche par cette approche est de 96.9 mm (Figure 5.18) :

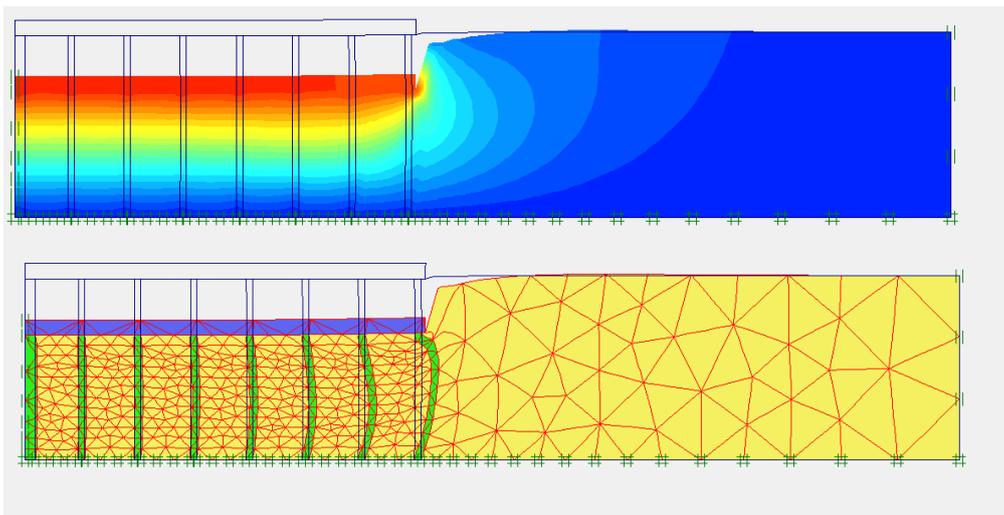


Figure 5.18 : Résultats du tassement en assimilant les colonnes à des anneaux.

La figure 5.19 montre la variation du déplacement latéral de trois différentes colonnes dans un même groupe en fonction de la profondeur : Colonne concentrique (A), colonne au milieu de la demi-fondation (B) et la colonne de rive (C) (Figure 5.22), et cela pour le même taux d'incorporation adopté pour cette étude ($a=0.129$). Nous constatons que les colonnes qui se trouvent à l'intérieur, subissent une faible extension latérale, car ces dernières sont confinées et rigidifiées par les colonnes adjacentes, de sorte que deux colonnes se procurent mutuellement une étreinte latérale leur permettant de subir des déformations moins importantes. En revanche, les colonnes du bord subissent une déformation latérale importante à 3m de profondeur (au milieu de la colonne) ; elle diminue progressivement jusqu'à une valeur minimale au pied de la colonne.

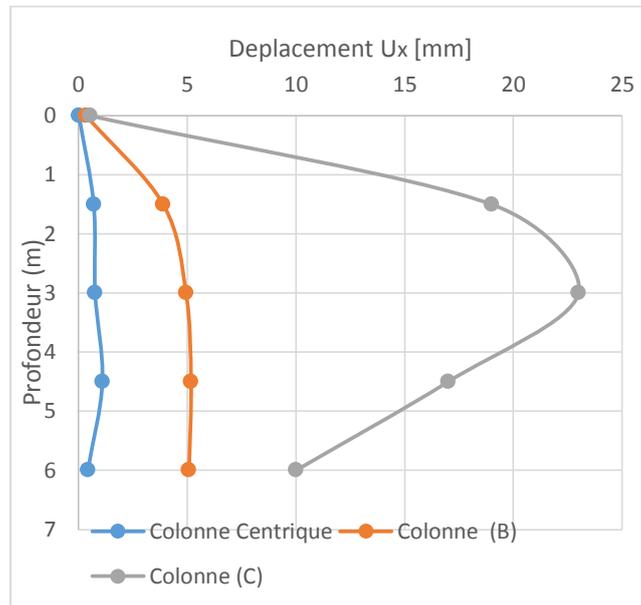


Figure 5.19 : La Déformation latérale des colonnes.

5.5.3 Concept de tranches équivalentes :

Ce cas est idéal pour le cas des charges planes uniformément réparties. Il conduit à assimiler le sol à des murs verticaux par mètre de sol [Dhouib.A 2005]. Comme montrée dans la Figure 5.20 :

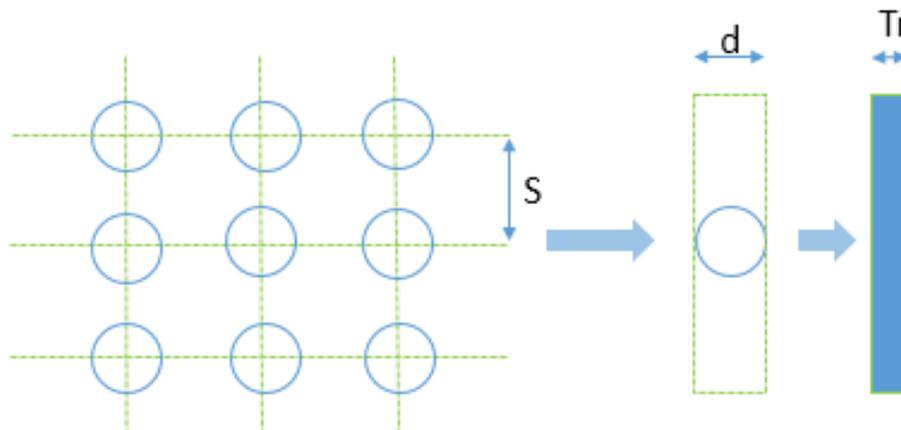


Figure 5.20 : Principe des tranches verticales.

L'épaisseur de la colonne Tr est égale à :

$$Tr = \frac{\pi d^2}{4 * S}$$

Avec S : l'espacement entre les colonnes.

Pour le cas de l'ouvrage Z15 , l'épaisseur de la colonne sera de :

$$Tr = \frac{\pi * 0.6^2}{a * 2.5} = 0.11 m$$

La modélisation numérique du problème et le résultat sont indiqués dans la Figure 5.21.

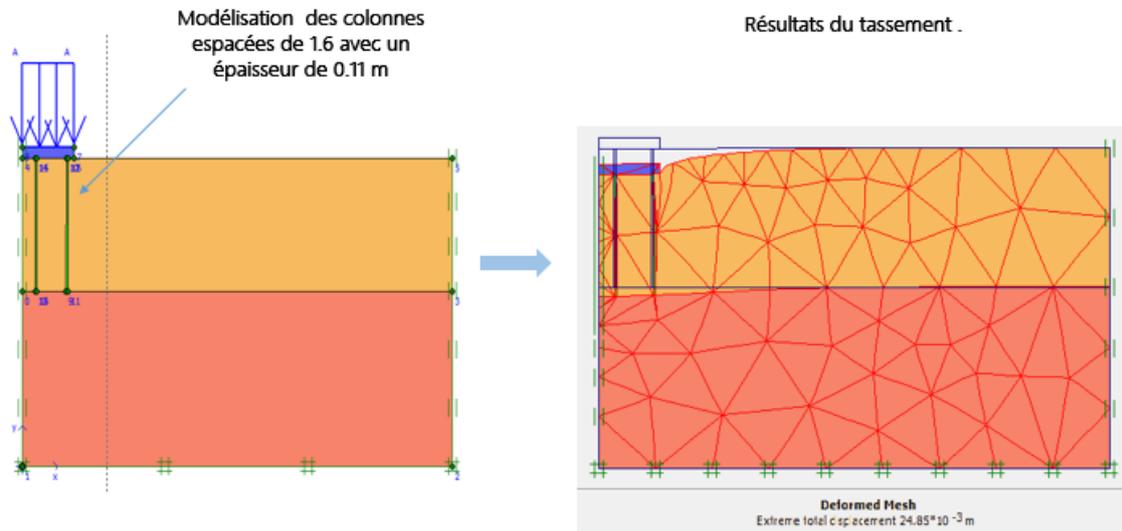


Figure 5.21 : Tassement de l'ouvrage Z15 par la méthode de tranches verticales.

Le tassement est égal à 24.85 mm < 25 mm valeur admissible. Le tassement de la couche traitée PLC est égal à 17.19 mm.

❖ *Discussion et comparaisons entre les différentes approches:*

Le tableau 5.6, résume les résultats trouvés analytiquement et numériquement du tassement après traitement (Concernant la couche traitée seulement) :

Tableau 5.6. Tassement des ouvrages Z15 et Z11.01 par différentes méthodes.

		Z11.01 (PLC1) (mm)	Z15.0 (PLC) (mm)
Méthode analytique	Méthode de Priebe	73.67	17.9
	Méthode d'homogénéisation	73.2	17.55
Méthode numérique	Approche Cellule unitaire	85	17.97
	Approche sol équivalent	79	17.07
	Approche Anneaux centrées	97	-
	Approche Murs verticaux	-	17.19

A partir de ces résultats, il est clair que les différentes approches numériques, sont généralement en concordance avec les méthodes de Priebe et d'homogénéisation analytique. Néanmoins, pour l'ouvrage Z11.01 (qui transmet une charge de $\sigma_0=175$ KPa au radier général), nous remarquons qu'une légère divergence commence à se produire :

Les approches numériques que l'on a menées surestiment légèrement la valeur du tassement améliorée. Cela serait dû au fait que les méthodes de Priebe (Et par extension la méthode d'homogénéisation) prennent en considération l'effet de l'installation des colonnes sur le sol environnant. En effet, La théorie de Priebe part du principe que pendant la réalisation de la colonne ballastée, le sol est déjà comprimé à tel point qu'au départ son étreinte latérale correspond à la pression des terres sus-jacentes. De ce fait, Priebe définit la pression des terres $K=1$. La rigidité de la colonne est étroitement liée à l'étreinte latérale, plus elle augmente, moins de déformations ont lieu donc moins de tassement.

Alors que pour le Z15 (avec un chargement relativement petit $\sigma_0 = 100$ kpa), le tassement est influencé surtout par la valeur du module de déformations E , c'est-à-dire, le sol se comporte d'une manière élastique, donc réduire le tassement, revient à améliorer la valeur de E du sol ce qu'est peut être simulé par un sol homogène équivalent dont les paramètres de rigidité sont calculés en tenant compte de a comme montré analytiquement.

5.6 Conclusion :

Les caractéristiques constructives des colonnes ballastées qui ont été supposées dans le chapitre 4, en se basant sur des méthodes analytiques, s'avèrent être judicieuses en le comparant avec l'approche numérique aux éléments finis.

La méthode d'homogénéisation recommandée par le CFMS est pratique et facile à modéliser ; elle donne relativement de bons résultats. Néanmoins, un soin particulier doit être considéré dans le cas des charges élevées, où d'autres paramètres résultant de l'interaction sol/colonne, peuvent influencer les résultats finaux du tassement.

Conclusion générale

Le renforcement du sol par des colonnes ballastées pour ce cas d'étude, s'est avéré judicieux pour répondre aux exigences établies par le cahier de charges. Nous rappelons que le premier objectif est motivé essentiellement par des raisons économiques : passer d'une fondation profonde à une fondation superficielle de grande dimension, selon la nature des différents ouvrages composant cette usine. Ce passage est garanti, en assurant l'amélioration de certaines caractéristiques géotechniques du sol en question, d'où l'appel à une méthode adéquate de renforcement. En tenant compte de la nature sableuse du sol, du type de différentes fondations et des charges apportées par les ouvrages, notre choix s'est penché vers les colonnes ballastées : une méthode qui prend de l'ampleur dans ce domaine grâce à ses avantages pratiques et économiques.

Bien que cette méthode soit pratiquement simple, elle ne se résume pas simplement à des colonnes de « cailloux » incorporées dans le sol. Plusieurs justifications doivent être considérées lors de l'étude de ces dernières. Pour cela, nous avons suivi les recommandations du CFMS, qui désignent deux critères principaux pour le dimensionnement :

- *Les dimensions des colonnes sont indissociables des caractéristiques géotechniques du sol et du procédé de mise en place.*
- *Les justifications à apporter vis-à-vis des améliorations souhaitées.*

Dans le cadre de cette étude, et afin de pouvoir répondre aux critères mentionnés, une étude géotechnique basée sur des essais en laboratoire et des essais in-situ a été menée. L'évaluation de la portance du sol est faite en se basant sur la méthode pressiométrique SP et la méthode pénétrométrique CPTu. Les résultats de ces derniers montrent que la portance est admissible par les deux méthodes. Le CPT offre l'avantage de pouvoir contrôler la grande hétérogénéité que connaît notre site grâce à son profil en continu. Tandis que le SP nous fournit des paramètres de déformabilités utiles pour l'étude. Une étude au laboratoire est recommandée pour compléter l'analyse.

Pour l'évaluation du risque de liquéfaction, deux méthodes ont été employées, la méthode basée sur l'essai SPT et celle basée sur l'essai CPT. Les deux méthodes présentent des avantages relatifs importants et peuvent souvent être optimales lorsqu'elles sont utilisées en combinaison. L'essai SPT présente l'avantage d'être capable à utiliser pour pénétrer les couches de sol dense, les graviers, et les remblais. De plus, de nombreux cas historiques de liquéfaction durant les séismes sont documentés à partir des valeurs SPT. Concernant le CPT, celui-ci présente quelques avantages comparativement au SPT, il permet d'effectuer des mesures continues de la résistance de pointe.

Pour notre étude, il a été observé que la valeur de N du SPT et la résistance au CPT enregistrées variaient dans certaines profondeurs dans certains sondages, il en résulte une

Conclusion générale

certaine incohérence dans les facteurs de sécurité calculés sur la base des données SPT et CPT.

Quant au tassement des ouvrages, il était évalué en se basant sur des méthodes analytiques fondées sur la déformation unidimensionnelle des sols. Ces dernières montrent qu'il est inadmissible et de ce fait, la justification par rapport au tassement sera déterministe pour le dimensionnement des colonnes.

La méthode de Priebe est la plus élaborée pour l'évaluation des tassements, sa justification mathématique repose sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique. Cette dernière est considérée par les observateurs comme la plus répandue et elle régit généralement le comportement d'une colonne ballastée. Cette méthode intègre, malgré son complexité due en particulier au nombre important de paramètres, une bonne approche de justification des colonnes ballastées, à condition de se limiter à des mailles raisonnables où le rapport A/A_c n'excède pas 10.

En ce qui concerne notre cas, où un réseau de colonnes a été déployé sous les fondations de grandes dimensions, l'étude a été simplifiée à une cellule unitaire.

La méthode d'homogénéisation simplifiée présente l'avantage d'être simple à mettre en œuvre et d'intégrer les couches hétérogènes sur la hauteur du tassement, elle a conduit à des tassements assez proches de ceux déterminés par la méthode de Priebe.

Le calcul numérique par des éléments finis a été mené pour pouvoir juger et apprécier les résultats analytiques. Une bonne harmonie entre les différents résultats a été constatée pour notre cas d'étude. Cette méthode qui nécessite une modélisation adéquate pour pouvoir s'approcher de la réalité, reste insuffisante et demande d'autres cas d'études pour pouvoir définir la bonne approche numérique qui tiendrait compte le plus fidèlement possible de comportement complexe Sol/Colonne. Nous avons remarqué le manque de réglementations ou recommandations officielles qui régissent cette méthode. Plus d'études basées sur les éléments finis sont recommandées dans ce sens.

Liste Bibliographique

AMAR, Samuel. JÉZÉQUEL, Jean-François Propriétés mécaniques des sols déterminés en place. Paris : Journal Technique de l'ingénieur, 1998. Réf : C 220.

Disponible sur le site : <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/geotechnique-42238210/proprietes-mecaniques-des-sols-determinees-en-place-c220/>

BOUAFIA, Ali. Tassement des fondations à partir des essais in-situ, 75p-102p. Alger : OPU. Disponible à l'adresse :

https://www.researchgate.net/profile/Ali_Bouafia/publication/305775513_Tassement_des_fondations_a_partir_des_essais_de_laboratoire/links/57a0f0af08aeb1604832b6eb/Tassement-des-fondations-a-partir-des-essais-de-laboratoire.pdf

BOUASSIDA, Mounir. FRIKHA, Wissem. BEN SALEM, Zeineb. Use of stone columns for liquefaction mitigation. Conference paper: 16th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering , Innovative Geotechnics for Africa, At Hammaet (Tunisia),2015. Volume: 1, ISBN N° 978-9938-12-936-6, pp 387-392.

Disponible à l'adresse : https://www.researchgate.net/publication/280385679_Use_of_Stone_columns_for_liquefaction_mitigation

BRIACON, Laurent. Amélioration et renforcement des sols tome 1, 496 p - AMSOL. Paris : éditions du Moniteur, 2018. Expertise technique. EAN13 : 9782281141306.

BRIACON, Laurent. Amélioration et renforcement des sols tome 2, 624 p - AMSOL. Paris : éditions du Moniteur, 2018. Expertise technique. EAN13 : 9782281142129.

CFMS . Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement. France,2011.

