République Algérienne Démocratique et Populaire

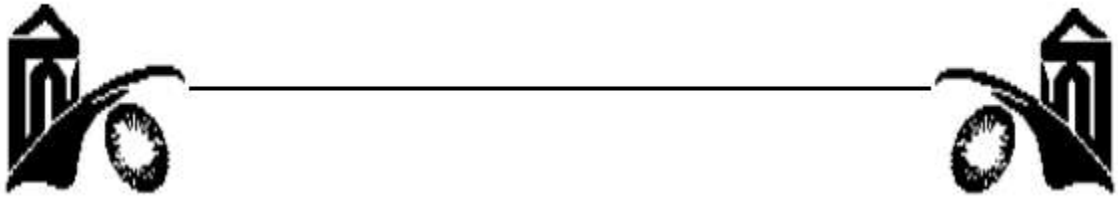
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Dr YAHIA. FARES de Médéa

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière Géni Civil



Mémoire de recherche pour l'obtention du diplôme :

Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème :

Évaluation du tassement d'une fondation superficielle type radier supportant des silos métalliques de stockage de céréal

Propose et dirigé par :

M^{r} . KHIATINE.M

Présente par :

CHELLI Ourida.

MOHAMMEDI Khadidja.

Année universitaire 2015/2016



كلمة شكر

إلى من ربياني صغيرا

إلى كل من علمني، وأخذ بيدي

وأنار لي طريق العلم والمعرفة

إلى كل من شجعني في رحلتي إلى التميز والنجاح

إلى كل من ساندني، ووقف بجانبي

إلى كل من قال لي : لا ، فكان سببا في تحفيزي

إلى كل من كان النجاح طريقه

والتفوق هدفه ، والتميز سبيله

إليكم جميعا الشكر والتقدير والاحترام

Remerciements

Nous remercions avant tout, dieu tout puissant qui nous a donné la volonté et le courage pour accomplir ce travail.

Nous tenons à remercier Mr. M.khiatine notre promoteur pour le temps et l'attention qu'il a consacrés au bon déroulement de ce travail et pour son aide précieuse et ses remarques qui ont contribué à enrichir notre travail Nous exprimons notre plus grande reconnaissance.

Mes enseignants de l'Université DR.YAHIA FARES de Médéa.

Sommaire

Chapitre 01: recherche bibliographique

1.1Introduction 1

1.2Les Sols 2

1.2.1 Les argiles 2

1.2.2 Les limons 3

1.2.3Les marnes 3

1.3 Les mouvements de terrains 3

1.3.1Les différents types de mouvements de terrains 4

1.3.1.1Les mouvements Rapides 4

1.3.1.2 les mouvements lents 6

1.4 Le tassement 7

1.4.1 Les types de tassement 7

1.4.2Composantes du tassement 8

1.4.2.1Tassement immédiat (s_i) 8

1.4.2.1.1Distribution du tassement immédiat 10

a) Surface de chargement supposé flexible 10

b) Surface de chargement supposée rigide 10

1.4.2.2 Le tassement instantané (secondaire) 11

1.4.2.3Tassement de consolidation 11

1.5 Couse de tassement 12

1.6Compressibilité des sols 13

1.6.1Compressibilité des sols pulvérulents et sols fins 14

1.7Les fondations 15

1.7.1 Introduction 15

1.7.2 Fondations superficielles 16

1.7.3Principaux types de fondations superficielles 16

a) Les fondations filantes 17

b) Les fondations isolées 17

C) Les radiers 18

1.8.3Capacité portante des fondations 18
1.8.3.1 à partir des essais de laboratoire 18
a) Calcul de la capacité portante ultime 18
b) Calcul réglementaire de la capacité portante admissible 19
1.8.3.2 A partir des essaie in situ 21
a) calcul de la capacité portante à partir de l'essai <SPT > 21
b) calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiometrique (de Menard) 21
1.8.4 Fonctionnement Des Fondations Superficielles 21
1.8.4.1Comportement d'une semelle chargée 21
1.8.4.2 Mode de rupture d'une fondation superficielle 22
1.9 recommandation et perspective pour les fondations 26
1.9.1Fondation superficielles 26
1.9.2fondation profonde 26
1.10 Conclusion 27

Chapitre 02 : reconnaissance géotechnique et méthodes des calculs les tassements.

2.1 Introduction 29
2.2 Essais in situ 29
2.2.1 Essai de pénétration standard SPT 30
2.2.1.1 Introduction 30
2.2.1.2 Principe de l'essai 30
2.2.1.3 Interprétation de résultats 31
2.2.2 Essai de pénétration statique CPT 31
2.2.2.1 Introduction 31
2.2.2.2 Principe de l'essai 32
2.2.3 Essai de pressiometrique 33
2.2.3.1 Principe de l'essai 34
2.2.3.2 Résultats 34
2.2.4 Essai de piézométrique 35
2.2.4.1 Principe 35

2.2.4.2 Mesure, interprétation 36
2.3 Essai laboratoire 37
2.3.1 Analyses chimiques 37
2.3.2 Granulométrie 37
2.3.2.1 Tamisage 37
2. 3.2.2 Courbe granulométrique 38
2.3.3 Essai CASAGRANDE 39
2.3.3.1 Introduction 39
2.3.3.2 Principe d'essai 40
a)- limite de liquidité à la coupelle de CASAGRANDE 40
b)-limite de liquidité à pénétromètre au cône 40
2.3.3.3 L'indice de plasticité IP 41
2.3.4 Essai de cisaillement à la boite de « CASAGRANDE » 41
2.3.5 Essai oedomètre 42
2.3.5.1 Principe de l'essai 42
2.3.5.2 Matériel 43
2.3.5.3 Exploitation des résultats 43
2.3.5.3.1 Calcul 43
2.3.5.3.2 Courbe oedométrique ou courbe de compressibilité 43
2.3.5.4 Présentation des résultats 46
2.4 Les méthode des Calculs de tassement sous une fondation superficielle 48
2.4.1 La déformation des sols 48
2.4.2 Calcul des tassements 48
2.4.2.1 Solutions en élasticité 49
2.4.2.2 Calcul direct du tassement 50
2.4.2.2.1 Fondation rectangulaire 50
2.4.2.2.2 Fondation circulaire 50
2.4.2.3 Distribution de la contrainte verticale Δσz avec la profondeur 53
2.4.2.4 Méthode des couches 56
2.4.3Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique 57
2.4.4 calcul du tassement par la théorie de l'élasticité 60
2.4.5 Apartir de l'essai pressiométrique 60
2.4.5.1 sol homogéne 60

2.4.5.2 Sol hétérogène 62
2.4.6 Calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration statique 63
2.4.7Calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration au carottier. 65
2.4.8 Calculs par la méthode des éléments finis 68
2.5 Conclusion 70

Chapitre 03 : analyses et interprétations des essais géotechniques.

3.1 Introduction 72
3.2 Reconnaissance du site de Tadjenanet 72
3.2.1 Situation de Tadjenanet 72
3.2.1.1 Situation géographique 72
3.2.1.2 Situation topographique 74
3.2.2 Paramètre climatique de la région de Tadjenanet (site du projet) 75
3.2.2.1Le relief 75
3.2.2.2 Le climat et végétation 75
3.2.2.3 La température 76
3.2.2.4Hydrographie 76
3.2.3 Contexte géologique de la région de Tadjenanet 78
3.2.3 Contexte géologique de la région de Tadjenanet 78
a) Horizon aquifère poreux 78
b) Horizon aquifère de l'Eocène 78
c) Horizon aquifère du Crétacé 78
3.2.4Sismicité de la région 79
3.3 La reconnaissance géotechnique des sols 80
3.3.1 Organisation de la reconnaissance 80
3.3.1.1 Les essais in situ 80
3.3.1.2 Les essais au laboratoire 80
3.3.2 L'interprétations des résultats des essais in situ et in Laboratoire 81
3.3.2.1L'interprétation des résultats in situ 81
3.3.2.1.1Les sondages carottés 81

3.3.2.1.2 Sondage pressiometrique 82
3.3.2.1.3Essaisde pénétration statique <C.P.T> 83
3.3.2.1.4L'essai de pénétration standard <spt> 83
3.3.2.1.5 Lectures piézométrique 83
3.3.2.2 L'interprétation des résultats in laboratoire 83
3.3.2.2.1 L'essai œdométrique 83
3.3.2.2.2 limites d'atterrage 86
3.3.2.2.3Essais de cisaillement 88
3.3.2.2.4L'analyse Granulométrie 88
3.3.2.2.5 Analyses chimiques 88
3.4 conclusion 89

Chapitre 04 : Etude analytique et numérique d'une fondation superficielle type radier.

4.1 Introduction 92
4.2La méthode des éléments finis PLAXIS 92
4.2.1 Introduction 92
4.2.2 Présentation du code éléments finis PLAXIS 92
4.2.2.1 Réglages généraux 93
4.2.2.2 Les unités 94
4.2.2.3 le menu file 94
4.2.2.4 le menu Edit 95
4.2.2.5 le menu View 95
4.2.2.6 le menu Geometry 95
4.2.2.7 Le menu Loads 95
4.2.2.8 le menu materials 95
4.2.2.9 le menu Mesh 96
4.2.3 Les modelés de comportement intègres dans plaxis 96
4.2.3.1 Modelé élastique linéaire 96
4.2.3.2 Modelé de mohr-coulomb 96
a)Le module de Young 96
b) Le coefficient de poisson 97

c) L'angle de frottement 97
d) La cohésion 97
e) L'angle de dilatance 97
4.2.3.3 Modèle de sol avec écrouissage (Hardeningsoil Model (H.S.M)) 97
4.3 Paramètres géotechniques 98
4.3.1 Angle de frottement et cohésion draines 98
4.3.1.1 angles de frottement drainent (φ') 98
a)Couche de tuf calcareux 98
b) Marne rougeâtre 99
4.4 résume des paramètres géotechniques du sol 99
4.5 Calcul de capacité portante 100
4.5.1Calcul de capacité portante d'une fondation superficielle 100
4.5.1.1Calcul analytique 100
a) Calcul de la contraint admissible sous une fondation à partir d'essai in site 100
(SPT)
b) Calcul de la contraint admissible sous une fondation à partir d'essai in 101
laboratoire
4.5.1.2 Modalisation numérique 101
4.5.2Calcul la contrainte admissible d'un sol de fondation superficielle 102
4.6 Évaluation des tassements sous cas de charge uniforme (12 silo remplis) 103
4.6.1Calcul analytique 103
4.6.1.1 A partir des résulta in laboratoire (L'essai œdométrique) 103
4.5.2 Méthode numérique 104
4.5.2.1 Tassements à long terme 105
4.5.2.2 Tassements à court terme 108
4.6 Évaluation des tassements sous cas de charge non uniforme 112
4.7 Conclusion 121

List des figures

Figure (1.1) : Effondrement 5
Figure (1.2) : Chute de pierres 5
Figure (1.3) : Eboulement ou écroulement 6
Figure (1.4): Renversement puits effondrement d'un silo 7
Figure (1.5): Enfoncement de la pile d'un pont 7
Figure (1.6) **:** Le tassement différentiel d'une maison individuelle 8
Figure (1.7) : Distribution du déplacement vertical (sol argileux) 10
Figure (1.8) : Distribution du déplacement vertical (sol sableux) 10
Figure (1.9) : Distribution de pression de contact sous une fondation rigide 11
Figure (1.10): Tassement par retrait et gonflement 13
Figure (1.11): Comparaison entre la compressibilité des sols fins et pulvérulents 14
Figure (1.13): Types de fondations 15
Figure (1.14) : Fondation superficielle 16
Figure (1.15) : Fondation filante 17
Figure (1.16) : Fondation isole 17
Figure (1.17) : Fondations sur radiers 18
Figure (1.18) : Principe de superposition 19
Figure (1.19): Chargement d'une semelle superficielle 21
Figure (1.20) : Rupture par cisaillement généralisé 23
Figure (1.21) : Rupture par cisaillement localisé 24
Figure (1.22) : Rupture par poinçonnement 25
Figure (2.1) : Essai de SPT 30
Figure (2.2): Profil de pénétration standard 31
Figure (2.3): Schéma du pénétromètre statique 32
Figure (2.4) : Schéma de principe de l'essai pressiométrique 34
Figure (2.5) : Courbe pressiometrique 34
Figure (2.6) : Profil pressiometrique 35
Figure (2.7) : Schéma de piézomètre 36
Figure (2.8) : Courbe d'analyse granulométrique 38
Figure (2.9) : Limite d'ATTERBERG 40

Figure (2.10) : La détermination de limite de plasticité et limite de liquidité 40
Figure (2.11) : Schéma de la boite de CASAGRANDE 42
Figure (2.12) : Composants de l'appareil oedométrique 43
Figure (2.13): Classification des sols selon la compressibilité. 44
Figure (2.14) : Courbe de l'indice des vides en fonction du logarithme 45
Figure (2.15) : Procès verbale d'essai à l'oedomètre 47
Figure (2.16) :Courbes d'égales contraintes verticales $\Delta\sigma z$ sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi-infini 54
Figure (2.17) :Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma z$ sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte q) 55
Figure (2.18) : Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma z$ sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (Par la contrainte q) 55
Figure (2.19) : Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes au d'un massif 56
Figure (2.20) : Exemple méthodes des couches 56
Figure (2.21) : Facteur correcteur μ pour tenir compte des déformations latérales 59
Figure (2.22) : Tassement des sols hétérogènes (pressiomètre Ménard) 62
Figure (2.23) : Estimation rapide du tassement des fondations superficielles sur les sables selon la densité 65
Figure (2.24) : Valeurs du facteur d'influence de déformation verticale Iz 66
Figure (2.25) : Relation entre l'indice de compressibilité Ic et Nm 68
Figure (2.26) : Maillage par éléments finis d'une fondation superficielle 69
Figure (3.1) : Situation géographique de la wilaya de Mila 73
Figure (3.2) : Situation géographique de projet 73
Figure (3.3) : La vue Google 74
Figure (3.4) : La vue Google 74
Figure (3.5): Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien 75
Figure (3.6) : Réseau hydrographique 77
Figure (3.7): Carte lithologique du sous Réseau hydrographique 77
Figure (3.8) : Contexte géologique de la région de Tadjenanet 79
Figure (3.9) : Carte de zonage sismique du territoire national 80
Figure (3.10) : Diagramme de plasticité pour les sols de fondation du site étudié 86
Figure (3.11) : La coupe lithologique de site de projet 89
Figure (4.1) : Fenêtre logiciel PLAXIS 93

Figure (4.2) : La fenêtre des réglages généraux(Project) 93
Figure (4.3) : Fenêtre de réglages généraux (dimensions) 94
Figure (4.4) : Définition du module à 50 % de la rupture 96
Figure (4.5) : Modèle PLAXIS 3D radier 101
Figure (4.6) : Modèle PLAXIS 3D radier 102
Figure (4.7) : Modèle PLAXIS 3D 104
Figure (4.8) : Déformée du modèle PLAXIS sous ELS 1 (long terme). 105
Figure (4.9) : Déformée du modèle PLAXIS sous ELS 2 (long terme) 106
Figure (4.10) : Tassement total sous ELS 1 (long terme) 106
Figure (4.11) : Tassement total sous ELS 2 (long terme) 107
Figure (4.12) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme) 107
Figure (4.13) : Déformations du radier sous ELS 2 (long terme) 108
Figure (4.14) : Déformée du modèle plaxis sous ELS 1 (court terme) 109
Figure (4.15) : Déformée du modèle plaxis sous ELS 2 (court terme) 109
Figure (4.16): Tassement total sous ELS 1 (court terme) 110
Figure (4.17) : Tassement total sous ELS 2 (court terme 110
Figure (4.18) : Déformations du radier sous ELS 1 (court terme) 111
Figure (4.19): Déformations du radier sous ELS 2 (court terme) 111
Figure (4.20) : Configuration du cas de chargement non uniforme 1 112
Figure (4.21) : Configuration du cas de chargement non uniforme 2 112
Figure (4.22) : Configuration du cas de chargement non uniforme 3 113
Figure (4.23) : Configuration du cas de chargement non uniforme 4 113
Figure (4.24) : Configuration du cas de chargement non uniforme 5 113
Figure (4.25) : Configuration du cas de chargement non uniforme 6 113
Figure (4.26) : Déformations du radier sous ELS1 (long terme - Cas de charge 1) 114
Figure (4.27) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 2) 115
Figure (4.28) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 3) 115
Figure (4.29): Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 4) 116
Figure (4.30) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 5) 116
Figure (4.31) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 6) 117
Figure (4.32) : Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 1) 118
Figure (4.33) : Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 2) 118
Figure (4.34): Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 3) 119
Figure (4.35): Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 4) 119

Figure (4.36): Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 5) 120
Figure (4.37): Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 6). 120

List de Courbe

Courbe (3.1): Variation mensuelle de la te température, (1987/88-2007/08) au niveau de la station de Tadjnanent 76

Courbe (3.2) : La courbe du résulta préssiométrique de sol de fondation 83

Courbe (3.3) : Courbe de résulta pénétration statique lourde 83

Courbe (3.4) : Résulta de l'essai œdométrique 86

Liste des tableaux

Tableau (1.1) : classification des mouvements de terrain 4

Tableau (1.2) : Facteur d'influence pour un déplacement vertical sous une surface flexible supportant une charge uniforme 9

Tableau (1.3): Valeurs des facteurs de portance 20

Tableau (2.1) : Classification des sols d'après qc 33

Tableau (2.2) : Etat de sol à partir de l'indice de plasticité IP 41

Tableau (2.3) : Valeurs du facteur temps en fonction du degré de consolidation 46

Tableau (2.4) : Coefficient de forme C_f 49

Tableau (2.5-a) : Valeurs de pH pour $\nu = 0.3$ $\beta=2H/B$ 51

Tableau (2.5-b) : Valeurs de pH pour $\nu = 0.5$ $\beta=2H/B$ 51

Tableau (2.6-a) : Valeurs de pHm pour $\nu=0.3$ 51

Tableau (2.6-b) : Valeurs de pHm pour $\nu=0.5$ 52

Tableau (2.7-a) : Valeurs de Iw pour $\nu= 0.3$ 52

Tableau (2.7-b) : Valeurs de Iw pour $\nu=0.45$ 52

Tableau (2.8) : Valeurs de ν. 53

Tableau (2.9) : Valeurs du coefficient α 61

Tableau (2.10) : Valeurs des coefficients intervenant dans le calcul du tassement 61

Tableau (2.11) : Valeurs deα pour divers types de sols 63

Tableau (3.1) : Les coordonnées de site de projet 74

Tableau (3.2): Caractéristiques pressiométrique 82

Tableau (3.3) : Caractéristiques pressiométrique 82

Tableau (3.4) : Caractéristiques pressiométrique 82

Tableau (3.5) : Résulta pénétration statique lourd 84

Tableau (3.6): Le résultant d'essai piézométrique 84

Tableau (3.7) : Le résultat de compressibilité de l'essai œdométrique 85

Tableau (3.8) : Le résultat des limites d'atterrage selon la norme (NF 94-051) 86

Tableau (3.9) : Synthèse des résultats des essais pour la détermination des paramètres 87

Tableau (3.10) : Synthèse des résultats cisaillement physiques des sols de fondation 88

Tableau (3.11) : Les résulta de L'analyse Granulométrie 88

Tableau (3.12) : Les résulta des essais in situ et in laboratoire pour l'échantillon de sol 90

Tableau (4.1) : Limites des angles de frottement drainés 98
Tableau (4.2) : Paramètres géotechniques de la couche de tuf calcareux à partir SPT 99
Tableau (4.3): Paramètres géotechniques à long terme 100
Tableau (4.4): Paramètres géotechniques à court terme 100
Tableau (4.5) : Résultats de calcul des tassements à long terme 105
Tableau (4.6) : Résultats de calcul des tassements à court terme 108
Tableau (4.7): Résultats de calcul du tassement dans le cas de charge non uniforme 114
Tableau (4.8): Résultats de calcul du tassement dans le cas de charge non uniforme 117

Notations et Symboles

S_s : tassement secondaire.

S_c :tassement de consolidation.

S_i : tassement immédiat.

S_t : tassement totale.

S_d : tassement dèviatorique.

S_{oed} : tassement oedometrique.

ΔH: Tassement de sol dû à la consolidation primaire.

E: module d'élasticité du sol.

μ: la pression interstitielle.

U_i : la pression interstitielle initiale.

R_r : rayon de la semelle.

B: Le diamètre ou la largeur de la fondation.

I_s: Coefficient d'influence qui dépend de la forme de la semelle et de la Position Du point où L'on veut déterminer le tassement.

ν: Coefficient de POISSON.

L : la longueur de la fondation.

D, D_f : l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation ou le diamètre équivalant.

A: l'aire de la semelle.

q_{adm} : La contrainte admissible.

F_S : le coefficient de sécurité.

C : cohésion du sol.

φ: l'angle de frottement.

q_c : résistance à la pénétration.

Q_t : l'effort total de pénétration.

Q_s : l'effort de frottement latéral local sur un manchon situe au-dessus du clin.

A_C : surface de la base du clin.

Q_{St} : L'effort total de frottement latéral.

A_S : surface latérale de manchon.

R_f : de frottement (friction ratio).

E_M : le module pressiometrique.

P_l : la pression limite.

P_f : la pression de fluage.

ρ**:** Rayon moyen de semelle.

C_u : coefficient d'uniformité ou coefficient de HAZEN.

C_c : le coefficient de courbure.

D_{60} : le diamètre des grains correspond a 60% de tamisât.

D_{30} : le diamètre des grains correspondant a 30 % de tamisât.

D_{10} : le diamètre des grains correspondant a 10% de tamisât.

W_L : limite de liquidité.

W_P : limite de plasticité.

I_P : indice de plasticité.

τ : Résistance au cisaillement suivant le critère Mohr - Coulomb.

σ : contraint normale

e : indice des vides.

σ'_c : contraint de consolidation du sol.

Cs, Cg : Indice de gonflement.

Cc : Indice de compressibilité.

a_v : Coefficient de compressibilité.

Cv : Coefficient de consolidation.

Eoed : Module oedometrique.

μ_0 et μ_1: Coefficient pour le déplacement vertical immédiat.

K : Coefficient de perméabilité des sols.

T_v : Facteur de temps de consolidation.

C_f : Coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité.

q : est la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne).

P_H : coefficient du tassement d'une fondation souple.

Z , H : Epaisseur de la couche du sol(m).

Zi : La profondeur d'influence.

I_w : coefficient de tassement d'une fondation circulaire dans un massif semi infini.

m_v : Coefficient de changement de volume.

H_0 : épaisseur de la couche de sol compressible.

e_0 : Indice des vides initial (avant consolidation).

$\Delta\sigma z$: Accroissement de contrainte apporté par la fondation ou milieu de couche.

$\sigma' p$: Pression de pré consolidation.

G : Module de cisaillement.

q' : contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation .

σ'_{v0} : containte effective calculée avant travaux ou niveau de la fondation .

B_0 : largeur de référence égale à 0.60 m .

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.

λc et λd : coefficients de forme, fonction du rapport L/B.

$E_{i,j}$: est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j.

C_1 : Facteur de correction pour l'encastrement de la fondation où est La contrainte verticale effective initiale au niveau de sa base.

C_2 : Facteur de correction pour le fluage, avec t en années.

N : nombre de coups.

N_{spt} : nombre de coups mesurés au standard pénétration test (SPT).

Ic : indice de compressibilité,

q: pression moyenne effective totale appliquée à la fondation,

N_m : moyenne arithmétique de N sur une profondeur d'influence.

Hs : l'épaisseur de la couche de sable ou de gravier.

γ : poids volumique du sol.

γ_h : poids volumique humide du sol.

γ_d : poids volumique sec du sol.

γ_2: le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base.

γ_1: le poids volumique du sol sous la fondation.

W : teneur en eau du sol.

S_r : degré de saturation du sol.

$\boldsymbol{\sigma'}$: Contrainte effective.

ql : capacité portante du sol.

P : La pression admissible.

Q_γ : résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle.

Q_c : l'action de la cohésion, où charge de rupture.

Qu : la résistance limite de la fondation ou capacité portante.

ψ: angle de dilatance (°).

β , β': Paramètres sans dimensions liés à l'épaisseur de la couche.

$\boldsymbol{\varphi_u}$: angle de frottement non drainé (°).

K_d : est un facteur tenant compte de l'effet favorable de la profondeur.

T : le temps (en années) pour lequel on évalue le tassement.

E_{50}: Module sécant à 50% de la résistance à la compression.

E0 : Pente initiale.

$\boldsymbol{\sigma_1}$: Contrainte totale majeure

$\boldsymbol{\sigma_3}$: Contrainte totale mineure.

Abréviations.

LHCE : laboratoire d'habitat et de la construction de l'Est.

H.S.M: Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).

ELS: Etat limite de service.

C.P.T : Essai de pénétration statique.

S.P.T : essai de pénétration standard.

RESUME :

L'utilisation de l'outil numérique dans le domaine de la géotechnique est, de nos jours, une pratique très courante et intéressante. Les méthodes numériques s'avèrent un complément utile, voire nécessaire à des méthodes analytique ou numérique. Dans ce mémoire on a étudié à partir des méthodes analytique et numériques une fondation superficielle de type radier chargé verticalement avec une capacité de stockage de 20 000 tonnes implanté à Tadjenanet, Wilaya de Mila.

L'analyse numérique de cette étude est réalisé avec le code de calcul aux éléments finis PLAXIS 3D en utilisant le modèle tridimensionnel avec un modèle de comportement élasto-plastique avec critère de Mohr-Coulomb .

Mots-clés : radier, PLAXIS 3D , capacité, les fondations superficielles, modèle morh-coulomb, chargé verticalement.

ABSTRACT:

The use of digital tools in the field of geotechnical engineering is nowadays a very common and interesting practice. Numerical methods are a useful complement or necessary for analytical or numerical methods. In this paper we studied from analytical and numerical methods a type of shallow foundation raft loaded vertically with a storage capacity of 20 000 tonnes implanted Tadjenanet, Wilaya of Mila.

The numerical analysis of this study is carried out with the computer code to PLAXIS 3D finite element using the three-dimensional model with an elastic-plastic behavior model with Mohr-Coulomb.

Keywords: strike, PLAXIS 3D capability, shallow foundations, Morh-Coulomb model, loaded vertically.

ملخص

استخدام الطرق الرقمية في مجال الجيوتقني في الوقت الحالى جد مهم و الطرق الرقمية مؤكدة و المكملة للطرق العددية . في هده المذكرة ندرس الوسائل العددية و الرقمية للأساسات السطحية من نوع طوف المحمل عموديا بسعة تخزين 20000 طن بتاجنانت بولاية ميلة

تم تحليل رقمى ة بواسطة برنامج PLAXIS 3D مع نموذج ذو الحالة المرنة البلاستيكي Mohr-coulomb.

الكلمات الاساسية : طوف PLAXIS 3D. السعة ,.محمل عموديا. نموذج Mohr-coulombالأساسات السطحية

Introduction générale

Le but de notre mémoire de recherche est une contribution au calcule du tassement des fondations superficielles par l'analyse des données d'essai in situ et en laboratoire qui sont effectuées sur des sols Tadjenanet-Mila.

L'analyse de tassement est basée sur des solutions qui supposent le comportement contrainte-déformation du sol, la notion de tassement est particulièrement importante dans la compréhension du comportement des structures. La plupart des cas la surface du sol est horizontale les charges appliquée sont verticales; les tassements sont donc les déplacements prépondérants. Si les tassements uniformes peuvent être gênants lorsqu'ils sont trop importants, les tassements différentiels sont redoutables car ils peuvent créer des désordres graves : basculement, voire renversement des constructions, augmentation importante des efforts dans les structures hyperstatique.

Il faut donc partir d'une base expérimentale assez vaste cela suppose une connaissance préalable de la structure des matériaux étudiées qui aide à interpréter les résultats d'essai de simulation. Cette méthodologie conduit naturellement au plan de notre recherche dont un résumé est donne ci-après :

Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique. La définition des fondations superficielles les différent type des fondations superficielles, leur fonctionnement ainsi que les différents mécanismes de rupture de ces fondations, calcul la capacité portante, la définition des sols, les types et classification des sols, contrainte dans les sols.

Le deuxième chapitre présente les essais in situ et les essais en laboratoire, les différentes méthodes de calcul des tassements.

Le troisième chapitre est consacré à la reconnaissance du site de projet (Tadjenanet – Mila) et l'interprétation des résultats des essais in situ et en laboratoire.

Le quatrième chapitre, calcul analytique de tassement et calcul numérique tridimensionnelle (présence d'élément d'interface), en utilisant le code d'élément fini PLAXIS 3D FOUNDATION et en comparant les résultats trouvés avec les résultats de l'analyse et calcul analytique.

Enfin les conclusions principales tirées de cette étude ont été présentées à la fin de ce mémoire.

Chapitre 01 :

Recherche Bibliographique

1.1 Introduction:

Le sol est un matériau hétérogène, par opposition à un matériau homogène, c'est -à-dire que ses propriétés peuvent varier à l'intérieur d'une même masse de sol. De plus, le sol est un matériau irréversible, ce qui le rend encore plus complexe. [17]

Au fil des années, les hommes se sont contentés de bâtir sans se soucier de connaitre la nature du terrain sur lequel venait prendre appui la construction. Ils appliquaient des méthodes empiriques. Ils se référaient aux dires des anciens ou analysaient les constructions avoisinantes pour déterminer les fondations à adopter souvent surdimensionnées. [14]

Les constructions pouvaient subir quelques désordres, tel des tassements différentiels, personne ne s'en souciait, sauf lorsqu'il y avait risque d'effondrement. C'est pour cette raison, le géotechnicien doit pouvoir analyser correctement le sol et la roche (Reconnaissance des sols) avant de concevoir une fondation ou une structure qui tiennent compte des contraintes économiques et répondent aux normes de sécurité, cette notion de reconnaissance d'un sol, implique tout d'abord une idée de description physique de la matière proprement dite, avec toutes les subtilités que cela comporte : aspect Visuel, couleur, consistance, structure ... etc.

Cette description purement physique doit être complétée par la détermination spatiale des différentes catégories de terrain: Epaisseur des couches, inclinaison, stratification, sans oublier la présence éventuelle de l'eau.

Ces opérations constituent ce que l'on appelle la reconnaissance géologique qui nécessitent la réalisation des forages, et des essais in situ. L'ingénieur en fondation doit pouvoir prédire la performance et le comportement du sol ou de la roche de fondation quelle que soit la charge imposée par la structure. Il doit aussi pouvoir résoudre les problèmes que posent les fondations de bâtiments industriels ou d'autres types de constructions.

Le spécialiste des fondations doit aussi faire face à d'autres problèmes connexes ; tels la stabilité des talus (pentes) ; le contrôle de mouvement et de la pression de l'eau …et.

Car la fondation doit non seulement supporter de façon sécuritaire la charge statique imposée par la structure ; mais aussi offrir une résistance appropriée vis-à-vis des charges dynamiques produites par les explosions, les tremblements de terre…etc. [17]

Aujourd'hui, en ingénierie des fondations, on utilise les données recueillies en mécanique des sols de même que celles provenant des études géologiques pour décider de la nature et du dimensionnement des fondations d'ouvrage et pour en assurer la stabilité.

1.2Les Sols :

Le sol est défini par opposition au mot roche, dans sa définition géotechnique. C'est un agrégat naturel de grains minéraux, séparables par une action mécanique légère. Le sol est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. On conçoit donc que la limite entre un sol et une roche altérée ne soit pas définie nettement. Le sol est un matériau meuble, ce caractère étant fondamental. Il ne suffit cependant pas à définir un sol naturel car certains matériaux produits par l'homme présentent aussi ce caractère. Par exemple les sous-produits miniers et les granulats concassés (sable, gravier, ballast...) sont aussi des matériaux meubles. Le mécanicien des sols étudie donc aussi bien des sols naturels que des matériaux fabriqués artificiellement à partir de sols ou de roches et présentant un caractère meuble.

Des sols évolutifs on peut définir un matériau évolutif comme un matériau dont les propriétés physiques et mécaniques évoluent dans le temps. Les sols qui ont un caractère évolutif sont les sols fins (limons, argiles, marne …….) qui peuvent créer dans les ouvrages, des tassements, gonflements et glissements pendant leur durée de vie. [25]

1.2.1 Les argiles :

Les argiles sont des roches sédimentaires à grains fins, de taille inférieure à 0,005 mm, contenant au moins 50% de silicate d'alumine. Elles absorbent l'eau et forment une pâte imperméable (perméabilité inférieure à 0,2 mm/h), appelée couramment terre glaise, coloriée par des oxydes de fer en ocre, rouge, vert. Les argiles peuvent être gonflantes, lorsqu'elles absorbent l'eau et, au contraire, diminuer de volume sous l'effet de la sécheresse, allant jusqu'à craqueler en surface et même sur une profondeur de 2 m à 4m. Par ailleurs, sous l'effet d'une charge, par exemple celle d'une construction, une partie de l'eau absorbée contenue entre les grains d'argile est chassée, ce qui a pour conséquence de provoquer un tassement sensible du sol. Les argiles représentent en général une assise acceptable à médiocre lorsqu'elles sont recouvertes par d'autres couches de terrain. En revanche, elles sont dangereuses lorsqu'elles affleurent au niveau du sol, du fait de leur instabilité, se traduisant par des variations de volume et un fluage dans les terrains en pente. D'autres types de sédiments à grains fins Contiennent des argiles telles que les marnes, le lœss. [25]

1.2.2 Les limons :

Les limons, constitués de silt, de lœss, possèdent un squelette siliceux à siliceux calcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles ; la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre et Sont donc à éviter pour les fondations. [25]

1.2.3Les marnes :

Les marnes sont à la fois argileuses et calcaires. On considère, selon leur composition, deux grandes catégories :

- Les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium.
- Les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et 65 à 95 %.

Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur une certaine profondeur en cas de sécheresse. D'une façon générale, les marnes sont une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse. Les marnes sont des roches relativement tendres, elles subissent une géodynamique très active à leur surface et leur fragilité les rend très vulnérables aux aléas de la nature et des hommes. [25]

On peut conclure que l'évolution des sols fins est dus à la présence des minéraux argileux dans les sols tels que : les marnes, les argiles….etc. qui manifestent une grande sensibilité à l'air (retrait, fissuration désagrégation progressive des couche de sol) et une forte affinité pour l'eau (avec les conséquences classiques de l'humidification : gonflement, déconsolidation, perte des caractéristique mécaniques). [7]

1.3 Les mouvements de terrains :

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.). [16]

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.).

1.3.1Les différents types de mouvements de terrains :

La plupart des classifications récentes restent fondées sur ces deux facteurs type de mouvement et type de matériaux – auxquels s'ajoutent le type et la quantité de fluide agissant dans le déplacement, c'est-à-dire l'air, et, surtout, l'eau. Certains types de déplacements donnent presque automatiquement des indications sur les ordres de grandeur des vitesses atteintes classées ainsi par les spécialistes :

Classe	Description	Vitesse
7	Extrêmement rapide	5m/sec
6	Très rapide	3m/min
5	Rapide	1,8m/heure
4	Modéré	4 13m/mois
3	Lent	1,6m/an
2	Très lent	16 mm/an
1	Extrêmement lent	1 <16mm/an

Tableau (1.1) : classification des mouvements de terrain. [25]

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués :

- Les mouvements rapides.
- Les mouvements lents.

1.3.1.1Les mouvements Rapides:

Les mouvements rapides peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié. Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

- **les effondrements**, l'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire. [25]

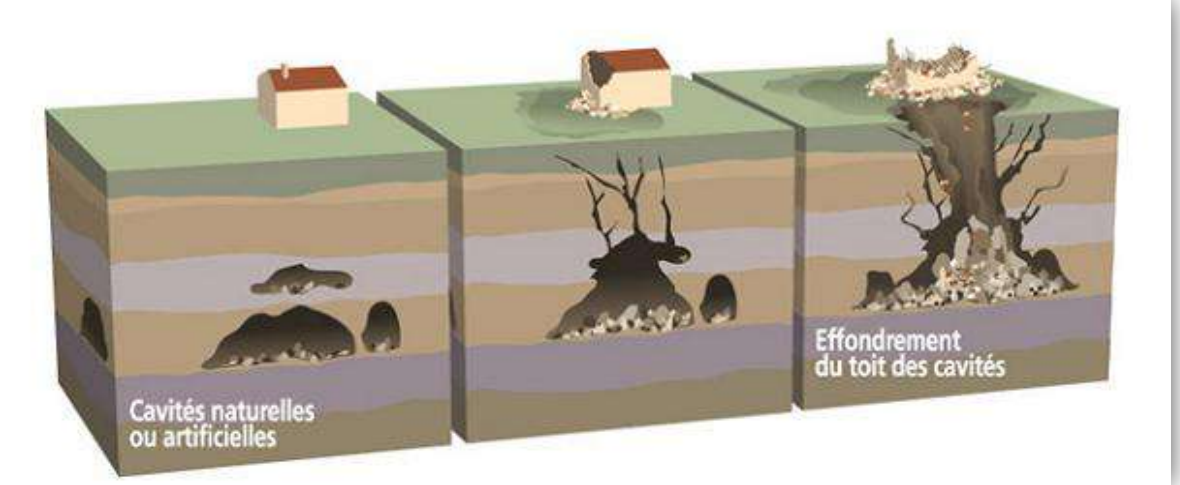


Figure (1.1): Effondrement. [25]

- **les chutes de pierres ou de blocs,** provenant de l'évolution mécanique de falaises Ou d'escarpements rocheux très fracturas. [25]



Figure (1.2) : Chute de pierres. [25]

- **les laves torrentielles**, qui résulte du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne. [25]
- **les coulées boueuses**, qui provient généralement de l'évolution du front des glissements. [25]
- **les éboulements ou écroulements,** Ce sont des chutes libres de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvements de rebondissement ou de roulement. [25]

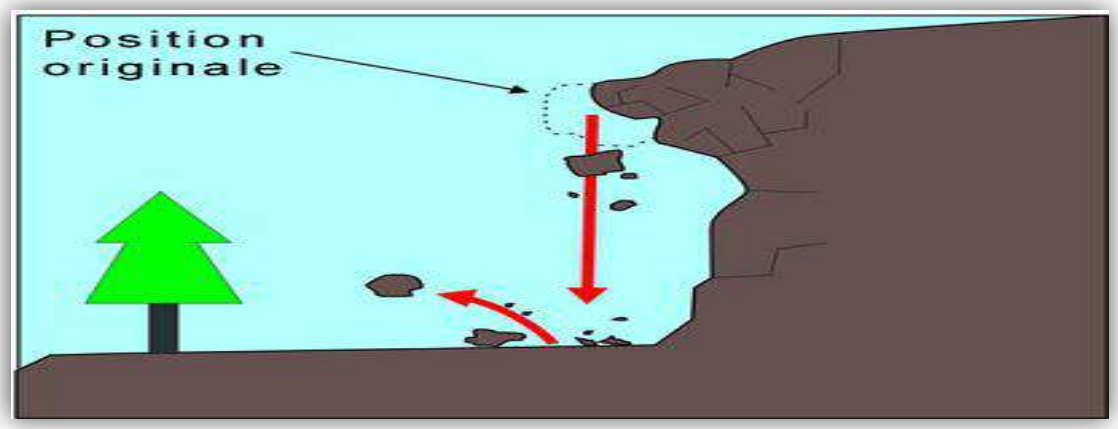


Figure (1.3) : Eboulement ou écroulement. [25]

1.3.1.2 les mouvements lents :

Ce sont de mouvements pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagné de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

- **Les affaissements,** consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels. [25]
- **le retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux,** en fonction de leur teneur en eau, les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements (période humide) et des tassements (périodes sèches). [25]
- **Les glissements de terrain,** apparaissent préférentiellement le long de surfaces planes, courbe ou complexe, de sols cohérents (marnes et argiles); et dans tous types de matériaux. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). [25]
- **les tassements,** Dans très nombreux problèmes, la surface du massif de sol est horizontale et les charges appliquées sont verticales. Dans ce cas, les déformations verticales du sol sont, en général, prépondérantes. Si, de plus, la charge appliquée à la surface du sol, est à peu près uniforme, et si les dimensions de la zone chargée sont grandes par rapport à l'épaisseur de la couche compressible rapport($\frac{\text{largeure}}{\text{epaisseur}} > 2$) on peut admettre que les déformations au milieu de la zone chargée sont uniquement verticales, ces déformations sont appelées tassement (Figure 1.4 et 1.5). [4]

Par exemple le tassement de la ville de Mexico (7m) et du basculement de la tour de Pise. [25]



Figure (1.4): Renversement puis effondrement d'un silo. [19]

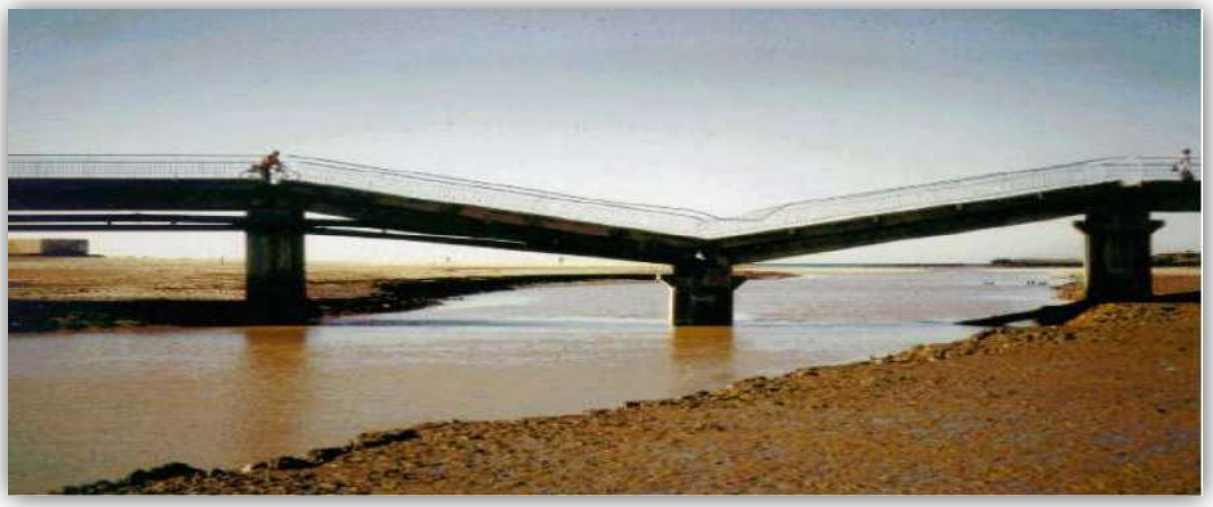


Figure (1.5): Enfoncement de la pile d'un pont. [19]

1.4 Le tassement :

1.4.1 Les types de tassement :

- **Tassements absolus** : Il s'agit de la valeur de tassement enregistrée pour un point sans se soucier des relations avec le reste de la structure.
- **Tassements différentiels** : Il s'agit de la différence de valeur de tassement entre deux points de la même structure.

Bien sûr, ce qui est très préjudiciable à une structure, ce sont les tassements différentiels. C'est pour cette raison que l'on redoute toujours les variations de nature de sol de fondation, et que l'on est amené à placer des joints de rupture lorsque le bâtiment est grand sur un sol présentant une variabilité mécanique avérée.

Le tassement différentiel se caractérise par un mouvement d'enfoncement du sol de façon non uniforme. Il se traduit par des tensions sur la structure des bâtiments et l'apparition de fissures sur les murs. Ces fissures constituent, en général, un grave danger pour l'intégrité de la construction, à l'image des maisons individuelles, ainsi que pour la sécurité des personnes. Plusieurs situations fréquentes sont à l'origine de tassement différentiels.



Figure (1.6) : Le tassement différentiel d'une maison individuelle.

1.4.2Composantes du tassement :

1.4.2.1Tassement immédiat (s_i):

Ce tassement est appelée aussi tassement initial ou compression élastique. Il se passe immédiatement après application de la charge sur le sol. Dans la conception de semelle il faut tenir compte des tassements immédiats, celle-ci provoque une déformation vers l'extérieur de la semelle de fondation. [4]

Même si le tassement immédiat ne peut être qualifié d'élastique, on l'évalue généralement en se basant sur la théorie d'élasticité. Les équations qui s'expriment ce type de tassement sont semblables, principalement, à celle que l'on utilise pour évaluer la déformation d'une colonne sous une charge axiale. Dans la plupart des fondations cependant, le chargement est tridimensionnel, ce qui entraîne une distorsion du sol de fondation. Il est difficile d'évaluer convenablement le module de compression et le volume de sol soumis à ces contraintes externes. [4]

Le tassement élastique sous une charge peut être étudié par les mêmes méthodes que celles utilisées pour le calcul des contraintes verticales, le domaine de validité de ces solutions est cependant plus réduit. La théorie de BOUSSINESQ a montré que le déplacement vertical sur un rayon **r** dû à une charge ponctuelle (**q**) appliquée à une surface d'un solide élastique et semi-indéfini est :

$$S_i = \frac{q(1-\mu 2)}{\pi E r} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1.1)$$

Ou :

E: module d'élasticité du sol.

μ: la pression interstitielle.

On trouve par exemple pour le tassement immédiat d'une semelle flexible uniformément chargée:

$$S_i = \frac{2qB}{E}(1-\nu^2) I_s \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1.2)$$

q : charge uniforme.

v: Coefficient de poisson.

B : Le diamètre ou la largeur de la fondation.

I : Coefficient d'influence qui dépend de la forme de la semelle et de la position du point où l'on veut déterminer le tassement. [4]

D'après l'équation (1.2) le déplacement immédiat S_i est proportionnel à la pression uniforme q et la largeur B de la surface de chargement. Le tableau ci-dessous donne les valeurs de coefficient d'influence pour les formes de semelle les plus usuelles. Lorsque la semelle est rigide, le coefficient d'influence est légèrement plus faible (0.64 pour un cercle et 0.56 pour un carré par exemple). [4]

Forme de surface	Is		
	Centre	Coin	Moyen
Carré	1.12	0.56	0.95
Rectangle (L/B=2)	1.52	0.76	1.30
Rectangle (L/B=3)	1.78	0.89	1.52
Rectangle (L/B=5)	2.10	1.05	1.83
Rectangle (L/B=10)	2.58	1.29	2.25
Cercle	1.00	0.64	0.85

Tableaux (1.2) : Facteur d'influence pour un déplacement vertical sous une surface flexible supportant une charge uniforme. [4]

1.4.2.1.1Distribution du tassement immédiat :

a) - Surface de chargement supposé flexible :

➢**Cas d'un sol argileux :** Si la surface de chargement est supposée flexible, la distribution du déplacement vertical Si est de la forme donnée sur la figure (1.7), qui montre que la surface de chargement et le sol exercent l'un sur l'autre une pression uniforme. [4]

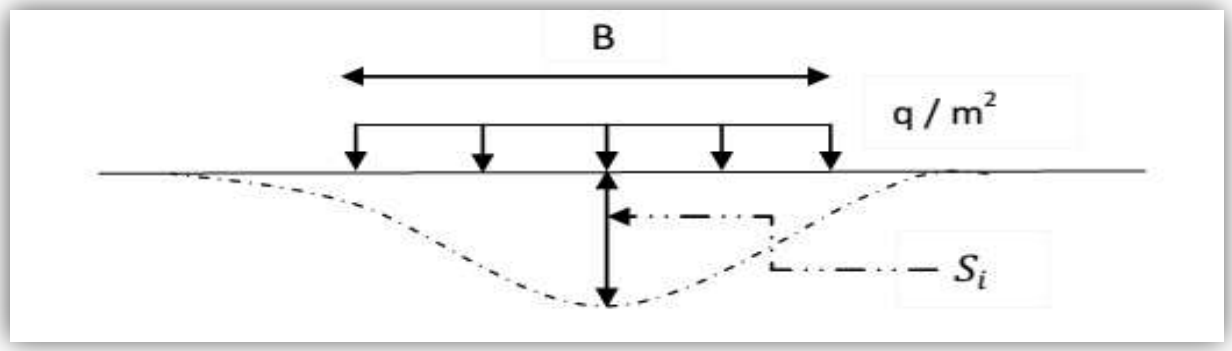


Figure (1.7) : Distribution du déplacement vertical (sol argileux). [4]

Dans le cas d'un dépôt d'argile saturée et homogène le module d'élasticité est supposé constant, la distribution indiquée sur la figure (1.7) est adoptée. Pour ce type d'argile saturée ce sont les caractéristiques non drainés qu'il faut prendre en compte. [4]

➢**Cas d'un sol sableux :** Dans le cas d'un sol sableux, la distribution du déplacement vertical S_i est de la forme donnée sur la figure (1.8), la valeur du module d'élasticité varie avec la profondeur, il varie aussi à travers la largeur de la surface de chargement, il est plus élevé au centre de la surface de chargement que sur les côtés. La pression de contact est uniforme à cause de la variation du module d'élasticité et l'hétérogénéité du sol. La théorie d'élasticité n'est pas adéquate pour les sables, elle l'est que si le module d'élasticité E est supposé constant. [4]

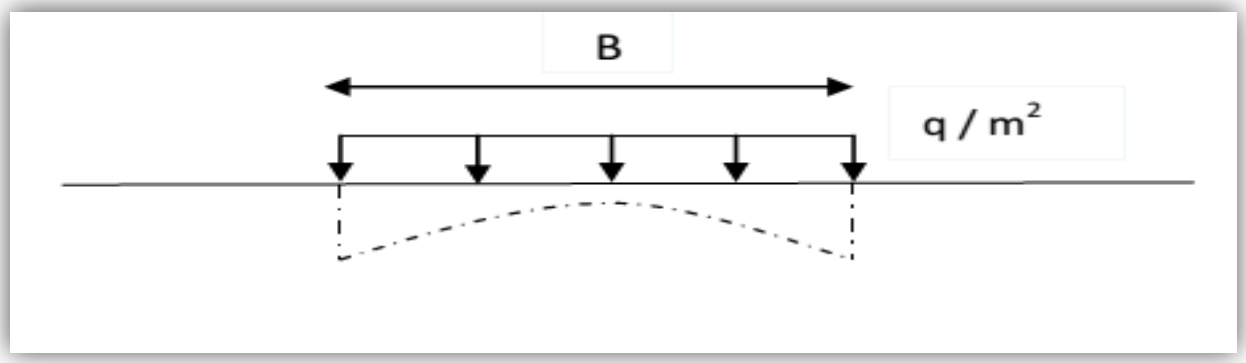


Figure (1.8) : Distribution du déplacement vertical (sol sableux). [4]

b) Surface de chargement supposée rigide :

Pour les sables et les argiles le déplacement vertical S_i est uniforme à travers la largeur de la surface de chargement (figure 1.9), et son amplitude est approximativement égale à la moyenne arithmétique d'un déplacement pour une surface de chargement flexible. [4]

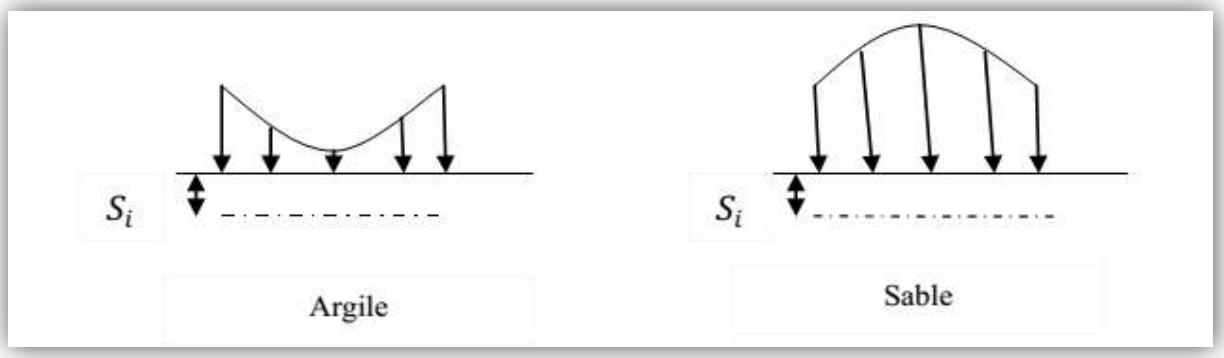


Figure (1.9) : Distribution de pression de contact sous une fondation rigide. [4]

1.4.2.2 Le tassement instantané (secondaire) (S_s) :

L'expérience montre que le sol continu à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle la consolidation secondaire. Elle est principalement due à l'arrangement graduel des particules de l'argile pour une configuration plus stable et à des modifications viscoélastiques des couches d'eau adsorbée. Donc le tassement secondaire, qui dépend du temps, se produit à contrainte effective constante, sans qu'il y ait variation des pressions interstitielles. Le tassement dû à la consolidation secondaire est faible dans la plupart des sols, son effet peut être généralement négligé. Cependant, dans certains sols organiques ou les sols très compressibles, la consolidation secondaire constitue une part importante du tassement total et donc joue un rôle important. Le tassement secondaire peut être calcule en laboratoire a partir des essais de consolidation. [4]

1.4.2.3Tassement de consolidation (s_c) :

Le tassement instantané terminé, le sol, saturé, est provisoirement incompressible, puisque exclusivement constitué d'eau et de grains. La surpression est partiellement appliquée à l'eau interstitielle, ce qui implique une augmentation de la contrainte. Cette surpression locale dans l'eau provoque naturellement une expulsion de cette dernière vers des zones de plus basse pression : c'est la consolidation. Pendant la consolidation, la contrainte neutre diminue et la contrainte effective augmente autant. La surcharge, initialement appliquée à l'eau est littéralement transférée au squelette solide du sol.

La consolidation se poursuit jusqu'au rétablissement de l'équilibre hydrostatique (retour à la contrainte neutre initiale), nulle ou égale à la pression hydrostatique : à la profondeur h sous le niveau de la nappe. Le déplacement de l'eau n'est pas instantané, il dépend entre autres de la perméabilité du sol. Le phénomène de consolidation est donc plus ou moins lent. [28]

1.5 Cause de tassement :

Parmi les causes des tassements il y a :

- La dessiccation des couches superficielles : Les périodes de sécheresse font évaporer l'eau naturellement dans les sols entraînant, dans certains cas, une réduction de leur volume. Cette réduction n'est jamais uniforme et ce pour diverses raisons telles que : l'hétérogénéité du sol d'assise des fondations, la présence de terrasses ou d'ouvrages annexes etc. Le phénomène de dessiccation entraîne un retrait du sol sous l'assise de la construction, qui se manifeste par des désordres plus ou moins importants.
- Des désordres analogues peuvent être provoqués par la présence au voisinage immédiat du bâtiment d'arbres dont les racines pompent l'eau jusque sous les fondations, ou par des variations du niveau de la nappe.
- Dans de nombreux cas, l'effet de ces différents facteurs se manifeste sur de longues périodes, rendant difficile la détermination des causes réelles.
- L'affouillement du sol de fondation consécutif à la rupture de réseaux enterrés.
- L'apport de liquides dans les zones au voisinage immédiat du bâtiment agit également sur l'assise des fondations, le sol devient saturé et perd une grande partie de sa résistance mécanique : la reprise des charges n'est plus uniforme et entraîne des tassements différentiels.
- Remblais : Les terrains remaniés ou rapportés perdent leur capacité portante ; les tassements différentiels qui en résultent peuvent causer des désordres importants à moyen ou à long terme.
- De nombreuses autres causes peuvent entraîner des désordres aux bâtiments tels que les éboulements et glissements de terrain, la modification des niveaux hydriques dus par exemple à la réalisation d'ouvrages voisins, de drains, de rabattage de nappe etc., la cohabitation de modes de fondation différents, cas d'un bâtiment sur sous-sol et d'un agrandissement sur vide sanitaire,
- L'absence de fondations, cas de certains bâtiments anciens.
- La surcharge de remblais en limite d'une construction, cas d'un rez-de-chaussée surélevé où l'on crée un talus pour porter une terrasse.

- Les vibrations produites par le trafic routier ou par des machines.
- L'hétérogénéité du niveau de consolidation des différents sols constituant l'assise d'un même bâtiment.



Figure (1.10): Tassement par retrait et gonflement.

Le retrait par dessiccation des sols argileux lors d'une sécheresse prononcée et/ou durable produit des déformations de la surface du sol (tassements différentiels). Il peut être suivi de phénomènes de gonflement au fur et à mesure du rétablissement des conditions hydrogéologiques initiales ou plus rarement de phénomènes de fluage avec ramollissement.

La nature du sol est un élément prépondérant : les sols argileux sont a priori sensibles, mais en fait seuls certains types d'argiles donnent lieu à des variations de volume non négligeables. La présence d'arbres ou d'arbustes au voisinage de constructions constitue un facteur aggravant en raison de l'absorption de l'eau du sol par les racines .Une sécheresse durable, ou simplement la succession de plusieurs années déficitaires en eau, sont nécessaires pour voir apparaître ces phénomènes.

1.6 Compressibilité des sols :

On suppose que les déformations d'une couche de sol compressible se produisent dans une seule dimension. Le cas du tassement d'un remblai couvrant une très grande étendue constitue un exemple de tassement unidimensionnel. Un sol soumis à une sollicitation externe se comprimera à cause des facteurs suivants :

- Compression de l'air et de l'eau contenus dans les vides.
- Expulsion de l'air et de l'eau contenus dans les vides. Les charges que l'on rencontre Ordinairement.
- Déformation des grains de sol. [4]

Les sols compressibles se trouvent le plus souvent sous la nappe phréatique et peuvent être considérés comme complètement saturés (le cas le plus défavorable). On supposera donc un degré

de saturation de 100% pour les besoins des calculs de tassement. De la même façon, on ne tiendra pas compte de la compressibilité du fluide interstitiel. La vitesse à laquelle se produira ce tassement dépend de la perméabilité du sol. L'ampleur du réarrangement des grains et de la compression dépend de la rigidité du squelette, elle même fonction de la structure du sol, qui dépend de l'histoire géologique du dépôt et de l'intervention humain. [4]

1.6.1Compressibilité des sols pulvérulents et sols fins :

La compressibilité du sol dépend de la structure de sol et à la vitesse de la perméabilité. Lorsque les sols fins subissent à un chargement, leur compression est déterminée par la vitesse à laquelle l'eau est sachée des pores parce qu'elles ont une faible perméabilité. Ce phénomène, qu'on appelle la « consolidation », fait intervenir les effets de la contrainte et du temps sur la déformation. Les déformations peuvent se prolonger durant des mois, des années et même de dizaines d'années. C'est la seule distribution fondamentale qu'on puisse établir entre la compression des sols pulvérulents et la consolidation des sols fins : la compression des sols pulvérulents se produit instantanément tandis que la consolidation est un processus liés au temps. La figure (1.11) montre la comparaison entre la compressibilité des sols fins et pulvérulents. Si l'on considère le cas d'un matériau soumis à une compression unidimensionnelle. Il exprime la compression en fonction du temps, on peut constater que la compression des sols pulvérulents se produit plus rapide que la compression des sols fins. [4]

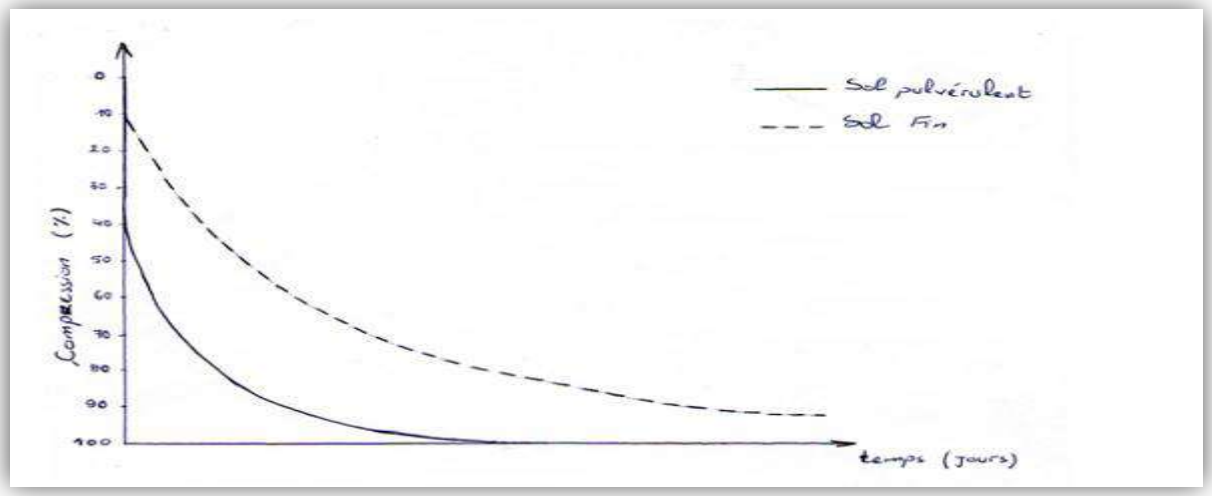


Figure (1.11): Comparaison entre la compressibilité des sols fins et pulvérulents. [4]

Il arrive souvent que la compression des sols pulvérulents ait lieu pendant la construction , ainsi, la plupart de ces tassements se produisent avant que la structure ne soit érigée. Toutefois, les moindres tassements sur les sols pulvérulents peuvent endommager les structures qui sont sensibles

à un tassement rapide. On peut estimer le tassement des sols pulvérulents en utilisant l'équation (1.1) sans tenir compte **Sc** (tassement de consolidation) et **Ss** (compression secondaire).Après la construction grâce au phénomène de consolidation, il convient d'y prêter une grande attention, car ces tassements peuvent amener des désordres qui, lorsqu'ils ne sont pas préjudiciables à la bonne tenue de l'ouvrage. [4]

- La compressibilité du sol grenu n'est due qu'à la compressibilité du squelette solide.
- Les tassements dans ces sols sont instantanés, ils ont lieu immédiatement après l'application de la charge.
- Les tassements sont les mêmes que le sol soit humide, sec ou saturé.

1.7 Les fondations

1.7.1 Introduction

La partie inférieure d'une structure qui transmit les charges au sol est désignée par le terme de « Fondations ». Les fondations peuvent être classées en deux majeures, catégories ce sont les fondations superficielles et les fondations profondes.

Quand le sol sous-jacent à la structure (fondations) ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants, les charges provenant de la structure sont transmis au moyen de pieux et puis à de grandes profondeurs sur des couches plus résistantes ; ces types de fondations sont désignés par le terme « fondations profondes ». [16]

Si D < 1,5 B Une fondation est dite superficielle.

Si D > 5B la fondation est dite profonde.

Si 1,5B<D<5B la fondation est semi profonde

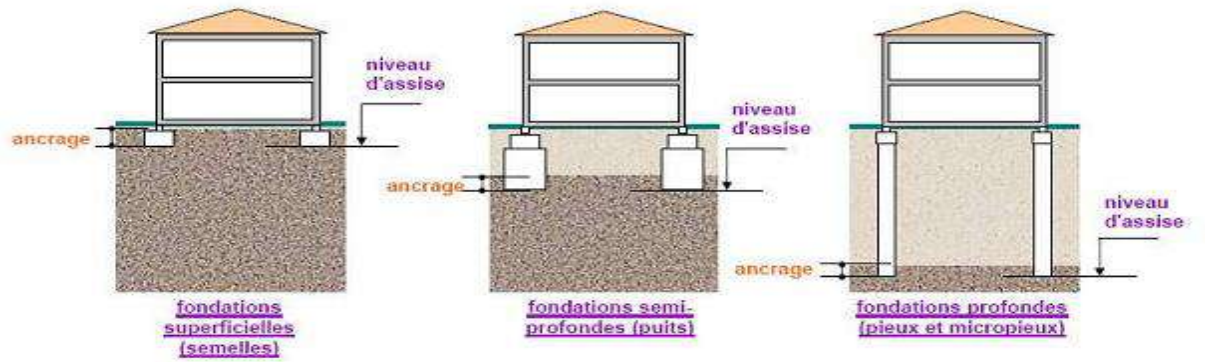


Figure (1.12): Types de fondations. [16]

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont:

- B, la largeur de la fondation ;
- L, la longueur de la fondation ;
- D, l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

1.7.2 Fondations superficielles :

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leurs bases au- dessus de cette profondeur critique. [9]

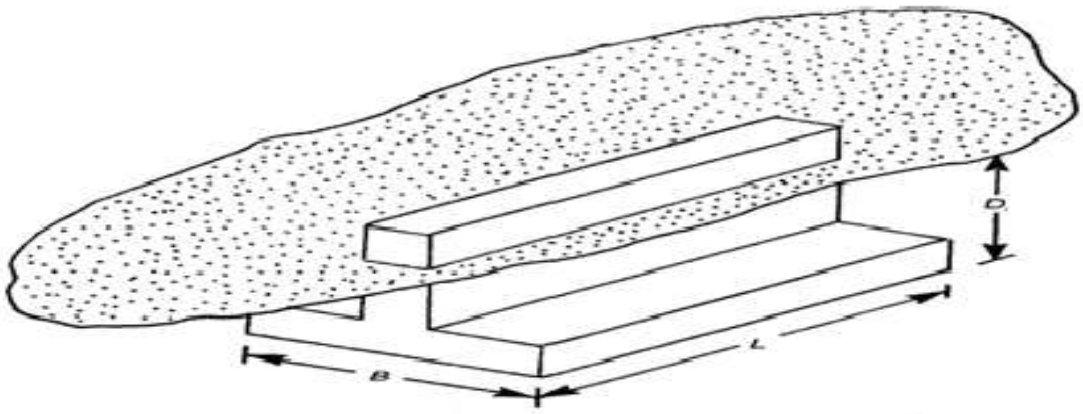


Figure (1.13) : Fondation superficielle. [16]

1.7.3 Principaux types de fondations superficielles :

On distingue trois types de fondations superficielles : les fondations filantes, les fondation isolées et les radiers ou dallages. [16]

A) Les fondations filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé. Les fondations filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L (L/B > 10 pour fixer les idées). [16]

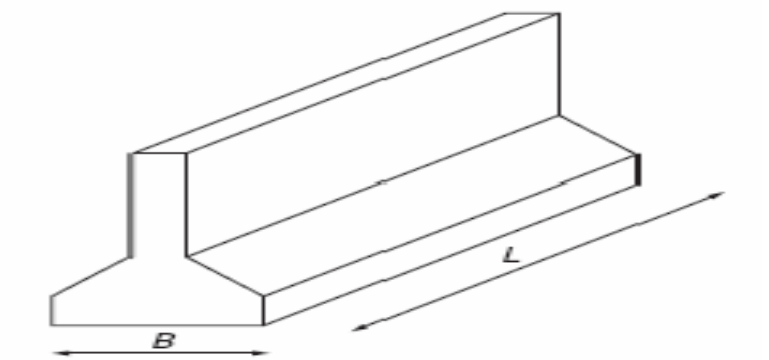


Figure (1.14) : Fondation filante. [9]

B) Les fondations isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

Exemple : Une semelle sous un poteau. Les fondations isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées (B/L = 1) et les semelles circulaires (de diamètre B). [16]

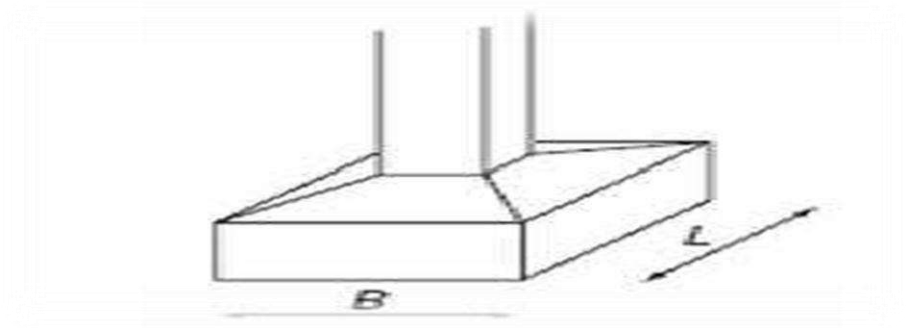


Figure (1.15) : Fondation isole. [9]

C) Les radiers:

Lorsque le sol d'assise est de qualité médiocre, la dimension des semelles est telle que leur emprise est excessive par rapport à la surface de la construction. Dans ce cas, il est recommandé de les relier entre elles, donc de réaliser un radier général (Figure1.16).

Le radier en béton armé forme une surface d'appui égale ou supérieure à l'emprise du bâtiment afin d'assurer une meilleure répartition des contraintes sur le sol d'assise. Celui-ci doit être homogène, formé d'une couche d'épaisseur sensiblement constante et dépourvu de points durs sur les sols très compressibles. L'ensemble travaille à la flexion, comme un plancher renversé, et doit

être armé en conséquence. Il reçoit du sol des charges réparties ascendantes (réactions verticales) et prend appui sur l'ossature porteuse murs qui exercent sur lui des charges descendantes. [28]

Quatre types de radier peuvent être réalisés:

1- Le radier dalle plate (plus courant).

2- Le radier nervuré.

3- Le radier champignon sous poteaux.

4- Le radier voûte.

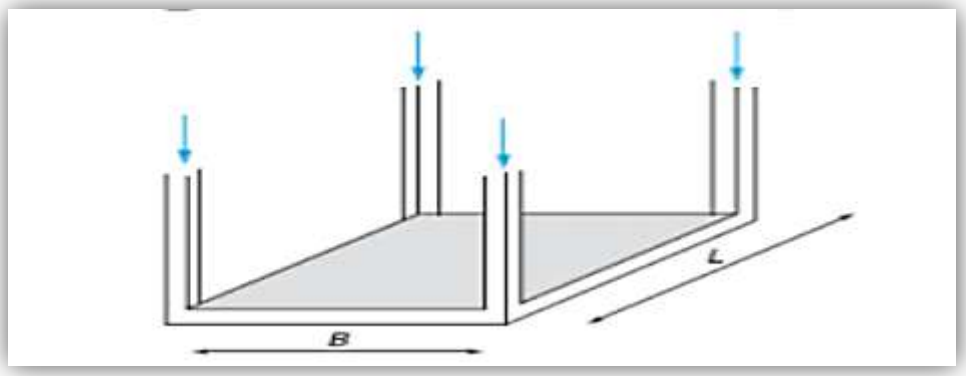


Figure (1.16) : Fondations sur radier. [9]

1.7.3Capacité portante des fondations :

1.7.3.1 à partir des essais de laboratoire :

a) Calcul de la capacité portante ultime :

-Cas d'une semelle de largeur b soumise à une charge verticale et centre :

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma_1 B S_\gamma (N\gamma) + \gamma_2 D\, S_q(N_q) + C N_C (S_C) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1.3)$$

-Cas d'une semelle de soumise à une charge verticale et centre :

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma_1 B S_\gamma (N) + (\gamma_2 D + q_0) S_q(N_q) + C N_C (S_C) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1.4)$$

Les différents termes sont les suivants :

- le premier terme [$1/2\gamma_1 B N_\gamma (S_C)$] est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement.

- le deuxième terme [$C N c (S_C)$] est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant.

- le troisième terme [$\boldsymbol{\gamma}$D N_C (N_q)] est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

La méthode de superposition de TERZAGHI consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité.

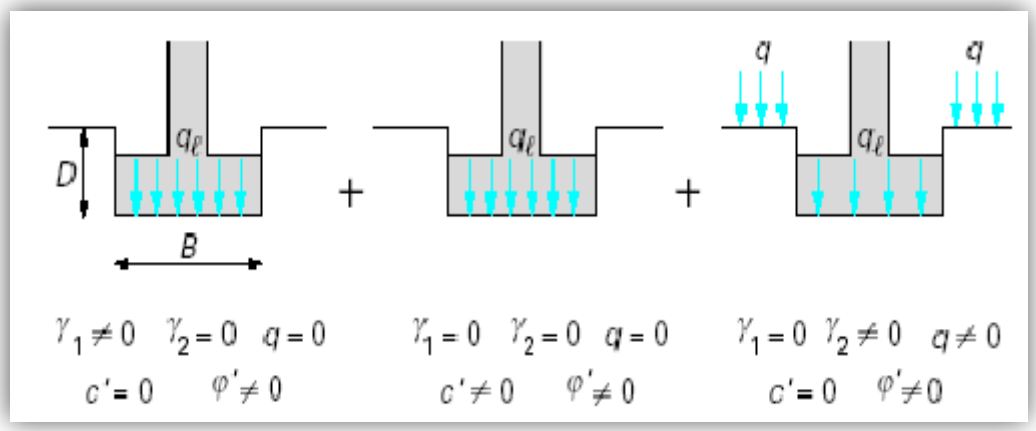


Figure (1.17): Principe de superposition. [4]

b) Calcul réglementaire de la capacité portante admissible :

- Cas d'une semelle continué (L/B>5) caractérisée par un rayon moyen :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{B}{2(1+\frac{B}{L})}} \text{.....(1.4)}$$

Est calculée comme suit:

-Comportement avec $\boldsymbol{\varphi}$ = 0 (comportement à court terme ″ non drainé″)

$$\boldsymbol{q_{adm} = \gamma_{sat} D + \frac{5.14CU}{FS} = \delta_{adm}} \text{.....(1.5)}$$

$$\boldsymbol{F_S = \frac{qu - \gamma 2D}{qa - \gamma 2D}} \text{.....(1.6)}$$

-Comportement avec $\boldsymbol{\varphi} \neq 0$ (comportement à long terme ″drainé″)

$$\boldsymbol{q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{\rho \gamma 2 N\gamma(\varphi') + \gamma 1 D(NQ(\varphi') - 1) + CNC(\varphi'))}{FS}} \text{.....(1.7)}$$

- Cas d'une semelle isolée (L/B ≤ 5) est donné dans les cas suivants:

-Comportement avec ($\boldsymbol{\varphi}$= 0)

$$Q_{adm}=\gamma_{sat}D+\frac{5.14cu(1+0.3\frac{B}{L})}{FS} \quad \text{.....(1.8)}$$

-Comportement avec $\varphi \neq 0$

$$Q_{adm}=\gamma_1 D+\frac{0.6R\,\gamma 2N\,\gamma(\varphi')+\gamma 1D(NQ(\varphi')-1)+1.3c'(NC(\varphi'))}{FS} \quad \text{.....(1.9)}$$

- Cas d'une semelle circulaire est donnée lors d'un Comportement avec ($\varphi \neq 0$) par :

$$Q_{adm}=\gamma_1 D+\frac{0.6R\gamma 2N\gamma(\varphi')+\gamma 1D(NQ(\varphi')-1)+1.3c'(NC(\varphi'))}{FS} \quad \text{.....(1.10)}$$

Pour ($\varphi = 0$) on peut l'assimiler à une semelle carré (L/B= 1)

Le tableau ci-dessous (tableau 1) indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'euro code 7 :

N_γ : facteurs de portance du au poids de terre. N_q : facteurs de portance du a surcharge.

Nc : facteurs de portance du a la cohésion.

φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)	φ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)
0	**5.14**	**1.00**	**0.00**	**0.00**	**25**	**20.72**	**10.66**	**10.88**	**9.01**
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	**6.49**	**1.57**	**0.45**	**0.10**	**30**	**30.14**	**18.40**	**22.40**	**20.09**
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	**8.34**	**2.47**	**1.22**	**0.52**	**35**	**46.12**	**33.30**	**48.03**	**45.23**
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	**10.98**	**3.94**	**2.65**	**1.58**	**40**	**75.31**	**64.20**	**109.41**	**106.05**
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	**14.83**	**6.40**	**5.39**	**3.93**	**45**	**133.87**	**134.87**	**271.75**	**267.75**
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	**266.88**	**319.06**	**762.86**	**758.09**

Tableau (1.3): Valeurs des facteurs de portance. [19]

1.7.3.2 A partir des essaie in situ :

a) calcul de la capacité portante à partir de l'essai pénétration standard <SPT > Se fait comme suit :

$$q_{adm} = 12N^{e}_{SPT} * k_d \text{.....si } B<1.2m \text{.....(1.11)}$$

$$q_{adm} = 8N^{e}_{SPT} * k_d \left(1+\frac{0.3}{B}\right)^2 \text{.....si } B>1.2m \text{.....(1.12)}$$

$$k_d = 1+0.33*\frac{D}{B} \text{.....si } \frac{D}{B}<1 \text{.....(1.13)}$$

$$k_d = 1.33 \text{.....Si } \frac{D}{B}>1 \text{.....(1.14)}$$

k_d = est un facteur tenant compte de l'effet favorable de la profondeur.

b) calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiometrique (de Menard) :

On 1965 Menard profondeur une relation pour l'évolution la capacité pourtant admissible :

$$q_a = \delta_v + (k_p * p_{le})/F_S \text{.....(1.15)}$$

$$p_{le} = p_l - p_a \text{.....(1.16)}$$

Ou :

δ_v **:** la contrainte verticale totale de la pointe de sol.

p_l **:** pression limite.

p_a **:** pression initiale.

p_{le} : pression limite nette équivalente

1.7.4 Fonctionnement Des Fondations Superficielles

1.7.4.1Comportement d'une semelle chargée

Les tassements qui vont se produire sous une semelle superficielle sont en fonction de l'intensité de la charge appliquée et qui ont l'allure de la Figure (1.18). [9]

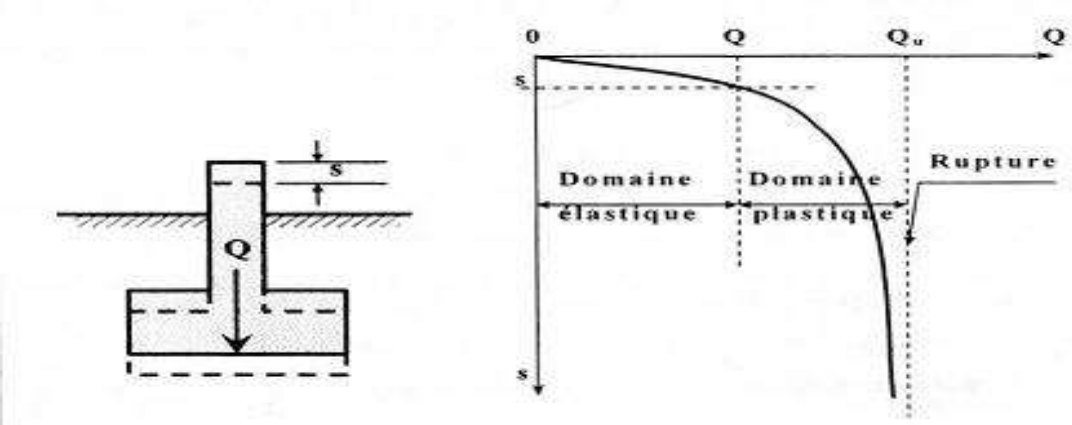


Figure (1.18): Chargement d'une semelle superficielle. [9]

Q_L : est la charge limite de la semelle : c'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture. Comme cette valeur n'est pas très bien définie, on considère souvent que Q_L est la charge Correspondant à un certain enfoncement.

A : l'aire de la semelle, la contrainte de rupture de la semelle est :

$$\mathbf{q_I = Q_L/A}\text{.....(1.17)}$$

La contrainte admissible q_a, c'est la valeur de cette contrainte qui permettra au bureau d'étude de dimensionner les fondations. [9]

On constate sur la Figure (1.18) que q_a devra dépendre de deux conditions : [16]

• Un critère de rupture $\mathbf{qa = Q_L/F_S}$ .....**(1.18)**

Avec F_s : coefficient de sécurité généralement pris égale à 3, La contrainte admissible devra, en effet, être telle que tout risque de rupture est évité.

• Un critère de déformabilité : la condition précédente étant supposée remplie et la semelle chargée de telle sorte que la contrainte admissible transmise au sol q_a, cette semelle tassera de la valeur **S (**Figure (1.18)). [16]

Il conviendra d'assurer que le tassement est compatible avec le comportement de l'ouvrage. La valeur du tassement admissible dépend donc directement du type de l'ouvrage, elle peut varier du millimètre (antennes spatiales) au mètre (réservoirs de pétrole de très grands diamètres).

Pour toute étude de fondation, et ceci est également vrai pour les fondations profondes, les deux aspects de la stabilité qui se traitent pratiquement d'une façon indépendante devront être examinés

• Sécurité vis à vis de la rupture, le problème consiste à déterminer la contrainte de rupture q_I; tout en considérant qu'un équilibre limite de plasticité est atteint.

• Tassement sous la contrainte de service $q \leq q_a$, la contrainte q est telle que dans la plupart des cas, on peut considérer qu`aucun point du massif de sol dans lequel les fondations sont ancrées, le seuil de plasticité n'est pas atteint. Dans ces conditions, il s'agit d'un problème de déformations élastiques. [16]

1.7.4.2 Mode de rupture d'une fondation superficielle

Soit une fondation superficielle de largeur B dont la base se trouvant à une profondeur Z au-dessous de la surface du sol. Si cette fondation est soumise à une charge Qqui est graduellement augmentée, la charge par unité de surface, **q = Q / A** (A: surface de la fondation), augmentera et la fondation subira un tassement. Au début du chargement, la déformation du sol sous la semelle

augmente approximativement en fonction de la charge, il s'agit donc d'un équilibre pseudo élastique, puis la déformation prend des valeurs nettement plus grandes. Si le sol sous la base de la fondation est formé d'un sol ferme, tel qu'un sable dense où une argile raide, on appliquant la charge, il y a formation d'un coin sous la base de la Fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants. [16]

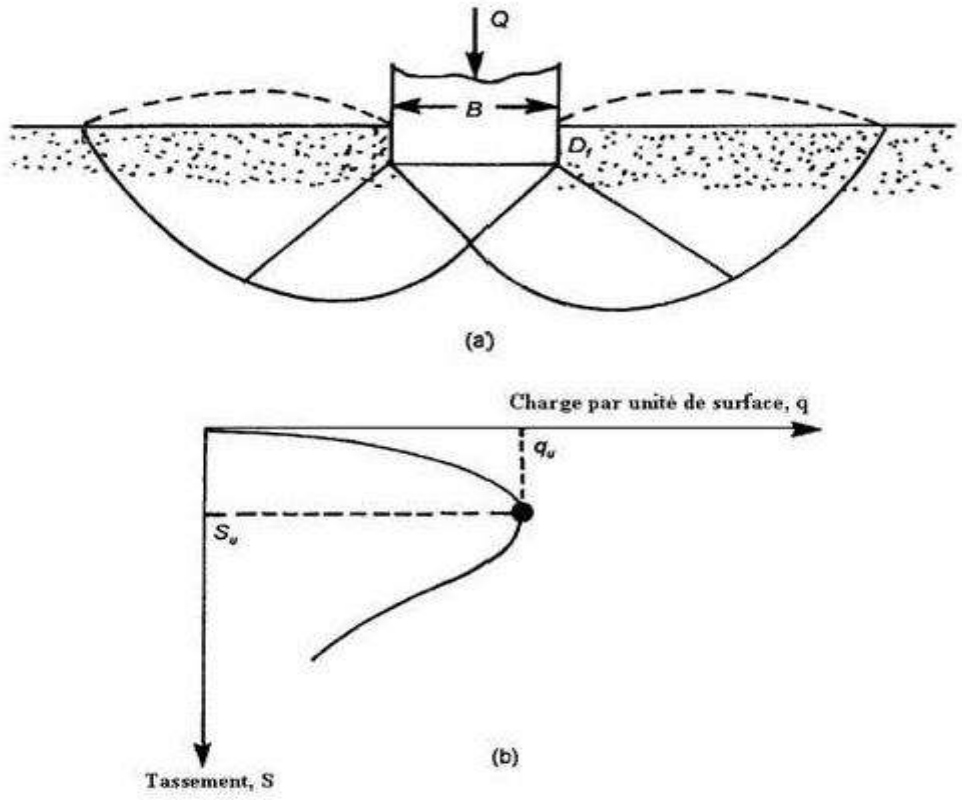


Figure (1.19) Rupture par cisaillement généralisé. [16]

Dans ce cas, on observe un tassement qui croit jusqu'à une valeur limite ($q = q_u$) à partir de laquelle le tassement continu sans qu'il y ait accroissement dans l'effort, le sol subit alors une rupture brusque par cisaillement.

La surface de rupture dans le sol est représentée dans la figure (1.19.a) et le courbe chargement tassement est représentée dans la figure (1.19.b).Ce type de rupture s'appelle rupture par cisaillement généralisé, q_u est la capacité portante ultime. La valeur de la charge maximale

$q = q_u$ est clairement définie dans la courbe chargement-tassement (figure 1.19.b). [16]

Si le sol supportant la fondation est constitué d'un sable moyennement dense ou un sol argileux d'une consistance moyenne figure (1.20.a), la courbe chargement tassement sera comme indiquée dans la figure (1.20.b). [16]

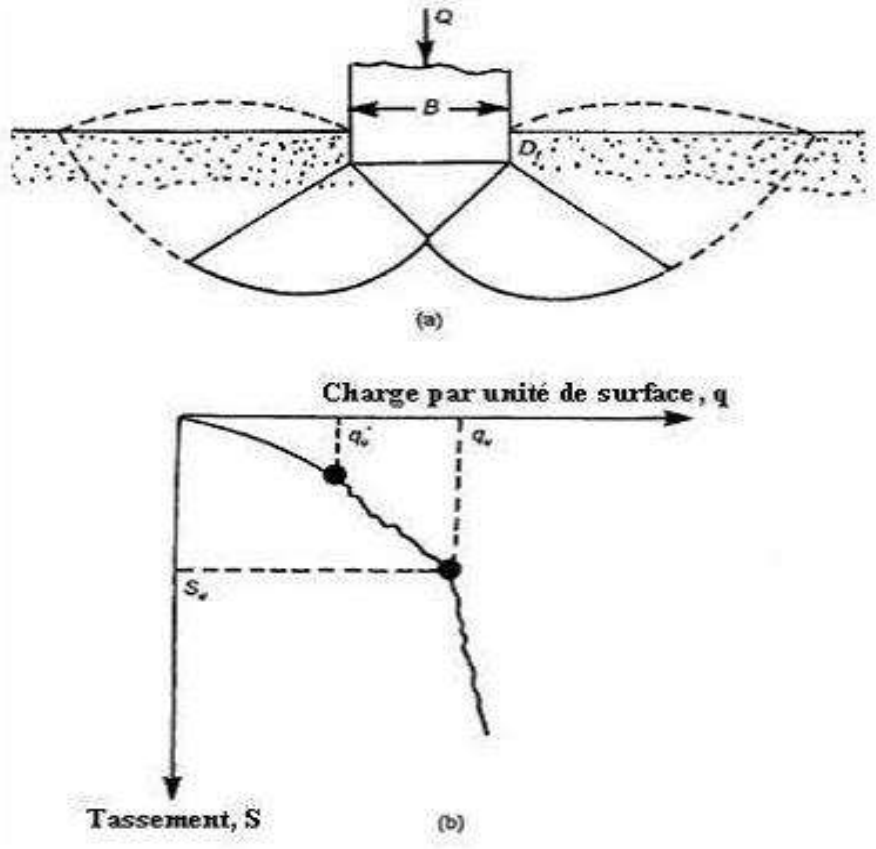


Figure (1.20) : Rupture par cisaillement localisé. [16]

On remarque que la valeur de **q** augmente avec le tassement jusqu' à $q = q_u$, qui est habituellement appelée la première charge de rupture. A ce moment, la surface de rupture développée dans la masse du sol sera comme celle montrée par la courbe continue dans la figure (1.20.a). Si la charge appliquée par la fondation est encore augmentée, le courbe chargement de tassement devient raide et irrégulière et la surface de rupture se prolonge suivant la courbe représentée en trait discontinue dans la figure (1.20.b). Quand q devient égal à q_u (capacité portante ultime), la surface de rupture atteint la surface du terrain. Au-delà, la courbe chargement-tassement prend presque une forme linéaire, et une charge maximale n'est jamais observée. Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement localisé. [16]

La figure (1.21.a) montre la même fondation, mais cette dernière surmonte un sable lâche ou un sol argileux. Pour ce cas, la courbe de chargement-tassement sera comme celle montrée dans la figure (1.21.b). La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas

directement sous la fondation Une valeur maximale de charge par unité de surface, **q**, n'est jamais observé. La capacité portante ultime (q_u) est définie comme le point où le rapport **ΔS/Δq** devient le plus grand et à peu près constant. Ce type de rupture dans le sol est appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend jamais à la surface du terrain. [16]

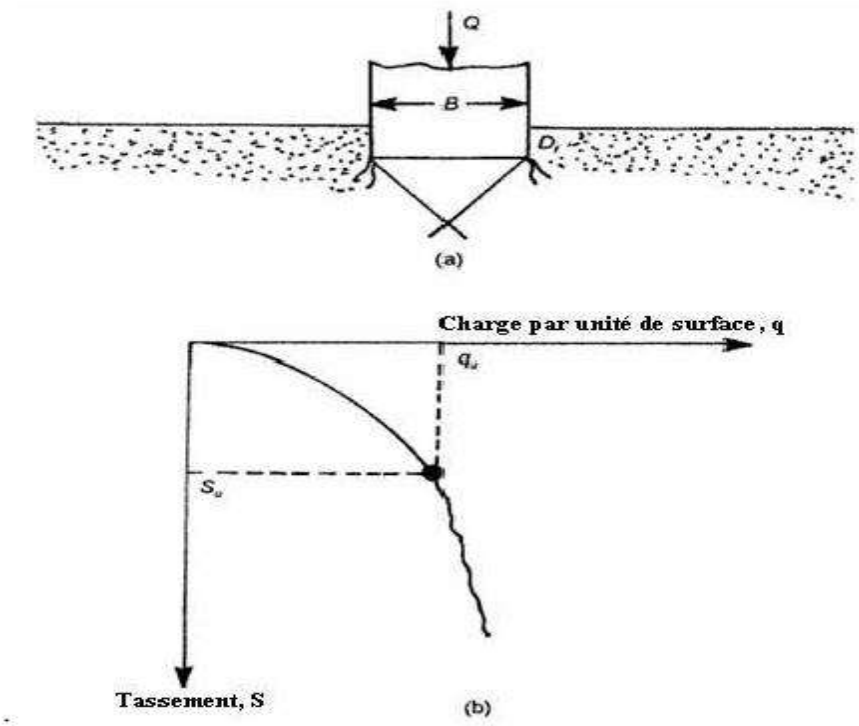


Figure (1.21) : Rupture par poinçonnement. [16]

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (dés enchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimé par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

• Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.).

• Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

La nature de rupture dans le sol à la charge ultime est en fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement de la fondation D_f par rapport à sa largeur B, et le rapport de la largeur à la longueur B/L de la fondation.

1.8 Recommandations et perspective pour les fondations :

1.8.1Fondation superficielles :

-Hors des zones notoirement connues et répertoriées, le recours à un bureau d'étude spécialise pour étudier les principales caractéristique géotechniques du sol est indispensable.

-L'étude de sol doit tenir compte de la construction projetée et indiquer les valeurs de tassement prévisibles.

-Les sols compressibles ou argileux nécessitent une vigilance toute particulière et l'adoption de mesures spécifiques.

1.8.2fondation profonde :

-L'étude de sol doit être complète suivant la nouvelle nomenclature géotechnique un sondage avec prélèvement d'échantillons pour identification des sols en place.

-L'étude fera au moins appel à une reconnaissance au pressiometre, éventuellement complétée par des essais au pénétromètre statique.

-La profondeur des sondages doit dépasser d'au moins 7 diamètres (avec un minimum de 5 m) la cote d'ancrage des pieux prévue .la prise en compte des effets provoques par des groupes de pieux peut conduire a une augmentation de cette profondeur.

1.9 Conclusion :

On peut conclure dans cette partie que les tassements se divisent en trois composantes : tassement immédiat, tassement de consolidation primaire et secondaire.

-Le tassement immédiat est une compression élastique, qu'il peut être calculé par des plusieurs méthodes simplifiées, le domaine de validité de ces solutions est cependant plus réduit.

-Le tassement de consolidation primaire se produit à contrainte effective variable, lorsqu'il y ait variations des pressions interstitielles, par contre, le tassement de consolidation secondaire se produit à contrainte effective constante, sans qu'il y ait variation des pressions interstitielles.

Finalement, le tassement de consolidation primaire et secondaire ont été principalement lié au facteur du temps, ce facteur n'a été pas introduit dans cette partie pour cela on La détermination de force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols.

Les méthodes classiques qui existent, pour la détermination de la capacité portante sont basées sur l'équilibre limite utilisent des hypothèses simplificatrices et souffrent de quelques difficultés et critiques. Toutes ces difficultés et critiques font appel à d'autres techniques pour résoudre ce problème. Quelques solutions numériques ont résolu le problème de la capacité portante en tenant compte l'influence de la rugosité et de la non associativité, et qui n'impose pas la direction des plans de rupture, au contraire, ces méthodes permettent de vérifier le mécanisme de rupture sous la fondation. Elles sont d'un emploi peu courant à cause de leur complexité de mise en œuvre, elles sont cependant en train de se généraliser.

Chapitre 02 :

Reconnaissance géotechnique et méthodes de calcul des tassements

2.1 Introduction :

Les mouvements susceptibles d'affecter des fondations sont les tassements élastiques ou de consolidation, les gonflements, les ruptures plastiques (basculements, poinçonnements ou glissements).

On doit s'accommoder des tassements; on peut éviter les gonflements ; il est indispensable d'éviter les ruptures. Ces phénomènes sont évidemment étroitement liés en pratique, mais la géo mécanique ne sait les traiter qu'indépendamment. Le cas des fondations superficielles est le plus couramment en pratique : à partir des essais de laboratoire, les calculs de rupture reposent sur des extensions de la théorie de Coulomb et les paramètres mesurés à la boîte de CASAGRANDE ou au triaxial ; ceux de tassements reposent sur la théorie de TERZAGHI et les paramètres mesurés à l'oedomètre ; à partir de l'essai pressiometrique, la rupture se calcule selon la pression limite et les tassements selon le module pressiometrique.

La répartition des contraintes dans le géo matériau sous une charge de fondation n'est évidemment pas uniforme ; elle dépend de la distance du point considéré à la surface d'application de la charge et théoriquement des hypothèses relatives à la rigidité de cette surface, au comportement du matériau et aux conditions aux limites du problème. Pour l'établir, la méthode la plus utilisée est celle de BOUSSINESQ en élasticité linéaire, généralement en intégrant sa solution de base de la charge verticale ponctuelle dans diverses conditions aux limites figurant des cas particuliers, au moyen soit de tables et/ou d'abaques de facteurs d'influence, soit par une simplification graphique, par le procédé de NEWMARK ou par un procédé numérique.

Les calculs de tassement et de gonflement utilisent simultanément soit les méthodes de BOUSSINESQ, de TERZAGHI et de Coulomb, et les mesures de laboratoire, soit la méthode et les mesures pressiometrique. Les calculs de rupture utilisent soit la méthode de Coulomb adaptée par TERZAGHI et d'autres, et les mesures de laboratoire, soit la méthode et les mesures pressiometrique. Les mesures au pénétromètre statique permettent des estimations de rupture, mais pas de tassement celles au pénétromètre dynamique ne permettent pas grand-chose de fiable, sauf étalonnage spécifique local très rigoureux. [29]

2.2 Essais in situ :

On utilise plus les essais in situ que les essais de laboratoire. Les essais in situ testent directement le sol, ne nécessitent pas de prise d'échantillons et fournissent un sondage presque continu ; de plus, ils sont moins chers que les essais de laboratoire. Les essais de laboratoire

nécessitent un sondage carotté, des prises d'échantillons intacts et des essais au laboratoire avec un remaniement plus ou moins important des échantillons de sol entre le chantier de sondage et le laboratoire. [11]

2.2.1 Essai de pénétration standard SPT :

2.2.1.1 Introduction :

L'essai de pénétration standard (SPT) est un essai de pénétration dynamique in situ designer pour fournir des informations sur les propriétés géotechniques des sols. L'essai à l'aide d'un tube à parois épaisses témoin, le diamètre extérieur dont est 50 millimètres. Ceci est conduit dans le sol au fond d'un forage par des coups par un poids unifié tombant par une distance standard. Le compte de coup fournit une indication de la densité de la couche de sol. [10]

2.2.1.2 Principe de l'essai :

L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable. L'essai S.P.T. (Standard Pénétration Test), normalisé par Terzaghi, consiste à enfoncer par battage un carottier bien défini dans la couche à étudier. Il est d'abord enfoncé de 15 cm puis on compte le nombre de coups nécessaires à un enfoncement supplémentaire de 30 cm; le mouton qui sert à battre pèse 63,5 kg et sa hauteur de chute est de 76cm. Le carottier utilisé a pour caractéristiques:

- Longueur totale: 789 mm,
- Diamètre extérieur : 51 mm,
- Diamètre intérieur : 34 mm.

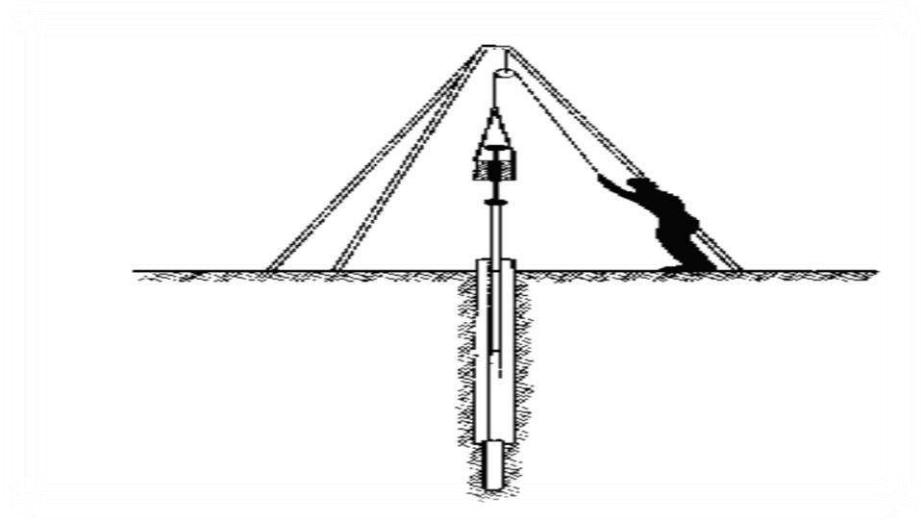


Figure (2.1) : Essai de SPT. [10]

2.2.1.3 Interprétation de résultats :

La valeur de l'indice de pénétration standard et influencer par la densité et la compacité du sol, Cette indice s'aire notamment lors des forages pour décrire la compacité des couches des sols de même que la consistance du sol suivant les critères qualificatif du ses propriétés des sols.