Disponible à l'adresse : <http://www.cfms-sols.org/sites/default/files/recommandations/CB.pdf>

CLAUDE, Plumel Théorie et pratique de la géotechnique, 1080 p. Paris : le Moniteur, 2017. ISBN-13 : 978-2281140262.

CORNEILLE, Sébastien. Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées Chargées par des semelles rigides.

Thèse de doctorat: Génie Civil-Hydrosystèmes-Géotechnique. Nancy : Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, 2007. Disponible à l'adresse : <https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01752818/document>

DHOUIB, Ammar. BLONDEAU, Francis. Colonnes ballastées : Techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement, 264 p. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées, 2005. Technique et ingénierie. ISBN13 : 978-2-85978-401-0.

DJENNAH, Radia. Géosynthétiques pour la construction de routes et chaussées : Amélioration de la couche de forme.

Mémoire de Master : Génie Civil. Guelma : L'Université 08 Mai 1945, 2016. Disponible à l'adresse: <http://dspace.univ-guelma.dz>.

Document KELLER. Présentation méthode des colonnes ballastées.

Disponible sur le site: <https://www.keller-france.com/>

Document MENARD. Substitution dynamique.

Disponible sur le site : <https://www.menard-group.com/en/>

GRZYB-FADDOUL, Anna Marta. Renforcement de fondations existantes par Soil – Mixing : analyse par modélisation numérique.

Thèse de doctorat : Géotechnique. Lyon : École doctorale (MEGA), 2014.

Disponible à l'adresse : <http://theses.insa-lyon.fr/publication/2014ISAL0141/these.pdf>

Heinz J. Priebe. Le dimensionnement des colonnes ballastées, 15p. Paris: Presses de l'ENPC/CPC, 2004.Vol. 2.

Holtz R.D. Geosynthetics for soil reinforcement, 20 p. The 19th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering, November 2009.

Disponible à l'adresse : <http://geotecnica.dicea.unifi.it/holtz.pdf>

JAVELAUD, Emmanuel. État de l'art des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction. Cas des ouvrages à risques normal et spécial en France. Marne-la-vallée : 9eme colloque national AFPS 2015-IFSTTAR.

Disponible à l'adresse :

http://www.afps-seisme.org/content/download/30229/647506/file/3_Javelaud.pdf

MBEMBA, Faustin Saleh. Evaluation du drainage, de la consolidation et de la dessiccation des résidus miniers fins en présence d'inclusions drainantes.

Thèse de doctorat : Génie Minéral . Montréal : École Polytechnique de Montréal, 2016

Disponible à l'adresse : https://publications.polymtl.ca/2424/1/2016_FaustinSalehMbemba.pdf

MUSHIN ELIE Rahhal, ZAKHEM Dona. Étude comparative des méthodes d'évaluation de la liquéfaction à partir des essais SPT et CPT, 570p-577p. Liban : GeoEdmonton'08, 2008.

Disponible à l'adresse : <http://members.cgs.ca/documents/conference2008/GEO2008/pdfs/83.pdf>

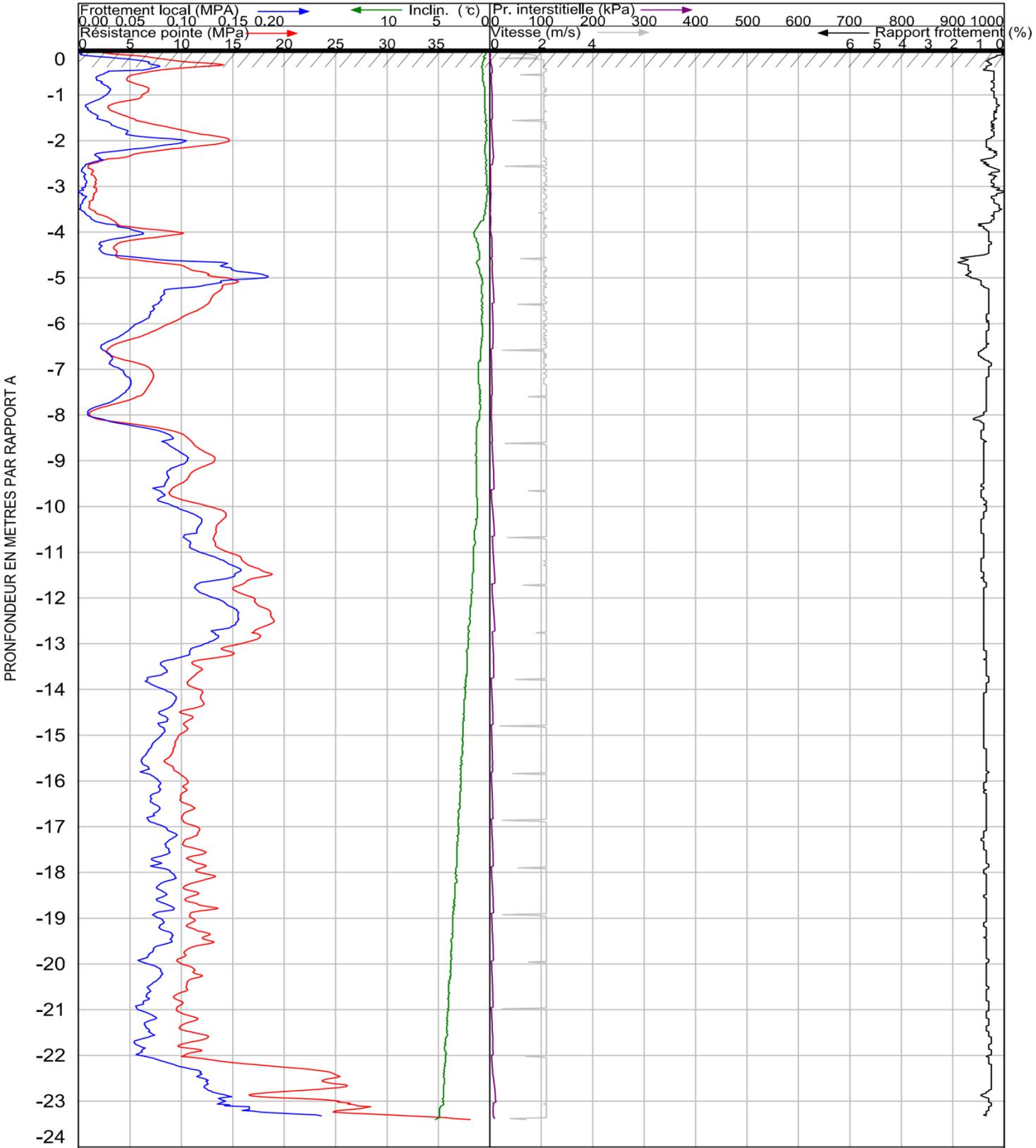
Revue française et géotechnique Etude géotechnique et reconnaissance des sols : projet de DTU, 152 p. Issue 22 of REVUE FRANCAISE DE GEOTECHNIQUE, N.22. Paris : presses de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées, 1983. ISBN : 9782859780586. Disponible à l'adresse :

<https://www.geotechnique-journal.org/articles/geotech/pdf/1983/01/geotech1983022p1.pdf>

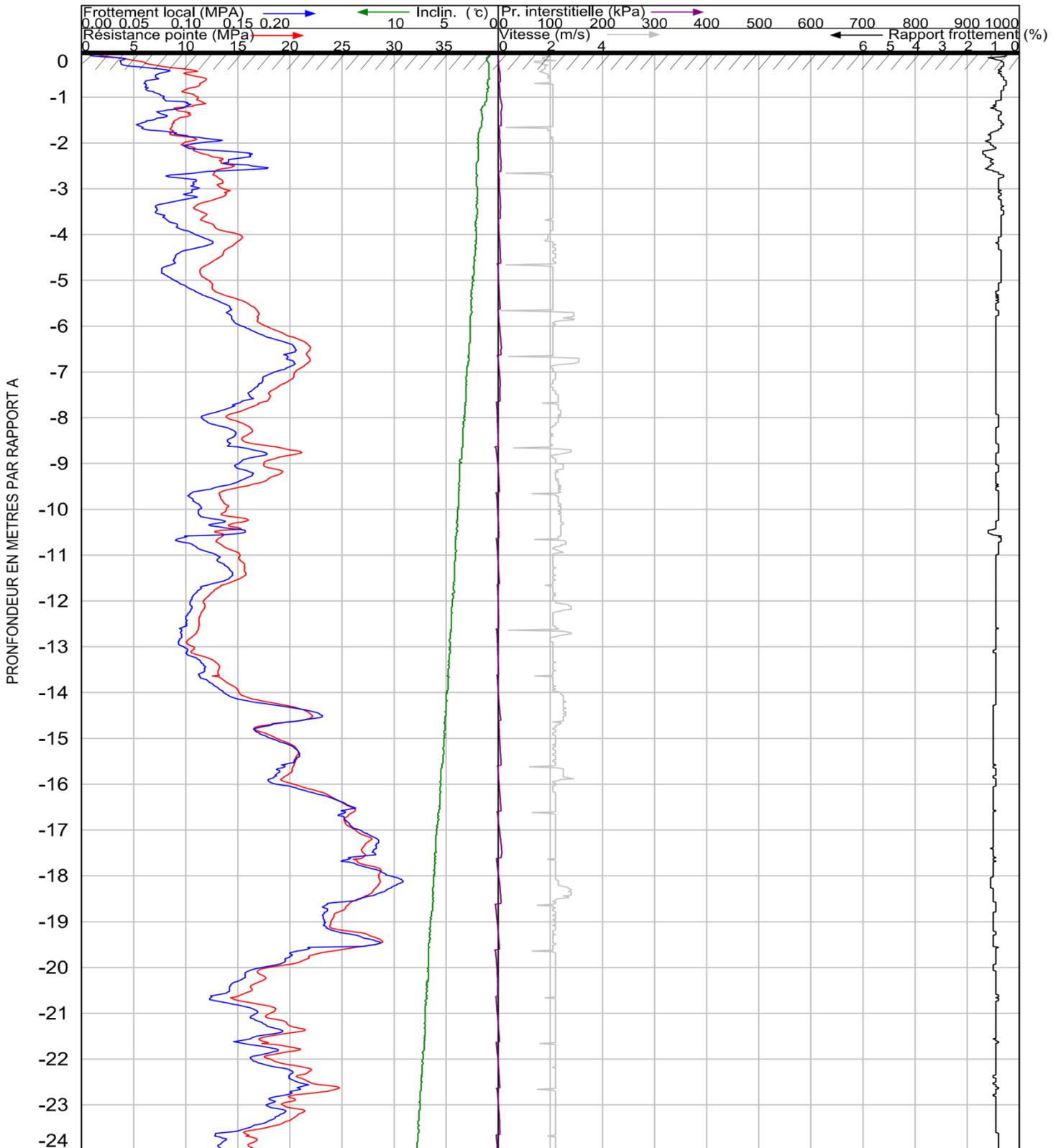
Annexe 1 : Registre des sondages pressiométrique et pénétrométrique.