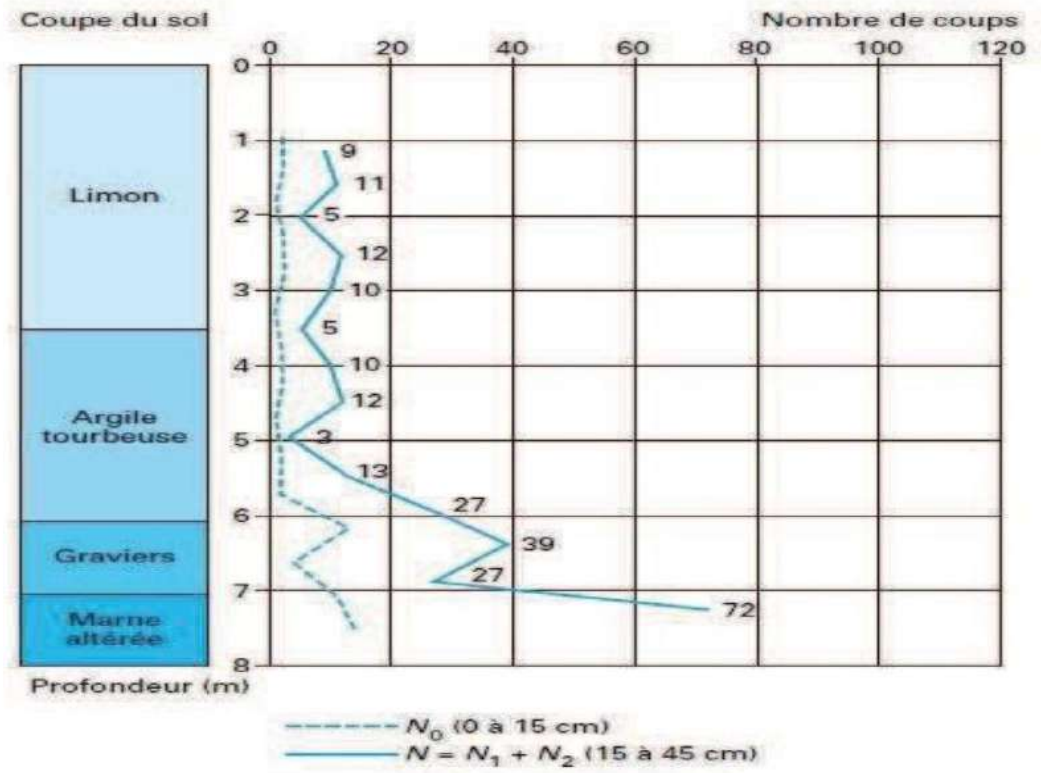


Figure (2.2) : Profil de pénétration standard. [12]

2. 2.2 Essai de pénétration statique CPT :

2.2.2.1 Introduction:

Le CPT est une méthode d'essai in situ utilisée pour déterminer les propriétés géotechniques et délimiter la lithologie de votre sol. La méthode de test CPT consiste à utiliser un équipement hydraulique pour enfoncer un cône normalisé dans le sol via un jeu de tiges. [11]

La résistance rencontrée pour pénétrer le sol à une vitesse contrôlée de deux centimètres par seconde est mesurée en continu. La force globale agissant sur le cône est appelée la résistance au cône et donne des indications sur la portance de votre sol. [11]

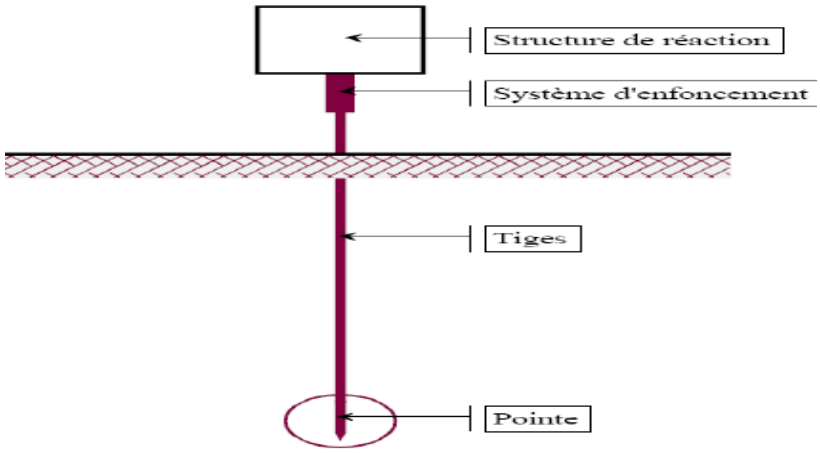


Figure (2.3) : Schéma du pénétromètre statique. [11]

2.2.2.2 Principe de l'essai:

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante, un train de tiges terminé par une pointe munie d'un cône et à mesurer de manière continue la résistance à la pénétration q_c de ce cône. On peut, en plus, mesurer : l'effort total de pénétration Qt et l'effort de frottement latéral local Q_s sur un manchon situe au-dessus du clin. [10]

L'effort total Q_t est la force nécessaire, à une profondeur donne, pour enfoncer le train de tiges muni à sa base de la pointe conique. L'information recueillie est utilisée pour calculer les paramètres géotechniques suivants : [10]

- L'angle de frottement effectif ;
- La constante de compressibilité ;
- La capacité portante ;
- Les risques de tassement d'une fondation.

L'effort apparent total sur le clin Q_C, à une profondeur donne, est la force nécessaire pour enfoncer la pointe conique. La contrainte q_c est égale à

$$\mathbf{q_C = Q_C / A_C} \text{ ……..(2.1)}$$

A_C : surface de la base du clin.

L'effort total de frottement latéral Q_{St}, à une profondeur donne, est la différence entre Q_t et Q_C

$$\mathbf{Q_{St} = Q_t - Q_C} \text{ ……..(2.2)}$$

Le frottement latérale unitaire local, à une profondeur donne, est la force Q_S nécessaire à l'enfoncement du manchon par sa surface latérale A_S

$$Fs = Qs / A_S \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1.3)$$

Le rapport de frottement R_f (friction ratio), à une profondeur donne, est defini par

$$R_f = Fs / Q_c \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.4)$$

Classe de sol		Description	Pénétromètre qc (Mpa)
Argiles limons	A	Argiles et limons mous	<3
	C	Argiles et limons fermé	3-6
	C	Argiles très fermes à dures	>6
Sables, graves	A	Làches	<5
	B	Moyennement compacts	8.5-15
	C	Compacts	>20
Craies	A	Molles	<5
	B	Altérées	>5.0
	C	Compacts	-
Marnes marno-calcaires	A	Tendres	-
	B	Compacts	-

Tableau (2.1) : Classification des sols d'après qc. [11]

2.2.3 Essai de pressiometrique:

L'essai pressiometrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites : [10]

- le module pressiometrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- la pression limite Pl qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- la pression de fluage pf qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

2.2.3.1 Principe de l'essai:

L'essai pressiometrique consiste à mesurer la pression requise pour provoquer la dilatation d'une sonde cylindrique à l'intérieur d'un trou de forage. Comme la sonde et confinée latéralement, l'essai fait appel aux mécanismes de résistance du sol en présence de contraintes horizontales résultant habituellement de l'application d'une charge verticale. Puisque ces principes correspondant aux mécanismes réels de cheminement des contraintes dans les sols. Les résultats de l'essai pressiometrique peuvent être utiles pour le dimensionnement des fondations et le calcul des tassements. [23]

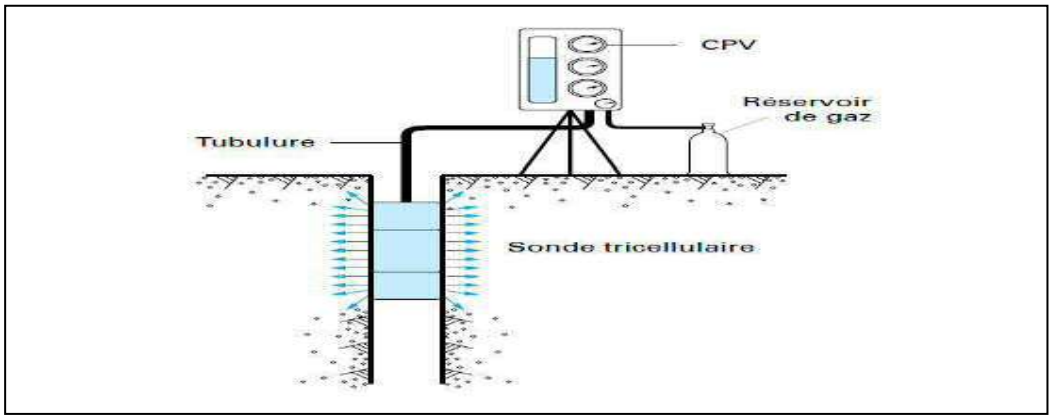


Figure (2.4) : Schéma de principe de l'essai pressiometrique. [26]

2.2.3.2 Résultats:

A intervalles de profondeur fixés (1.00 ou 1.5m ou 2.00m) ; on effectue l`opération de mise en chargement jusqu`a l`obtention d`une courbe complète de chargement (E, Pl, E /Pl). [12]

Pour chaque sondage, on établie ainsi la courbe Synoptique donnant la Lithologie en place et les Caractéristiques a chaque profondeur de E, Pl et le rapport correspondant. [12]

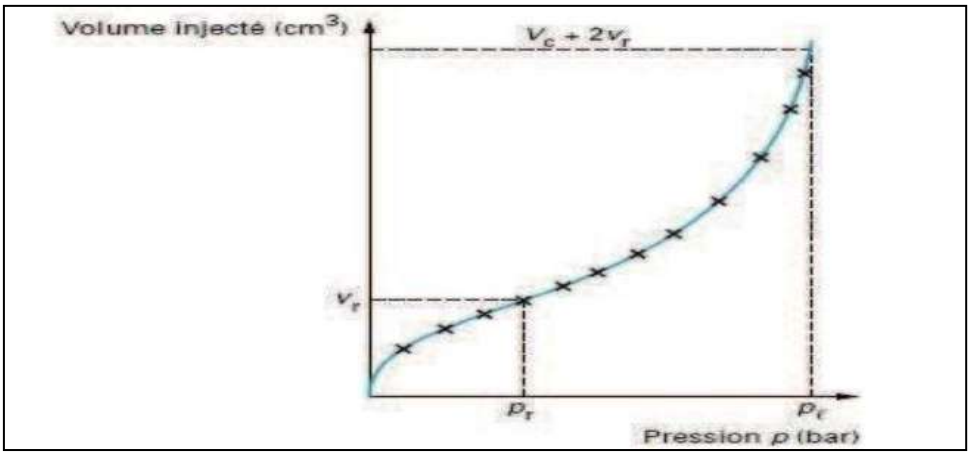


Figure (2.5) : Courbe pressiometrique. [12]

Ces paramètres sont exploités au moyen de formules empiriques pour faire l`estimation de la contrainte admissible du sol et des tassements (absolus et différentiels) générées par les charges du projet étudié. [12]

Le résultat de cet essai in situ figure sur un diagramme du type suivant Coupe lithologique ; Valeurs du module pressiometrique E en fonction de la profondeur ; Valeurs des pressions limites correspondantes ; Rapport E/Pl. [12]

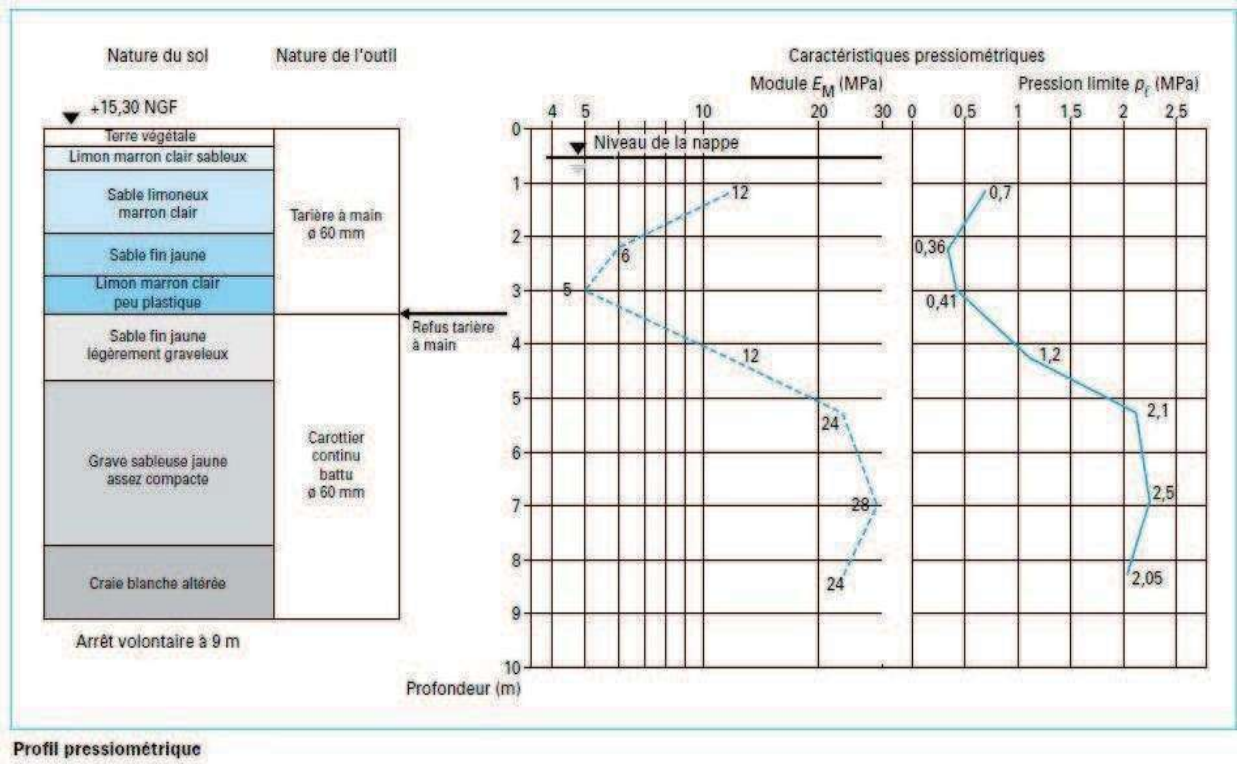


Figure (2.6) : Profil pressiometrique. [12]

2.2.4 Essai de piézométrique :

La pose d'un piézomètre permet la détermination du niveau d'eau dans un tube ouvert placé dans un horizon dont la perméabilité globale estimée est supérieure à $1x10^{-7}$ m/s.[2]

2.2.4.1 Principe :

La mesure consiste à déterminer le niveau d'eau dans le sol grâce à un tube piézométrique posé spécifiquement à cette fin, et mis à la pression atmosphérique. L'opération consiste: [2]

- A placer dans un forage un tube crépine dans un horizon saturé.
- A mesurer, après stabilisation, la distance entre le toit de l'eau dans le tube et la surface du sol.
- A mesurer la pression hydrostatique en un point du tube.

2.2.4.2 Mesure, interprétation :

L'objectif est de tracer un graphe des variations altimétriques du toit de la nappe en fonction du temps, et :

- de constater l'importance des variations altimétriques dans le temps. Pour cela seul un suivi sur 1 an (au moins) permet l'observation d'un cycle complet des variations du toit de la nappe incluant les périodes estivales (niveau bas) et les périodes hivernales (niveau haut). [2]
- D'évaluer l'importance des besoins de drainage ou de rabattement en cas d'intersection entre le toit de la nappe et la cote du projet (fil rouge, arase de terrassement, cote de fondation superficielle, etc.). [2]

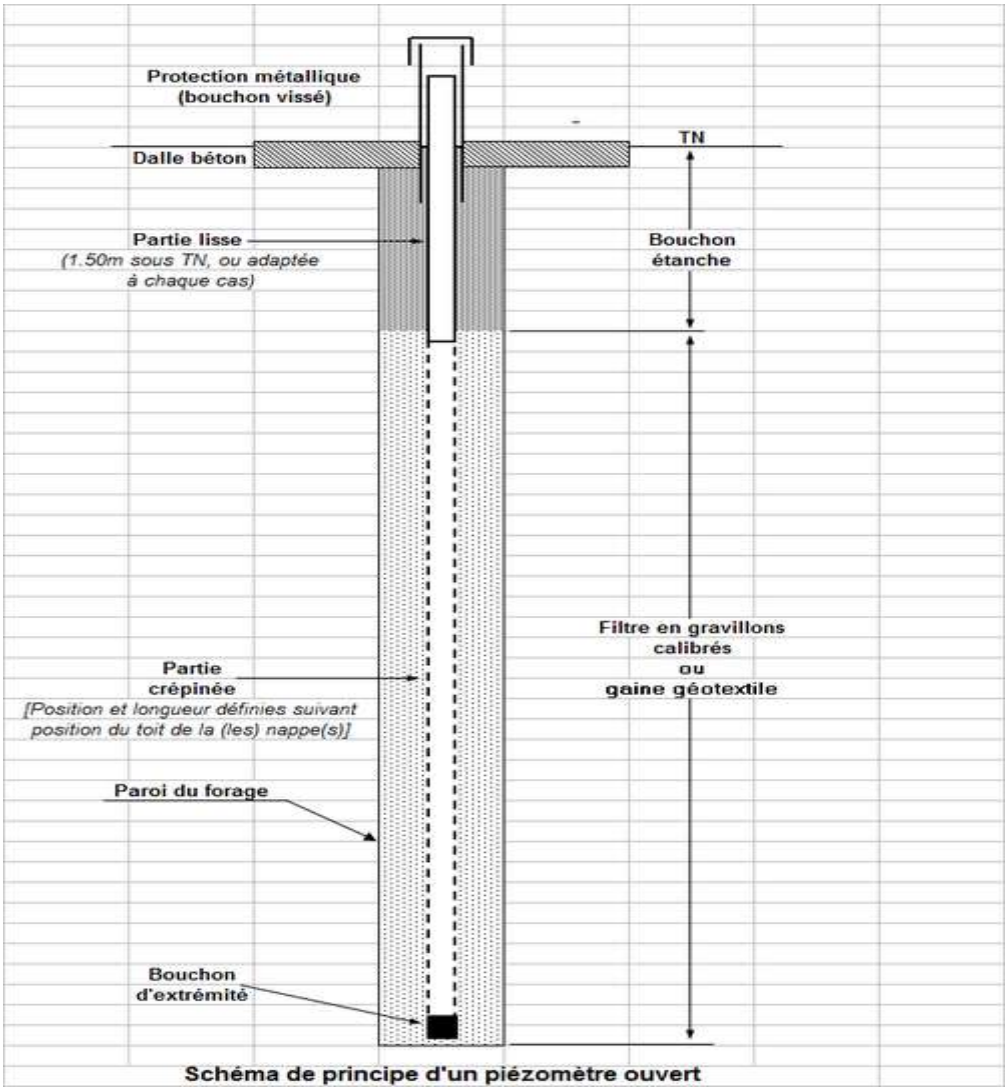


Figure (2.7) : Schéma de piézomètre. [2]

2.3 Essai laboratoire :

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués en laboratoire sur les échantillons prélevés dans le sol en place à l'aide de carottiers. Ces échantillons de terrain, sont repérés avec le numéro du sondage correspondant, le niveau de prélèvement, sa partie supérieure et sa partie inférieure. Toutes les précautions sont prises pendant le transport pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon. [15]

Les essais sont effectués dans les plus courts délais après prélèvement, par des personnes qualifiées, aptes à interpréter les résultats. Leur objectif est d'identifier les sols. [15]

2.3.1 Analyses chimiques:

Les analyses chimiques ont pour but de déterminer les différentes teneurs des minéraux de sol suivantes : [6]

- teneur en carbonates ;
- teneur en éléments insolubles ;
- teneur en sulfates ;
- teneur en matière organique.

2.3.2 Granulométrie:

Les grains d'un sol ont des dimensions variables pouvant aller de la dizaine de centimètres au micromètre (μm). Un essai d'identification consiste à étudier la granulométrie du sol, c'est-à-dire la distribution des grains suivant leur dimension en déterminant par peser l'importance relative des classes de grains de dimension bien définies.[5]

2.3.2.1 Tamisage:

Pour les sols grenus, on utilise une série de passoires ou tamis, les trous des passoires ont un diamètre variante 100 à 6.3 mm. L'ouverture intérieure des mailles des tamis varie de 1.25mm à 0.008µm. Par définition le diamètre d'une particule est égal à l'ouverture intérieure des mailles du plus petit tamis la laissant passer. [5]

On commence toujours par passer l'échantillon dans une étuve a 105°C, jusqu'à un poids constant de façon a détermine le poids de l'échantillon sec. On procède en suite au tamisage proprement dit, soit a sec soit dans l'eau. A l'aide d'une colonne de tamis soumise a des vibrations. La quantité de matière retenu sur le tamis est appelé refus .celle qui passe au tamisage est appelé tamisât. [5]

Le tamisage à sec n'est précis que pour les matériaux dénués de cohésion comme les sables ou les graviers. En présence d'un sol limoneux ou argileux, il faut effectuer un tamisage sous l'eau. Le matériau doit être mis à tremper pendant un temps suffisant pour désagréger mottes est agglomérats. Cette opération peut durer quelques minutes à plusieurs heures. Après tamisage, on passe de nouveau les tamis et leurs refus à l'étuve avant de les peser. [5]

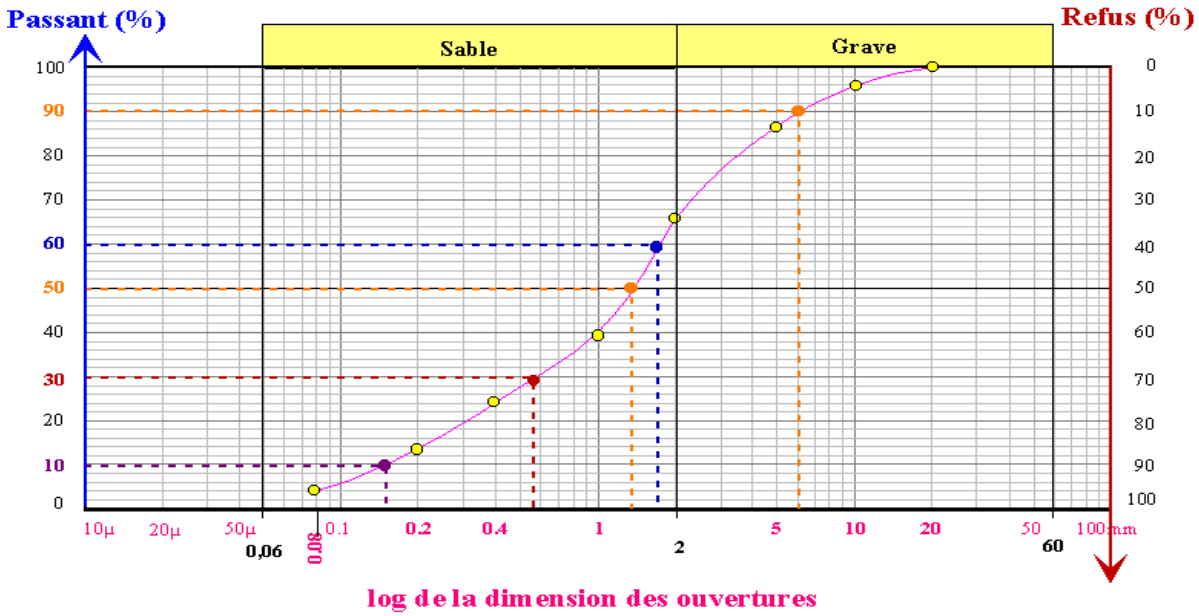


Figure (2.8) : Courbe d'analyse granulométrique. [23]

2. 3.2.2 Courbe granulométrique:

La façon la plus courante de représenter les résultats des essais de tamisage et de sédimentation consiste à tracer une courbe. Elle représente le poids des tamisâts cumulés (échelle arithmétique) en fonction du diamètre ou du diamètre équivalant D des particules solides (échelles logarithmique). [5]

La courbe donne le pourcentage ou poids des particules de taille inférieure ou égale à un diamètre donnée (pourcentage du poids total de la matière sèche de l'échantillon étudie). Les coordonnées semi-logarithmiques permettent une représentation plus précise des fines particules dont l'influence est capitale sur le comportement des sols. La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par un coefficient d'uniformité ou coefficient de HAZEN. $Cu=D_{60}/D_{10}$. D_{10} est appelé diamètre efficace. [5]

Pour $C_u > 2$: la granulométrie est dite étalée et pour $C_u < 2$ la granulométrie est dite uniforme ou serrée. Plus la granulométrie est serrée plus la pente de la partie médiane de la courbe est prononcée. [5]

On définit aussi le coefficient de courbure :

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \text{.....(2.5)}$$

D_{60} : le diamètre des grains correspond à 60% de tamisât.

D_{30} : le diamètre des grains correspondant à 30 % de tamisât.

D_{10} : le diamètre des grains correspondant à 10% de tamisât.

Lorsque certaines conditions sur C_u et C_c sont satisfaites, le sol est dit bien gradué c'est-à-dire que la granulométrie est bien étalée, sans prédominance d'une fraction particulière. Quand sa granulométrie est discontinue avec prédominance d'une fraction, il est dit mal gradué.

Les sols bien gradues constituent des dépôts naturellement denses avec une capacité portante élevée. Ils peuvent être aisément compactés en remblais et forment des pentes stables.

2.3.3 Essai CASAGRANDE:

2.3.3.1 Introduction :

Les limites d'ATTERBERG sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. [21]

L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance. Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide. [21]

L'objectif de l'essai d'ATTERBERG limites est d'obtenir des informations de l'index de base sur le sol utilisé pour estimer les caractéristiques de résistance et de règlement. Il est la principale forme de classification des sols cohésifs. Le sol fin est testé pour déterminer les limites liquides et plastiques, qui sont des teneurs en humidité qui définissent les frontières entre les Etats consistance matérielle. Ces tests standardisés produire des chiffres comparables utilisées pour l'identification des sols. [21]

Le liquidité (LL) et en plasticité (LP) des limites définissent les limites de teneur en eau entre les états de fluide non-plastique, plastique et visqueuse. L'indice de plasticité (IP) définit la gamme complète de l'état plastique. [21]

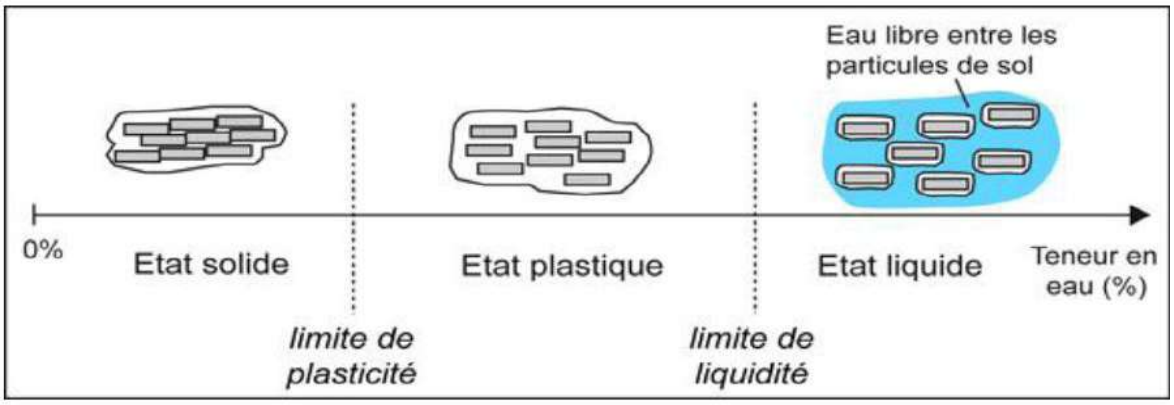


Figure (2.9) : Limite d'ATTERBERG. [22]

2.3.3.2 Principe d'essai :

L'essai de limite d'ATTERBERG s'effectue en deux phases :

1^{ér} phase : la recherche de la teneur en eau WL :

a)- limite de liquidité à la coupelle de CASAGRANDE :

C'est la teneur en eau WL pour laquelle on a rainure pratiquée dans un sol remanie placé dans une coupelle doit se refermé sur à peu près un centième sous l'effet d'environ 25 choc répétés (figure 2-10-b). [22]

b)-limite de liquidité à pénétromètre au cône :

C'est la teneur en eau WL pour laquelle un cône 'enfonce de 17 mm dans un godet pendant 5±1 sec. [22]

2éme phases : La recherche de la teneur en eau WP pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée de diamètre 3 mm, et confectionnée manuellement, se fissure lorsqu'on le soulève (figure 2-10- a). [22]

2.3.3.3 L'indice de plasticité IP:

C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation : [20]

$$IP=WL-WP \quad \text{.....(2.6)}$$

L'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique.

Indice de plasticité IP	Etat de sol
0-5	Non plastique
5-12	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

Tableau (2.2) : Etat de sol A partir de l'indice de plasticité IP. [20]

Un sol, dont l'indice IP est grand, est très sensible aux conditions Atmosphériques, car plus IP est grand plus le gonflement par humidification de la terre et son retrait par dessiccation seront importants. IP précise donc aussi les risques de déformation du matériau. [20]

2.3.4 Essai de cisaillement à la boite de « CASAGRANDE »:

Cet essai permet la détermination de la résistance de cisaillement d'un sol (cohésion c et angle de frottement interne **φ**). Ces paramètres sont essentiels dans l'étude de stabilité des pentes et des talus, et pour le calcul de la portance des fondations (ces deux paramètres permettent d'accéder à la capacité portante avec une déformation acceptable). [6]

L'essai consiste à soumettre un échantillon de sol à un cisaillement direct en appliquant une contrainte normale constante. L'échantillon placé dans la boite (appelée de « CASAGRANDE ») et soumis à une contrainte normale, est cisaillé à vitesse contrôlée. [6]

On note pour une contrainte normale donnée, l'effort de cisaillement en fonction du déplacement. L'essai est recommencé sur au moins deux autres échantillons du même sol. [6]

On trace point par point la courbe de cisaillement-déformation qui fait apparaître dans la plupart des cas un pic caractérisé par un couple (τ, σ). Ces valeurs de pics sont représentées sur diagramme cisaillement-contrainte normale. La droite qui passe par ces points est la droite intrinsèque ou droite de coulomb d'équation : [6]

$$\tau = c + \sigma tg\varphi \text{.....(2.7)}$$

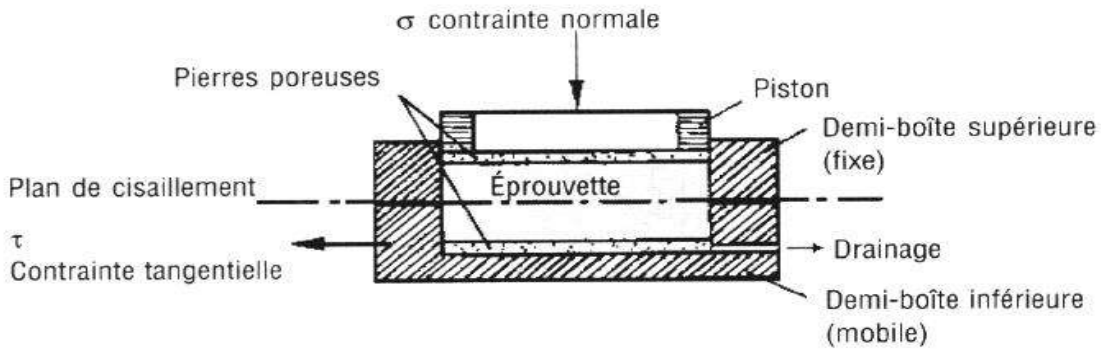


Figure (2.11) : Schéma de la boite de CASAGRANDE.

Les différents types d'essai UU (non consolidé, non drainé), CU (consolidé, non drainé), CD (consolidé, drainé) sont envisageables, le seul paramètre permettant de maîtriser le drainage est la vitesse de cisaillement. Les essais de type non drainé ne sont donc possibles que dans le cas des argiles. Les caractéristiques intrinsèques sont déterminées pour les valeurs de ''pics'', mais on peut également définir des valeurs de palier. [6]

2.3.5 Essai oedomètre:

Lorsqu'un sol est soumis à une charge ; ses particules adoptent une structure plus Compacte, cette capacité qu'ont les sols dépend de leur nature et de leur porosité. Et comme le tassement des sols cohérents est un tassement à long terme ; on ne peut Pas se fier aux résultats des essais de terrain pour en évaluer l'importance ; car ces Derniers s'étendent sur des périodes trop courtes ; par contre ; un essai de laboratoire (L'essai de consolidation oedométrique) ; fournit des données qui permettent D'évaluer le tassement et le temps de consolidation dans les sols cohérents. [1]

2.3.5.1 Principe de l'essai :

L'essai de consolidation oedométrique est effectué sur des échantillons intacts de sol à grains fins ; il consiste à charger progressivement ; pendant plusieurs jours ; Un disque de sol emprisonné dans une cellule oedométrique, dans les quelles Les déplacements horizontaux sont empêchés.

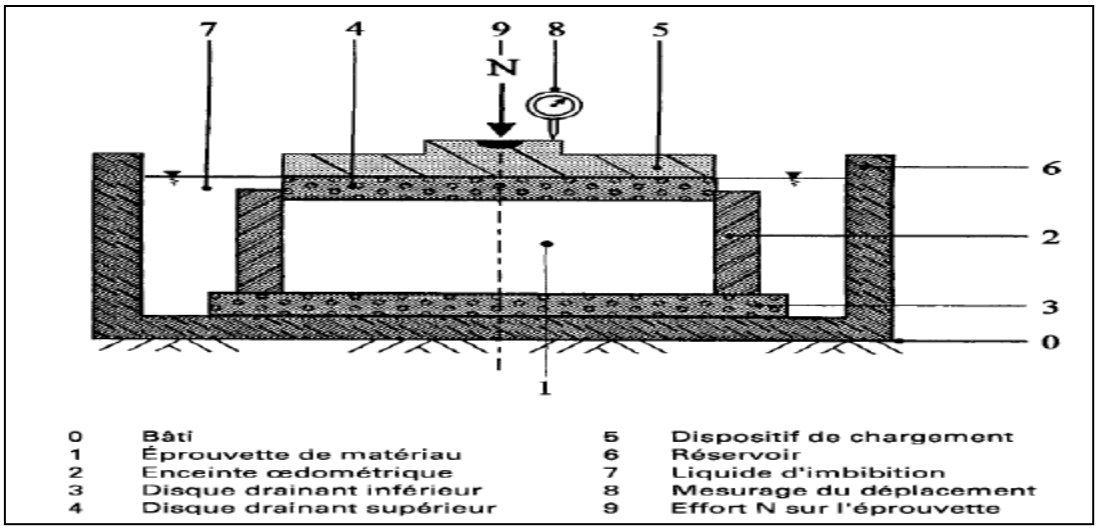


Figure (2.12) : Composants de l'appareil oedométrique. [28]

2.3.5.2 Matériel :

- Un échantillon du sol.