Annexe 1: Registre des sondages pressiométrique et
pénétrométrique

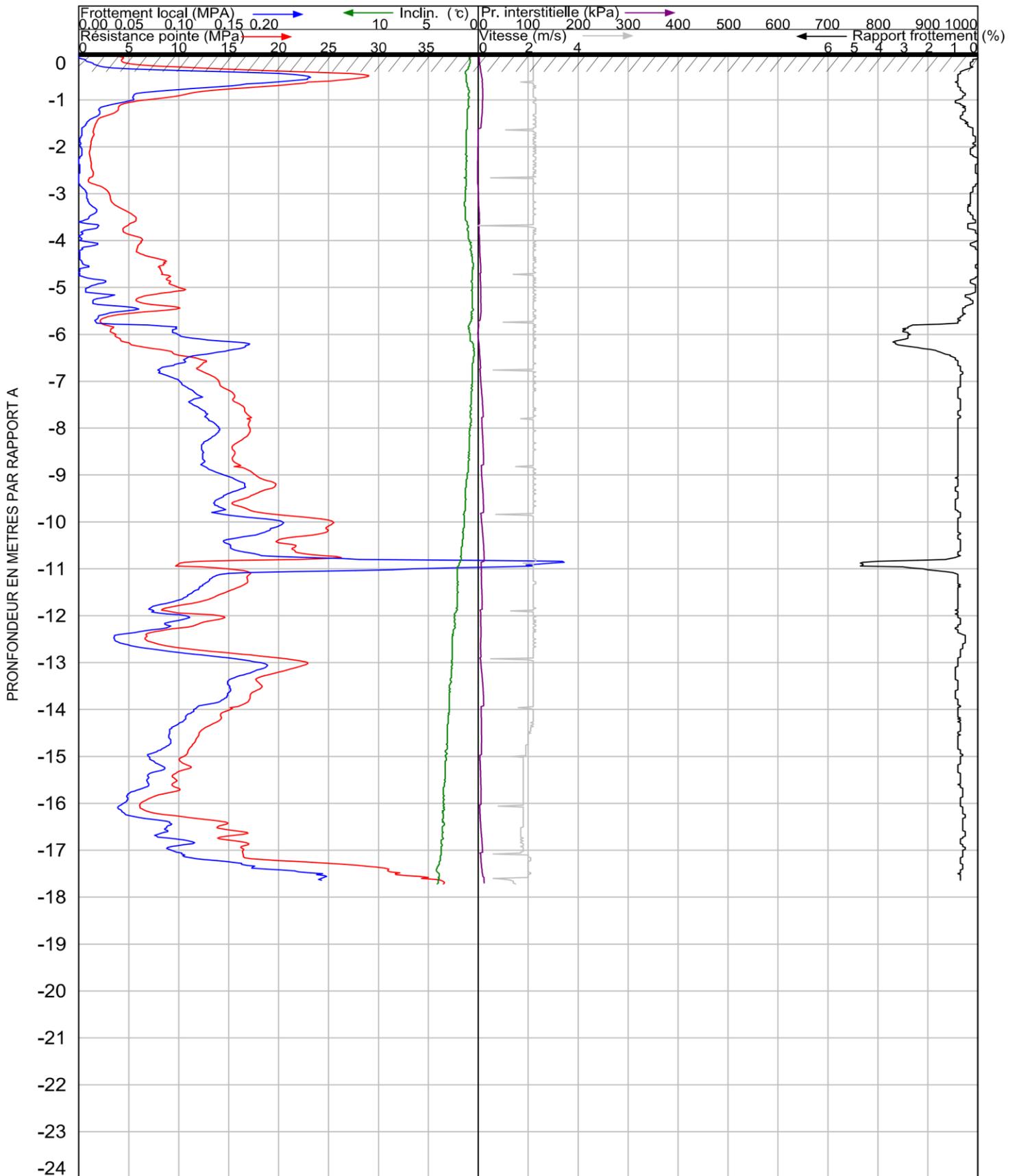
CPTu 16-08



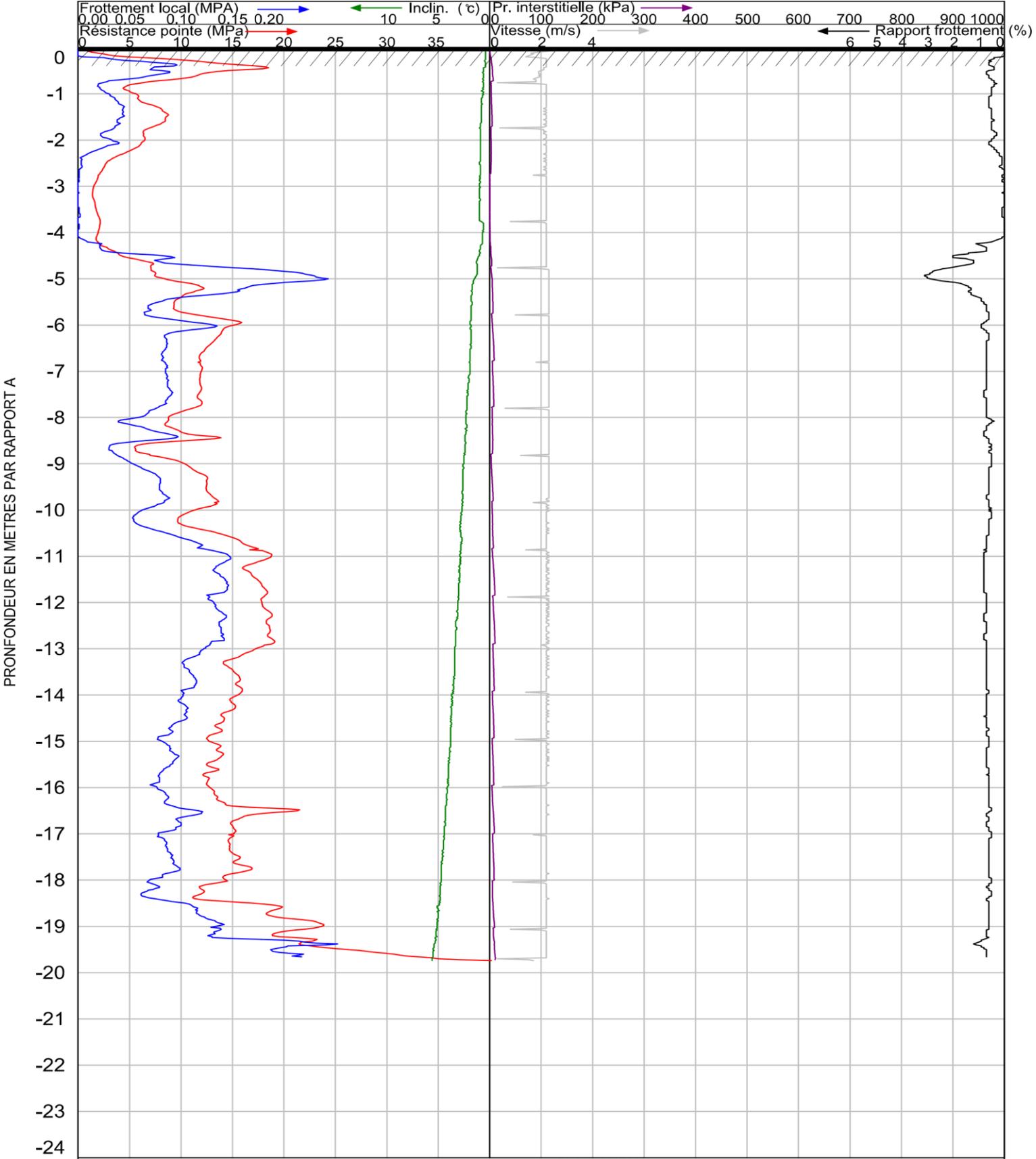
CPTu 16-10



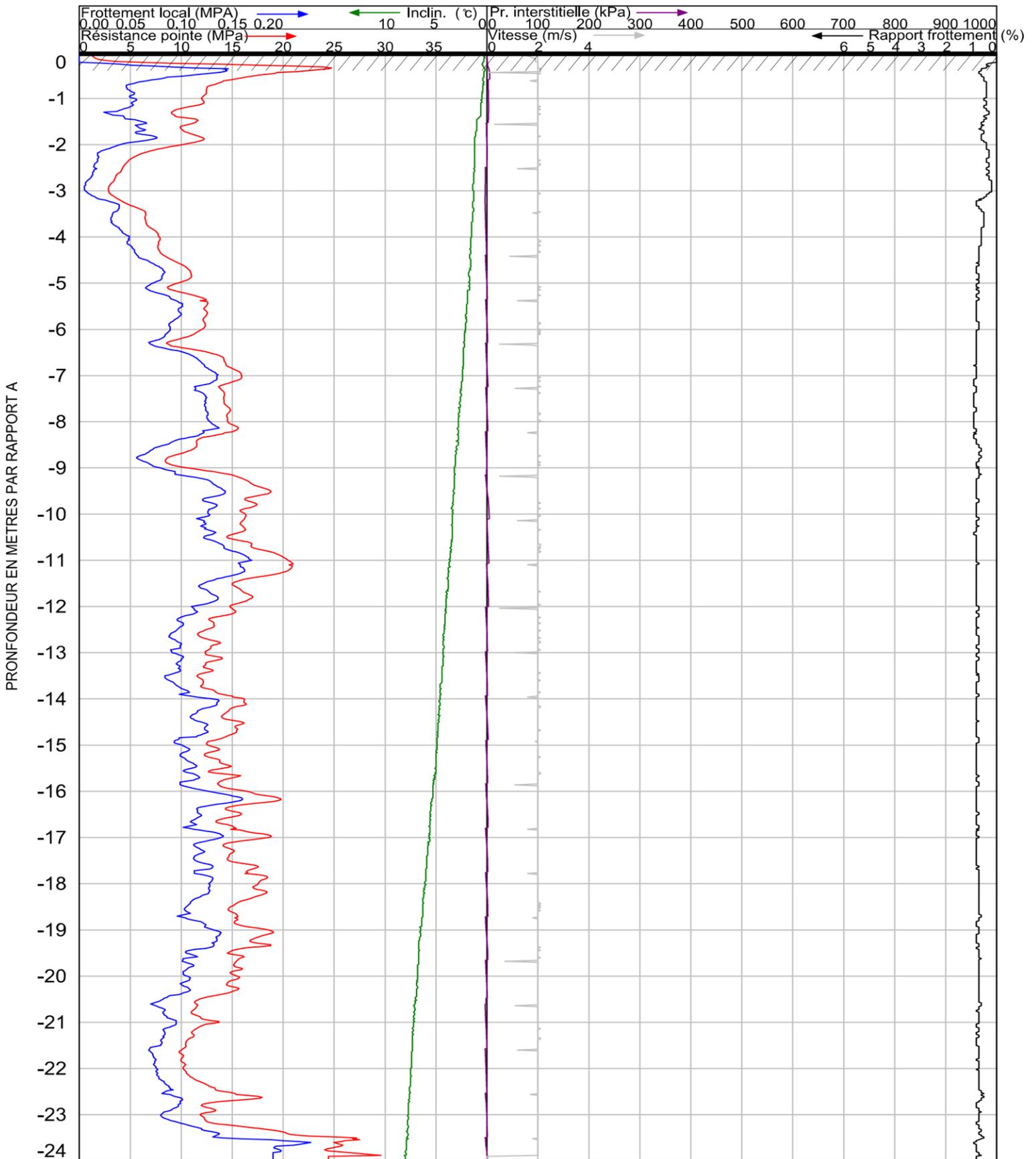
CPTu 16-20



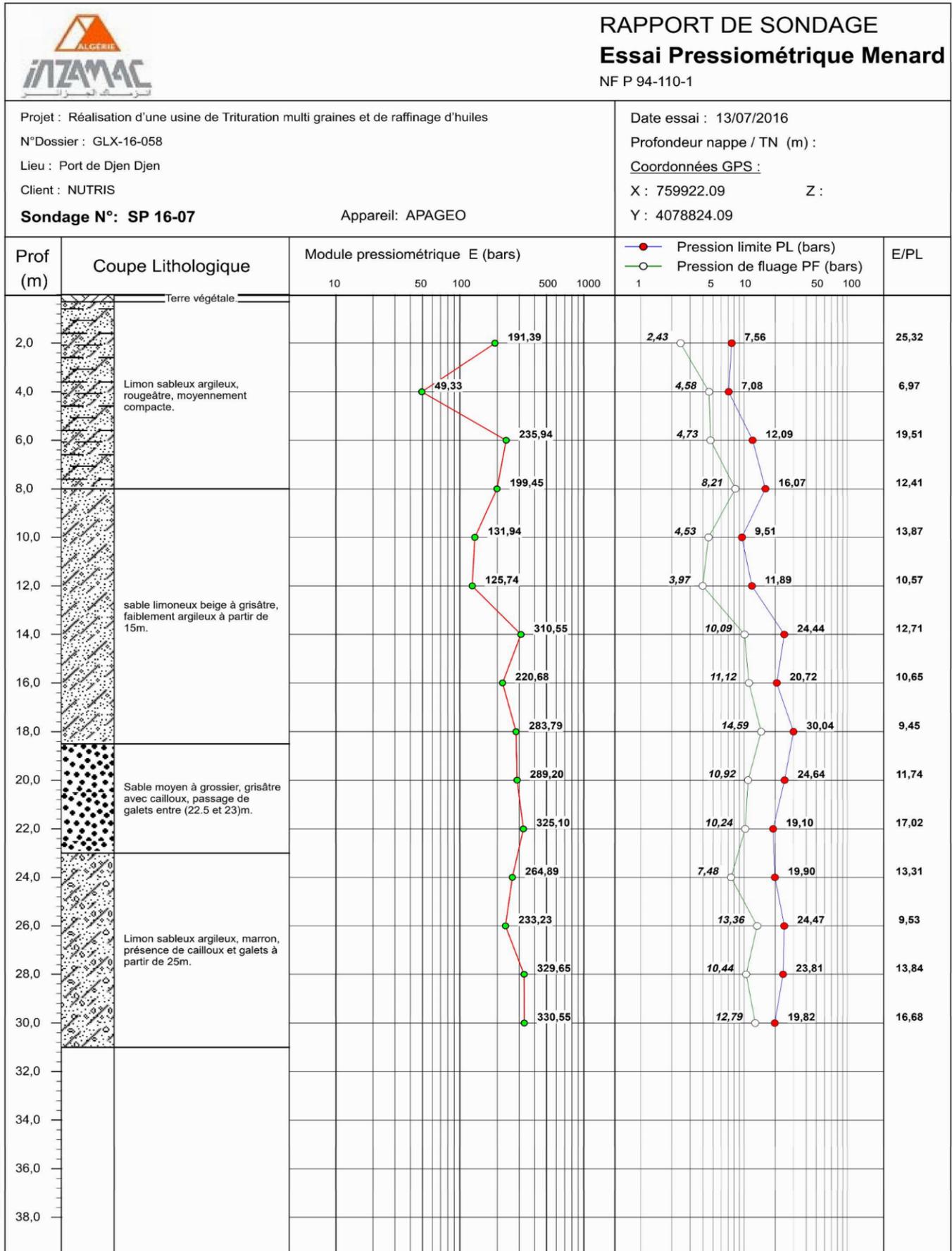
CPTu 16-21

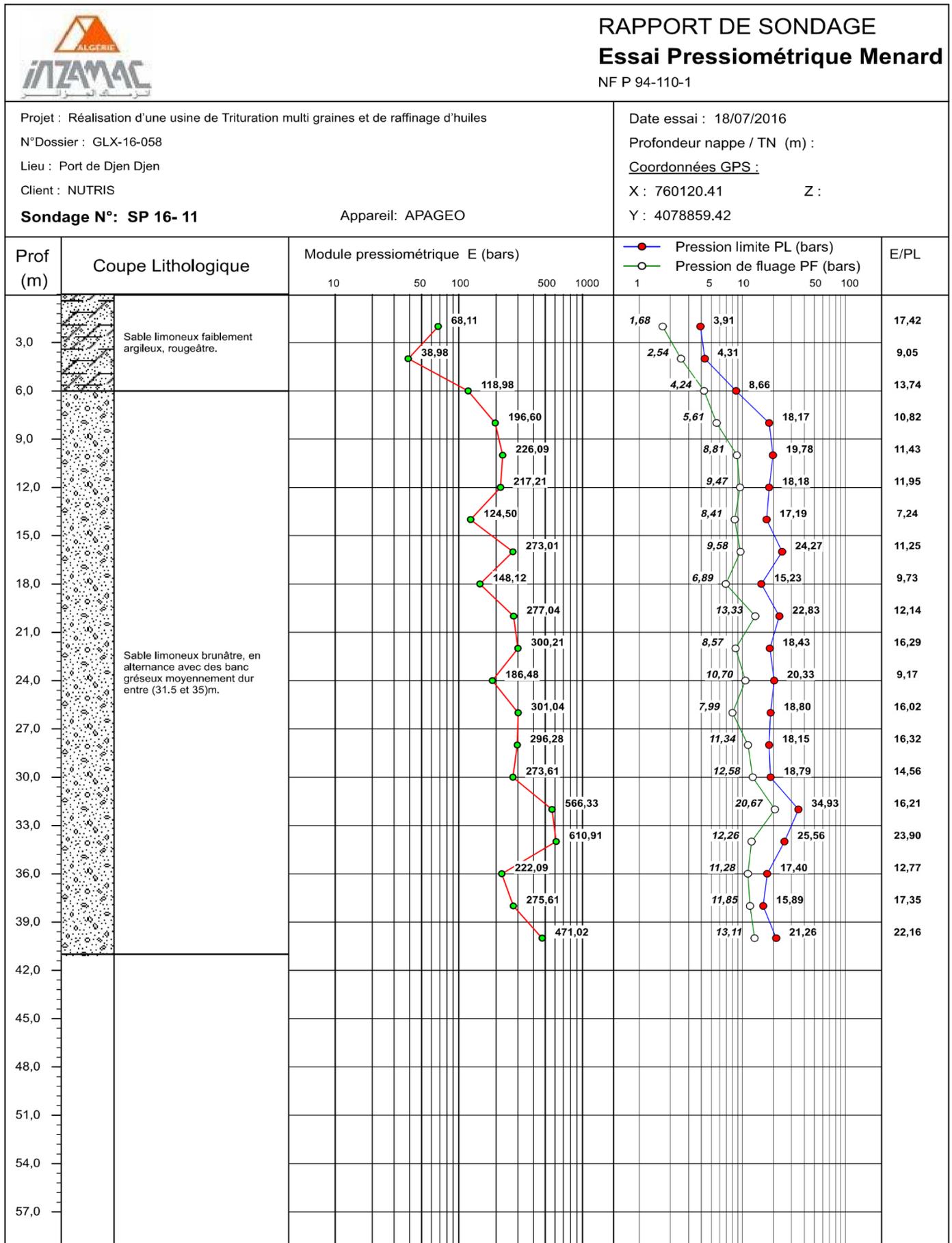


CPTu 16-22

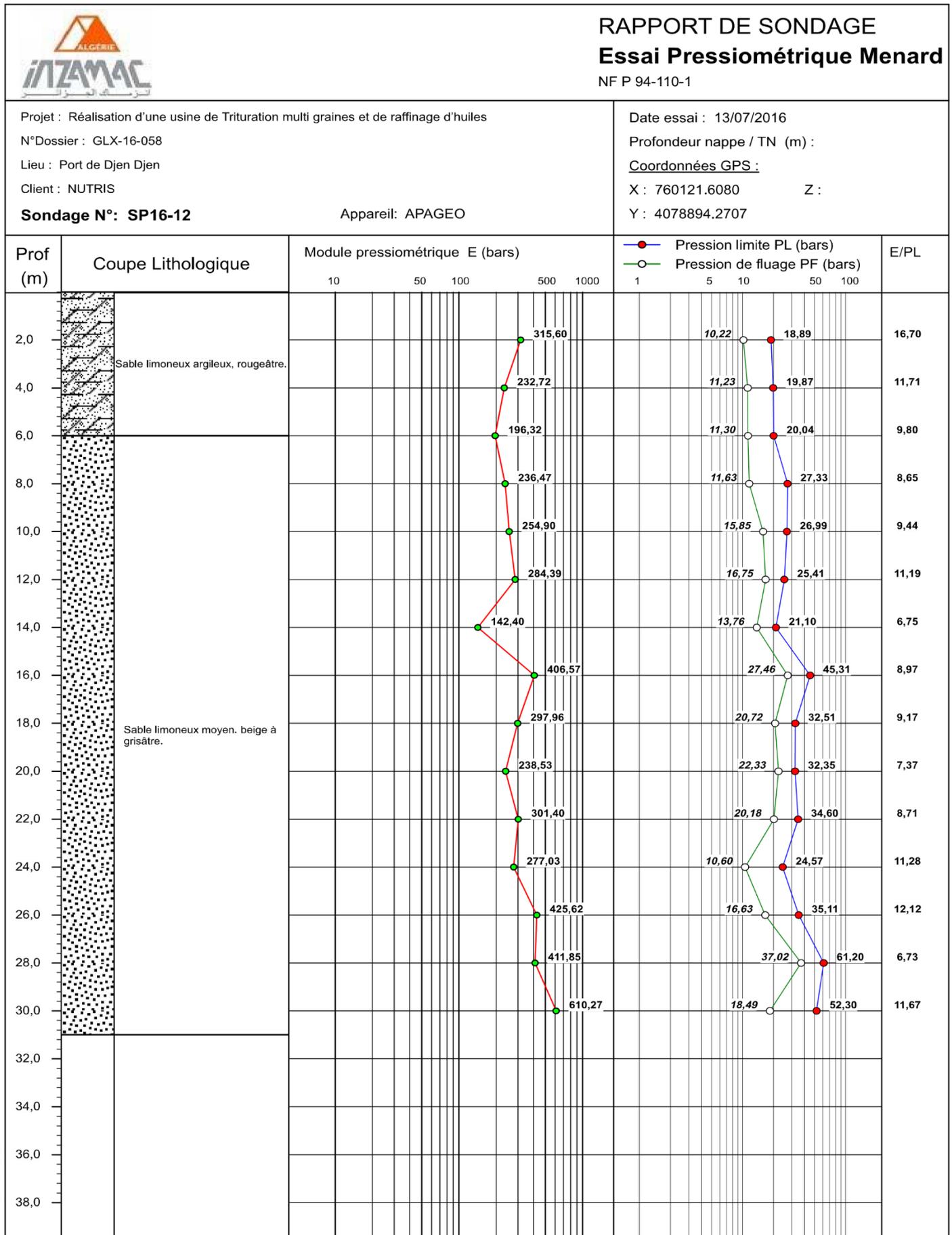


Annexe 1 : Registre des sondages pressiométrique et pénétrométrique.





Annexe 1 : Registre des sondages pressiométrique et pénétrométrique.