- Une balance de portées maximale et minimale compatible avec les masses à Peser et telle que les pesées sont effectuées avec une incertitude de $\frac{1}{1000}$de Valeur mesurée.

- Étuve de dessiccation à température réglable de 50 à 105 °C.

- Les outils nécessaires au découpage et à la préparation des éprouvettes.

- Un chronomètre donnant la seconde.

- Des papiers filtrent saturé.

2.3.5.3 Exploitation des résultats:

2.3.5.3.1 Calcul:

- Déterminer le poids volumique du sol avant l'essai : Masse initial de l'échantillon; Volume initial de l'échantillon. [13]
- Déterminer le poids volumique sec du sol avant l'essai. Déterminer l'indice des vides initial, Poids volumique des grains solides. [13]

2.3.5.3.2 Courbe oedométrique ou courbe de compressibilité :

- **Déterminer des paramètres de compressibilité**

Cette courbe est composée de 2 parties sensiblement linéaires de pentes différentes. On peut définir à l'intersection de ces courbes, un point appelé contrainte de pré consolidation noté σ'_c ou σ'_p.

✓ **Contrainte de pré consolidation σ'_c ou σ'_p :**

C'est le maximum de contrainte ayant subi l'échantillon au cours de son histoire. σ'_c est déterminé par la méthode de CASAGRANDE : on trace la bissectrice de l'angle formé par l'horizontale et la tangente à la courbe au point de courbure max. Cette bissectrice coupe la partie linéaire en un point où la contrainte est σ'_c.

- Si contrainte effective verticale $\sigma'_v < \sigma'_c$: le sol est sur consolidé (figure1-13-a) ; domaine caractérisé par l'indice de compression C_c.
- Si σ'_c correspond à la contrainte verticale effective $\sigma'_v = \sigma'_c$ régnant dans la Couche où a été extrait l'échantillon, on dit que le sol est normalemen Consolidé (figure 1-13-b).
- Si contrainte effective verticale $\sigma'_v > \sigma'_c$: le sol est sous-consolidé (figure2-13-c); domaine caractérisé par l'indice de gonflement C_s.

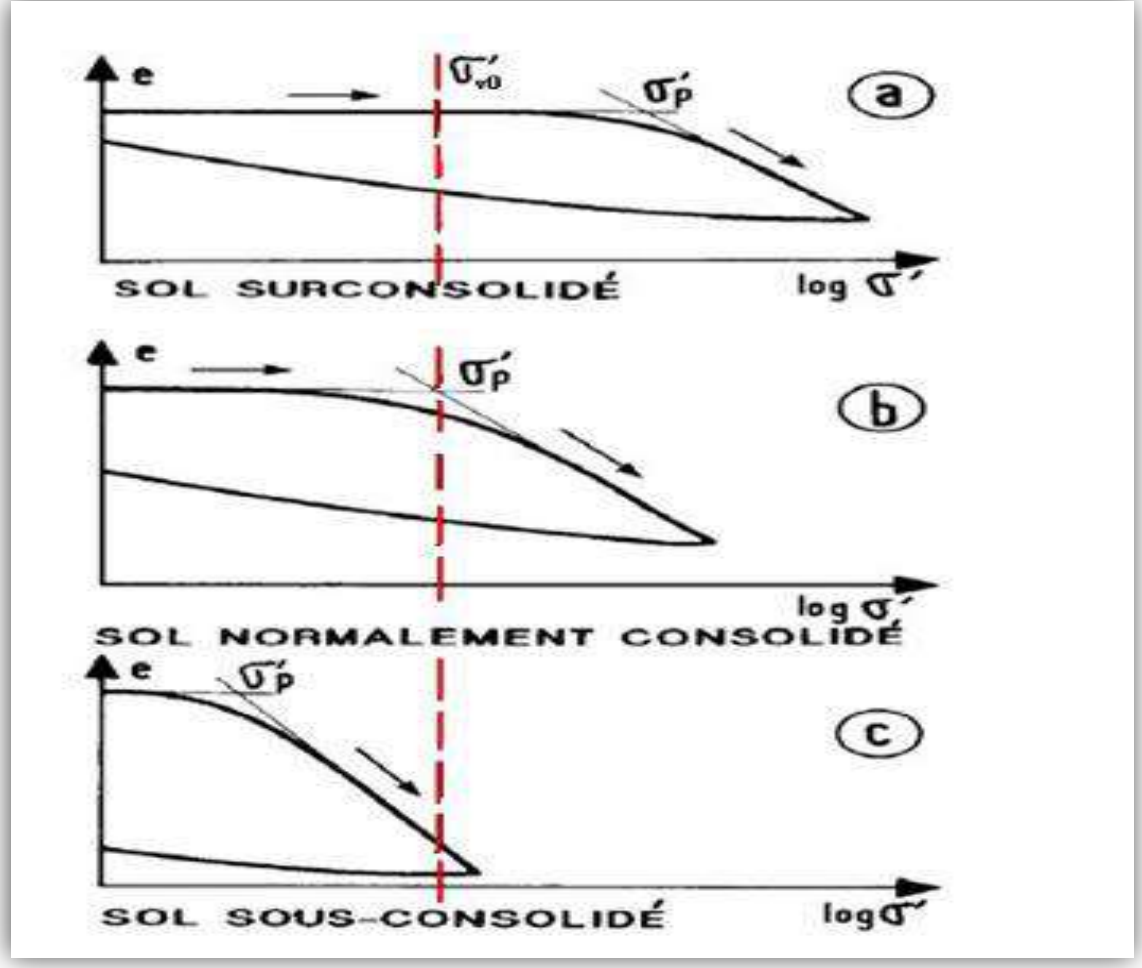


Figure (2.13): Classification des sols selon la compressibilité. [4]

✓ **Coefficient de compression**

$$\mathbf{Cc} = \frac{\Delta \mathbf{e}}{\Delta(\log \sigma')} \qquad \text{De la droite BC}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2.8)}$$

✓ **Coefficient de compressibilité**

$$\mathbf{av} = \frac{-\mathbf{de}}{\mathbf{d}\sigma'} \qquad \text{Sur branche BC}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2.9)}$$

L'indice C_c permet de calculer le tassement total à long terme sous un état de charge donné. Le coefficient C_v permet de connaître l'évolution du tassement au cours du temps. Pour cela on définit le degré de consolidation U, on calcule le facteur temps.

✓ **Module oedométrique**

$$\mathbf{Eoed} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta \mathbf{h}/\mathbf{h0}} = (1+\mathbf{e_0})\frac{\Delta\sigma'}{\Delta \mathbf{e}} \quad \textbf{en kpa}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2..10)}$$

✓ **Coefficient de consolidation**

$$\mathbf{Cv} = \frac{\mathbf{K}\,(1+\mathbf{e})}{\mathbf{av}.\gamma\mathbf{w}} \quad \textbf{(en m2/s). }\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2.11)}$$

Le coefficient *cv* permet de calculer l'évolution du tassement au cours du temps. Pour cela on définit comme ci-après le degré de consolidation *U*, puis on calcule le facteur temps Tv.

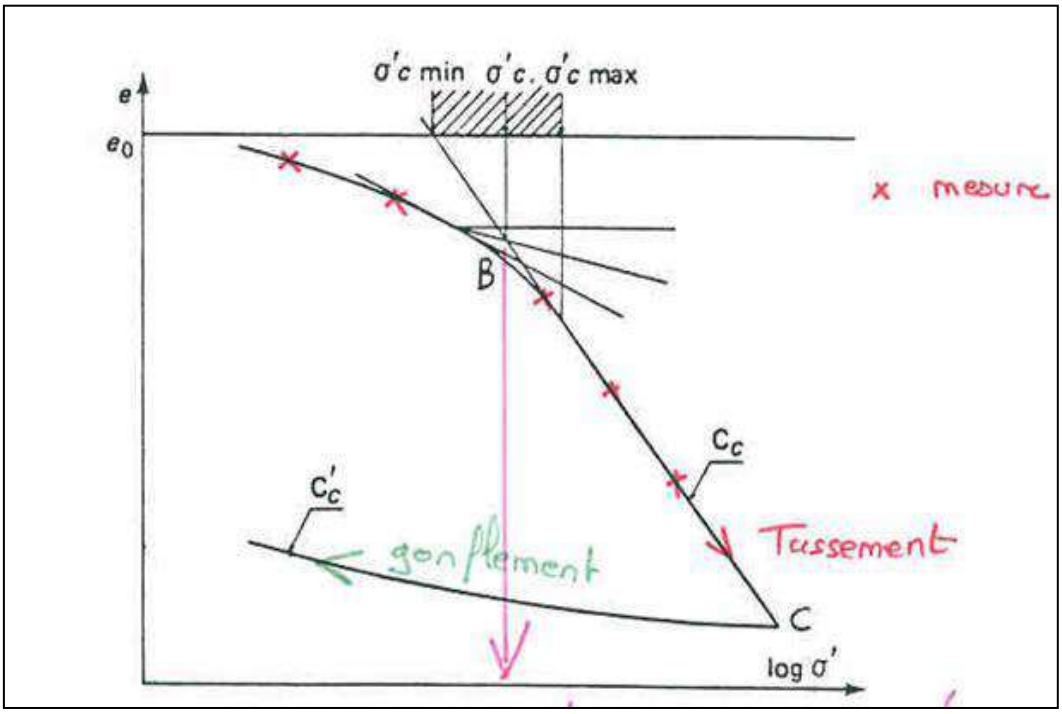


Figure (2.14) : Courbe de l'indice des vides en fonction du logarithme. [13]

✓ **Degré de consolidation à l'instant t**

C'est le pourcentage de dissipation des pressions interstitielles :

$$\mathbf{U = 1 - \Delta u/ui} \text{.....(2.13)}$$

Où u_i est la pression interstitielle initiale. A t = 0, U = 0 et en fin de consolidation,

$$\mathbf{U = 1.}$$

✓ **Facteur temps**

Le facteur temps est le nombre adimensionnel

$$\mathbf{Tv = \frac{Cv.t}{H^2}} \text{.....(2.14)}$$

Où H est le chemin de drainage (demi-hauteur de l'échantillon dans l'essai oedométrique). On démontre que *U* est la solution de

$$\mathbf{H^2.\frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = \frac{\partial U}{\partial Tv}} \text{.....(2.15)}$$

Équation que l'on résout en U (z, Tv). La valeur moyenne *U* est donnée dans Le tableau 3 ci-après.

Ū	Tv	Ū	Tv
12	0.01	60	0.29
20	0.03	70	0.40
30	0.07	80	0.57
40	0.13	90	0.85
50	0.20	95	1.2
60	0.29	99	2.0

Tableau (2.3) : Valeurs du facteur temps en fonction du degré de consolidation. [14]

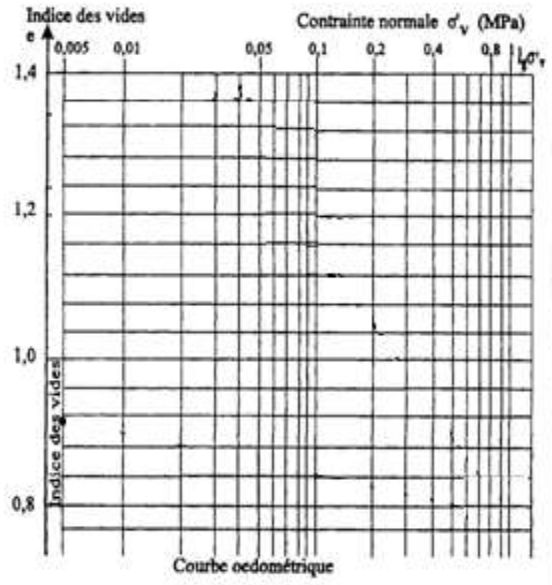
2.3.5.4 Présentation des résultats :

Les résultats se présentent dans un procès-verbal d'essai qui comporte tout les Informations nécessaires.

Organisme	**Procès-verbal d'essai à l'œdomètre** Essai de compressibilité sur sols fins saturés avec chargement par paliers Essai réalisé conformément à la norme XP P 94-090-1	
Site	Nature du sol : argile grise plastique molle	N° dossier :
	Date de prélèvement :	Sondage n° :

Caractéristiques de l'éprouvette			avant essai	après essai	Échantillon n° 1
Diamètre : D		en mm	D_o =		
Hauteur : H		en mm	H_i =		Profondeur éprouvette =
Masse volumique sèche		en Mg/m^3	ρ_{di} =	ρ_{df} =	
Masse volumique des grains	estimée	en Mg/m^3	ρ_s =		Observations sur l'éprouvette :
	mesurée	en Mg/m^3			
Teneur en eau		en %	W_i =	W_f =	
Degré de saturation		en %	S_{ri} =	S_{rf} =	
Hauteur des pleins		en mm	h_p =		

Date	Heure (début) de palier	Palier n°	σ_v kPa	$\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_v}$	ΔH (10^{-2} mm)	ΔH_e étalonnage	ΔH_c corrigé	e
Début :		1						
		2						
		3						
		4						
		5						
		6						
		7						
		8						
		9						
		10						
		11						
		12						
		13						
		14						
		15						
Fin :								



Résultats

Coefficient de consolidation ($\sqrt{t}$)

σ_v en MPa	C_v en 10^{-8} m^2/s

Caractéristiques de compressibilité

Indice des vides	e_i =
	e_o =
Contrainte effective verticale	σ'_{vo} =
Contrainte de préconsolidation	σ'_p =
Indice de compression	C_c =
Indice de gonflement	C_s =

Commentaires :

Figure (2.15) : Procès verbale d'essai à l'oedomètre. [28]

2.4 Les méthode des Calculs de tassement sous une fondation superficielle:

2.4.1 La déformation des sols :

Le problème le plus classiquement rencontré dans le cadre de chantiers de construction est celui de la conception des fondations de l′édifice projeté. Celles-ci répartissent le poids de l'ouvrage sur leur surface de contact avec le sol selon une pression, souvent appelée taux de travail. [28]

Il s'agit donc de déterminer une valeur limite que cette pression ne doit pas dépasser, c'est le calcul de la capacité portante également appelée portance. Si les fondations de l′ouvrage soumettent le sol à une surcharge ne dépassant pas la capacité portante du sol, les déformations de celui-ci seront suffisamment faibles que pour être admissibles. Ces déformations correspondent à des diminutions d'épaisseurs des couches soumises à l'effort de compression imposé par les fondations; c'est ce qu'on appelle **tassement**. [28]

2.4.2 Calcul des tassements:

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles : [30]

- Les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai oedométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents ;
- les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT et essai pressiométrique Ménard), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

En ce qui concerne les essais en place, deux approches différentes sont utilisées pour en exploiter les résultats. L'approche indirecte consiste, dans le cas du tassement des fondations, à déterminer, dans un premier temps, le module d'élasticité du sol à partir d'une Corrélation avec le résultat de l'essai en place et à appliquer, ensuite, la théorie élastique habituelle (unidimensionnelle ou non). [30]

L'approche directe relie, elle, directement la grandeur cherchée (le tassement) à la caractéristique déterminée par l'essai en place. Sur un autre plan, il faut distinguer les essais qui permettent la mesure d'un module de déformation du sol : essais oedométrique, pressiometrique, de ceux qui ne le permettent pas : SPT et CPT. [30]

On donne ci-dessous les méthodes de calcul du tassement les plus utilisées à partir de l'essai oedométrique, de l'essai au pressiomètre Ménard, de l'essai de pénétration statique CPT et du SPT.

On évoque aussi le calcul des tassements par la méthode des éléments finis qui est une des grandes voies pour résoudre les problèmes complexes de déformations et de déplacements dans la géotechnique contemporaine.

2.4.2.1 Solutions en élasticité :

Il est largement fait appel à la théorie de l'élasticité pour résoudre les problèmes de tassement en mécanique des sols.

D'innombrables solutions élastiques sont disponibles pour le calcul des fondations superficielles : les tables de Giroud et de Poulos et Davis sont devenues des classiques en la matière.

L/B		circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0.79	0.88	1.2	1.43	1.59	1.72	1.83	1.92	2.0	2.07	2.13	2.37	2.54
Fondation Souple	Centre	1.00	1.12	1.53	1.78	1.96	2.10	2.22	2.32	2.4	2.48	2.54	2.80	2.99
	Bord	0.64	0.56	0.76	0.89	0.98	1.05	1.11	1.16	1.2	1.24	1.27	1.40	1.49

Tableau (2.4) : Coefficient de forme Cf.

Cette théorie est utilisée de plusieurs manières :

- Soit pour obtenir directement le tassement (par exemple, le tassement immédiat non drainé
- Soit pour obtenir la distribution de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma z$ avec la profondeur dont on a besoin dans certaines méthodes (par Exemple ; pour le tassement de consolidation);
- Soit pour être intégrée, sous une forme plus ou moins simplifiée, dans une méthode directe à partir des résultats d'essais en place (par exemple, méthodes au pressiomètre et au pénétromètre statique CPT).

2.4.2.2 Calcul direct du tassement :

2.4.2.2.1 Fondation rectangulaire :

Le tassement S d'une fondation de forme carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante : [31]

$$S=q\frac{1-\nu^2}{E}BC_f \text{.....(2.16)}$$

s : est le tassement.

q : est la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne).

E : module d'Young du sol.

ν: coefficient de Poisson du sol.

B : largeur ou diamètre de la fondation.

C_f : Coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité. Les valeurs de Ce paramètre sont données par le tableau ci-dessous (tableau (2. 4)).

2.4.2.2.2 Fondation circulaire:

Dans le cas d'une fondation circulaire souple posée à la surface d'un massif élastique semi infini, AHLVIN et ULERY(1962) ont montré que le tassement d'un point se trouvant sur l'axe verticale de la fondation (r'=0) est donné pour α=Z/R par : [31]

$$S=\frac{2qR(1-\nu^2)}{E}(\sqrt{1+\alpha^2}-\alpha)\left(1+\frac{\alpha}{2(1-\nu)\sqrt{1+\alpha^2}}\right) \text{.....(2.17)}$$

Avec

PH : coefficient du tassement d'une fondation souple.

B : largeur de la fondation en (m).

H : Epaisseur de la couche du sol(m).

ν : coefficient de poisson du sol.

L/B	1	2	3	4	5	10	∞
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.4	0.015	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
0.6	0.039	0.029	0.027	0.025	0.025	0.025	0.025
0.8	0.070	0.054	0.049	0.048	0.047	0.047	0.047

1.0	0.106	0.084	0.077	0.076	0.074	0.074	0.072
β 1.2	0.138	0.116	0.106	0.102	0.102	0.100	0.098
1.4	0.166	0.146	0.135	0.129	0.128	0.126	0.123
2.0	0.228	0.228	0.212	0.204	0.198	0.194	0.190
4.0	0.320	0.376	0.384	0.376	0.370	0.350	0.342
5.0	0.340	0.415	0.435	0.435	0.430	0.405	0.395
10	0.380	0.500	0.560	0.600	0.620	0.600	0.556
20	0.400	0.535	0.615	0.670	0.705	0.780	0.721
∞	0.421	0.575	0.669	0.737	0.789	0.954	∞

Tableau (2.5.a) : Valeurs de pH pour ν = 0.3 β=2H/B. [31]

L/B	1	2	3	4	5	10	∞
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037	0.037
0.4	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076	0.076
0.6	0.121	0.118	0.118	0.117	0.117	0.177	0.117
0.8	0.163	0.160	0.160	0.159	0.159	0.159	0.159
1.0	0.202	0.199	0.197	0.197	0.196	0.196	0.195
β 1.2	0.236	0.239	0.237	0.237	0.237	0.236	0.234
1.4	0.266	0.274	0.272	0.272	0.271	0.270	0.267
2.0	0.328	0.364	0.362	0.362	0.360	0.360	0.356
3.0	0.384	0.456	0.468	0.469	0.465	0.463	0.462
4.0	0.416	0.511	0.542	0.550	0.551	0.545	0.544
5.0	0.435	0.550	0.590	0.605	0.615	0.610	0.605
10	0.470	0.620	0.700	0.750	0.780	0.810	0.804
20	0.490	0.660	0.760	0.820	0.870	0.980	1.005
∞	0.511	0.697	0.812	0.894	0.957	1.158	∞

Tableau (2.5.b): Valeurs de pH pour ν = 0.5 β=2H/B [31].

L/B	1	2	3	4	5	10	∞
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.073
0.4	0.271	0.280	0.283	0.285	0.286	0.287	0.284
0.6	0.376	0.399	0.406	0.409	0.412	0.416	0.413
0.8	0.457	0.498	0.511	0.518	0.521	0.529	0.525
1.0	0.519	0.581	0.601	0.610	0.616	0.628	0.624
H/B 1.	0.567	0.650	0.676	0.690	0.697	0.713	0.711
1.4	0.604	0.706	0.740	0.757	0.768	0.788	0.791
2.0	0.678	0.828	0.886	0.914	0.930	0.964	0.982
3.0	0.741	0.939	1.031	1.079	1.108	1.164	1.206
4.0	0.770	1.001	1.115	1.180	1.221	1.301	1.370
5.0	0.785	1.040	1.165	1.245	1.295	1.400	1.498
10	0.830	1.110	1.280	1.390	1.470	1.650	1.894
20	0.840	1.145	1.340	1.485	1.585	1.870	2.293
∞	0.861	1.183	1.390	1.542	1.662	2.044	∞

Tableau (2.6.a) : Valeurs de pHm pour ν=0.3. [31]

L/B	1	2	3	4	5	10	∞
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.046	0.037	0.034	0.032	0.031	0.028	0.026
0.4	0.133	0.117	0.110	0.106	0.104	0.098	0.090
0.6	0.219	0.204	0.196	0.192	0.189	0.182	0.167
0.8	0.293	0.288	0.280	0.275	0.272	0.265	0.248
1.0	0.354	0.362	0.356	0.352	0.350	0.344	0.320
H/B 1.2	0.402	0.426	0.424	0.421	0.418	0.412	0.386
1.4	0.441	0.481	0.485	0.482	0.481	0.475	0.449
2.0	0.518	0.604	0.624	0.630	0.632	0.630	0.597
3.0	0.586	0.722	0.773	0.793	0.803	0.814	0.778
4.0	0.622	0.789	0.864	0.899	0.918	0.945	0.914
5.0	0.645	0.830	0.925	0.975	1.000	1.045	1.021
10	0.675	0.890	1.015	1.085	1.140	1.265	1.346
20	0.690	0.935	1.075	1.175	1.250	1.455	1.674
∞	0.710	0.975	1.145	1.271	1.370	1.685	∞

Tableau (2.6.b) : Valeurs de pH m pour ν=0.5. [31]

Dans le cas d'une fondation rigide, le tassement est donné par :

$$S_i = \frac{\pi q R(1-\nu^2)}{2E} \text{.....(2.18)}$$

- Si le massif est continué d'une couche d'épaisseur H, MILOVITCH (1970) a montré que le tassement d'un point de la surface, distant de r de l'axe vertical d'une fondation souple est donné par :

$$S_i(r) = \frac{2qR}{E} Iw \text{.....(2.19)}$$

Iw : coefficient de tassement d'une fondation circulaire dans un massif semi infini.

Iw : est donné par les tableaux (2.7.a, 2.7.b).

r/R	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0.5	0.397	0.392	0.379	0.351	0.301	0.173
H/2R 1.0	0.613	0.604	0.578	0.531	0.456	0.305
2.0	0.757	0.745	0.717	0.665	0.584	0.423
3.0	0.803	0.793	0.764	0.711	0.629	0.469

Tableau (2.7. a) : Valeurs de Iw pour ν= 0.3

r/R	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0.5	0.278	0.275	0.268	0.249	0.212	0.109
H/2R 1.	0.488	0.482	0.461	0.422	0.361	0.229
2.0	0.632	0.626	0.601	0.557	0.488	0.347
3.0	0.680	0.673	0.649	0.604	0.535	0.393

Tableau (2.7.b) : VALEURS de Iw pour ν=0.45

Au-delà d'une distance r =2.4 x r, le tassement est pratiquement nul, ceci pour toutes les valeurs de v.

- Si la fondation est rigide, le tassement instantané en surface est donné selon POULOS(1968) comme suit :

$$S_i = \frac{qR}{E}\nu \quad \text{.....(2.20)}$$

H/R	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	2.5	5	∞
H (ν=0.2)	0.16	0.23	0.44	0.56	0.67	1.07	1.29	1.5
H (ν=0.5)	0.03	0.08	0.17	0.26	0.34	0.71	0.93	1.2

Tableau (2.8): Valeurs de ν. [31]

En outre, selon GIROUD, pour un massif reposant sur un substratum, et ayant une épaisseur plus grande que 6R, dans les calculs des contraintes ou du tassement instantané, on peut négliger la présence du substratum et considérer le sol de profondeur infinie.

2.4.2.3 Distribution de la contrainte verticale Δσz avec la profondeur :

Il s'agit de connaître la distribution, avec la profondeur, de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$, par rapport à l'état de contrainte initial régnant dans le sol, apporté par une contrainte q appliquée en surface. Toutes les solutions couramment utilisées ont été obtenues par intégration de la solution classique de BOUSSINESQ (pour une force ponctuelle appliquée en surface d'un massif semi-infini élastique linéaire isotrope). Les solutions les plus utilisées pour les fondations superficielles sont :

- Contrainte sous une fondation filante ou carrée uniformément chargée (figure**2.16**).
- Contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (figure2.**17**).
- Contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (figure **2.18**).

On peut trouver la contrainte verticale sous n'importe quel point de la fondation en superposant toutes les solutions (4 au maximum) pour lesquelles ce point joue le rôle de point de coin.

Dans certains cas, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte q à 1 pour 2 avec la profondeur à la profondeur z , l'accroissement de contrainte Δσz sous une semelle rectangulaire L x B est alors (figure **2.19**):

$$\Delta\sigma z = \frac{qLB}{(L+z)(B+z)} \text{.....(2.21)}$$

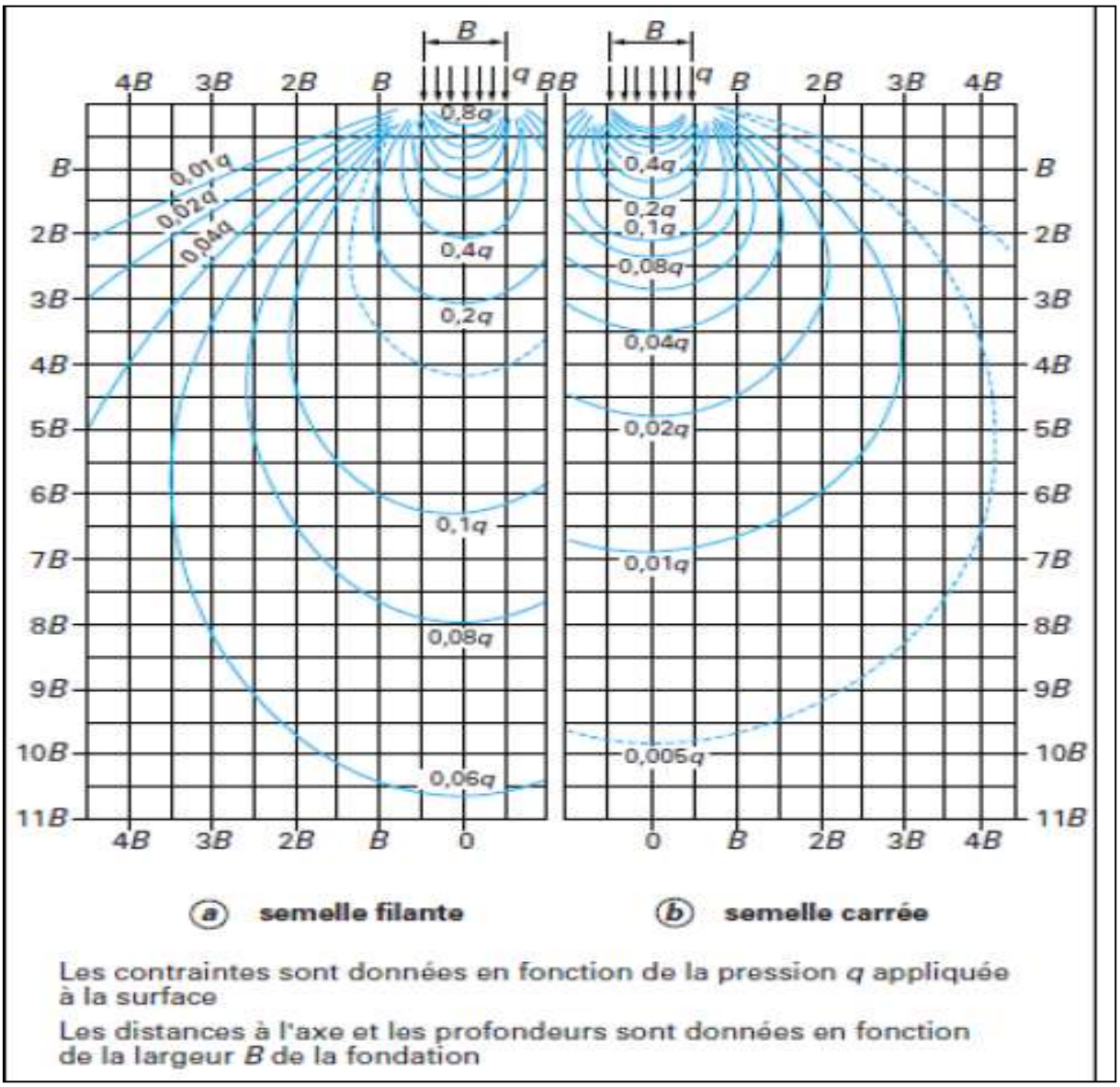


Figure (2.16) : Courbes d'égales contraintes verticales $\Delta\sigma z$ sous une fondation, dans Un massif homogène, isotrope, semi-infini.