Annexe 2: Résultats des essais in-situTableaux du chapitre 41)-Résultats des essais pressiométriques

- Ouvrages Z1

Tableau 2.1 : Résultats du sondage SP 16-07

SP 16-07						
prof [m]	PL [bars]*	σ_{vs} [bars]	k0	σ_{hs}	PL* [bars]	Ple* [bars]
2	7.56	0.4	0.5	0.2	7.36	7.38
4	7.8	0.8	0.5	0.4	7.4	
6	12.09	1.2	0.5	0.6	11.49	
8	16.07	1.6	0.5	0.8	15.27	9.53
10	9.51	2	0.5	1	8.51	
12	11.89	2.4	0.5	1.2	10.69	
14	24.44	2.8	0.5	1.4	23.04	20.98
16	20.72	3.2	0.5	1.6	19.12	
18	30.04	3.6	0.5	1.8	28.24	
20	24.64	4	0.5	2	22.64	21.82
22	19.1	4.4	0.5	2.2	16.9	
24	19.9	4.8	0.5	2.4	17.5	
26	24.47	5.2	0.5	2.6	21.87	
28	23.81	5.6	0.5	2.8	21.01	
30	19.82	6	0.5	3	16.82	

- Ouvrage Z15

Tableau 2.2 : Résultats du sondage SP 16-11

SP 16-11						
prof [m]	PL [bars]*	σ_{vs} [bars]	k0	σ_{hs}	PL* [bars]	Ple* [bars]
2	3,91	0,4	0,5	0,2	3,71	3,8
4	4,31	0,8	0,5	0,4	3,91	
6	8,66	1,2	0,5	0,6	8,06	
8	18,17	1,6	0,5	0,8	17,37	16,67
10	19,78	2	0,5	1	18,78	
12	18,18	2,4	0,5	1,2	16,98	
14	17,19	2,8	0,5	1,4	15,79	
16	24,27	3,2	0,5	1,6	22,67	
18	15,23	3,6	0,5	1,8	13,43	

Annexe 2 : Résultats des essais in-situ

20	22,83	4	0,5	2	20,83		
22	18,43	4,4	0,5	2,2	16,23		
24	20,33	4,8	0,5	2,4	17,93		
26	18,8	5,2	0,5	2,6	16,2		
28	18,15	5,6	0,5	2,8	15,35		
30	18,79	6	0,5	3	15,79		
32	34,93	6,4	0,5	3,2	31,73		
34	25,56	6,8	0,5	3,4	22,16		
36	17,4	7,2	0,5	3,6	13,8		14,22
38	15,89	7,6	0,5	3,8	12,09		
40	21,26	8	0,5	4	17,26		

Tableau 2.3 : Résultats du sondage SP 16-12

SP 16-12						
Prof (m)	PL [bars]*	ovs [bars]	k0	σ_{hs}	PL* [bars]	Ple* [bars]
2	18,89	0,4	0,5	0,2	18,69	19,19
4	19,87	0,8	0,5	0,4	19,47	
6	20,04	1,2	0,5	0,6	19,44	
8	27,33	1,6	0,5	0,8	26,53	
10	26,99	2	0,5	1	25,99	
12	25,4	2,4	0,5	1,2	24,2	
14	21,1	2,8	0,5	1,4	19,7	
16	45,31	3,2	0,5	1,6	43,71	
18	32,51	3,6	0,5	1,8	30,71	
20	32,35	4	0,5	2	30,35	
22	34,6	4,4	0,5	2,2	32,4	
24	24,57	4,8	0,5	2,4	22,17	
26	35,11	5,2	0,5	2,6	32,51	
28	61,2	5,6	0,5	2,8	58,4	
30	52,3	6	0,5	3	49,3	

2)-Résultats de l'essai CPTu :

Tableau 2.4 : Résultats des sondages CPTu (Ouvrages Z11)

Z11															
PLC1	CPT 16-20	CPT 16-21	CPT 16-22	PLC2	CPT 16-20	CPT 16-21	CPT 16-22	PLS	CPT 16-20	CPT 16-21	CPT 16-22	PLG	CPT 16-20	CPT 16-21	CPT 16-22
	qc [Mpa]	qc [Mpa]	qc [Mpa]		qc [Mpa]	qc [Mpa]	qc [Mpa]		qc [Mpa]	qc [Mpa]	qc [Mpa]		qc [Mpa]	qc [Mpa]	qc [Mpa]
-0.5	/	17	24.75	-6.5	10	13	12.5	-12	15	18	15	-18		15	17.5
-1	5	5	12.75	-7	14	12.5	15	-12.5	6.5	18	13.5	-18.5		20	15
-1.5	2.5	8	12	-7.5	16	12.5	14.75	-13	23	18	13.5	-19		24	19
-2	2.5	6	10	-8	17	9	15	-13.5	16.5	15	13.5	-19.5		25	15
-2.5	2.5	2.5	4.5	-8.5	15	14.5	12	-14	15	15	15	-20			15
-3	3.5	3.5	4	-9	18	10	10	-14.5	12.5	14.5	15	-20.5			12
-3.5	5	3.5	6	-9.5	16	14	18	-15	10	14	13.5	-21			14
-4	6	3.5	7	-10	25	10	15.5	-15.5	10	14	15	-21.5			10
-4.5	8	4.75	9.5	-10.5	20	14.5	15	-16	6	13.5	15	-22			10
-5	10	7.5	10	-11	10	18	20	-16.5	15	20	15	-22.5			15
-5.5	10	10	12.5	-11.5	15	17	15	-17	16	15	19	-23			13
-6	4	15	12.5	-12	15	18	15	-17.5	35	15	15	-23.5			25
-6.5	10	13	12.5					-18		15	17.5	-24			25
qcc=	29.16	32.667	50.4583	qcc=	86.83	70.33	79.583	qcc=	75.1667	83	80	qcc=	0	29.33	76.75
qcm=	4.48	5.444	8.4	qcm=	15.787	12.78	14.469	qcm=	13.667	13.83	13.34	qcm=	0	19.556	12.79
qcm écrêté=	5.824	7.0772	10.92	qcm écrêté=	20.5231	16.614	18.8097	qcm écrêté=	17.7671	17.979	17.342	qcm écrêté=	0	25.4228	16.627

Tableau 2.5 : Résultats des sondages CPTu (Ouvrage Z15.00-A)

Z15.00-A											
PLC	CPTu 16-08	CPTU 16-10	PLS	CPTU 16-08	CPTU 16-10	PLS	CPTU 16-08	CPTU 16-10	PLS	CPTU 16-08	CPTU 16-10
	qc [MPa]	qc [MPa]		qc [MPa]	qc [MPa]		qc [MPa]	qc [MPa]		qc [MPa]	qc [MPa]
-0,5	5,5	10	-7	7	20,8	-14	12	15	-21	9,1	18
-1	5,2	11,5	-7,5	6,5	18	-14,5	9,8	22	-21,5	10,1	20
-1,5	5	8,9	-8	1,9	14	-15	10	18	-22	10	17,5
-2	14,5	10	-8,5	11	15,5	-15,5	8,5	20,8	-22,5	23,5	21,5
-2,5	2	12,9	-9	13	17,5	-16	10,8	20	-23	25	18,5
-3	2,5	12,8	-9,5	10	15	-16,5	10	25,3	-23,5	35	17,5
-3,5	2	11,5	-10	12,5	18	-17	11,5	26,1	-24		16,5
-4	10,5	15	-10,5	13,5	12,5	-17,5	11	27			
-4,5	4	13	-11	15	15	-18	11,8	28			
-5	15	12,5	-11,5	18	15	-18,5	12	27			
-5,5	13	16	-12	16,5	11,9	-19	11,5	24			
-6	9	17,5	-12,5	18,5	11,5	-19,5	11,5	28			
-6,5	3	21,9	-13	15	11	-20	10	17			
-7	7	20,8	-13,5	11,5	13	-20,5	10,8	16,5			
qcc	40,3	78,06				qcc				208,93	302,08
qcm	6,2	12,01				qcm				12,29	17,76
qcmécreté	8,06	15,6				qcm écreté				15,97	23,08

Annexe 3 : Résultats de l'analyse de liquéfaction

Tableau 3.1 : Calcul du rapport de la contrainte cyclique CSR (méthode SPT)

Sondage	Profondeur (m)	σ_{v0} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	$\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$	r_d	CSR
SC 16-08	3	57	27	2,11	0,77	0,211
SC 16-08	6	114	54	2,11	0,54	0,14
SC 16-08	8	152	72	2,11	0,38	0,10
SC 16-08	10	190	90	2,11	0,90	0,24
SC 16-08	12	228	108	2,11	0,85	0,23
SC 16-08	14	266	126	2,11	0,80	0,22
SC 16-08	16,5	313,5	148,5	2,11	0,73	0,20
SC 16-08	18,3	347,7	164,7	2,11	0,68	0,18
SC 16-08	20	380	180	2,11	0,64	0,17
SC 16-08	22	418	198	2,11	0,58	0,16
SC 16-08	24,2	459,8	217,8	2,11	0,55	0,15
SC 16-08	26,2	497,8	235,8	2,11	0,53	0,14
SC 16-08	28	532	252	2,11	0,52	0,14
SC 16-08	29,6	562,4	266,4	2,11	0,50	0,14
SC 16-10	3	57	27	2,11	0,97	0,26
SC 16-10	6	114	54	2,11	0,95	0,26
SC 16-10	9	171	81	2,11	0,93	0,25
SC 16-10	12,55	238,45	112,95	2,11	1,14	0,31
SC 16-10	15,4	292,6	138,6	2,11	1,13	0,31
SC 16-10	18	342	162	2,11	1,12	0,31
SC 16-10	20	380	180	2,11	1,12	0,30
SC 16-10	22	418	198	2,11	1,11	0,30
SC 16-10	24	456	216	2,11	0,55	0,15
SC 16-10	26,5	503,5	238,5	2,11	0,53	0,14
SC 16-10	30	570	270	2,11	0,50	0,13
SC 16-18	2	38	18	2,11	0,84	0,23
SC 16-18	4	76	36	2,11	0,69	0,19
SC 16-18	6	114	54	2,11	0,54	0,15
SC 16-18	8	152	72	2,11	0,38	0,10
SC 16-18	10	190	90	2,11	0,90	0,25
SC 16-18	13	247	117	2,11	0,82	0,22
SC 16-18	15	285	135	2,11	0,77	0,21
SC 16-18	18	342	162	2,11	0,69	0,19
SC 16-18	20	380	180	2,11	0,64	0,17
SC 16-18	22	418	198	2,11	0,58	0,16
SC 16-18	24	456	216	2,11	0,55	0,15
SC 16-18	26	494	234	2,11	0,53	0,14
SC 16-18	28	532	252	2,11	0,52	0,14
SC 16-18	30	570	270	2,11	0,5	0,13

Tableau 3.2: Calcul du rapport de la résistance cyclique (méthode SPT)

<i>Sondage</i>	<i>Profondeur (m)</i>	<i>finés %</i>	<i>CN</i>	<i>Nspt</i>	(N1)₆₀	<i>CRR</i>
SC 16-08	3	3,9	1,83	18	23,70	0,28
SC 16-08	6	3,9	1,83	31	30	0,48
SC 16-08	8	9,8	1,83	26	30	0,48
SC 16-08	10	20,1	1,82	22	29,96	0,48
SC 16-08	12	9,8	1,83	25	30	0,48
SC 16-08	14	8,8	1,83	40	30	0,48
SC 16-08	16,5	9,8	1,83	20	21,30	0,27
SC 16-08	18,3	9,8	1,83	21	21,095	0,26
SC 16-08	20	9,8	1,83	21	20,02	0,25
SC 16-08	22	6	1,83	25	22,48	0,27
SC 16-08	24,2	9,8	1,83	25	21,16	0,26
SC 16-08	26,2	4,3	1,83	22	17,68	0,21
SC 16-08	28	9,8	1,83	24	18,45	0,23
SC 16-08	29,6	9,8	1,83	28	20,72	0,26
SC 16-10	3	20,5	1,82	12	15,80	0,07
SC 16-10	6	19,1	1,83	14	21,02	0,12
SC 16-10	9	10,8	1,82	22	30	0,25
SC 16-10	12,55	19,1	1,82	18	22,09	0,14
SC 16-10	15,4	19,1	1,82	32	30	0,25
SC 16-10	18	18,4	1,82	19	19,26	0,1
SC 16-10	20	19,1	1,82	39	37,18	0,25
SC 16-10	22	17,8	1,82	34	30	0,25
SC 16-10	24	21,5	1,83	49	30	0,25
SC 16-10	26,5	19,1	1,83	25	19,94	0,10
SC 16-10	30	17,1	1,83	35	25,66	0,25
SC 16-18	2	14,4	1,82	24	30	0,48
SC 16-18	4	17,2	1,83	17	22,41	0,48
SC 16-18	6	20	1,83	11	16,51	0,25
SC 16-18	8	12,3	1,83	30	30	0,48
SC 16-18	10	11,5	1,82	30	30	0,48
SC 16-18	13	12,3	1,82	27	30	0,48
SC 16-18	15	13,2	1,83	23	25,79	0,41
SC 16-18	18	12,3	1,83	30	30	0,48
SC 16-18	20	9,8	1,83	69	65,78	0,48
SC 16-18	22	19,4	1,83	45	30	0,48
SC 16-18	24	19,4	1,83	25	21,27	0,48
SC 16-18	26	19,4	1,83	100	30	0,48
SC 16-18	28	19,4	1,83	20	15,37	0,23
SC 16-18	30	19,4	1,83	100	30	0,48

Tableau 3.3 : Résultats obtenus par le logiciel CLiq (CPTu 16-08)

No.	Input Data				CSR calculation Results						
	Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	u (kPa)	uo (kPa)	rd	CSR	MSF	CSR,eq	Ksigma	CSR*
1	0,5	5,5	50	0	0,00	1,00	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
2	1	5,2	35	10	0,00	0,99	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
3	1,5	5	20	15	4,91	0,99	0,16	2,21	0,07	1,00	0,07
4	2	14,5	100	20	9,81	0,99	0,18	2,21	0,08	1,00	0,08
5	2,5	2	15	25	14,72	0,98	0,19	2,21	0,09	1,00	0,09
6	3	2,5	10	30	19,62	0,98	0,20	2,21	0,09	1,00	0,09
7	3,5	2	9	35	24,53	0,98	0,21	2,21	0,10	1,00	0,10
8	4	10,5	50	40	29,43	0,97	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
9	4,5	4	35	45	34,34	0,97	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
10	5	15	150	50	39,24	0,97	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
11	5,5	13	65	55	44,15	0,96	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
12	6	9	50	60	49,05	0,96	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
13	6,5	3	35	65	53,96	0,95	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
14	7	7	47,5	70	58,86	0,95	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
15	7,5	6,5	47,5	75	63,77	0,94	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
16	8	1,9	20	80	68,67	0,94	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
17	8,5	11	90	85	73,58	0,93	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
18	9	13	100	90	78,48	0,92	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
19	9,5	10	70	95	83,39	0,91	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
20	10	12,5	100	100	88,29	0,90	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
21	10,5	13,5	120	105	93,20	0,89	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
22	11	15	125	110	98,10	0,88	0,22	2,21	0,10	0,99	0,10
23	11,5	18	150	115	103,01	0,87	0,22	2,21	0,10	0,98	0,10
24	12	16,5	140	120	107,91	0,86	0,22	2,21	0,10	0,97	0,10
25	12,5	18,5	150	125	112,82	0,84	0,21	2,21	0,10	0,96	0,10
26	13	15	135	130	117,72	0,83	0,21	2,21	0,09	0,96	0,10
27	13,5	11,5	80	135	122,63	0,81	0,21	2,21	0,09	0,95	0,10
28	14	12	90	140	127,53	0,79	0,20	2,21	0,09	0,94	0,10
29	14,5	9,8	70	145	132,44	0,78	0,20	2,21	0,09	0,93	0,10
30	15	10	75	150	137,34	0,76	0,19	2,21	0,09	0,93	0,10
31	15,5	8,5	60	155	142,25	0,74	0,19	2,21	0,09	0,92	0,09
32	16	10,8	70	160	147,15	0,73	0,19	2,21	0,08	0,91	0,09
33	16,5	10	70	165	152,06	0,71	0,18	2,21	0,08	0,91	0,09
34	17	11,5	85	170	156,96	0,70	0,18	2,21	0,08	0,90	0,09
35	17,5	11	85	175	161,87	0,68	0,18	2,21	0,08	0,89	0,09
36	18	11,8	90	180	166,77	0,67	0,17	2,21	0,08	0,89	0,09
37	18,5	12	85	185	171,68	0,65	0,17	2,21	0,08	0,88	0,09

Annexe 3 : Résultats du logiciel Cliq.

38	19	11,5	70	190	176,58	0,64	0,17	2,21	0,08	0,88	0,09
39	19,5	11,5	90	195	181,49	0,63	0,16	2,21	0,07	0,87	0,08
40	20	10	70	200	186,39	0,62	0,16	2,21	0,07	0,87	0,08
41	20,5	10,8	70	205	191,30	0,61	0,16	2,21	0,07	0,86	0,08
42	21	9,1	60	210	196,20	0,60	0,16	2,21	0,07	0,86	0,08
43	21,5	10,1	75	215	201,11	0,59	0,15	2,21	0,07	0,85	0,08
44	22	10	60	220	206,01	0,58	0,15	2,21	0,07	0,85	0,08
45	22,5	23,5	130	225	210,92	0,57	0,15	2,21	0,07	0,85	0,08
46	23	25	150	230	215,82	0,57	0,15	2,21	0,07	0,84	0,08

CRR Calculation Results										
Depth (m)	uo (kPa)	qt (MPa)	Fr (%)	Ic	n	Qtn	Kc	Qtn,cs	CRR 7.5	FS
0,5	0,00	5,40	0,83	1,89	0,60	91,66	1,18	108,22	4,00	2
1	0,00	5,14	0,59	1,82	0,57	87,00	1,12	97,69	4,00	2
1,5	4,91	8,24	0,63	1,67	0,51	139,56	1,02	142,14	0,35	2
2	9,81	7,17	0,63	1,72	0,53	121,29	1,05	127,59	0,27	2
2,5	14,72	6,34	0,66	1,78	0,55	106,99	1,09	116,67	0,23	2
3	19,62	2,17	0,53	2,14	0,69	36,03	1,52	54,86	0,10	1,043
3,5	24,53	5,01	0,47	1,78	0,55	84,07	1,00	84,07	0,14	1,419
4	29,43	5,51	0,58	1,81	0,56	89,87	1,11	99,84	0,17	1,757
4,5	34,34	9,84	0,80	1,72	0,53	148,08	1,05	155,52	0,43	2
5	39,24	10,68	0,79	1,70	0,52	152,06	1,04	158,25	0,45	2
5,5	44,15	12,34	0,72	1,65	0,50	165,89	1,00	166,55	0,51	2
6	49,05	8,35	0,61	1,75	0,54	109,54	1,07	117,17	0,23	2
6,5	53,96	6,35	0,71	1,89	0,59	81,89	1,18	96,55	0,16	1,575
7	58,86	5,51	0,80	1,98	0,63	69,18	1,28	88,26	0,14	1,376
7,5	63,77	5,15	0,76	2,01	0,64	62,28	1,31	81,49	0,13	1,24
8	68,67	6,48	0,83	1,96	0,62	75,49	1,25	94,20	0,16	1,499
8,5	73,58	8,65	0,82	1,87	0,59	96,93	1,16	112,49	0,21	2
9	78,48	11,35	0,77	1,77	0,55	122,73	1,09	133,31	0,30	2
9,5	83,39	11,85	0,77	1,77	0,55	124,36	1,08	134,58	0,31	2
10	88,29	12,02	0,82	1,79	0,56	122,61	1,10	134,46	0,31	2
10,5	93,20	13,69	0,85	1,76	0,55	135,94	1,08	146,94	0,38	2
11	98,10	15,52	0,86	1,73	0,54	150,32	1,06	159,37	0,46	2
11,5	103,01	16,52	0,85	1,72	0,53	156,16	1,05	163,87	0,49	2
12	107,91	17,69	0,84	1,70	0,52	163,44	1,04	169,56	0,53	2
12,5	112,82	16,69	0,86	1,73	0,54	150,25	1,06	159,35	0,46	2
13	117,72	15,03	0,82	1,76	0,55	131,76	1,08	142,47	0,35	2
13,5	122,63	12,86	0,81	1,82	0,57	109,49	1,12	122,87	0,25	2
14	127,53	11,13	0,74	1,86	0,58	92,15	1,15	106,04	0,19	1,959
14,5	132,44	10,63	0,76	1,89	0,59	85,79	1,18	101,11	0,18	1,829
15	137,34	9,46	0,74	1,94	0,61	74,16	1,23	90,89	0,15	1,575

Annexe 3 : Résultats du logiciel Cliq.

15,5	142,25	9,80	0,72	1,92	0,61	75,50	1,21	91,37	0,15	1,608
16	147,15	9,80	0,70	1,92	0,61	74,06	1,21	89,71	0,15	1,589
16,5	152,06	10,80	0,71	1,90	0,60	80,69	1,19	95,67	0,16	1,767
17	156,96	10,87	0,76	1,92	0,61	79,45	1,21	95,75	0,16	1,794
17,5	161,87	11,47	0,78	1,91	0,60	82,58	1,20	98,93	0,17	1,914
18	166,77	11,64	0,77	1,91	0,60	82,41	1,20	98,50	0,17	1,927
18,5	171,68	11,80	0,71	1,89	0,59	82,55	1,18	97,21	0,17	1,913
19	176,58	11,70	0,72	1,90	0,60	80,29	1,19	95,46	0,16	1,884
19,5	181,49	11,04	0,72	1,93	0,61	73,88	1,22	89,99	0,15	1,75
20	186,39	10,81	0,73	1,95	0,62	70,78	1,24	87,80	0,14	1,712
20,5	191,30	10,01	0,69	1,97	0,63	63,99	1,27	81,04	0,13	1,567
21	196,20	10,04	0,71	1,98	0,63	63,07	1,28	80,68	0,13	1,574
21,5	201,11	9,78	0,69	2,00	0,64	60,22	1,29	77,95	0,12	1,529
22	206,01	14,58	0,62	1,81	0,56	94,43	1,11	104,98	0,19	2
22,5	210,92	19,04	0,57	1,68	0,52	126,99	1,02	130,09	0,28	2
23	215,82	24,55	0,59	1,60	0,50	164,40	1,00	164,40	0,49	2

Tableau 3.4 : Résultats obtenus par le logiciel Cliq « CRR » (CPTu 16-08)

Tableau 3.5 : Résultats obtenus par le logiciel Cliq (CPTu 16-10)

No.	Input Data				CSR calculation Results						
	Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	u (kPa)	uo (kPa)	rd	CSR	MSF	CSR,eq	Ksigma	CSR*
1,00	0,50	10,00	75,00	0,00	0,00	1,00	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
2,00	1,00	11,50	77,50	10,00	0,00	0,99	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
3,00	1,50	8,90	75,00	15,00	4,91	0,99	0,16	2,21	0,07	1,00	0,07
4,00	2,00	10,00	100,00	20,00	9,81	0,99	0,17	2,21	0,08	1,00	0,08
5,00	2,50	12,90	150,00	25,00	14,72	0,98	0,18	2,21	0,08	1,00	0,08
6,00	3,00	12,80	110,00	30,00	19,62	0,98	0,19	2,21	0,09	1,00	0,09
7,00	3,50	11,50	70,00	35,00	24,53	0,98	0,20	2,21	0,09	1,00	0,09
8,00	4,00	15,00	110,00	40,00	29,43	0,97	0,21	2,21	0,09	1,00	0,09
9,00	4,50	13,00	90,00	45,00	34,34	0,97	0,21	2,21	0,09	1,00	0,09
10,00	5,00	12,50	85,00	50,00	39,24	0,97	0,21	2,21	0,10	1,00	0,10
11,00	5,50	16,00	140,00	55,00	44,15	0,96	0,21	2,21	0,10	1,00	0,10
12,00	6,00	17,50	150,00	60,00	49,05	0,96	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
13,00	6,50	21,90	200,00	65,00	53,96	0,95	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
14,00	7,00	20,80	180,00	70,00	58,86	0,95	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
15,00	7,50	18,00	160,00	75,00	63,77	0,94	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
16,00	8,00	14,00	125,00	80,00	68,67	0,94	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
17,00	8,50	15,50	140,00	85,00	73,58	0,93	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
18,00	9,00	17,50	150,00	90,00	78,48	0,92	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
19,00	9,50	15,00	130,00	95,00	83,39	0,91	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10

Annexe 3 : Résultats du logiciel Cliq.

20,00	10,00	18,00	125,00	100,00	88,29	0,90	0,21	2,21	0,10	0,99	0,10
21,00	10,50	12,50	130,00	105,00	93,20	0,89	0,21	2,21	0,10	0,98	0,10
22,00	11,00	15,00	140,00	110,00	98,10	0,88	0,21	2,21	0,10	0,97	0,10
23,00	11,50	15,00	105,00	115,00	103,01	0,87	0,21	2,21	0,09	0,96	0,10
24,00	12,00	11,90	100,00	120,00	107,91	0,86	0,21	2,21	0,09	0,95	0,10
25,00	12,50	11,50	100,00	125,00	112,82	0,84	0,20	2,21	0,09	0,94	0,10
26,00	13,00	11,00	100,00	130,00	117,72	0,83	0,20	2,21	0,09	0,94	0,10
27,00	13,50	13,00	120,00	135,00	122,63	0,81	0,20	2,21	0,09	0,93	0,10
28,00	14,00	15,00	140,00	140,00	127,53	0,79	0,19	2,21	0,09	0,92	0,10
29,00	14,50	22,00	230,00	145,00	132,44	0,78	0,19	2,21	0,09	0,91	0,09
30,00	15,00	18,00	180,00	150,00	137,34	0,76	0,19	2,21	0,08	0,91	0,09
31,00	15,50	20,80	200,00	155,00	142,25	0,74	0,18	2,21	0,08	0,90	0,09
32,00	16,00	20,00	200,00	160,00	147,15	0,73	0,18	2,21	0,08	0,89	0,09
33,00	16,50	25,30	250,00	165,00	152,06	0,71	0,17	2,21	0,08	0,89	0,09
34,00	17,00	26,10	265,00	170,00	156,96	0,70	0,17	2,21	0,08	0,88	0,09
35,00	17,50	27,00	280,00	175,00	161,87	0,68	0,17	2,21	0,08	0,87	0,09
36,00	18,00	28,00	300,00	180,00	166,77	0,67	0,16	2,21	0,07	0,87	0,09
37,00	18,50	27,00	250,00	185,00	171,68	0,65	0,16	2,21	0,07	0,86	0,08
38,00	19,00	24,00	235,00	190,00	176,58	0,64	0,16	2,21	0,07	0,86	0,08
39,00	19,50	28,00	280,00	195,00	181,49	0,63	0,15	2,21	0,07	0,85	0,08
40,00	20,00	17,00	180,00	200,00	186,39	0,62	0,15	2,21	0,07	0,85	0,08
41,00	20,50	16,50	140,00	205,00	191,30	0,61	0,15	2,21	0,07	0,84	0,08
42,00	21,00	18,00	160,00	210,00	196,20	0,60	0,15	2,21	0,07	0,84	0,08
43,00	21,50	20,00	140,00	215,00	201,11	0,59	0,15	2,21	0,07	0,83	0,08
44,00	22,00	17,50	160,00	220,00	206,01	0,58	0,14	2,21	0,06	0,83	0,08
45,00	22,50	21,50	200,00	225,00	210,92	0,57	0,14	2,21	0,06	0,82	0,08
46,00	23,00	18,50	175,00	230,00	215,82	0,57	0,14	2,21	0,06	0,82	0,08
47,00	23,50	17,50	170,00	235,00	220,73	0,56	0,14	2,21	0,06	0,82	0,08
48,00	24,00	16,50	130,00	240,00	225,63	0,55	0,14	2,21	0,06	0,81	0,08

Tableau 3.6 : Résultats obtenus par le logiciel Cliq « CRR » (CPTu 16-10)

CRR Calculation Results										
Depth (m)	uo (kPa)	qt (MPa)	Fr (%)	Ic	n	Qtn	Kc	Qtn,cs	CRR 7.5	FS
0,50	0,00	10,50	0,72	1,63	0,50	178,35	1,00	178,35	4,00	2
1,00	0,00	10,64	0,72	1,62	0,50	180,49	1,00	180,49	4,00	2
1,50	4,91	10,14	0,83	1,68	0,52	171,84	1,02	176,12	0,59	2
2,00	9,81	10,60	1,03	1,73	0,53	179,62	1,06	190,05	0,72	2
2,50	14,72	11,91	1,01	1,69	0,52	201,57	1,03	207,98	4,00	2
3,00	19,62	12,41	0,89	1,65	0,50	201,80	1,00	202,62	4,00	2
3,50	24,53	13,11	0,74	1,60	0,50	200,02	1,00	200,02	4,00	2
4,00	29,43	13,17	0,69	1,59	0,50	190,71	1,00	190,71	0,73	2
4,50	34,34	13,51	0,71	1,61	0,50	186,36	1,00	186,36	0,68	2

Annexe 3 : Résultats du logiciel Cliq.

5,00	39,24	13,84	0,76	1,64	0,50	182,65	1,00	182,65	0,65	2
5,50	44,15	15,34	0,82	1,64	0,50	194,26	1,00	194,26	0,76	2
6,00	49,05	18,48	0,89	1,62	0,50	224,98	1,00	224,98	4,00	2
6,50	53,96	20,08	0,89	1,60	0,50	235,56	1,00	235,56	4,00	2
7,00	58,86	20,25	0,90	1,61	0,50	229,33	1,00	229,33	4,00	2
7,50	63,77	17,62	0,89	1,66	0,51	193,32	1,01	195,74	0,78	2
8,00	68,67	15,85	0,90	1,71	0,53	168,97	1,04	176,53	0,59	2
8,50	73,58	15,68	0,89	1,72	0,53	162,32	1,05	170,57	0,54	2
9,00	78,48	16,02	0,88	1,72	0,53	161,15	1,05	169,31	0,53	2
9,50	83,39	16,85	0,81	1,69	0,52	165,15	1,03	169,79	0,54	2
10,00	88,29	15,19	0,86	1,74	0,54	144,77	1,07	154,57	0,42	2
10,50	93,20	15,19	0,88	1,76	0,55	141,11	1,08	152,20	0,41	2
11,00	98,10	14,19	0,89	1,80	0,56	128,31	1,10	141,65	0,34	2
11,50	103,01	13,99	0,84	1,79	0,56	123,62	1,10	135,87	0,31	2
12,00	107,91	12,82	0,81	1,82	0,57	110,39	1,12	123,68	0,26	2
12,50	112,82	11,49	0,89	1,89	0,60	95,87	1,18	113,30	0,22	2
13,00	117,72	11,86	0,92	1,90	0,60	96,77	1,19	114,89	0,22	2
13,50	122,63	13,03	0,94	1,88	0,59	104,48	1,17	122,17	0,25	2
14,00	127,53	16,69	0,99	1,82	0,57	132,82	1,12	148,52	0,38	2
14,50	132,44	18,36	1,01	1,80	0,56	143,82	1,10	158,72	0,45	2
15,00	137,34	20,30	1,02	1,77	0,55	156,82	1,08	170,12	0,54	2
15,50	142,25	19,63	1,00	1,78	0,55	148,48	1,09	162,37	0,48	2
16,00	147,15	22,07	1,00	1,75	0,54	165,26	1,07	176,73	0,59	2
16,50	152,06	23,83	1,01	1,73	0,54	176,09	1,06	186,62	0,68	2
17,00	156,96	26,17	1,03	1,71	0,53	191,19	1,05	199,86	0,82	2
17,50	161,87	27,07	1,05	1,71	0,53	194,48	1,05	203,75	4,00	2
18,00	166,77	27,37	1,02	1,71	0,53	193,93	1,04	202,11	4,00	2
18,50	171,68	26,37	1,01	1,72	0,53	183,39	1,05	192,53	0,74	2
19,00	176,58	26,37	0,98	1,71	0,53	180,83	1,05	189,41	0,71	2
19,50	181,49	23,04	1,02	1,78	0,55	152,66	1,09	166,70	0,51	2
20,00	186,39	20,54	0,99	1,82	0,57	132,50	1,12	148,19	0,38	2
20,50	191,30	17,21	0,95	1,87	0,59	107,22	1,16	124,89	0,26	2
21,00	196,20	18,21	0,82	1,81	0,57	114,04	1,12	127,30	0,27	2
21,50	201,11	18,54	0,85	1,82	0,57	114,42	1,12	128,25	0,28	2
22,00	206,01	19,71	0,86	1,81	0,56	120,63	1,11	134,14	0,30	2
22,50	210,92	19,21	0,95	1,85	0,58	114,33	1,15	131,06	0,29	2
23,00	215,82	19,21	0,97	1,86	0,59	112,43	1,16	129,90	0,28	2
23,50	220,73	17,88	0,99	1,90	0,60	101,77	1,19	121,04	0,24	2
24,00	225,63	16,88	0,87	1,89	0,60	95,04	1,18	112,17	0,21	2

Tableau 3.7 : Résultats obtenus par le logiciel CLiq (CPTu 16-20)