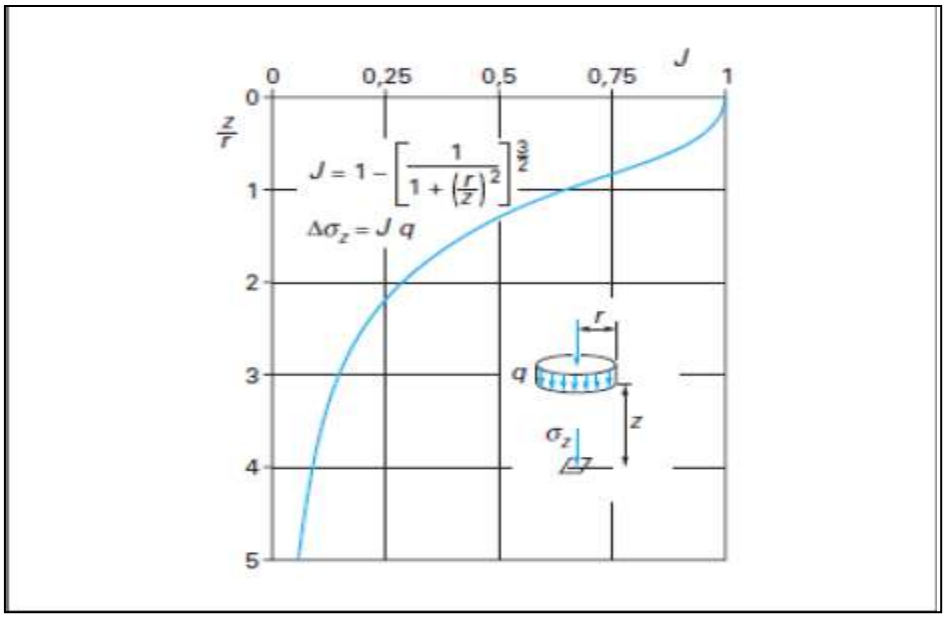


Figure (2.17) : Accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma z$ sous l'axe d'une fondation Circulaire uniformément chargée (par la contrainte q)

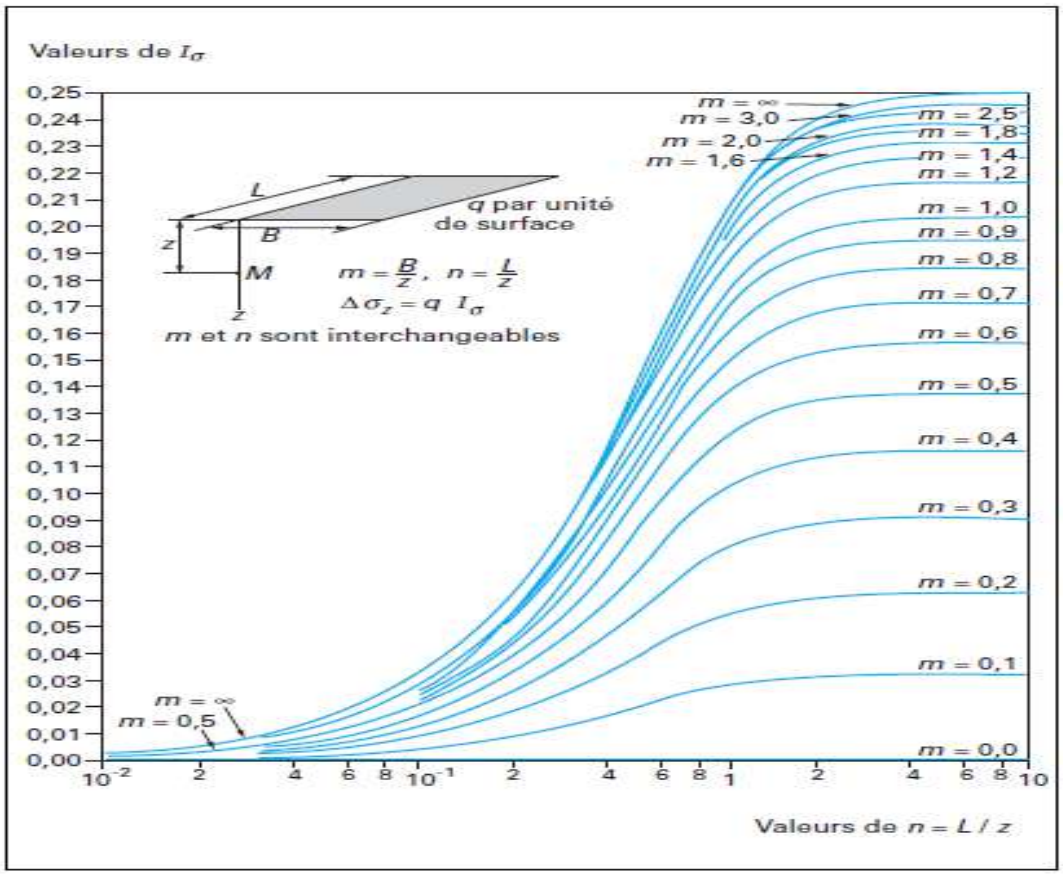


Figure (2.18) : Accroissement de contrainte verticale Δσz sous le coin D'une fondation rectangulaire uniformément chargée (Par La contrainte q)

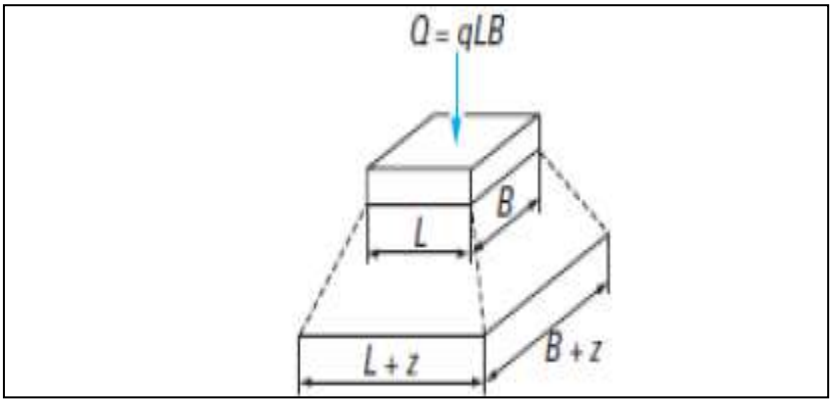


Figure (2.19) : Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes au D'un massif

2.4.2.4 Méthode des couches :

On considère le tassement final : Le sol est entièrement consolidé, la variation de contrainte due aux sur charges est reprise par le squelette solide. [18]

On découpe le sol en n couches de hauteur Hi (figure2.20).

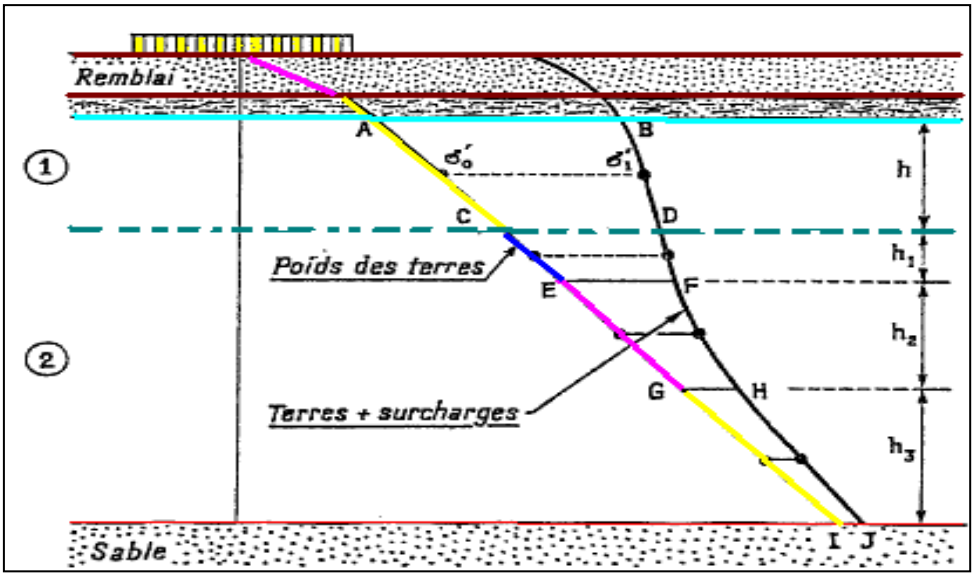


Figure (2.20) : Exemple méthodes des couches. [18]

On effectue des essais oedométriques sur des échantillons prélevés au milieu de chaque couche. Echantillon on détermine les indices de gonflement et de compression et C_s et C_c ainsi que la pression de pré consolidation σ'_p . on calcule, au milieu de chacune des couches, la contrainte effective verticale avant travaux σ'_{v0} et la variation de contrainte due aux travaux réalisés $\Delta\sigma'_z$.

On suppose (hypothèse simplificatice) que les valeurs de ces deux paramètres restent constantes dans toute l'épaisseur de la couche considérée.

On calcule le tassement S_i de chacune des n couches à l'aide des relations du paragraphe précédent.Le tassement total est égal à la somme des tassements des n couches considérées :

$$\mathbf{S = \sum_{i=1}^{i=n} S_i} \text{ .....(2.22)}$$

Remarque:

- ✓ L'approximation sur S_i est d'autant meilleure que Hi est faible.
- ✓ Hi peut être choisi d'autant plus grand que la profondeur est importante.
- ✓ Si le sol comprend plusieurs couches de caractéristiques différentes, on calcule ΔH relatif à chacune des couches identifiées.

2.4.3Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique :

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai oedométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uni axiale (déformations latérales nulles). À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir :

- ➢ soit des modules sécants, appelés modules « oedométriques » E_{oed}, rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume (ou les coefficients de compressibilité mv, rapports des variations de volume aux variations de la contrainte effective, c'est-à-dire $m_v = 1/E_{oed}$). [31]
- ➢ soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression Cc (respectivement l'indice de gonflement Cs), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement sur consolidé). [31]

À partir de la distribution avec la profondeur de l'un ou l'autre de ces paramètres, ainsi que de celle de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu, S_{oed}. Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression Cc, S_{oed} est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène.

$$\mathbf{S_{oed} = H\frac{Cc}{1+e_0}\ln\frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma z}{\sigma' p}} \text{ .....(2.23)}$$

Avec :

H : épaisseur de la couche de sol compressible,

e_0 : Son indice des vides initial (avant consolidation)

σ'_{v0}: contrainte verticale effective initiale au de la couche.

$\Delta\sigma z$: Accroissement de contrainte apporté par la fondation ou milieu de couche

$\sigma' p$: Pression de pré consolidation.

Dans le domaine sur consolidé (si $\sigma' v_0 < \sigma' p$), le calcul est suivant :

$$S_{oed} = H\frac{Cs}{1+e_0}\ln\frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma z}{\sigma' p} \quad \text{.....(2.24)}$$

Pour la partie $\boldsymbol{\sigma'_{v0}} \neq \Delta\sigma z < \sigma' p$

Cs : l'indice de gonflement, est nettement plus faible que Cc et le tassement dans le Domaine sur consolidé peut être négligé dans certaines conditions, par rapport Au Tassement dans le domaine normalement consolidé.

En théorie, pour l'application au calcul du tassement d'une fondation superficielle, il y aurait lieu de faire trois corrections.

La première pour tenir compte des tassements qui se produisent avant la consolidation (tassement immédiat à volume constant, ou tassement non drainé, pour les sols fins saturés), la seconde pour tenir compte des déformations latérales (champ de déformation bidimensionnel ou tridimensionnel régnant sous la fondation, à opposer au champ unidimensionnel régnant sous l'axe d'un remblai de grande longueur, par exemple) et, enfin, la troisième pour tenir compte du tassement différé ou de fluage, encore appelé tassement secondaire S*s*.

On aboutit alors à la formule générale suivante pour le tassement total s_t :

$$S_T = S_i + S_c + S_s \quad \text{.....(2.25)}$$

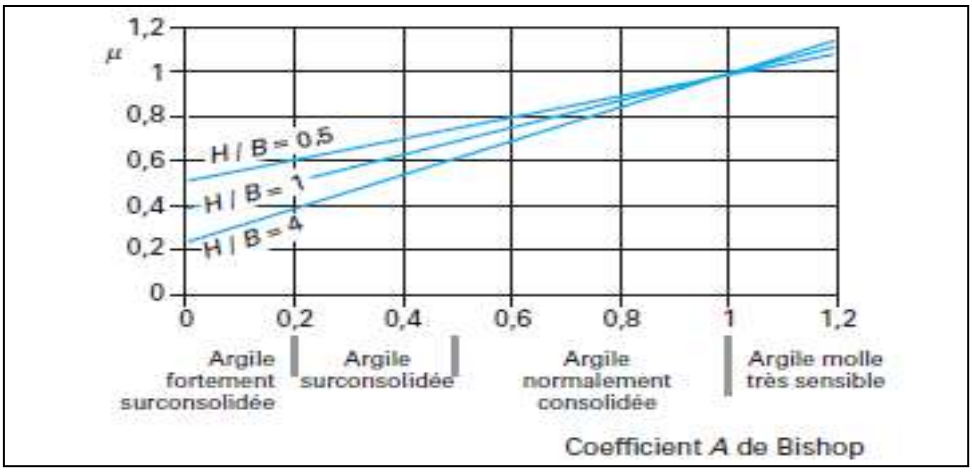


Figure (2.21) : Facteur correcteur μ pour tenir compte des déformations latérales.

Ou S_i, S_c et S_S, sont, respectivement, le tassement immédiat, le tassement de consolidation et le tassement secondaire.

Le tassement immédiat s_i est traditionnellement calculé par la théorie élastique linéaire, en utilisant le module d'Young non drainé du sol avec un coefficient de Poisson égal à 0,5.

La correction pour tenir compte des déformations latérales a été introduite par SKEMPTON et BJERRUM sous forme d'un facteur *m*, fonction du coefficient de pression interstitielle μ et de la géométrie du problème :

$$s_c = \mu s_{oed} \text{.....(2.26)}$$

Le coefficient **A** est mesuré lors d'essais triaxiaux. Cette correction est donnée sur la figure (2-21**)**. Notons qu'elle n'est pas d'un usage facile, car le paramètre A n'est pas constant : il varie au cours du chargement à l'essai triaxial.

Dans la pratique courante, le tassement secondaire S_s est souvent négligé pour les fondations superficielles. Il faut, cependant, s'en préoccuper dans certains cas (fondation de grandes dimensions, structure portée très sensible aux tassements, etc.). [22]

Les conclusions de BURLAND et al. Concernant tant les tassements totaux que les tassements immédiats des sols élastiques et des sols mous « plastiques » aboutissent aux règles pratiques suivantes, qui sont suffisantes pour la plupart des cas courants. [22]

- ✓ **argiles raides sur consolidées** :

S_i = 0,5 à 0,6 S_{oed}

S_c = 0,5 à 0,4 S_{oed}

$S_t = S_{oed}$

- ✓ **argiles molles normalement consolidées** :

$S_i = 0{,}1S_{oed}$

$S_c = S_{oed}$

$S_t = 1{,}1S_{oed}$

Le tassement immédiat si peut également être déterminé par le calcul élastique non drainé indiqué plus haut. [30]

2.4.4 calcul du tassement par la théorie de l'élasticité [14] :

sous une fondation circulaire et rigide de diamétre B uniforme q. le tassement totals peut étre évalué par :

$$\mathbf{S = \frac{\pi}{4}\frac{1-\nu^2}{E} q.B = \frac{\pi}{8}\frac{1-\nu}{G} qB} \text{.....(2.27)}$$

le sol est supposé élastique 1.E est le module compressibilite (ou module d'young).G est le module de cisaillement :

$$\mathbf{G=E/(2(1+\nu))} \text{ .....(2.28)}$$

$\boldsymbol{\nu}$: est la coefficient de poisson. E peut étre déterminé par un essai triaxial isotrop. Le module d'young est également relié au module oedométrique par

$$\mathbf{E=E_{Oed} * \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}} \text{.....(2.29)}$$

Pour calculer le tassement initial, le sol est considéré non drainé et incompressible ($\boldsymbol{\nu}$=0.5).

Pour calculer le tassement final, le sol est considéré avec ses caractéristiques. Effectives (en général $\boldsymbol{\nu}$=0.3 ; le module G gradant la méme valure qu'en situation non drainée).

D'où : tassement final- tassement initial.Ce type de calcul donne généralement des tassements supérieures aux tassement réels.

2.4.5 Apartir de l'essai pressiométrique :

2.4.5.1 sol homogéne :

Peut étre déterminer le module pressiometrique Em. Dans le cas d'un sol homogéne, le tassement final S_f se calcule en le décomposant en un tassement sphérique S_c et un tassement diviatorique S_d.[14]

$$\mathbf{S_f = S_c + S_d} \text{.....(2.30)}$$

Avec :

$$\mathbf{S_c = \frac{\alpha}{9E_M}(q'\text{-}\sigma'_{v0})\ \lambda B_C \quad et \quad S_d = \frac{2}{9E_M}(q' - \sigma'_{v0})[\lambda_d \frac{B}{B_0}]^{\alpha} B_0 \text{.....(2.31)}}$$

E_m : module pressiométrique.

q' : contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation .

σ'_{v0} : containte effective calculée avant travaux ou niveau de la fondation .

B_0 : largeur de référence égale à 0.60 m .

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (cf.tableau 2.9).

λ_c et λ_d : coefficients de forme, fonction du rapport L/B.

Type de materiau		Sur consolidé	Normalement Consolidé	Altéré et remanié
Argile	E/Pl	>16	9-16	7-9
	α	1	2/3	1/2
Limon	E/Pl	>14	8-14	
	α	2/3	1/2	1/2
Sable	E/Pl	>12	7-12	
	α	½	1/3	1/3
Sable et gravier	E/Pl	>10	6-10	
	α	1/3	1/4	1/4

Tableau (2.9) : Les valeurs du coefficient α. [14]

B et L sont les largeurs et longueur de la fondation

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau (2.10) : Valeurs des coefficients intervenant dans le calcul du tassement. [14]

2.4.5.2 Sol hétérogène :

En principe les sols hétérogènes sont des sols de même nature mais dont les caractéristiques varient de façon sensible. [30]

On découpe le sol en couches égales à B/2 jusqu'à 8B

$$S_c = \frac{\alpha}{9E0}(q'-\sigma'v0)\lambda cB \text{.....(2.32)}$$

$$S_d = \frac{2}{9Ec}(q'-\sigma'v0)B0(\lambda d \frac{B}{B0})^{\alpha} \text{.....(2.33)}$$

avec E0=E1

et on a:

$$\frac{4}{E} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85E2} + \frac{1}{E3.5} + \frac{1}{2.5E6.8} + \frac{1}{2.5E9.16} \text{.....(2.34)}$$

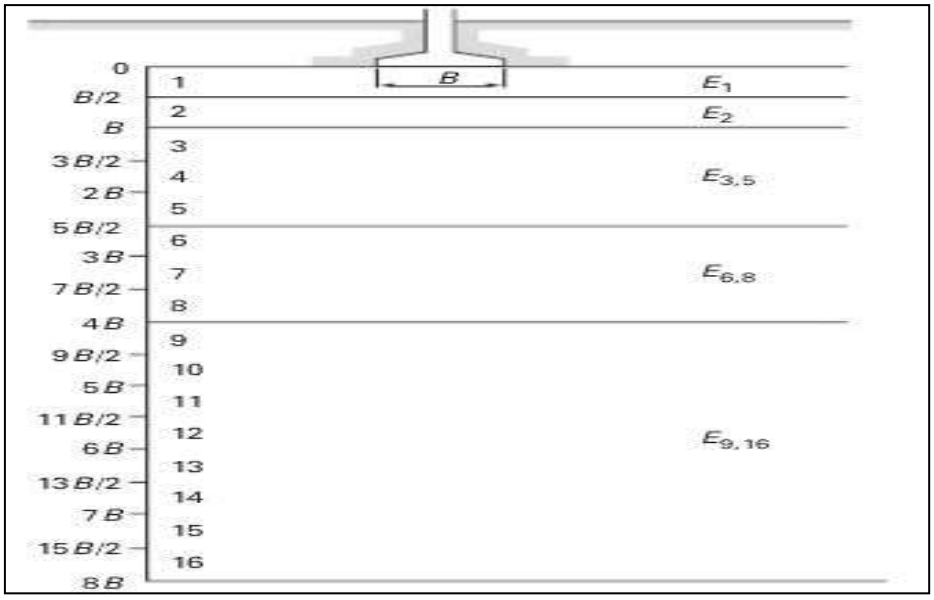


Figure (2.22) : Tassement des sols hétérogènes (pressiomètre Ménard).

E_{ij} : est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j.

$$E^3 6.8 = \frac{1}{E6} + \frac{1}{E7} + \frac{1}{E8} \text{.....(2.35)}$$

Si les valeurs E_9 à E_{16} ne sont pas connue, mais supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_d est donné par :

$$\frac{3.6}{Ed} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85E2} + \frac{1}{E3.5} + \frac{1}{2.5E6.8} \text{.....(2.36)}$$

- Si de plus les module E6 à E8 ne sont pas connus, Ed est donné par :

$$\frac{3.2}{Ed} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85E2} + \frac{1}{E3.5} \text{.....(2.37)}$$

2.4.6 Calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration statique :

L'**essai de pénétration statique** (Cône Pénétration Test : CPT) présente l'inconvénient de ne fournir qu'une caractéristique de rupture du sol, à savoir la résistance de pointe ou de cône q_c .

Il existe de nombreuses corrélations entre module de déformation et résistance de pointe q_c . La méthode de prévision des tassements de Sanglerat est basée sur la relation suivante, qui donne la valeur du module d'élasticité oedométrique en fonction de la résistance de pointe et d'un coefficient α qui dépend du type de sol et de la teneur en eau pour les tourbes et les argiles très organiques :

$$\mathbf{E_{oed} = \alpha\, q_c} \text{ ……..(2.38)}$$

Le tableau (2.11) donne les valeurs de *a* recommandées par Sanglerat. Il permet une première estimation du tassement.

Type de sol	qc (Mpa)	α
Argile peu plastique	<0.7 0.7 à 2 >2	3 à 8 2 à 5 1 à 2.5
Limon peu plastique	<2 >2	3 à 6 1 à 2
Argile très plastique Limon très plastique	<2 >2	2 à 6 1 à 2
Limon très organique	<1.2	2 à 8
Tourbe et argile très organiques (w est la teneur en eau)	<0.7	50%<w<100% 1.5<α<4 100%<w<200% 1<α<1.5 w>300% α<0.4
Craie	2 à 3 >3	2 à 4 1.5 à 3
Sable	<5 >10	2 1.5

Tableau (2.11) : Valeurs de α pour divers types de sols.

En ce qui concerne les sables, l'abaque de la figure (2.23) permet également de faire une première estimation rapide du tassement, lorsque l'on dispose de résultats d'essais CPT ou résultats d'essais SPT. [30]

Pour les sables, une autre méthode pénétromètrique de calcul du tassement des fondations superficielles très utilisée à l'heure actuelle est celle de SCHMERTMANN.

Cette méthode, bien qu'elle soit présentée sous forme d'une corrélation entre le module d'Young équivalent du sol E et la résistance de pointe q_c, suppose une distribution bien définie de la déformation verticale du sol sous la fondation et s'apparente en fait à une méthode directe, qu'il faut utiliser « en bloc », c'est-à-dire comme un tout indissociable.

Le tassement S d'une fondation s'exprime, dans cette approche, par :

$$S=C_1 C_2 (q-\sigma'v)\int_0^{zI}(Iz/E)dz \quad \text{.....(2.39)}$$

Avec :

Facteur de correction pour l'encastrement de la fondation où est la contrainte verticale effective initiale au niveau de sa base :

$$C_1 = 1 - 0{,}5\ [\sigma'v/\ (q - \sigma'v)] \quad \text{……..(2.40)}$$

Facteur de correction pour le fluage, avec t en années.

$$C_2 = 1{,}2 + 0{,}2 \ln t \quad \text{……..(2.41)}$$

La figure (2.24) donne, pour les fondations axisymétriques (semelles circulaires et carrées), ainsi que pour les fondations à déformation plane (semelles filantes), la distribution du facteur d'influence de la déformation verticale I_z (la surface intégrée représente la quantité homogène à un tassement SE/ C1C2 (q - σ) pour un sol homogène de module E). On remarque que la profondeur d'influence des déformations est relativement réduite : on suppose que les déformations sont nulles à z_I = 2B et à z_I = 4B de profondeur, respectivement pour les fondations carrées et filantes.

La corrélation à utiliser est :

- E = 2,5 qc pour la symétrie de révolution,
- E = 3,5 qc pour la déformation plane.

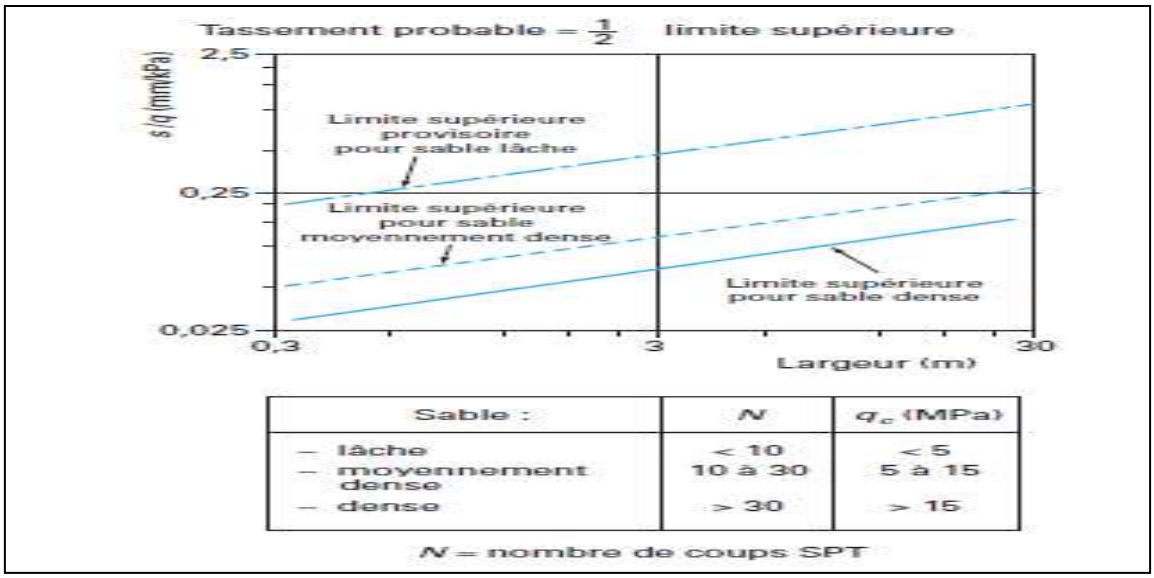


Figure (2.23) : Estimation rapide du tassement des fondations superficielles sur les sables Selon la densité.

2.4.7Calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration au carottier :

L'essai de pénétration au carottier (Standard Pénétration Test SPT) reste, malgré son caractère pour le moins rudimentaire, l'essai de reconnaissance et de détermination des caractéristiques géotechniques des sols pulvérulents le plus répandu dans le monde. [30]

Tout comme l'essai de pénétration statique (CPT), cet essai ne fournit qu'un paramètre de rupture du sol, le nombre N de coups nécessaires pour enfoncer le carottier, difficile donc à relier, a priori, à un paramètre de déformation utilisable pour le calcul du tassement. [30]

Dans le domaine des méthodes directes, la principale méthode pratique de calcul des tassements sur sables et graviers à partir du SPT est la méthode proposée par BURLAND et BURBIDGE.

Elle s'appuie sur l'examen statistique de plus de 200 cas de tassement de fondations, réservoirs et remblais sur des sables et des graviers. [30]

Les auteurs proposent de calculer le tassement s par l'approche suivante :

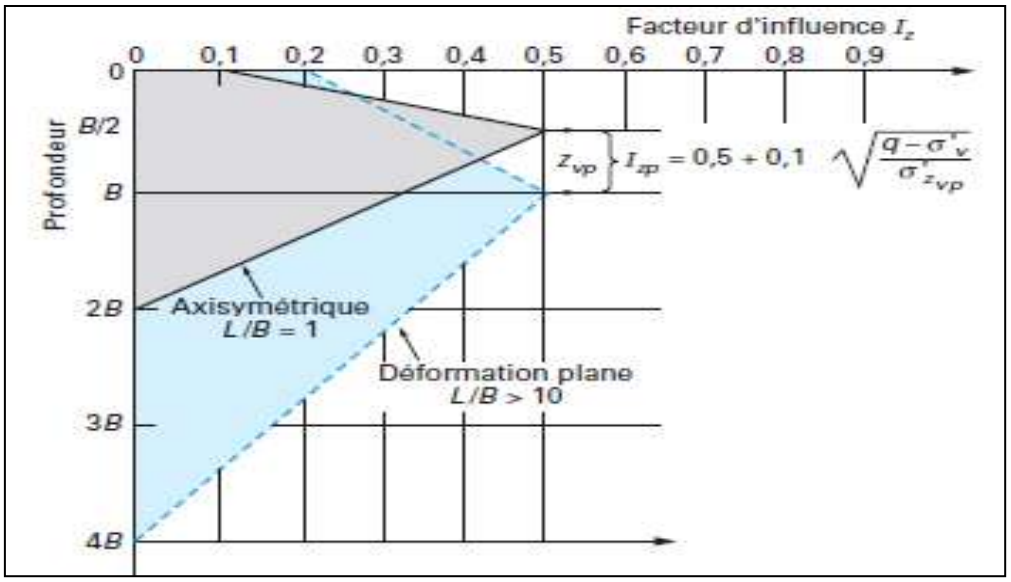


Figure (2.24) : Valeurs du facteur d'influence de déformation verticale Iz

$$S = f_s\, f_l\, f_t\, [q - (2/3)]\, B\, 0{,}7\, I_C \quad \text{……..(2.42)} \qquad \text{(en mm)}$$

Avec :

Ic =1.7/Nm : indice de compressibilité,

q (en kPa) : pression moyenne effective totale appliquée À la fondation,

σ' (en kPa) : pression effective maximale régnant au préalable (Cette relation revient À diviser par 3 l'indice de Compressibilité pour la partie sur consolidé Éventuelle du tassement),

N_m: moyenne arithmétique de N sur une profondeur D'influence

z_I : les valeurs de N sont corrigées uniquement dans le cas des sables très fins et limoneux sous la nappe :

$$N' = 15 + 0{,}5\,(N - 15) \quad \text{……..(2.43)}$$

- Si N > 15 et des graviers et graviers sableux :

$$N' = 1{,}25\,N, \quad \text{……..(2.44)}$$

B(en m) : largeur de la fondation.

f_s, f_l et f_t : facteurs de correction de forme de la fondation, D'épaisseur de la couche et De tassement de Fluage, respectivement. Leur expression est la suivante :

$$\mathbf{fs} = \frac{[1.25(\frac{L}{B})]^2}{[(\frac{L}{B}) + 0.25)]^2} \quad \text{.....(2.45)}$$

Où L est la longueur de la fondation :

$$f_l = (Hs / z_I) / (2 - Hs / z_I) \text{ ……..(2.46)}$$

Où Hs est l'épaisseur de la couche de sable ou de gravier (pour les cas où $Hs<z_I$) :

$$f_t = 1 + R3 + R \ln (t/3) \text{ ……..(2.47)}$$

Où t > 3 est le temps (en années) pour lequel on évalue le tassement,

R3 = 0,3 pour les charges statiques et 0,7 pour les charges Répétées,

R = 0,2 pour les charges statiques et 0,8 pour les charges Répétées.

La figure (2.25) est le diagramme bi logarithmique de Ic en fonction de N m, comportant les quelques 200 cas de l'étude statistique de BURLAND et BURBIDGE. La ligne continue est la ligne de régression.

Ic = 1,7/Nm et les lignes en tiretés sont les lignes situées à 2 écarts-types de part et d'autre.

Cette figure permet d'apprécier la dispersion de la méthode, qui est assez importante : le rapport des tassements correspondant aux deux lignes en tirettes est d'environ 8 pour N m = 6 et d'environ 4 pour $N_m = 40$.

On relève les deux mêmes aspects intéressants que dans la méthode CPT de SCHMERTMANN, à savoir l'introduction d'une profondeur d'influence z_I et la prise en compte du tassement de fluage (introduit par f t).

La profondeur d'influence z_I est définie, ici, comme la profondeur à laquelle le tassement atteint 25 % du tassement en surface. Cette profondeur est fonction de la largeur B. Dans le cas où les caractéristiques du sol (N) croissent ou sont constantes avec la profondeur, les auteurs proposent approximativement.

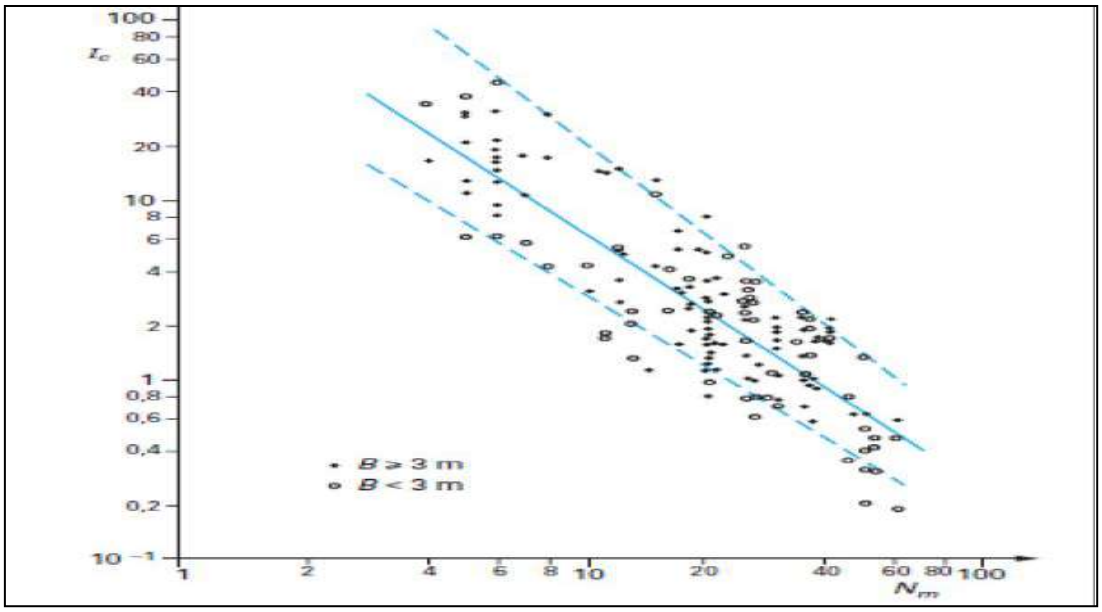


Figure (2.25) : Relation entre l'indice de compressibilité Ic et Nm.

2.4.8 Calculs par la méthode des éléments finis :

Lorsque l'on sort des cas de fondations simples et classiques pour lesquelles les méthodes mentionnées plus haut ont été établies, on peut utiliser la méthode des éléments finis pour étudier des configurations géométriques plus compliquées. [31]

La méthode des éléments finis est assez largement utilisée depuis la fin des années 1960, notamment lors de projets importants, difficiles ou coûteux. Depuis, l'application de cette méthode numérique à la géotechnique est en essor constant et des efforts de recherche importants y sont consacrés. [31]

On dispose déjà, pour les micro-ordinateurs courants, de programmes aux éléments finis simples, mais susceptibles d'apporter à l'ingénieur praticien des compléments utiles par rapport à ses moyens de calcul traditionnels. [31]

Pour la résolution pratique des problèmes d'interaction sol-fondation- structure, et notamment le calcul des déplacements des fondations superficielles, la méthode des éléments finis présente de nombreux avantages. [31]

Un aspect intéressant est à noter, qui rend plus aisée la mise en œuvre de la méthode dans le cas des fondations superficielles : il s'agit des contraintes initiales régnant dans le sol ainsi que de son état intact ou remanié, une fois la fondation construite, mais avant application du chargement par la structure. On peut, du moins pour les fondations peu encastrées, supposer que les contraintes sont égales à celles du sol au repos et que le sol possède encore ses caractéristiques intactes (moyennant, évidemment, les précautions constructives des règles de l'art). [31]

Le point le plus délicat pour l'application de la méthode à l'étude des interactions sol-structure est évidemment la définition du comportement du sol de fondation. Cette définition peut se faire soit sous la forme de caractéristiques simples (du type module d'Young et coefficient de Poisson, dans le cas où l'on choisit l'élasticité linéaire isotrope), soit sous la forme d'équations ou de modèles rhéologiques plus ou moins sophistiqués. Dans la pratique, les règles de justification des fondations conduisent à limiter les charges appliquées et l'on est souvent dans le domaine pseudo linéaire du comportement charge-tassement, justiciable d'une modélisation du sol par un milieu continu élastique linéaire isotrope. [31]

Dès que l'on sort des faibles tassements, la description du comportement des sols devient plus complexe et les calculs aux éléments finis, tout en gardant des avantages n'améliorent pas forcément les prévisions, faute de disposer de tous les paramètres nécessaires pour le calcul et faute d'étalonnage avec le comportement d'ouvrages réels. [31]

Cette méthode modélise le sol par un milieu continu, permettant ainsi la prise en compte des déformations selon les deux ou les trois dimensions du problème ; la modélisation du sol par un milieu continu est à opposer à la modélisation « unidimensionnelle » par ressorts indépendants (modèle de WINKLER) - linéaires ou non – qui ignore toute interaction entre les colonnes de sol et n'assure la continuité que par l'intermédiaire de la structure portée ; ces interactions font qu'il n'est pas possible, dans le cas des fondations superficielles, de définir un module de réaction (la raideur unidimensionnelle des ressorts) ayant une signification intrinsèque au sol. [31]

Le projet d'Eurocode 7-1 (1994) stipule d'ailleurs, à propos du calcul du tassement total et du tassement différentiel d'une structure dans son ensemble, que « ... les modèles au module de réaction ne sont souvent pas appropriés. Des méthodes plus précises, tels des calculs aux éléments finis, doivent être utilisées lorsque l'interaction terrain-structure a une influence dominante ». [31]

La méthode des éléments finis peut aisément prendre en compte les hétérogénéités du sol d'ordre macroscopique (couches de caractéristiques différentes ou hétérogénéité en plan). La surface de contact entre le sol et la structure portée peut être représentée avec les caractéristiques physiques les plus variées (contact parfait, lisse, frottant, décollé, etc.). [31]

La méthode des éléments finis permet de prendre en compte des géométries de chargement quelconques, ainsi que le phasage des travaux ou l'application progressive du chargement ; elle est également bien adaptée aux situations où il est nécessaire d'étudier l'interaction entre structures voisines, c'est-à-dire où l'on a affaire à un ou plusieurs problèmes d'interaction structure-sol-structure. [31]

La figure (2.27**)** illustre un exemple d'étude d'une fondation superficielle par la méthode des éléments finis. Il s'agit d'une fondation rectangulaire. Le sol et la fondation sont modélisés par des éléments .L'élasticité linéaire isotrope est utilisée pour modéliser le comportement du sol et la fondation. [31]

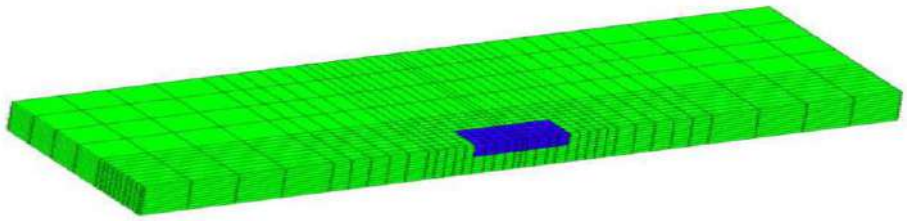


Figure (2.26) : Maillage par éléments finis d'une fondation superficielle. [31]

2.5 Conclusion :

Il existe trois classes de méthodes de calcul pour les tassements des massifs de sols :

- Les calculs à partir des essais en laboratoire : l'essai œdométrique, généralement appliqués pour les remblais, les radiers et les charges de grandes dimensions par rapport à l'épaisseur des sols déformables, en particulier les sols argileux saturés et compressibles ;
- Les calculs à partir des essais in situ : l'essai pressiométrique, utilisés de façon fréquente en France pour évaluer le tassement des fondations superficielles, notamment pour les sols grenus (sables et graves, souvent difficiles à prélever et caractériser en laboratoire) ; avec l'essai de pénétration statique CPT et l'essai de pénétration au carottier SPT.
- les calculs globaux en élasticité ou élasto-plasticité, mis en œuvre par la méthode des éléments finis.

Chapitre 03 :

Analyses et Interprétations des essais géotechniques (projet de réalisation des silos métalliques d'une capacité de stockage de20000 ton)

3.1 Introduction :

Les essais d'identification et de classification des sols restent l'approche préliminaire et indispensable pour comprendre l'aspect mécanique des sols ; mais les causes d'un mouvement de terrain sont plus profondes et leur explication implique des analyses du sol à l'échelle moléculaire et atomique.

Donne ce chapitre nous exposons une étude géotechnique destine à reconnaissance de projet de réalisation d'un silo métallique d'une capacité de stockage 20000 T à Tadjenanet wilaya de Mila, Nous nous présent dans ce qui suit : la description et les conditions géologiques du terrain, à partir des résultats de reconnaissance géotechnique réalisées in situ et en laboratoire concernant le type et la profondeur d'ancrage des Fondation.

3.2 Reconnaissance du site de Tadjenanet:

3.2.1 Situation de Tadjenanet :

3.2.1.1 Situation géographique :

La wilaya de Mila est située dans le Nord-Est Algérien à 464 m d'altitude, et à 33 KM de la mer Méditerranée". Elle est aussi dans la partie Est de l'Atlas tellien, une chaîne de montagnes qui s'étend d'ouest en est sur l'ensemble du territoire nord du pays. La wilaya est limitée:

- Au Nord-Ouest par la wilaya de Jijel.
- Au Nord Est par la wilaya de Constantine.
- A l'Ouest par la wilaya de Sétif.
- A l'Est par les wilayas de Constantine et Skikda.
- Au Sud Est par la wilaya d'Oum El Bouaghi.
- Au Sud par la wilaya de Batna.



Figure (3.1) : Situation géographique de la wilaya de Mila.

Notre terrain d'étude est situé à sud-ouest de la wilaya de Mila dans la région de Tadjenanet celle-ci elle est limite par, Bouhaten et Belaa, wilaya de Mila au nord, Bir El Arch et Eulma wilaya de Sétif à l'ouest Taya ou sud et Chelghoum laid à l'est.

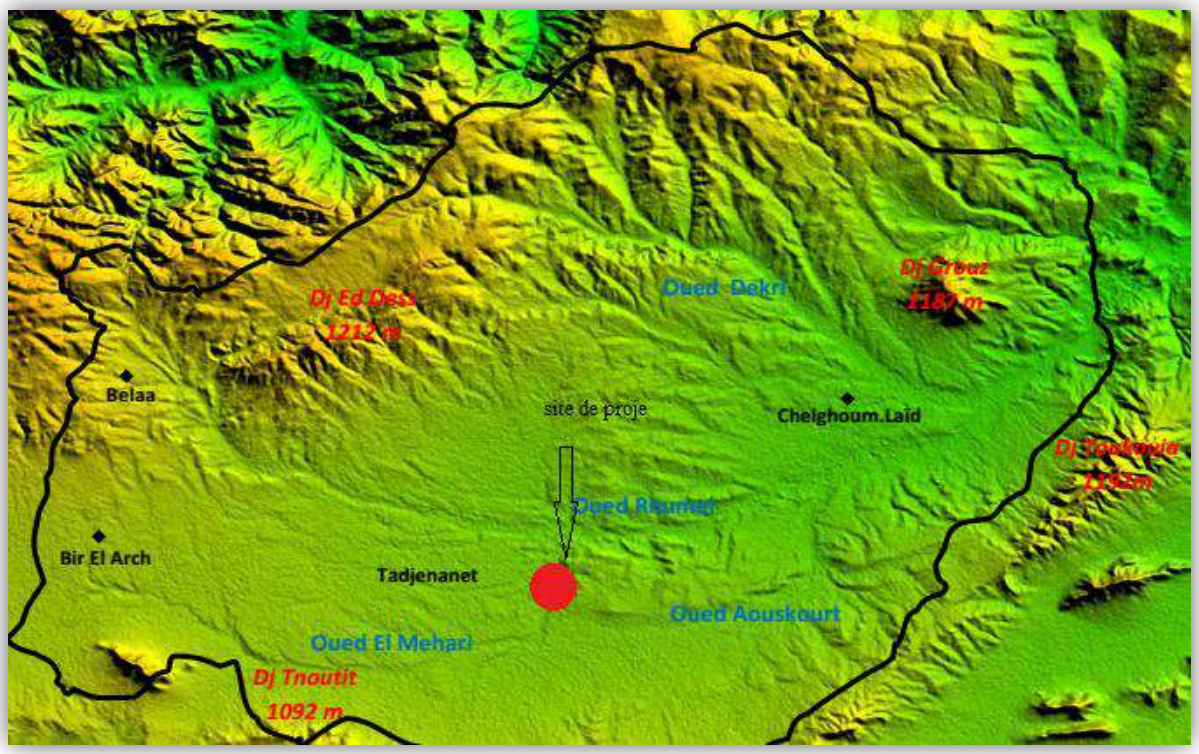


Figure (3.2) : Situation géographique de projet. [27]

3.2.1.2 Situation topographique :

La vue Google (figure 3.3) (figure 3.4) indique la situation de la commune de Tadjenanet par rapport la wilaya de Mila.



Figure (3.3) : La vue Google situation de site.



Figure (3.4) : La vue Google situation de site.

La vue de Google indique le site de projet dans la commune de Tadjenanet qui a pour coordonnées en UTM le suivant :

Point	X (m)	Y (m)	Z (m)
R	769898.83	4000206.19	849.41

Tableau (3.1) : Les coordonnées de site de projet.

3.2.2 Paramètre climatique de la région de Tadjenanet (site du projet) :

3.2.2.1Le relief :

Le relief de la wilaya de Mila est structuré en trois ensembles morphologiques :

- Au nord, un ensemble de hautes montagnes, caractérisé par les altitudes très élevées et des pentes excessivement marquées.
- Au centre, un ensemble associant vallées – collines et piémonts, voire même quelques hauts versants.
- Au sud, un ensemble de hautes plaines (plaines et collines)

3.2.2.2 Le climat et végétation :

La wilaya de Mila est régie par trois microclimats, calqués sur l'agencement des trois grands ensembles morphologiques.

- humide, pour les reliefs montagneux du Nord et de la partie médiane, qui s'étend de Bouhatem à Aïn Tine.
- semi-aride à subhumide, pour la partie médiane de la wilaya (dépression et ses versants).
- semi-aride, pour les « hautes plaines ».

Dans sa grande partie, la zone de Hautes Plaines, est soumis à des influences méditerranéennes et sahariennes, avec un écart de température considérable en toute saison. [27]

De point de vue bioclimatique, la figure (3.5) montre l'existence de deux domaines, l'un est subhumide et l'autre c'est le domaine semi-aride, ce dernier est le plus répandu.

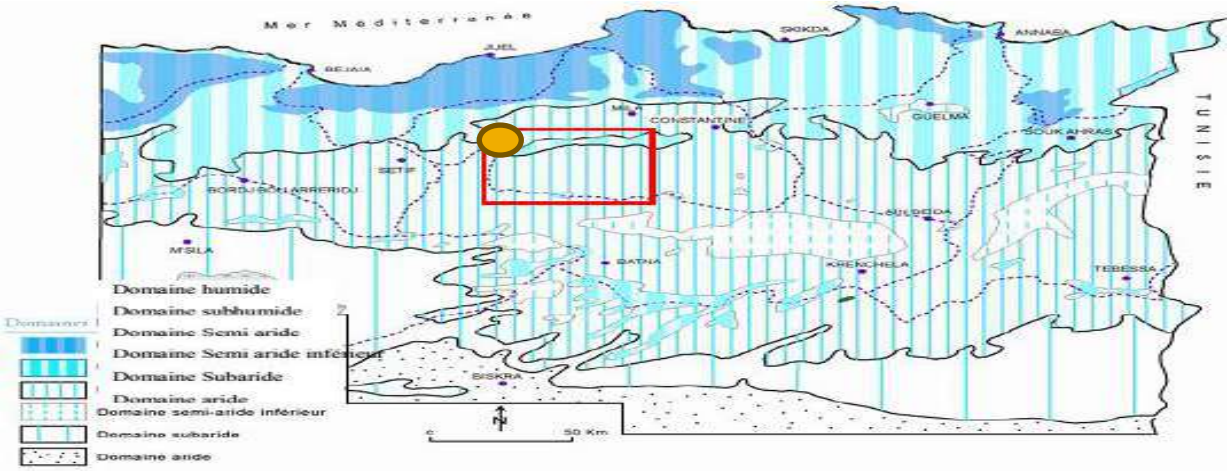
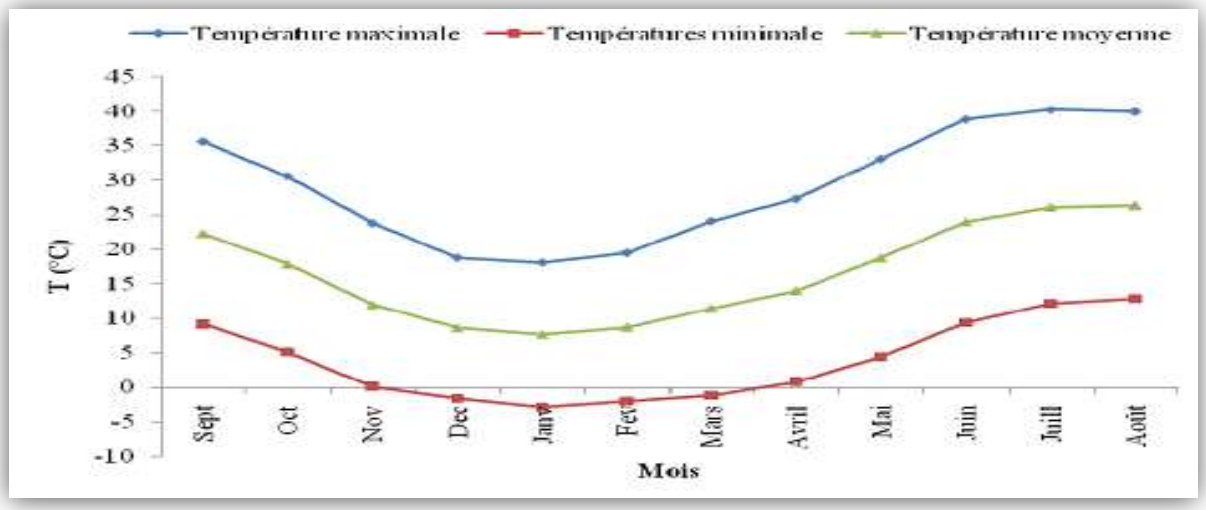


Figure (3.5): Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est algérien. [27]

Le caractère continental du climat conditionne le couvert végétal : les plaines sont vouées aux céréales (orge et blé) et aux cultures maraichères (en irrigué) alors que les sommets des massifs sont complètement dénudés.

3.2.2.3 La température :

La température moyenne est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrologique du fait qu'il conditionne le phénomène d'évaporation et par conséquent, le déficit d'écoulement. Les données traitées sont issues de la station de Tadjenanet pour la période de 21 ans (1987/88-2007/08) (courbe (3.1)).



Courbe (3.1): Variation mensuelle de la te température, (1987/88-2007/08) au niveau de la station de Tadjenanet.

3.2.2.4 Hydrographie :

Les reliefs du secteur sont abrupts et isolés, avec à l'extrême Est Dj Grouz qui culmine à 1187 m, au Sud-Est Dj Toukouia (1192 m), au Nord-Ouest Dj Ed Dess (1212 m) et au Sud, Dj Tnoutit (1092 m). Quant aux plaines de Tadjenanet et Chelghoum Laïd, elles ont une altitude moyenne se situant autour de 850 à 900 m, et elles sont souvent marécageuses au centre des dépressions (présence de merdjas). [27]

Le bassin hydrographique se décompose globalement en 4 sous bassins :

- Le Rhumel-amont (de Belaa à ChelghoumLaïd) avec son affluent Oued El Méhari.
- L'Oued Dekri, affluent le plus important par ses capacités d'écoulement.
- Le sous bassin constitué par les affluents de la zone Sud-Est s'écoulant à partir d'une ligne de Dj Chebka-Toukouia.
- La zone hydrographique relativement inactive, au Sud de Tadjenanet. [27]

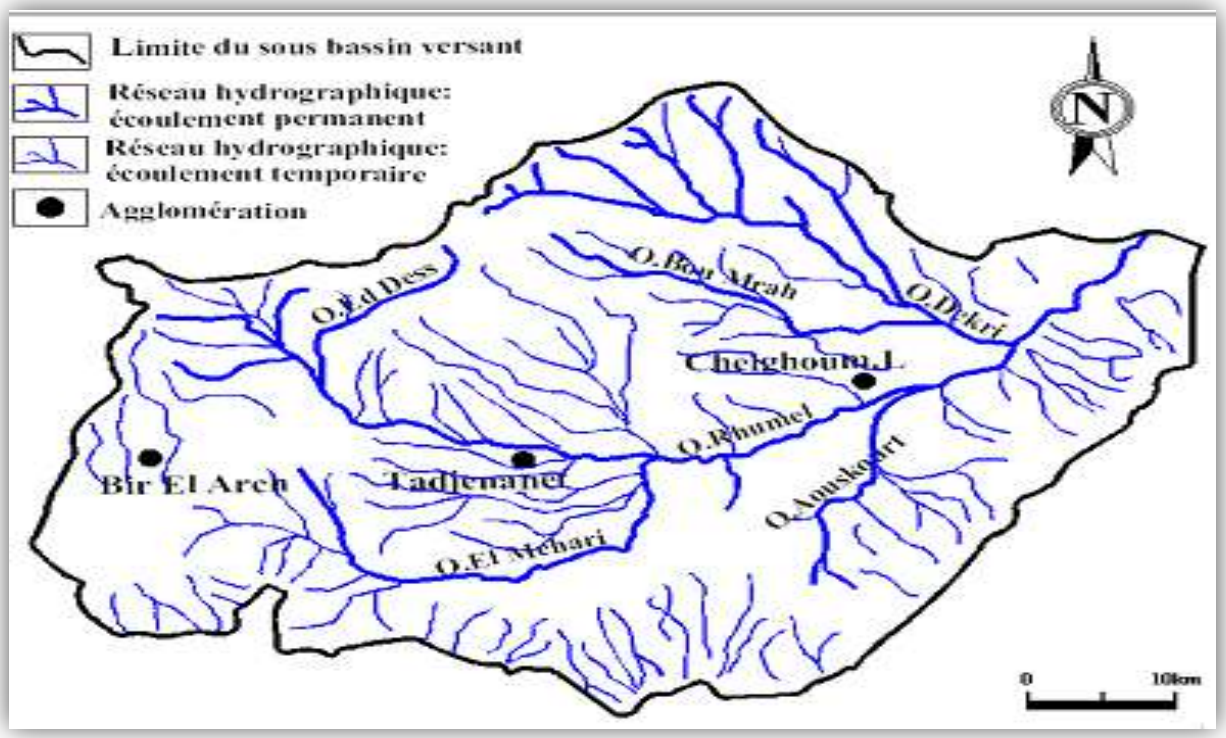


Figure (3.6): Réseau hydrographique [27]

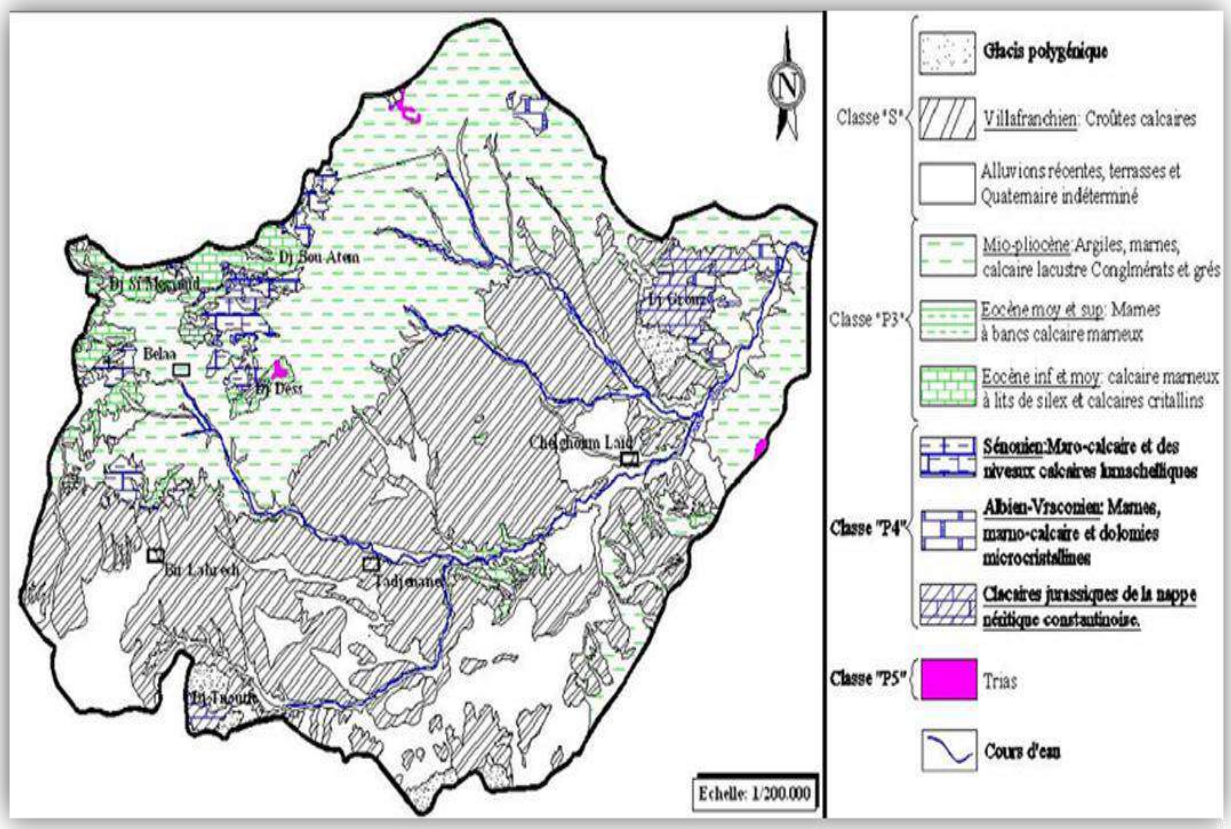


Figure (3.7): Carte lithologique du sous Réseau hydrographique.

3.2.3 Contexte géologique de la région de Tadjenanet :

On a essayé à travers cette étude géologique de bien détailler la lithologie et la tectonique affectant de Tadjenanet afin de pouvoir mettre en évidence les différents niveaux qui peuvent présenter un intérêt hydrogéologique, et de ce fait la colonne litho-stratigraphique et hydrogéologique montre les possibilités des horizons aquifères suivants :[27]

a) Horizon aquifère poreux :

Il est représenté par les formations du recouvrement quaternaire : « cailloutis, fragments de calcaires, les alluvions anciennes des plateaux et des vallées ainsi que les alluvions actuelles ». Ces formations recouvrent une grande surface du sous bassin et représente donc une extension importante avec une faible épaisseur. [27]

b) Horizon aquifère de l'Eocène :

Montre un ensemble de calcaire à lits de silex et phosphaté. [27]

c) Horizon aquifère du Crétacé :

Il est représenté par un ensemble de calcaires durs et des marnes jaunes pour le Crétacé supérieur, avec un ensemble généralement calcaire-dolomitique pour le Crétacé inférieur. Notons que les formations dolomitiques du Jurassique supérieur sont généralement négligées vu leurs profondeurs d'une part, et leur absence dans l'ensemble du secteur d'autre part. Aux formations perméables citées auparavant, s'ajoutent également les formations qui conditionnent l'existence d'aquifères et qui jouent le rôle d'une barrière étanche (substratum imperméable). Il s'agit des formations suivantes : [27]

- Trias : argiles et gypses à cristaux de quartz
- Sénonien inférieur : marnes à banc de calcaire (50 m)
- Dano-Montien : marnes et lits de calcaire grossier (70 m)
- Lutétien supérieur : marne à banc de calcaire (300 m).

Aperçue géologique local (situ de projet) :

Le terrain objet de l'étude est caractérise par des formations sédimentaires constituent par des tufs calcareux, des argiles marnes et des marnes.

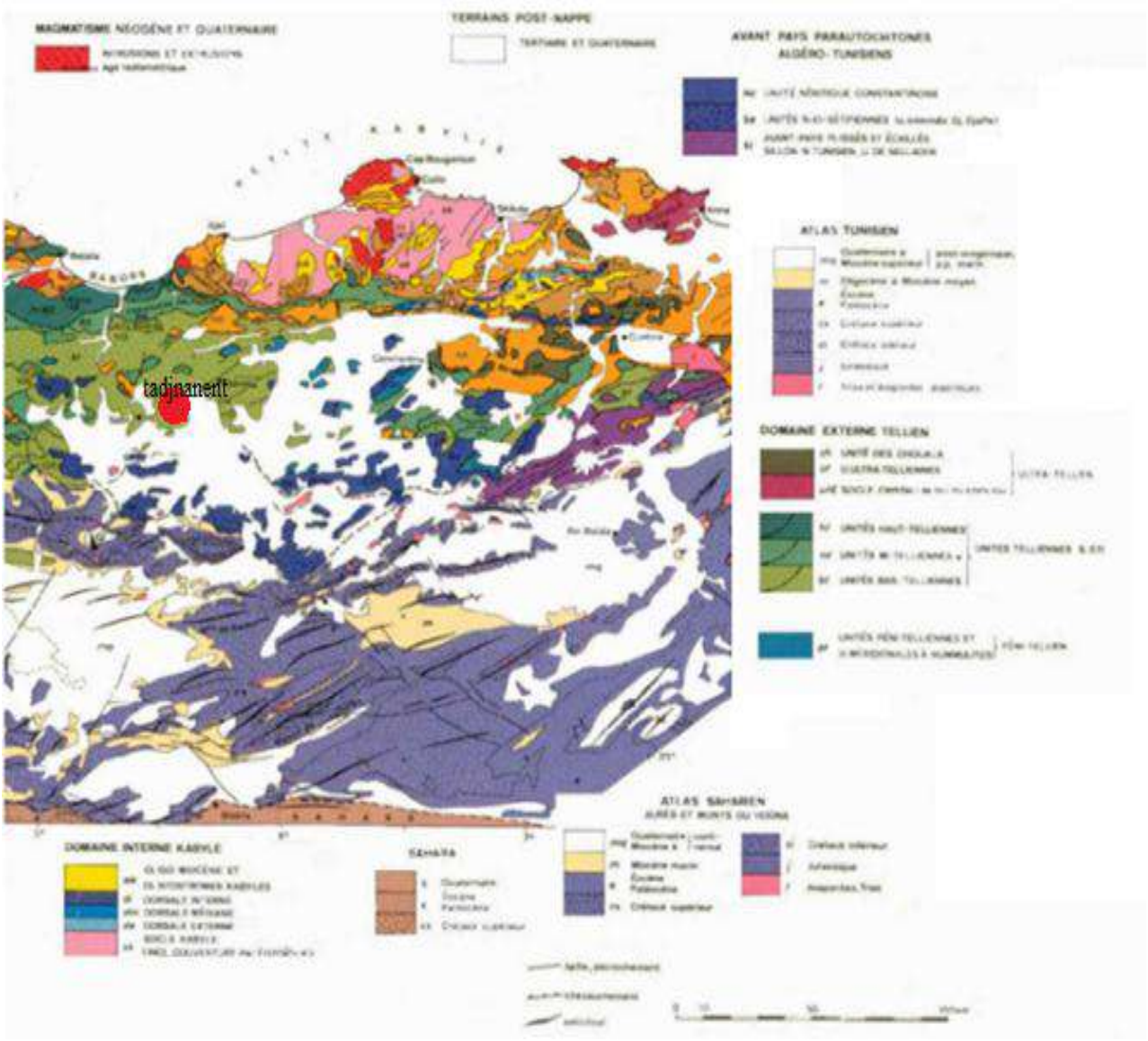


Figure (3.8) : Contexte géologique de la région de tadjenanet.

3.2.4Sismicité de la région :

Ce que concerne la stabilité du terrain selon la carte de drainage sismique du terrain zone naturelle (RPA 99version 2003) qui fourme une répartition des zones d'activités en fonction de l'intensité du séisme :

Zone 01 : sismicité négligeable.

Zone 02 : sismicité faible.

Zone 03 : sismicité moyenne.

Zone 04 : sismicité élève.

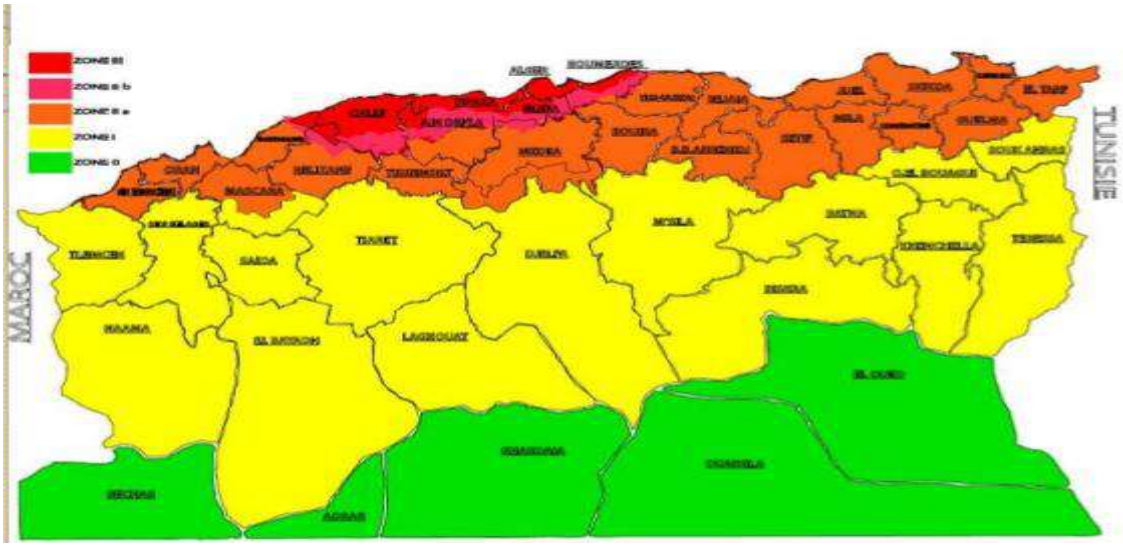


Figure (3.9): Carte de zonage sismique du territoire national.

La région de Mila (la commune de tadjenanet qui est le lieu du projet) appartienne à la zone moyenne de sismicité zone 03.

3.3 La reconnaissance géotechnique des sols :

3.3.1 Organisation de la reconnaissance :

3.3.1.1 Les essais in situ :

Programme de reconnaissance in situ a porté sur la réalisation de:

- quatre (4) sondages carotte <SC> de 25 m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés.
- deus (2) sondage carottes <SC> de 15m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés.
- quatre (4) sondage pressiometrique<SP>avec essai chaque 2m de profondeur.
- quatre (4) essais de pénétration statique <C.P.T>.
- pose des trois (3) piezometre à l'endroit des SC(03). SC(05). SC (06).
- quatre (4) essais de pénétration standard <S.P.T>.

3.3.1.2 Les essais au laboratoire :

Les échantillons récupères lors des sondage carottes et sondages presiometrique,ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivants :

- analyse granulométrique selon la norme (NF P 94-056 et NF P 94-057)
- détermine des limites d'ATTERBERG selon le norme (NF 94-051)
  - ✓ Limite de liquidité w_l(%)

- ✓ Indice de plasticité I_P (%)

- détermination **:**
  - ✓ De la densité sèche $\gamma_{d\,/}\,\gamma_h$
  - ✓ De la teneur en eau w(%) selon la norme (NF P 94-050)
  - ✓ Du degré de saturation S_r (%)
- Essai de cisaillement rectiligne non-consolide non-draine selon la norme (NF P 94-0711) pour avoir :
  - ✓ La cohésion apparente C_u (bar)
  - ✓ L'angle de frottement interne (φ) (°)
- Essai de compressibilité a l'odomètre selon la norme (XP P 94-090-1) pour détermine :
  - ✓ La contrainte de pré consolidation σ (bar)
  - ✓ L'indice de compressibilité C_C(%)
  - ✓ L'indice De gonflement C_g (%)
- essai de gonflement libre selon la norme (XP P94-090)
- analyses chimique sommaires (NF P18-011)

Ces analyses nous permettent d'estimer l'agressivité des sols et de l'eau vis-à-vis des fondations.