No.	Input Data				CSR calculation Results						
	Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	u (kPa)	uo (kPa)	rd	CSR	MSF	CSR,eq	Ksigma	CSR*
1,00	0,50	5,00	230,00	0,00	0,00	1,00	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
2,00	1,00	5,00	50,00	10,00	0,00	0,99	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
3,00	1,50	2,50	10,00	15,00	4,91	0,99	0,16	2,21	0,07	1,00	0,07
4,00	2,00	2,50	0,00	20,00	9,81	0,99	0,18	2,21	0,08	1,00	0,08
5,00	2,50	2,50	0,00	25,00	14,72	0,98	0,20	2,21	0,09	1,00	0,09
6,00	3,00	3,50	15,00	30,00	19,62	0,98	0,21	2,21	0,09	1,00	0,09
7,00	3,50	5,00	15,00	35,00	24,53	0,98	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
8,00	4,00	6,00	0,00	40,00	29,43	0,97	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
9,00	4,50	8,00	0,00	45,00	34,34	0,97	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
10,00	5,00	10,00	10,00	50,00	39,24	0,97	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
11,00	5,50	10,00	50,00	55,00	44,15	0,96	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
12,00	6,00	4,00	100,00	60,00	49,05	0,96	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
13,00	6,50	10,00	115,00	65,00	53,96	0,95	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
14,00	7,00	14,00	100,00	70,00	58,86	0,95	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
15,00	7,50	16,00	120,00	75,00	63,77	0,94	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
16,00	8,00	17,00	140,00	80,00	68,67	0,94	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
17,00	8,50	15,00	125,00	85,00	73,58	0,93	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
18,00	9,00	18,00	150,00	90,00	78,48	0,92	0,24	2,21	0,11	1,00	0,11
19,00	9,50	16,00	150,00	95,00	83,39	0,91	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
20,00	10,00	25,00	200,00	100,00	88,29	0,90	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
21,00	10,50	20,00	150,00	105,00	93,20	0,89	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
22,00	11,00	10,00	450,00	110,00	98,10	0,88	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
23,00	11,50	15,00	125,00	115,00	103,01	0,87	0,22	2,21	0,10	0,99	0,10
24,00	12,00	15,00	100,00	120,00	107,91	0,86	0,22	2,21	0,10	0,98	0,10
25,00	12,50	6,50	40,00	125,00	112,82	0,84	0,22	2,21	0,10	0,97	0,10
26,00	13,00	23,00	165,00	130,00	117,72	0,83	0,21	2,21	0,10	0,96	0,10
27,00	13,50	16,50	150,00	135,00	122,63	0,81	0,21	2,21	0,09	0,95	0,10
28,00	14,00	15,00	125,00	140,00	127,53	0,79	0,20	2,21	0,09	0,94	0,10
29,00	14,50	12,50	85,00	145,00	132,44	0,78	0,20	2,21	0,09	0,93	0,10
30,00	15,00	10,00	70,00	150,00	137,34	0,76	0,20	2,21	0,09	0,93	0,10
31,00	15,50	10,00	65,00	155,00	142,25	0,74	0,19	2,21	0,09	0,92	0,09
32,00	16,00	6,00	50,00	160,00	147,15	0,73	0,19	2,21	0,08	0,91	0,09
33,00	16,50	15,00	85,00	165,00	152,06	0,71	0,18	2,21	0,08	0,91	0,09
34,00	17,00	16,00	100,00	170,00	156,96	0,70	0,18	2,21	0,08	0,90	0,09
35,00	17,50	35,00	245,00	175,00	161,87	0,68	0,18	2,21	0,08	0,90	0,09

Tableau 3.8 : Résultats obtenus par le logiciel Cliq « CRR » (CPTu 16-20)

CRR Calculation Results										
Depth (m)	uo (kPa)	qt (MPa)	Fr (%)	Ic	n	Qtn	Kc	Qtn,cs	CRR 7.5	FS
0,50	0,00	5,00	3,41	2,33	0,76	84,85	2,06	174,92	4,00	2,00
1,00	0,00	4,17	0,88	2,00	0,64	70,56	1,30	91,47	4,00	2,00
1,50	4,91	3,34	0,60	1,99	0,63	56,26	1,29	72,42	0,12	1,62
2,00	9,81	2,50	0,13	1,88	0,59	41,98	1,00	41,98	0,08	1,05
2,50	14,72	2,84	0,18	1,85	0,58	47,54	1,00	47,54	0,09	1,01
3,00	19,62	3,67	0,28	1,81	0,56	61,58	1,00	61,58	0,10	1,07
3,50	24,53	4,84	0,21	1,65	0,50	81,30	1,00	81,30	0,13	1,31
4,00	29,43	6,34	0,08	1,46	0,50	103,79	1,00	103,79	0,18	1,78
4,50	34,34	8,01	0,04	1,38	0,50	126,68	1,00	126,68	0,27	2,00
5,00	39,24	9,34	0,22	1,43	0,50	141,27	1,00	141,27	0,34	2,00
5,50	44,15	8,01	0,67	1,75	0,54	118,71	1,07	126,84	0,27	2,00
6,00	49,05	8,01	1,12	1,89	0,60	117,00	1,18	138,02	0,32	2,00
6,50	53,96	9,35	1,14	1,86	0,59	128,99	1,16	149,23	0,39	2,00
7,00	58,86	13,35	0,84	1,69	0,52	170,43	1,03	175,45	0,58	2,00
7,50	63,77	15,68	0,77	1,62	0,50	191,17	1,00	191,17	0,73	2,00
8,00	68,67	16,02	0,81	1,64	0,50	188,37	1,00	188,05	0,70	2,00
8,50	73,58	16,68	0,84	1,65	0,50	189,81	1,00	190,57	0,72	2,00
9,00	78,48	16,35	0,87	1,68	0,52	180,45	1,02	184,86	0,67	2,00
9,50	83,39	19,69	0,85	1,63	0,50	210,28	1,00	210,28	4,00	2,00
10,00	88,29	20,35	0,83	1,61	0,50	211,20	1,00	211,20	4,00	2,00
10,50	93,20	18,35	1,47	1,84	0,57	185,29	1,13	209,99	4,00	2,00
11,00	98,10	15,02	1,63	1,94	0,61	146,55	1,23	179,64	0,62	2,00
11,50	103,01	13,36	1,71	2,00	0,64	125,87	1,30	163,20	0,48	2,00
12,00	107,91	12,19	0,74	1,79	0,56	112,55	1,10	123,57	0,26	2,00
12,50	112,82	14,86	0,69	1,71	0,53	135,00	1,04	140,98	0,34	2,00
13,00	117,72	15,36	0,78	1,74	0,54	136,27	1,06	145,00	0,36	2,00
13,50	122,63	18,19	0,82	1,70	0,52	158,78	1,04	164,89	0,50	2,00
14,00	127,53	14,69	0,83	1,79	0,56	124,13	1,10	136,19	0,31	2,00
14,50	132,44	12,53	0,76	1,83	0,57	102,90	1,13	115,96	0,22	2,00
15,00	137,34	10,86	0,69	1,86	0,58	86,80	1,16	100,32	0,17	1,82
15,50	142,25	8,70	0,73	1,97	0,63	66,71	1,26	84,34	0,14	1,44
16,00	147,15	10,37	0,66	1,88	0,59	79,41	1,17	93,23	0,16	1,67
16,50	152,06	12,37	0,65	1,82	0,57	94,46	1,12	105,71	0,19	2,00
17,00	156,96	15,70	0,62	1,72	0,53	120,52	1,05	126,52	0,27	2,00
17,50	161,87	28,70	0,69	1,55	0,50	221,70	1,00	221,70	4,00	2,00

Tableau 3.9: Résultats obtenus par le logiciel CLia (CPTu 16-21)

No.	Input Data				CSR calculation Results						
	Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	u (kPa)	uo (kPa)	rd	CSR	MSF	CSR,eq	Ksigma	CSR*
1,00	0,50	17,00	75,00	0,00	0,00	1,00	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
2,00	1,00	5,00	35,00	10,00	0,00	0,99	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
3,00	1,50	8,00	35,00	15,00	4,91	0,99	0,16	2,21	0,07	1,00	0,07
4,00	2,00	6,00	35,00	20,00	9,81	0,99	0,18	2,21	0,08	1,00	0,08
5,00	2,50	2,50	5,00	25,00	14,72	0,98	0,19	2,21	0,09	1,00	0,09
6,00	3,00	3,50	0,00	30,00	19,62	0,98	0,21	2,21	0,09	1,00	0,09
7,00	3,50	3,50	0,00	35,00	24,53	0,98	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
8,00	4,00	3,50	0,00	40,00	29,43	0,97	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
9,00	4,50	4,75	50,00	45,00	34,34	0,97	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
10,00	5,00	7,50	240,00	50,00	39,24	0,97	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
11,00	5,50	10,00	90,00	55,00	44,15	0,96	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
12,00	6,00	15,00	130,00	60,00	49,05	0,96	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
13,00	6,50	13,00	80,00	65,00	53,96	0,95	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
14,00	7,00	12,50	80,00	70,00	58,86	0,95	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
15,00	7,50	12,50	80,00	75,00	63,77	0,94	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
16,00	8,00	9,00	50,00	80,00	68,67	0,94	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
17,00	8,50	14,50	90,00	85,00	73,58	0,93	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
18,00	9,00	10,00	50,00	90,00	78,48	0,92	0,23	2,21	0,11	1,00	0,11
19,00	9,50	14,00	80,00	95,00	83,39	0,91	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
20,00	10,00	10,00	60,00	100,00	88,29	0,90	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
21,00	10,50	14,50	80,00	105,00	93,20	0,89	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
22,00	11,00	18,00	150,00	110,00	98,10	0,88	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
23,00	11,50	17,00	140,00	115,00	103,01	0,87	0,22	2,21	0,10	0,99	0,10
24,00	12,00	18,00	130,00	120,00	107,91	0,86	0,22	2,21	0,10	0,98	0,10
25,00	12,50	18,00	130,00	125,00	112,82	0,84	0,22	2,21	0,10	0,97	0,10
26,00	13,00	18,00	125,00	130,00	117,72	0,83	0,21	2,21	0,10	0,96	0,10
27,00	13,50	15,00	115,00	135,00	122,63	0,81	0,21	2,21	0,09	0,95	0,10
28,00	14,00	15,00	100,00	140,00	127,53	0,79	0,20	2,21	0,09	0,94	0,10
29,00	14,50	14,50	100,00	145,00	132,44	0,78	0,20	2,21	0,09	0,93	0,10
30,00	15,00	14,00	70,00	150,00	137,34	0,76	0,20	2,21	0,09	0,93	0,10
31,00	15,50	14,00	70,00	155,00	142,25	0,74	0,19	2,21	0,09	0,92	0,09
32,00	16,00	13,50	65,00	160,00	147,15	0,73	0,19	2,21	0,08	0,91	0,09
33,00	16,50	20,00	115,00	165,00	152,06	0,71	0,18	2,21	0,08	0,91	0,09
34,00	17,00	15,00	85,00	170,00	156,96	0,70	0,18	2,21	0,08	0,90	0,09
35,00	17,50	15,00	90,00	175,00	161,87	0,68	0,18	2,21	0,08	0,90	0,09
36,00	18,00	15,00	65,00	180,00	166,77	0,67	0,17	2,21	0,08	0,89	0,09
37,00	18,50	20,00	100,00	185,00	171,68	0,65	0,17	2,21	0,08	0,88	0,09
38,00	19,00	24,00	140,00	190,00	176,58	0,64	0,17	2,21	0,08	0,88	0,09
39,00	19,50	25,00	200,00	195,00	181,49	0,63	0,16	2,21	0,07	0,87	0,08

Tableau 3.10 : Résultats obtenus par le logiciel Cliq « CRR » (CPTu 16-21)

CRR Calculation Results										
Depth (m)	uo (kPa)	qt (MPa)	Fr (%)	Ic	n	Qtn	Kc	Qtn,cs	CRR 7.5	FS
0,50	0,00	13,00	0,47	1,44	0,50	220,85	1,00	220,85	4,00	2,00
1,00	0,00	6,00	0,58	1,76	0,55	101,73	1,08	110,02	4,00	2,00
1,50	4,91	6,34	0,55	1,73	0,54	107,26	1,06	113,67	0,22	2,00
2,00	9,81	5,50	0,46	1,74	0,54	92,96	1,00	92,96	0,15	1,94
2,50	14,72	4,01	0,34	1,80	0,56	67,34	1,00	67,34	0,11	1,25
3,00	19,62	3,17	0,05	1,75	0,54	53,07	1,00	53,07	0,09	1,00
3,50	24,53	3,51	0,00	N/A	1,00	N/A	1,00	N/A	4,00	2,00
4,00	29,43	3,92	0,43	1,86	0,58	65,59	1,00	65,59	0,11	1,03
4,50	34,34	5,26	1,86	2,13	0,69	88,12	1,52	133,65	0,30	2,00
5,00	39,24	7,43	1,73	2,01	0,64	120,61	1,32	158,83	0,45	2,00
5,50	44,15	10,84	1,43	1,87	0,59	159,43	1,16	185,17	0,67	2,00
6,00	49,05	12,68	0,80	1,67	0,51	169,47	1,02	172,64	0,56	2,00
6,50	53,96	13,51	0,72	1,64	0,50	172,19	1,00	172,19	0,55	2,00
7,00	58,86	12,68	0,64	1,64	0,50	155,57	1,00	155,57	0,43	2,00
7,50	63,77	11,35	0,62	1,68	0,52	135,14	1,02	138,47	0,33	2,00
8,00	68,67	12,02	0,62	1,67	0,51	138,32	1,02	140,70	0,34	2,00
8,50	73,58	11,18	0,57	1,69	0,52	124,95	1,03	128,53	0,28	2,00
9,00	78,48	12,85	0,58	1,65	0,50	139,25	1,00	139,72	0,33	2,00
9,50	83,39	11,35	0,57	1,70	0,52	119,81	1,04	124,19	0,26	2,00
10,00	88,29	12,85	0,58	1,67	0,51	132,13	1,02	134,32	0,31	2,00
10,50	93,20	14,19	0,69	1,69	0,52	142,29	1,03	146,71	0,37	2,00
11,00	98,10	16,52	0,76	1,67	0,51	161,75	1,02	164,83	0,50	2,00
11,50	103,01	17,69	0,80	1,67	0,51	169,03	1,02	172,53	0,56	2,00
12,00	107,91	17,69	0,76	1,67	0,51	165,10	1,02	167,79	0,52	2,00
12,50	112,82	18,03	0,72	1,65	0,51	164,63	1,01	165,57	0,50	2,00
13,00	117,72	17,03	0,73	1,69	0,52	151,74	1,03	156,00	0,43	2,00
13,50	122,63	16,03	0,72	1,71	0,53	139,50	1,04	145,48	0,37	2,00
14,00	127,53	14,86	0,72	1,74	0,54	126,16	1,07	134,49	0,31	2,00
14,50	132,44	14,53	0,63	1,72	0,53	121,19	1,05	127,52	0,27	2,00
15,00	137,34	14,20	0,57	1,71	0,53	116,34	1,05	121,69	0,25	2,00
15,50	142,25	13,86	0,50	1,69	0,52	111,89	1,03	115,67	0,22	2,00
16,00	147,15	15,87	0,54	1,66	0,51	126,79	1,01	128,44	0,28	2,00
16,50	152,06	16,20	0,56	1,67	0,51	127,24	1,02	129,62	0,28	2,00
17,00	156,96	16,70	0,59	1,68	0,52	128,91	1,03	132,25	0,30	2,00
17,50	161,87	15,04	0,54	1,71	0,53	113,49	1,04	118,36	0,23	2,00
18,00	166,77	16,70	0,52	1,66	0,51	125,61	1,01	126,89	0,27	2,00
18,50	171,68	19,70	0,53	1,61	0,50	147,07	1,00	147,07	0,38	2,00
19,00	176,58	22,70	0,57	1,58	0,50	167,41	1,00	167,41	0,52	2,00
19,50	181,49	24,71	0,74	1,63	0,50	179,72	1,00	179,72	0,62	2,00

Tableau 3.11 : Résultats obtenus par le logiciel Cliq (CPTu 16-22)

No.	Input Data				CSR Calculation Results						
	Depth (m)	qc (MPa)	fs (kPa)	u (kPa)	u ₀ (kPa)	rd	CSR	MSF	CSR _{eq}	Ksigma	CSR*
1,00	0,50	24,75	100,00	0,00	0,00	1,00	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
2,00	1,00	12,75	50,00	10,00	0,00	0,99	0,13	2,21	0,06	1,00	2,00
3,00	1,50	12,00	50,00	15,00	4,91	0,99	0,16	2,21	0,07	1,00	0,07
4,00	2,00	10,00	50,00	20,00	9,81	0,99	0,17	2,21	0,08	1,00	0,08
5,00	2,50	4,50	25,00	25,00	14,72	0,98	0,19	2,21	0,09	1,00	0,09
6,00	3,00	4,00	10,00	30,00	19,62	0,98	0,20	2,21	0,09	1,00	0,09
7,00	3,50	6,00	35,00	35,00	24,53	0,98	0,21	2,21	0,09	1,00	0,09
8,00	4,00	7,00	50,00	40,00	29,43	0,97	0,21	2,21	0,10	1,00	0,10
9,00	4,50	9,50	65,00	45,00	34,34	0,97	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
10,00	5,00	10,00	80,00	50,00	39,24	0,97	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
11,00	5,50	12,50	100,00	55,00	44,15	0,96	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
12,00	6,00	12,50	90,00	60,00	49,05	0,96	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
13,00	6,50	12,50	100,00	65,00	53,96	0,95	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
14,00	7,00	15,00	135,00	70,00	58,86	0,95	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
15,00	7,50	14,75	125,00	75,00	63,77	0,94	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
16,00	8,00	15,00	130,00	80,00	68,67	0,94	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
17,00	8,50	12,00	90,00	85,00	73,58	0,93	0,23	2,21	0,10	1,00	0,10
18,00	9,00	10,00	70,00	90,00	78,48	0,92	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
19,00	9,50	18,00	140,00	95,00	83,39	0,91	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
20,00	10,00	15,50	135,00	100,00	88,29	0,90	0,22	2,21	0,10	1,00	0,10
21,00	10,50	15,00	135,00	105,00	93,20	0,89	0,22	2,21	0,10	0,99	0,10
22,00	11,00	20,00	160,00	110,00	98,10	0,88	0,22	2,21	0,10	0,98	0,10
23,00	11,50	15,00	140,00	115,00	103,01	0,87	0,21	2,21	0,10	0,97	0,10
24,00	12,00	15,00	120,00	120,00	107,91	0,86	0,21	2,21	0,10	0,96	0,10
25,00	12,50	13,50	100,00	125,00	112,82	0,84	0,21	2,21	0,09	0,95	0,10
26,00	13,00	13,50	100,00	130,00	117,72	0,83	0,21	2,21	0,09	0,95	0,10
27,00	13,50	13,50	70,00	135,00	122,63	0,81	0,20	2,21	0,09	0,94	0,10
28,00	14,00	15,00	140,00	140,00	127,53	0,79	0,20	2,21	0,09	0,93	0,10
29,00	14,50	15,00	120,00	145,00	132,44	0,78	0,19	2,21	0,09	0,92	0,10
30,00	15,00	13,50	100,00	150,00	137,34	0,76	0,19	2,21	0,09	0,92	0,09
31,00	15,50	15,00	100,00	155,00	142,25	0,74	0,19	2,21	0,08	0,91	0,09
32,00	16,00	15,00	135,00	160,00	147,15	0,73	0,18	2,21	0,08	0,90	0,09
33,00	16,50	15,00	120,00	165,00	152,06	0,71	0,18	2,21	0,08	0,90	0,09
34,00	17,00	19,00	140,00	170,00	156,96	0,70	0,18	2,21	0,08	0,89	0,09
35,00	17,50	15,00	130,00	175,00	161,87	0,68	0,17	2,21	0,08	0,88	0,09
36,00	18,00	17,50	130,00	180,00	166,77	0,67	0,17	2,21	0,08	0,88	0,09
37,00	18,50	17,50	110,00	185,00	171,68	0,65	0,16	2,21	0,07	0,87	0,09
38,00	19,00	15,00	140,00	190,00	176,58	0,64	0,16	2,21	0,07	0,87	0,08
39,00	19,50	19,00	120,00	195,00	181,49	0,63	0,16	2,21	0,07	0,86	0,08
40,00	20,00	15,00	100,00	200,00	186,39	0,62	0,16	2,21	0,07	0,86	0,08

Annexe 3 : Résultats du logiciel Cliq.

41,00	20,50	15,00	75,00	205,00	191,30	0,61	0,15	2,21	0,07	0,85	0,08
42,00	21,00	12,00	97,50	210,00	196,20	0,60	0,15	2,21	0,07	0,85	0,08
43,00	21,50	14,00	65,00	215,00	201,11	0,59	0,15	2,21	0,07	0,84	0,08
44,00	22,00	10,00	65,00	220,00	206,01	0,58	0,15	2,21	0,07	0,84	0,08
45,00	22,50	10,00	80,00	225,00	210,92	0,57	0,15	2,21	0,07	0,84	0,08
46,00	23,00	15,00	90,00	230,00	215,82	0,57	0,14	2,21	0,07	0,83	0,08
47,00	23,50	13,00	150,00	235,00	220,73	0,56	0,14	2,21	0,06	0,83	0,08
48,00	24,00	25,00	190,00	240,00	225,63	0,55	0,14	2,21	0,06	0,82	0,08

Tableau 3.12 : Résultats obtenus par le logiciel Cliq « CRR » (CPTu 16-22)

CRR Calculation Results										
Depth (m)	u _o (kPa)	q _t (MPa)	Fr (%)	I _c	n	Q _{tn}	K _c	Q _{tn,cs}	CRR 7.5	FS
0,50	0,00	20,75	0,40	1,24	0,50	352,60	1,00	352,60	4,00	2,00
1,00	0,00	12,50	0,40	1,41	0,50	212,22	1,00	212,22	4,00	2,00
1,50	4,91	11,59	0,43	1,46	0,50	196,49	1,00	196,49	0,79	2,00
2,00	9,81	8,84	0,47	1,57	0,50	149,60	1,00	149,60	0,39	2,00
2,50	14,72	6,17	0,46	1,70	0,52	104,14	1,00	104,14	0,19	2,00
3,00	19,62	4,84	0,49	1,80	0,56	81,34	1,00	81,34	0,13	1,45
3,50	24,53	5,67	0,56	1,78	0,55	94,82	1,09	103,67	0,18	1,96
4,00	29,43	7,51	0,67	1,75	0,54	117,41	1,07	125,72	0,26	2,00
4,50	34,34	8,84	0,74	1,74	0,54	130,80	1,06	139,10	0,33	2,00
5,00	39,24	10,68	0,77	1,70	0,52	149,18	1,04	155,32	0,43	2,00
5,50	44,15	11,68	0,78	1,69	0,52	155,60	1,03	160,77	0,47	2,00
6,00	49,05	12,51	0,78	1,69	0,52	159,69	1,03	164,15	0,49	2,00
6,50	53,96	13,35	0,82	1,69	0,52	163,97	1,03	169,20	0,53	2,00
7,00	58,86	14,10	0,86	1,70	0,52	167,08	1,04	173,31	0,56	2,00
7,50	63,77	14,93	0,88	1,70	0,52	170,86	1,04	177,19	0,60	2,00
8,00	68,67	13,93	0,83	1,72	0,53	154,39	1,05	161,90	0,47	2,00
8,50	73,58	12,35	0,79	1,75	0,54	132,81	1,07	142,42	0,35	2,00
9,00	78,48	13,35	0,76	1,72	0,53	139,31	1,05	146,73	0,37	2,00
9,50	83,39	14,52	0,80	1,72	0,53	147,39	1,05	154,93	0,43	2,00
10,00	88,29	16,19	0,85	1,71	0,53	160,05	1,05	167,32	0,52	2,00
10,50	93,20	16,85	0,86	1,71	0,53	162,42	1,04	169,52	0,53	2,00
11,00	98,10	16,69	0,88	1,73	0,53	156,72	1,06	165,46	0,50	2,00
11,50	103,01	16,69	0,85	1,72	0,53	153,01	1,05	161,30	0,47	2,00
12,00	107,91	14,52	0,84	1,78	0,55	129,45	1,09	141,00	0,34	2,00
12,50	112,82	14,03	0,77	1,77	0,55	122,21	1,09	132,84	0,30	2,00
13,00	117,72	13,53	0,68	1,76	0,54	115,51	1,08	124,30	0,26	2,00
13,50	122,63	14,03	0,75	1,78	0,55	117,16	1,09	127,86	0,27	2,00

Annexe 3 : Résultats du logiciel Cliq.

14,00	127,53	14,53	0,77	1,78	0,55	118,97	1,09	130,01	0,28	2,00
14,50	132,44	14,53	0,84	1,81	0,57	116,14	1,12	129,61	0,28	2,00
15,00	137,34	14,53	0,75	1,79	0,56	114,39	1,10	125,45	0,26	2,00
15,50	142,25	14,53	0,78	1,81	0,56	111,95	1,11	124,37	0,26	2,00
16,00	147,15	15,03	0,80	1,81	0,56	113,77	1,11	126,48	0,27	2,00
16,50	152,06	16,37	0,82	1,79	0,56	122,30	1,10	134,30	0,31	2,00
17,00	156,96	16,37	0,81	1,79	0,56	120,16	1,10	132,17	0,29	2,00
17,50	161,87	17,20	0,79	1,77	0,55	124,82	1,09	135,57	0,31	2,00
18,00	166,77	16,70	0,75	1,77	0,55	119,13	1,09	129,63	0,28	2,00
18,50	171,68	16,70	0,77	1,79	0,56	116,92	1,10	128,36	0,28	2,00
19,00	176,58	17,20	0,73	1,77	0,55	119,29	1,08	129,13	0,28	2,00
19,50	181,49	16,37	0,75	1,80	0,56	110,86	1,10	122,48	0,25	2,00
20,00	186,39	16,37	0,61	1,75	0,54	110,74	1,07	118,41	0,23	2,00
20,50	191,30	14,04	0,67	1,84	0,57	91,13	1,13	103,30	0,18	2,00
21,00	196,20	13,71	0,59	1,82	0,57	88,05	1,12	98,81	0,17	2,00
21,50	201,11	12,04	0,65	1,90	0,60	74,22	1,19	88,57	0,14	1,81
22,00	206,01	11,38	0,64	1,93	0,61	68,54	1,22	83,46	0,13	1,69
22,50	210,92	11,71	0,69	1,94	0,62	69,36	1,23	85,56	0,14	1,75
23,00	215,82	12,71	0,87	1,98	0,63	73,70	1,27	93,75	0,16	2,00
23,50	220,73	13,71	0,98	1,99	0,63	78,33	1,28	100,61	0,17	2,00
24,00	225,63	21,05	0,86	1,79	0,56	128,05	1,10	140,36	0,34	2,00

Annexe 4 : Calcul du tassement et de coefficients de Priebe

I- Calcul du tassement

A) méthode fondée sur la déformation unidimensionnelle des sols (NF P 94-261) :

➤ Cas général :

Il est possible d'estimer le tassement d'une fondation de grandes dimensions en considérant que la déformation uniaxiale des sols est prépondérante. La relation suivante peut alors être utilisée :

$$s = q \int \frac{I_z(z)}{D(z)} dz$$

Avec :

q : Contrainte appliquée par la fondation à la surface du sol ;

I_z : Coefficient d'influence déterminé à partir de la théorie de *Boussinesq* ;

$D(z)$: Module de sol à la profondeur z qui peut être déterminé par :

$$D(z) = q_c(z) \left(\frac{E}{q_c} \right)_z$$

➤ Cas de la méthode œdométrique :

Cette méthode est fondée sur la déformation unidimensionnelle, tel que :

$$S_v = S_{im} + S_C + S_{fl}$$

Avec

S_v : Tassement total ;

S_{im} : Tassement immédiat ;

S_C : Tassement de consolidation ;

S_{fl} : Tassement de fluage

Selon la norme **NF P 94-261**, le tassement immédiat peut être négligé si l'épaisseur de la couche compressible est faible devant les dimensions de la surface chargée ; ce qui est le cas pour ce projet. Le tassement de fluage est important dans le cas des sols à forte proportion de matière organique. Donc seul le tassement de consolidation sera pris en compte lors des calculs. Ce dernier est estimé comme suit :

$$S_C = S_{cc} + S_{cs}$$

Avec

S_{cc} : Tassement de la couche de terrain dans le domaine normalement consolidé ;

S_{cs} : Tassement de la couche de terrain dans le domaine surconsolidé.

Annexe 4 : Calcul du tassement et de coefficients de Priebe

Dans le domaine normalement consolidé (lorsque $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) :

$$S_C = S_{cc} = H \frac{C_c}{1 + e_0} * \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Dans le domaine surconsolidé (lorsque $\sigma'_{v0} \leq \sigma'_p$) :

1) $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma \leq \sigma'_p$:

$$S_C = S_{cs} = H \frac{C_r}{1 + e_0} * \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}}\right)$$

2) $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma \geq \sigma'_p$:

$$S_C = S_{cs} + S_{cc} = H \frac{C_r}{1 + e_0} * \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + H \frac{C_c}{1 + e_0} * \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p}\right)$$

Avec :

σ'_p : Contrainte de préconsolidation ;

σ'_{v0} : Contrainte effective in-situ ;

$\Delta\sigma$: Charge externe ;

H : Epaisseur de la couche ;

e_0 : Indice de vide ;

C_c : Indice de compression ;

C_r : Indice de recompression.

Si les couches de sols compressibles sont distinctes, le tassement total de consolidation est obtenu en sommant les tassements de consolidation des couches individuelles.

B) Méthode de Schmertmann (1978)

Le tassement d'une fondation sous un chargement « q » basé sur des essais CPT selon la méthode de Schmertmann est donné par la formule :

$$s = C_1 C_2 (q - \sigma_{v0}') \int_0^{D+2B} \frac{I_{zp}(z)}{C_3 E} dz$$

Avec :

q : Contrainte appliquée par la fondation à la surface du sol ;

σ_{v0}' : Contrainte verticale effective ;

C_1 : Coefficient correcteur de la profondeur donné par : $C_1 = 1 - 0.5 \frac{\sigma_{v0}'}{q - \sigma_{v0}'}$

C_2 : Coefficient correcteur du tassement dû au fluage donné par :

$$C_2 = 1.2 + 0.2 \log(t) \text{ où : } t \text{ est le temps en années.}$$

C_3 : Coefficient de forme des fondations

- $C_3 = 1,25$ pour des fondations carrées ;

- $C_3 = 1,75$ pour des semelles filantes avec $L > 10 B$.

I_{zp} : Facteur d'influence des déformations donné par :

$$I_{zp} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q - \sigma_{v0}'}{\sigma_{vp}'}}$$

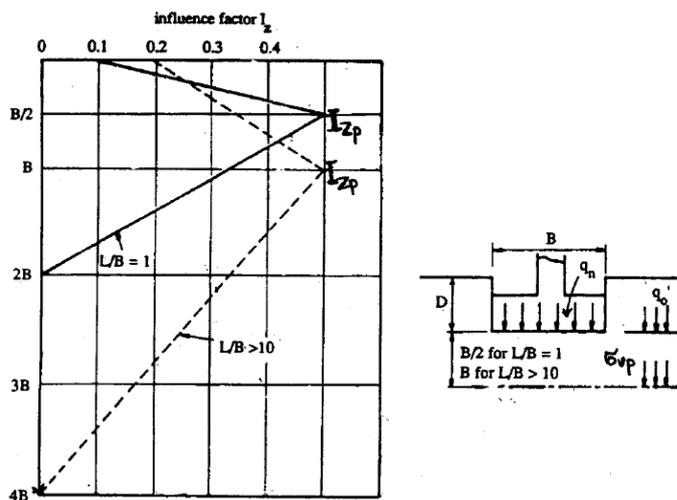


Figure 1.1: Diagramme du facteur d'influence des déformations (NF P94-261)

II- Calcul des coefficients de Priebe

1. Ouvrage Z11.01

1.1 Pour un maillage 1.78*1.78

- Calcul des facteurs d'amélioration

➤ Calcul de n_0

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{0.5 + f(\vartheta_s, a)}{K_{ac} f(\vartheta_s, a)} - 1 \right]$$

Avec :

$$K_{ac} = \left(\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right) \right)^2 = \left(\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{9}\right) \right)^2 = 0.2174$$

$$a = \frac{A_c}{A} = \frac{0.3^2 \cdot \pi}{3.2} = 0.0883$$

où :

K_{ac} : Coefficient de poussée du ballast ;

φ_c : Angle de frottement du ballast ;

A_c : Aire de la colonne ;

A : Aire de la cellule.

$$f(\vartheta_s, a) = \frac{(1 - \vartheta_s)(1 - a)}{(1 - 2\vartheta_s) + a} = \frac{(1 - 0.33)(1 - 0.0883)}{(1 - 2 * 0.33) + 0.0883} = 1.426$$

Annexe 4 : Calcul du tassement et de coefficients de Priebe

avec : ϑ_s : Coefficient du Poisson du sol

$$n_0 = 1 + 0.0883 * \left[\frac{0.5 + 1.426}{0.2174 * 1.426} - 1 \right] = \mathbf{1.46}$$

➤ Calcul de n_1 (prise en compte de la compressibilité du matériau)

$$n_0' = \frac{E_{coed}}{E_{soed}} = \frac{100}{8} = 12.5$$

E_{coed} : Module oedométrique du ballast ;

E_{soed} : Module oedométrique du sol.

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4 * 0.2174(12.5 - 2) + 5}{2(4 * 0.2174 - 1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{4 * 0.2174(12.5 - 2) + 5}{4 * 0.2174 - 1}\right)^2 + \frac{16 * 0.2174(12.5 - 1)}{4 * 0.2174 - 1}}$$

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = 54.18 \pm 53.47 \text{ donc: } \left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = 0.71 \text{ (la plus petite valeur positive)}$$

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)} \quad \text{avec: } \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1} - 1 = \frac{1}{0.71} - 1 = \mathbf{0.4}$$

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{1}{0.0883} + 0.4} = 0.0852$$

$$n_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} * \left[\frac{0.5 + f\left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)}{K_{acf}\left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)} - 1 \right]$$

$$\text{avec: } f\left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right) = \frac{(1-\vartheta_s)(1-\frac{\bar{A}_c}{A})}{(1-2\vartheta_s) + \frac{\bar{A}_c}{A}} = \frac{(1-0.33)(1-0.068)}{(1-2*0.33)+0.068} = 1.44$$

$$\text{Donc: } n_1 = 1 + 0.0852 * \left[\frac{0.5+1.44}{0.2174*1.44} - 1 \right] \quad n_1 = \mathbf{1.44}$$

➤ Calcul de f_d (prise en compte de poids des terres sus-jacentes)

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} \cdot p_s}{K_{oc} \cdot p_c + p_c}} \quad \text{avec: } K_{oc} = 1 - \sin \varphi_c = 1 - \sin(40) = 0.357$$

$$\text{et: } q_c = \frac{q}{\frac{\bar{A}_c}{A} + \frac{1-\frac{\bar{A}_c}{A}}{\frac{q_c}{q_s}}}$$

où :

q : Contrainte apportée par l'ouvrage ;

q_c : Contraintes verticales régnant au milieu des couches du ballast ;

q_s : Contraintes verticales régnant au milieu des couches du sol.

$$\text{et: } \frac{q_c}{q_s} = \frac{0.5 + f\left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)}{K_{acf}\left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)} = \frac{0.5 + 1.44}{0.2174 * 1.44} = 6.197$$

$$\text{donc: } q_c = \frac{175}{0.0852 + \frac{1-0.0852}{6.197}} = 751.654 \text{ KPa}$$

Annexe 4 : Calcul du tassement et de coefficients de Priebe

$$p_c = \sum (\gamma_c \Delta z) \text{ et: } p_s = \sum (\gamma_s \Delta z)$$

avec :

γ_s : Poids volumique du sol ;

γ_c : Poids volumique du ballast ;

Δz : Epaisseur de la couche.

$$p_c = 21 * \frac{6.5}{2} = 68.25 \text{ kPa et: } p_s = 20 * \frac{6.5}{2} = 58.5 \text{ kPa}$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{0.357 - \frac{58.5}{68.25}}{0.357} * \frac{68.25}{751.654}} f_d = \mathbf{1.15}$$

➤ Calcul de n_2 (facteur d'amélioration final)

$$n_2 = n_1 * f_d = 1.44 * 1.15 = \mathbf{1.66}$$

➤ Contrôle des paramètres

- Vérification du facteur de profondeur

Le facteur de profondeur ne doit pas être inférieur à 1 et il doit vérifier cette inégalité :

$$f_d \leq \frac{E_c/E_s}{\bar{q}_c/q_s}$$

On a :

$$\frac{E_c/E_s}{\bar{q}_c/q_s} = \frac{100/8}{6.197} = 2.01 \quad \text{donc: } f_d = 1.15 \leq 2.01 \text{ (vérifiée)}$$

Tableau 3.5.7 : Coefficients de Priebe Ouvrage Z11.00-A

Ouvrage	K_{ac}	a	$f(\vartheta_s, a)$	n_0	$\frac{\bar{A}_c}{A}$	Δa	$f(\vartheta_s, \bar{a})$	n_1	K_{oc}	f_d	n_2
Z11.01	0.2174	0.0883	1.426	1.46	0.0852	0.4	1.44	1.44	0.357	1.15	1.65

- Calcul des caractéristiques du sol après traitement

➤ coefficient de proportionnalité

$$m = \frac{n - 1 + \bar{a}}{n} = \frac{1.44 - 1 + 0.0852}{1.44} = \mathbf{0.37}$$

➤ cohésion équivalente du système sol/colonne

$$c = (1 - \bar{a}) * c_s = (1 - 0.0852) * 0 = \mathbf{0 \text{ kPa}}$$

- Angle de frottement équivalent du système sol/colonne

$$\tan \varphi = m * \tan \varphi_c + (1 - m) \tan \varphi_s$$

$$\tan \varphi = 0.37 * \tan(40) + (1 - 0.37) \tan(30) \quad \varphi = 33.97^\circ$$

1.2 Pour un maillage 1.6*1.6

- Calcul de facteurs d'amélioration

- Calcul de n_0

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{0.5 + f(\vartheta_s, a)}{K_{ac} f(\vartheta_s, a)} - 1 \right]$$

Avec :

$$K_{ac} = \left(\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right) \right)^2 = \left(\tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\pi}{9}\right) \right)^2 = 0.2174$$

$$a = \frac{A_c}{A} = \frac{0.325^2 * \pi}{2.56} = 0.1296$$

où :

K_{ac} : coefficient de poussée du ballast ;

φ_c : angle de frottement du ballast ;

A_c : aire de la colonne ;

A : aire de la cellule.

$$f(\vartheta_s, a) = \frac{(1 - \vartheta_s)(1 - a)}{(1 - 2\vartheta_s) + a} = \frac{(1 - 0.33)(1 - 0.1296)}{(1 - 2 * 0.33) + 0.1296} = 1.241$$

avec : ϑ_s : coefficient du Poisson du sol

$$n_0 = 1 + 0.1296 * \left[\frac{0.5 + 1.241}{0.2174 * 1.241} - 1 \right] = 1.70$$

- Calcul de n_1 (prise en compte de la compressibilité du matériau)

$$n_0' = \frac{E_{coed}}{E_{soed}} = \frac{100}{8} = 12.5$$

E_{coed} : Module oedométrique du ballast ;

E_{soed} : Module oedométrique du sol.

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4 * 0.2174(12.5 - 2) + 5}{2(4 * 0.2174 - 1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{4 * 0.2174(12.5 - 2) + 5}{4 * 0.2174 - 1}\right)^2 + \frac{16 * 0.2174(12.5 - 1)}{4 * 0.2174 - 1}}$$

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = 54.18 \pm 53.47 \text{ donc: } \left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = 0.71 \text{ (la plus petite valeur positive)}$$

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)}$$

Annexe 4 : Calcul du tassement et de coefficients de Priebe

avec : $\Delta \left(\frac{A}{A_c} \right) = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A} \right)_1} - 1 = \frac{1}{0.71} - 1 = \mathbf{0.4}$

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{1}{0.0883} + 0.4} = 0.123$$

$$n_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} * \left[\frac{0.5 + f \left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A} \right)}{K_{ac} f \left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A} \right)} - 1 \right]$$

Avec : $f \left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A} \right) = \frac{(1-\vartheta_s)(1-\frac{\bar{A}_c}{A})}{(1-2\vartheta_s) + \frac{\bar{A}_c}{A}} = \frac{(1-0.33)(1-0.123)}{(1-2*0.33)+0.123} = 1.269$

Donc : $n_1 = 1 + 0.123 * \left[\frac{0.5+1.269}{0.2174*1.269} - 1 \right] \quad n_1 = \mathbf{1.66}$

➤ Calcul de f_d (prise en compte de poids des terres sus-jacentes)

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - \frac{p_s}{q_c}}{K_{oc} * \frac{p_c}{q_c}}} \quad \text{Avec : } K_{oc} = 1 - \sin \varphi_c = 1 - \sin(40) = 0.357$$

$$\text{et : } q_c = \frac{q}{\frac{\bar{A}_c}{A} + \frac{1 - \frac{\bar{A}_c}{A}}{\frac{q_c}{q_s}}}$$

où :

q : contrainte apportée par l'ouvrage ;

q_c : contraintes verticales régnant au milieu des couches du ballast ;

q_s : contraintes verticales régnant au milieu des couches du sol.

$$\text{et : } \frac{q_c}{q_s} = \frac{0.5 + f \left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A} \right)}{K_{ac} f \left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A} \right)} = \frac{0.5 + 1.269}{0.2174 * 1.269} = 6.412$$

donc : $q_c = \frac{175}{0.123 + \frac{1-0.123}{6.412}} = 673.66 \text{ KPa}$

$$p_c = \sum (\gamma_c \Delta_z) \text{ et : } p_s = \sum (\gamma_s \Delta_z)$$

avec : γ_s : poids volumique du sol ;

γ_c : poids volumique du ballast ;

Δz : épaisseur de la couche.

$$p_c = 21 * \frac{6.5}{2} = 68.25 \text{ kPa et : } p_s = 20 * \frac{6.5}{2} = 58.5 \text{ kPa}$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{0.357 - \frac{58.5}{68.25}}{0.357} * \frac{68.25}{673.66}} \quad f_d = \mathbf{1.165}$$

➤ Calcul de n_2 (facteur d'amélioration final)

Annexe 4 : Calcul du tassement et de coefficients de Priebe

$$n_2 = n_1 * f_d = 1.66 * 1.165 = \mathbf{1.93}$$

- Contrôle des paramètres
 - Vérification du facteur de profondeur

Le facteur de profondeur ne doit pas être inférieur à 1 et il doit vérifier cette inégalité :

$$f_d \leq \frac{E_c/E_s}{q_c/q_s}$$

On a :

$$\frac{E_c/E_s}{q_c/q_s} = \frac{100/8}{6.412} = 1.94 \quad \text{donc: } f_d = 1.16 \leq 2.01 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

- Calcul des caract\u00e9ristiques du sol apr\u00e8s traitement (R\u00e9sistance au cisaillement)
- coefficient de proportionnalit\u00e9

$$m = \frac{n - 1 + \bar{a}}{n} = \frac{1.66 - 1 + 0.123}{1.66} = \mathbf{0.471}$$

- coh\u00e9sion \u00e9quivalente du syst\u00e8me sol/colonne

$$c = (1 - \bar{a}) * c_s = (1 - 0.123) * 0 = \mathbf{0kPa}$$

- Angle de frottement \u00e9quivalent du syst\u00e8me sol/colonne

$$\tan \varphi = m * \tan \varphi_c + (1 - m) \tan \varphi_s$$

$$\tan \varphi = \mathbf{0.471 * \tan(40) + (1 - 0.471) \tan(30)} \quad \varphi = \mathbf{35.01^\circ}$$

Tableau 3.5.8 : Coefficients de Priebe avec le deuxi\u00e8me maillage Ouvrage Z11.00-A

Ouvrage	K_{ac}	a	$f(\vartheta_s, a)$	n_0	$\frac{\bar{A}_c}{A}$	Δa	$f(\vartheta_s, \bar{a})$	n_1	K_{oc}	f_d	n_2
Z11.01	0.2174	0.1296	1.241	1.7	0.123	0.4	1.269	1.66	0.357	1.165	1.93

Tableau 3.5.9 : Caract\u00e9ristiques du sol avant et apr\u00e8s am\u00e9lioration Ouvrage Z11.00-A

Ouvrage	Avant		Apr\u00e8s	
	c [kPa]	φ [°]	m	φ [°]
Z11.01-A	0	30	0.37	33.97

2 Ouvrage Z15.00

Annexe 4 : Calcul du tassement et de coefficients de Priebe

- Calcul des facteurs d'amélioration

➤ Calcul de n_0

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{0.5 + f(\vartheta_s, a)}{K_{ac} f(\vartheta_s, a)} - 1 \right]$$

Avec :

$$K_{ac} = 0.2174$$

$$a = \frac{A_c}{A} = \frac{0.3^2 \cdot \pi}{4} = 0.0706$$

$$f(\vartheta_s, a) = \frac{(1 - \vartheta_s)(1 - a)}{(1 - 2\vartheta_s) + a} = \frac{(1 - 0.33)(1 - 0.0706)}{(1 - 2 * 0.33) + 0.0706} = 1.516$$

$$n_0 = 1 + 0.0706 * \left[\frac{0.5 + 1.516}{0.2174 * 1.516} - 1 \right] = \mathbf{1.36}$$

➤ Calcul de n_1 (prise en compte de la compressibilité du matériau)

$$n_0' = \frac{E_{coed}}{E_{soed}} = \frac{100}{31.17} = 3.21$$

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = -\frac{4 * 0.2174(3.21 - 2) + 5}{2(4 * 0.2174 - 1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{4 * 0.2174(3.21 - 2) + 5}{4 * 0.2174 - 1}\right)^2 + \frac{16 * 0.2174(3.21 - 1)}{4 * 0.2174 - 1}}$$

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = 23.20 \pm 22.88$$

donc: $\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = 0.32$ (la plus petite valeur positive)

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)} \quad \text{avec :} \quad \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1} - 1 = \frac{1}{0.32} - 1 = \mathbf{2.125}$$

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{\frac{1}{0.0706} + 2.125} = 0.0613$$

$$n_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} * \left[\frac{0.5 + f(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A})}{K_{ac} f(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A})} - 1 \right]$$

$$\text{avec :} \quad f\left(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right) = \frac{(1 - \vartheta_s)(1 - \frac{\bar{A}_c}{A})}{(1 - 2\vartheta_s) + \frac{\bar{A}_c}{A}} = \frac{(1 - 0.33)(1 - 0.0613)}{(1 - 2 * 0.33) + 0.0613} = 1.568$$

$$\text{Donc :} \quad n_1 = 1 + 0.0611 * \left[\frac{0.5 + 1.568}{0.2174 * 1.568} - 1 \right] \quad n_1 = \mathbf{1.31}$$

➤ Calcul de f_d (prise en compte des poids des terres sus-jacentes)

Annexe 4 : Calcul du tassement et de coefficients de Priebe

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} p_s}{K_{oc} p_c + q_c}} \quad \text{où: } K_{oc} = 1 - \sin \varphi_c = 1 - \sin(40) = 0.357$$

$$\text{et: } q_c = \frac{q}{\frac{\bar{A}_c + \frac{1 - \bar{A}_c}{A}}{A} + \frac{q_c}{q_s}} \quad \text{tel que: } \frac{q_c}{q_s} = \frac{0.5 + f(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A})}{K_{ac} f(\vartheta_s, \frac{\bar{A}_c}{A})} = \frac{0.5 + 1.568}{0.2174 * 1.568} = 6.06$$

$$\text{donc: } q_c = \frac{100}{0.0611 + \frac{1 - 0.0611}{6.06}} = 462.9 \text{ KPa}$$

$$p_c = \sum (\gamma_c \Delta_z) \quad \text{et: } p_s = \sum (\gamma_s \Delta_z)$$

$$p_c = 21 * \frac{6.5}{2} = 68.25 \text{ kPa} \quad \text{et: } p_s = 19 * \frac{6.5}{2} = 61.75 \text{ kPa}$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{0.357 \frac{61.75}{68.25} * \frac{68.25}{462.9}}{0.357}} \quad f_d = 1.29$$

➤ Contrôle des paramètres

- Coefficient de profondeur

$$f_d \leq \frac{E_c/E_s}{q_c/q_s}$$

On a :

$$\frac{E_c/E_s}{q_c/q_s} = \frac{100/31.16}{6.06} = 0.53$$

donc: $f_d = 1.29 > 0.53$ (condition non vérifiée)

Le facteur de profondeur ne doit être jamais inférieur à 1, on prend :

$$f_d = 1$$

- Facteur d'amélioration :

$$n_{max} = 1 + a \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right) = 1 + 0.0706 * \left(\frac{100}{31.17} - 1 \right) = 1.16 < n_1 = 1.31$$

On prend : $n_1 = 1.16$

➤ Calcul de n_2 (facteur d'amélioration final)

$$n_2 = n_1 * f_d = 1.16 * 1 = 1.16$$

- Calcul des caractéristiques du sol après traitement (Résistance au cisaillement)

- coefficient de proportionnalité

$$m = \frac{n - 1 + \bar{a}}{n} = \frac{1.16 - 1 + 0.0611}{1.16} = \mathbf{0.19}$$

- cohésion équivalente du système sol/colonne

$$c = (1 - \bar{a}) * c_s = (1 - \mathbf{0.0611}) * 15 = \mathbf{14.08 \text{ kPa}}$$

- Angle de frottement équivalent du système sol/colonne

$$\tan \varphi = m * \tan \varphi_c + (1 - m) \tan \varphi_s$$

$$\mathbf{\tan \varphi = 0.18 * \tan(40) + (1 - 0.18) \tan(32) \quad \varphi = 33.56^\circ}$$

Tableau 3.5.10 : Coefficients de Priebe Ouvrage Z15.00

Ouvrage	K_{ac}	a	$f(\vartheta_s, a)$	n_0	$\frac{\bar{A}_c}{A}$	Δa	$f(\vartheta_s, \bar{a})$	n_1	K_{oc}	f_d	n_2
Z15.00	0.2174	0.0706	1.516	1.36	0.0613	2.125	1.568	1.16	0.357	1	1.16

5.11 : Caractéristiques du sol avant et après amélioration Ouvrage Z15.00

Ouvrage	Avant		Après		
	c [kPa]	φ [°]	m	c [kPa]	φ [°]
Z15.00	15	32	0.19	14.08	33.56