3.3.2 L'interprétations des résultats des essais in situ et in Laboratoire :

3.3.2.1L'interprétation des résultats in situ :

3.3.2.1.1Les sondages carottés :

Les différentes opérations nous ont permis de reconnaître la nature et les différentes couches du sol, sur lequel l'ouvrage va être bâti. Ainsi, de l'examen des coupes des sondages, on distingue les couches suivantes du sol de fondation :

- sols de couverture dans tous les sondages, de la terre végétale épaisse d'environ 0.30m.
- Une couche 1 : tuf calcareux rougeâtre a blanchâtre avec présenter des blocs cm de calcaire. Ces alluvions sont développées jusqu'à une profondeur de13, 00 à 15,00 m.
- Une couche 2 : argile marneuse graveleuse rougeâtre avec présence des et ont une épaisseur de7.00m a10.00 m.

3.3.2.1.2 Sondage pressiometrique :

Les résultats des essais pressiométriques sont reportés dans les tableaux ces résultats montrent que les caractéristiques préssiomètriques sont régulières et serrées. Les caractéristiques pressiométriques de couche 1 et 2 sont données dans le tableau (3.2), (3.3) et le tableau (3.4).

Profondeur (m)	Plage E (bar)	E moy (bar)
0.30 à14.00	75.86< E<236.32	153.57
16.00 à 20.00	167.68<E <301.21	235.01

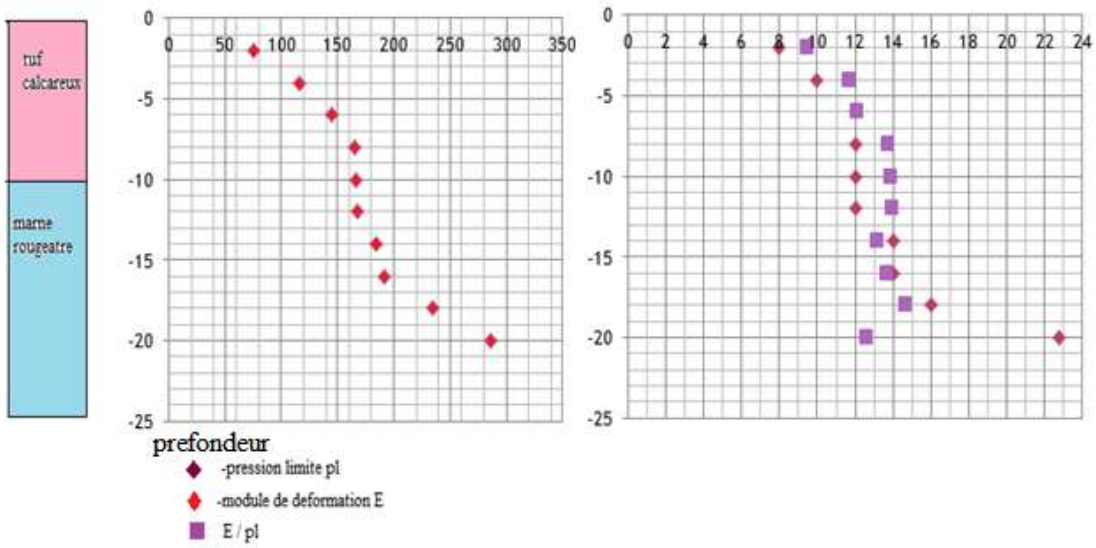
Tableau (3.2): Caractéristiques pressiométriques

Profondeur (m)	Plage pl(bar)	Pl moy(bar)
0.30a 14.00	6<pl<19.88	11.28
16.00a20.00	14<pl<22.74	16.38

Tableau (3.3): Caractéristiques pressiométriques

Profondeur (m)	Plage$\frac{E}{Pl}$ (bar)	$\frac{E}{Pl}$ moy (bar)
0.30 à14.00	9.48<$\frac{\mathbf{E}}{\mathbf{Pl}}$<21.04	13.77
16.00 à 20.00	10.79<$\frac{E}{Pl}$<18.49	14.49

Tableau (3.4): Caractéristiques pressiométriques

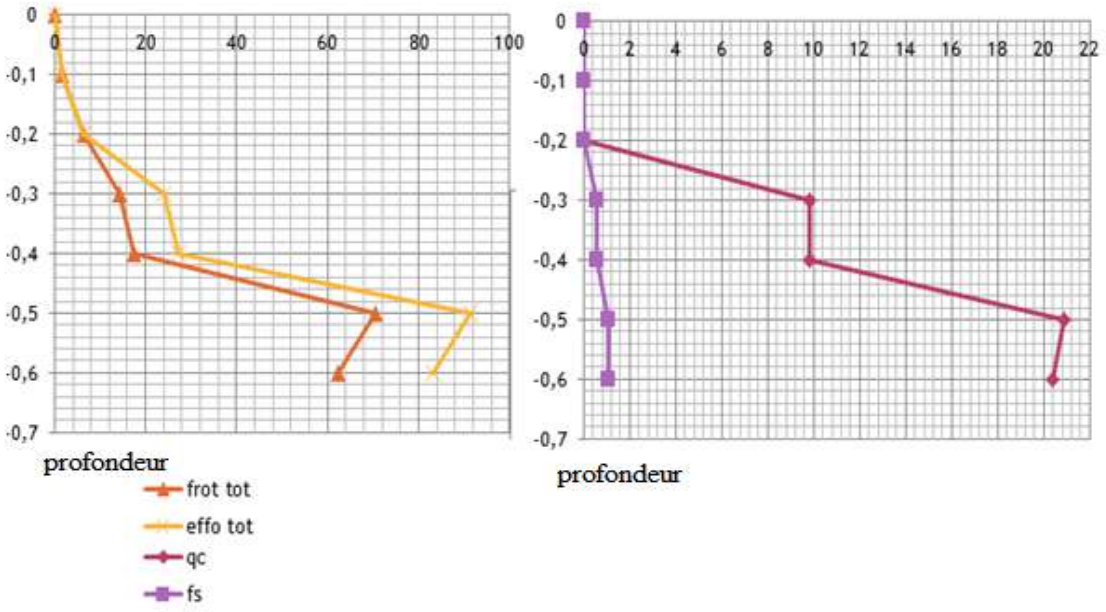


Courbe (3.2) : La courbe du résulta moyenne pressiométrique de sol par couche.

3.3.2.1.3Essaisde pénétration statique <C.P.T>

Les essais pènètromètrique ont donnés des résultats comparables et en accord avec la stratigraphique révélé par les coupe de sondage.

Les résultats obtenus (tableaux (3.5)) ont permis de tracer les diagrammes de variation des résistances de point q_c et du frottement latéral f_s et de la variation de coefficient de sucrette en fonction de la profondeur pour chaque station de mesure.



Courbe (3.3) : Courbe de résultats moyenne de pénétration statique lourde.

Ces pènètrogrames ont mis en évidence la présence de couche de très faibles résistances à des profondeurs entre 0.1m à 0.6m.La valeur de variation des résistances de point q_c et <10 donc on conclure que le sol est argile molle et vase.

profounder	**0**	**-0.1**	**-0.2**	**-0.3**	**-0.4**	**-0.5**	**-0.6**
Qc	0	0	0	9.8	9.8	20.89	20.38
Fs	0	0	0	0.572	0.572	1.093	1.093
Frottot	0	1.697	6.5	14.32	17.35	70.49	62,4
Effotot	0	1.697	6.5	24.12	27.155	91.23	83.3

Tableaux (3.5) : Résultat pénétration statique lourd.

3.3.2.1.4L'essai de pénétration standard <spt> :

Les résultats des essais spt réalises sur la différente formation rencontrés permettent l'observation suivants : les formations tuf calcareux est caractérisée par un nombre N_{Spt} compare 37 à50, indique une dense compacité des sols et.

3.3.2.1.5 Lectures piézométrique :

Le suivie des trois piézomètres nous a permis d'enregistrer les lectures piézométrique et qui sont représentées dans le tableau suivant :

Sondages piézométrique	Etat des piézomètres	Lecture(m)
R_1	BON	11.33
		11.35
R_2	BON	11.37
		11.40
R_3	BON	11.32
		11.35

Tableau (3.6): Le résultant d'essai piézométrique.

Le niveau de la nappe phréatique dans l'ensemble des lectures est à 11.35m aviron.

3.3.2.2 L'interprétation des résultats in laboratoire :

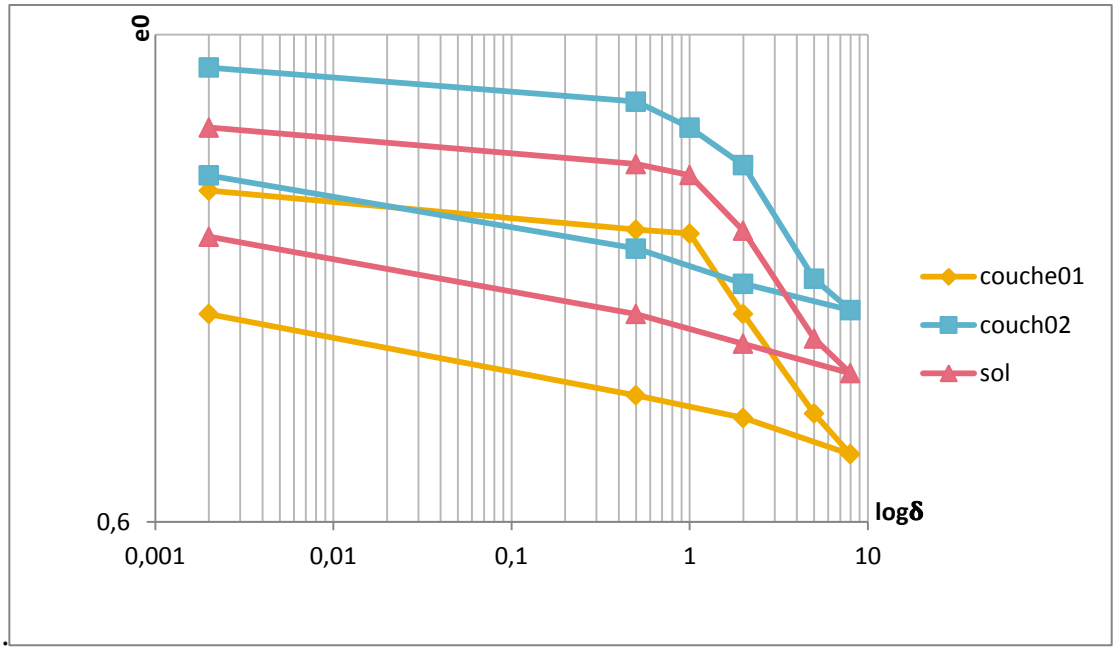
3.3.2.2.1 L'essai œdométrique :

D'après le résultat de compressibilité de l'essai œdométrique à chargement par palier (tableaux (3.7)) : l'indice de compressibilité C_c et de gonflement C_g viennent respectivement: 16.19 et 3.68 pour le tuf calcareux et 22.31 et 4.68 pour marne rougeâtre .la pression de gonflement et 0.39 pour le tuf calcareux et 0.21pour le marna rougeâtre le résultat de l'essai œdométrique se représente dans le tableau (3.7) A partir de résultat de l'essai œdométrique sur la différente formation rencontrée permettent les observations suivantes :

- La couche de tuf calcareux : sol moyennement compressible ayant un pouvoir gonflement faible.
- la couche de marne rougeâtre : sol assez fortement compressible ayons un pouvoir gonflement faible.

		Moyen	**Min**	**Max**
C_C (%)	Couche de tuf calcareux	16.19	10.66	19.99
	Couche de Marne rougeâtre	22.31	13.66	36.31
C_g (%)	Couche de tuf calcareux	3.68	2.8	5.47
	Couche de Marne rougeâtre	4.68	1.24	6.12
P_c (bar)	Couche de tuf calcareux	1.038	0.58	1.33
	Couche de Marne rougeâtre	1.55	0.71	2.38

Tableau (3.7) : Le résultat de compressibilité de l'essai œdométrique.



Courbe (3.4) : Résultade l'essai œdométrique.

3.3.2.2.2 limites D'ATTERBERG:

Plasticité du sol : Au vu de ces résultats ; la limite de liquidité W_L, oscille autour de 27.66 et 72.35 %, devant un indice de plasticité I_P, situé entre 14.23 et 36.46 %. Le couple de valeurs (W_L et I_P) localise le sol dans la zone des argiles très plastiques d'après le diagramme de CASAGRANDE Pour une argile ayant un I_P<40, on peut déduire que le sol possède un potentiel de gonflement élevé et était à l'été très plastique.

		Plage	**Moy**
W_l (%)	Couche de tuf calcareux	$42.53<W_l<71.13$	63.93
	Couche de Marne rougeâtre	$27.66<W_l<72.35$	58.27
W_p (%)	Couche de tuf calcareux	$21.18<W_p<35.57$	30.40
	Couche de Marne rougeâtre	$13.74<W_p<35.89$	29.08
I_p (%)	Couche de tuf calcareux	$21.36<I_p<35.56$	30.39
	Couche de Marne rougeâtre	$14.23<I_p<36.46$	31.40

Tableau (3.8) : Le résultat des limites d'atterrage selon la norme (NF 94-051).

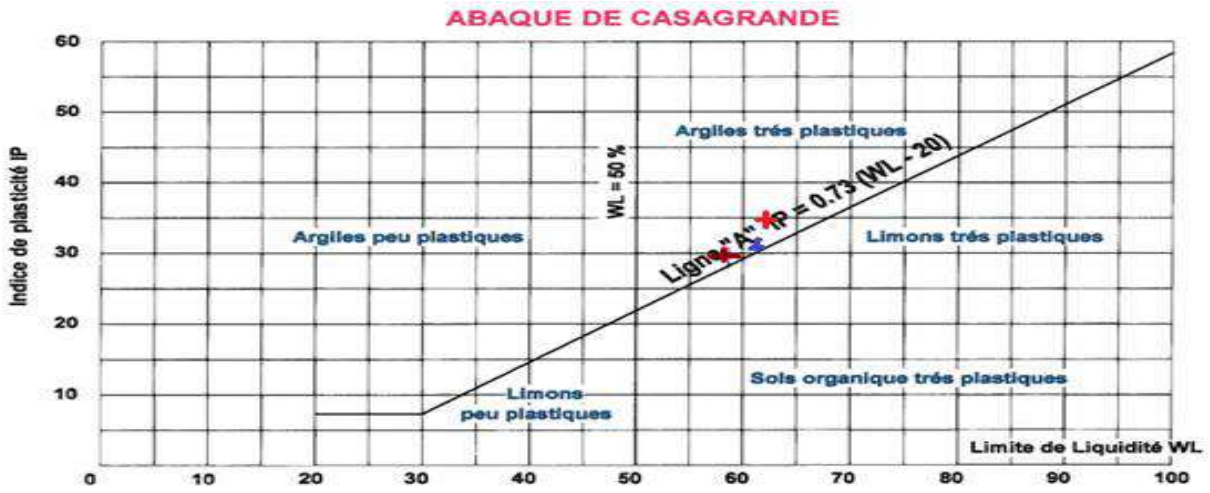


Figure (3.10) : Diagramme de plasticité pour les sols de fondation du site étudié.

Etat du sol : Les résultats des essais sont donnés dans le tableau suivent.

Paramètres	**Valeur**
Teneur en eau	16.26 à 40.89
Degré de saturation (s_r)	57.44 à 138.97
Densité sèche (d)	1.21 à 1.77

Tableau (3.9) : Synthèse des résultats des essais pour la détermination des paramètres physiques des sols de fondation.

La mesure des paramètres physiques permet une approche sur l'identification de la nature du sol en place. La densité sèche (γ_d t/m^3) caractérisant le poids d'un volume unitaire, permettant le calcul des Forces de la pesanteur et donnant une idée sur le degré de densification des éléments solides de la matrice. Elle varie entre 1.21et 1,77 t/m^3 révèle un sol dense et à compacité assez élevée. Cette variation marque une augmentation avec la profondeur.

La teneur en eau naturelle (W%), représente les espaces occupés par l'eau, contenue dans des vides inters granulaires. Les valeurs obtenues se situent autour de 16.26 et 40.89 %, montre un Matériau consistant.

Le degré de saturation (Sr%), exprimant la potentialité d'un sol à la saturation par un fluide. Les valeurs obtenues varient de 57.44à 138.97 %, caractérisant un sol saturé.

3.3.2.2.3Essais de cisaillement :

(Consolidé drainé) Les résultats de l'essai de cisaillement sont donnés donne le tableau (3.9):

La valeur **φ** indique que les argiles sont de qualité moyenne de l'angle de frottement interne (à court terme) des sols de fondation

Paramètre	Couche de sol	Plage	Moyenne
C	Tuf calcareux	0.23<C<0.42	0.35
	Marne rougeâtre	0.15<C<0.45	0.32
φ	Tuf calcareux	11<**φ**<25	15.5
	Marne rougeâtre	10<**φ**<28	16.55

Tableau (3.10) : Synthèse des résultats cisaillement.

3.3.2.2.4L'analyse Granulométrie:

	Moy <80µ(%)	Min <80µ(%)	Max <80µ(%)	Observation
Tuf calcareux	79.37	35	100	Granulométries étalée constitue essentiellement d'argile limoneuse sableuse graveleuse
Marne rougeâtre	80.25	38	100	Granulométries étalée constitue essentiellement d'argile limoneuse sableuse a graveleuse

Tableau (3.11) : Les résultats de L'analyse Granulométrie.

3.3.2.2.5 Analyses chimiques :

Les résultats des analyses chimiques de terrains il compose moyennement de 56.46% teneur en calcaire (caco3%), donc le sol calcaire et marne.

3.4 Conclusion :

-La reconnaissance des sols exécutée à l'emplacement des ouvrages de la station de silo métallique a été établie sur la base des :

(a)- essais in situ (sondages carottés, sondages pressiométriques).

(b)- essais de laboratoire.

-Les sondages ont permis de mettre en évidence un sol de couverture épais de 0.3 m composé de terre végétale et de deux couches de sols de caractéristique déférente. en leur sein une nappe d'eau dont le niveau se trouve à 11.35 m de profondeur environ.

- Les essais in situ et de laboratoire montrent que, sous la couche de couverture et sur toute l'étendue de l'assiette, on trouve un substratum tuf calcaire de qualité moyenne à bonne. Le terrain de tadjenanet Mila étudié convient pour construire les ouvrages projetés.

Les coupe de sondage ont révèle que le terrain de fondation du silo et compose de la succession des couche qui représente donne la coupe lithologie suivant :

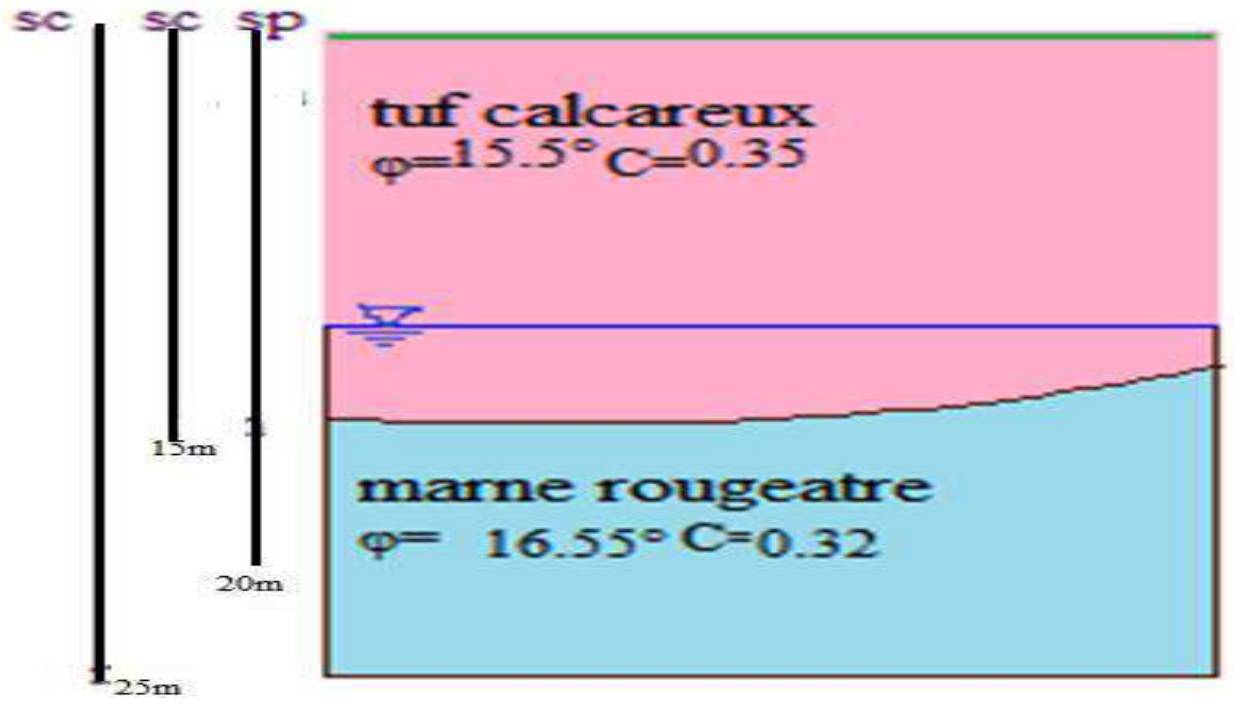


Figure (3.11) : La coupe lithologique de site de projet et modelé géotechnique relative au site.

classification du sol	**Tuf calcareux rougeâtre a blanchâtre avec présence de bloc de calcaire**	**Marne rouget avec présenter des blocs de calcaire**
Classification	Sol fin	Sol fin
W_l	63.67	58.49
W_p	31.82	27.52
I_p	31.85	27.63
W	18.92	32.05
γd	1.66	1.39
γh	1.93	1.89
S_r	81.57	90.55
φ	13	19.16
C	0.39	0.28
C_c	15.15	18.57
P_c	1.05	1.32
C_g	3.27	5.55
P_g	0.69	0.06
$Caco_3$	58.86	54.46

Tableau (3.12) : Les résultats des essais in situ et en laboratoire pour l'échantillon de sol.

Chapitre 04 :

Etude analytique d'une fondation superficielle type radier.

4.1 Introduction :

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

En pratique, la méthode des éléments finis Exploitée par le logiciel **PLAXIS** requiert que les quantités de champs (contraintes, déplacements et leurs dérivées) varient pour chaque élément suivant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres.

4.2La méthode des éléments finis PLAXIS :

4.2.1 Introduction :

PLAXIS Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte du comportement réel du sol. Deux difficultés majeurs ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important. La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente.

4.2.2 Présentation du code éléments finis PLAXIS :

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS, l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide des menus principal du programme d'entrée des données : contient des menus déroulant relatifs à la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, afficher des graphiques, créer un modèle géométrique, générer des maillages d'éléments finis et entrer des données en général.

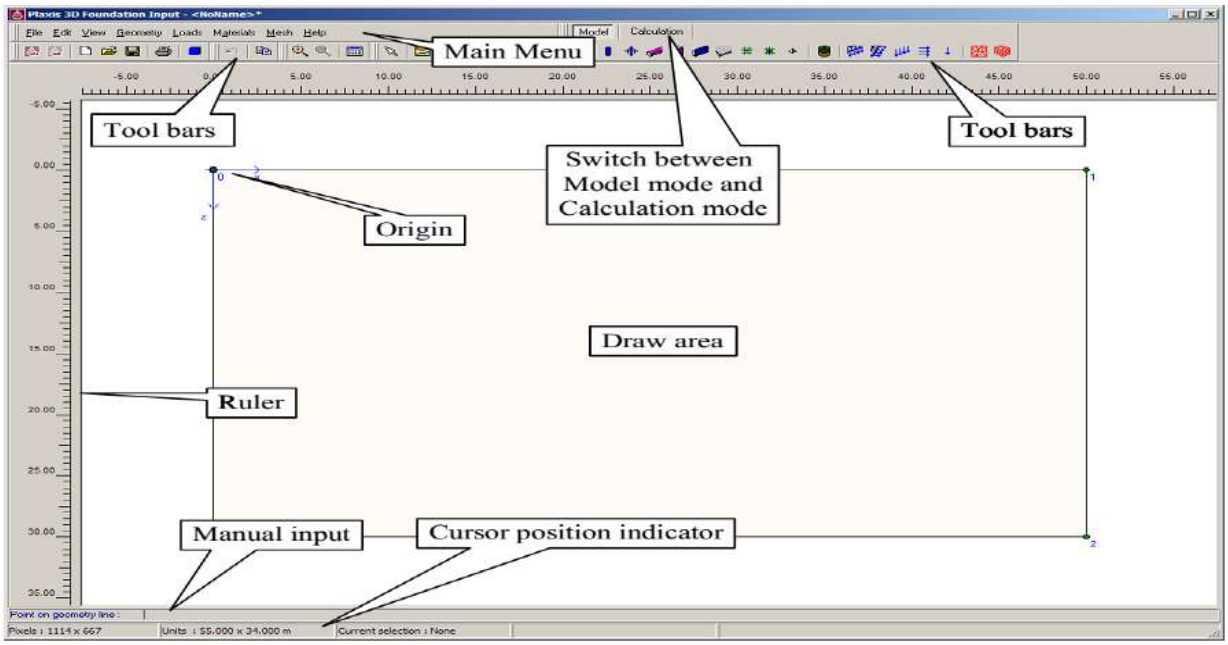


Figure (4.1) : Fenêtre logiciel PLAXIS.

4.2.2.1 Réglages généraux :

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

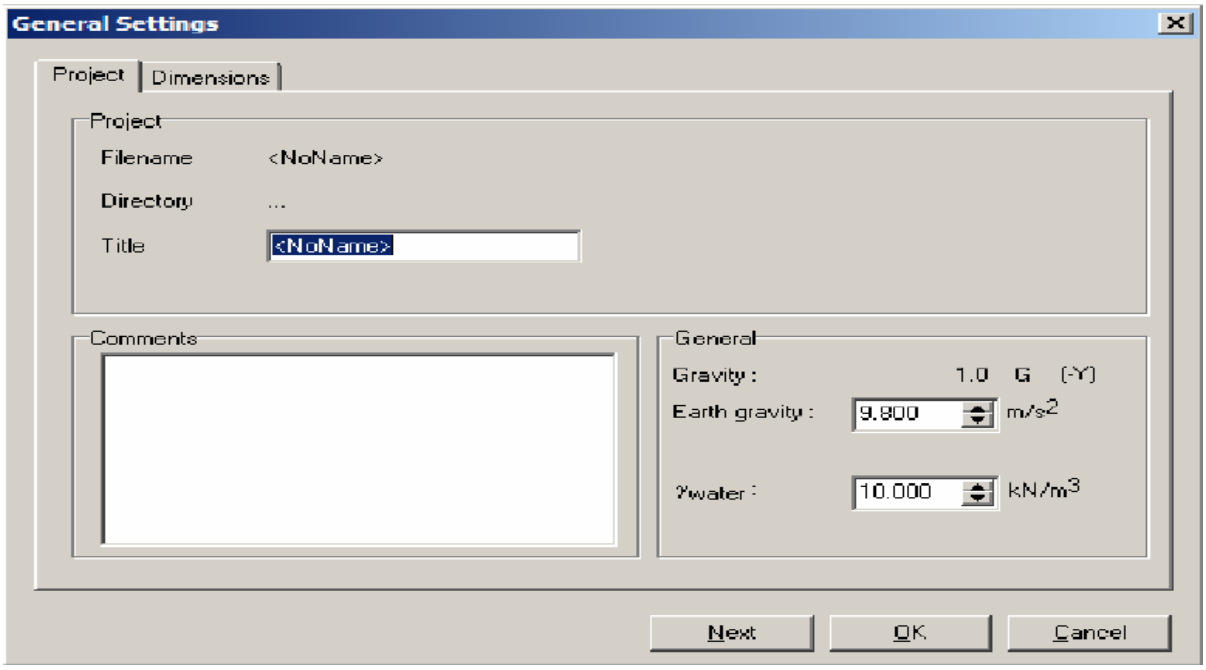


Figure (4.2) : La fenêtre des réglages généraux(Project).

4.2.2.2 Les unités :

Les unités de longueur force et temps à utiliser dans l'analyse sont définies lorsque les données d'entrées sont spécifiées. ces unités fondamentales sont à définir dans l'onglet dimension de la fenêtre de réglages généraux (général settings).

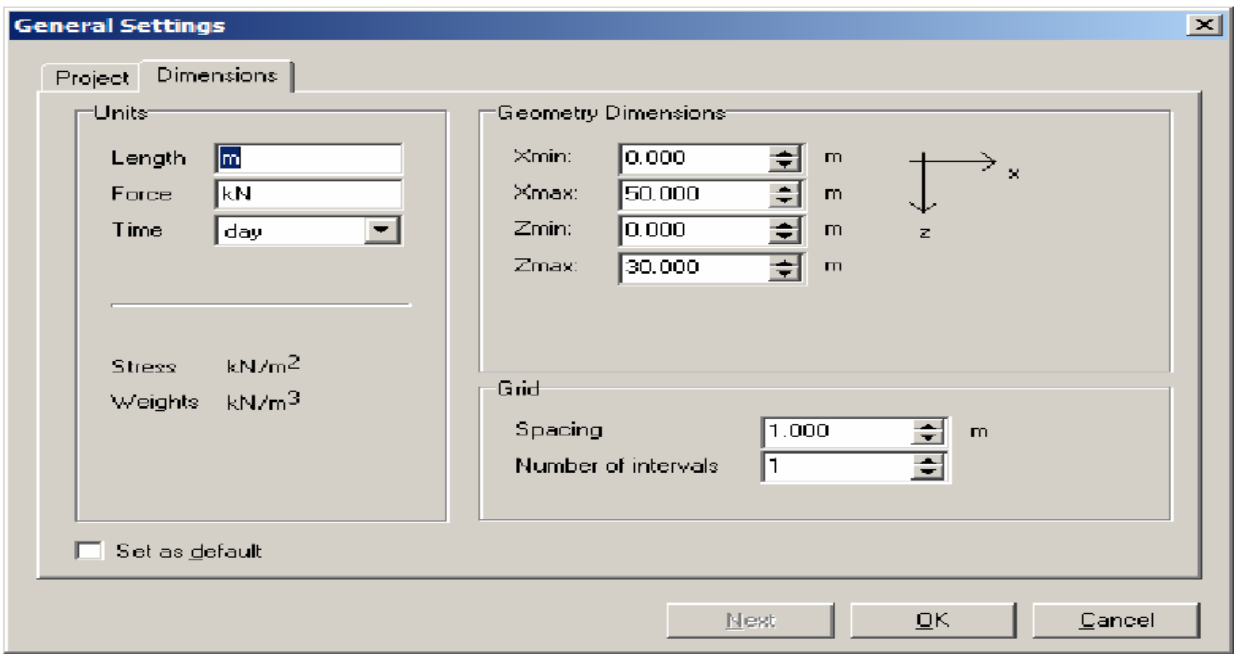


Figure (4.3) : Fenêtre de réglages généraux (dimensions).

4.2.2.3 le menu file :

- **New** : Permet de créer un nouveau projet. La fenêtre des réglages généraux (General setting) apparait.
- **Open :** Permet d'ouvrir un projet existant. Le gestionnaire de fichiers apparaît.
- **Save** : Permet de sauver le projet en cours sous le nom existant. Si aucun nom n'a été donne le gestionnaire de fichiers apparait.
- **Save as** : Permet de sauver le projet sous un nouveau nom. Le gestionnaire de fichiers apparait.
- **Print** : Permet d'imprimer le modèle géométrique sur une imprimante choisie. La fenêtre d'impression apparait.
- **Work directory** : Permet de voir le répertoire où les fichiers du projet PLAXIS seront stokes par défaut.
- **General settings** : Permet de régler divers paramètres de base du modèle.

4.2.24 le menu Edit :

- **Undo :** Permet de restaurer l'état précédent du modèle géométrique (à la suite d'une erreur de saisie de donnée). L'utilisation à répétition de l'option Undo est limitée aux 10 dernières actions.
- **Copy :** Permet de copier le modèle géométrique dans le presse-papiers de Windows.

4.2.2.5 le menu View :

- **Zoom in :** Permet de zoomer sur une zone rectangulaire. Après sélection, la zone à zoomer doit être définie à la souris, en appuyant sur le bouton gauche pour sélectionner un coin de la surface puis en déplaçant la souris en tenant le bouton appuyé jusqu'au coin opposé de la surface où le bouton doit être relâché. Le programme agrandira la surface sélectionnée. L'option de zoom peut être répétée à volonté.
- **Zoom out** : Permet de restaurer la vue précédant l'agrandissement le plus récent.
- **Reset view** : Permet de restaurer la planche à dessin totale.
- **Tabl**e : Permet de voir le tableau des coordonnées x, y et z de tous les points de la géométrie. Le tableau peut être utilisé pour ajuster des coordonnées existantes.
- **Rulers** : Permet de montrer ou de cacher les règles situées le long de la planche à dessin.
- **Cross hair** : Permet d'afficher ou de cacher le semis de croix lors de l'entrée d'une géométrie.
- **Grid** : Permet de montrer ou de cacher la grille de la planche à dessiner.
- **Axes** : Permet de montrer ou cacher les flèches indiquant les axes x, y et z.
- **Snap to grid** : Permet d'activer et de désactiver les points d'ancrage.

4.2.2.6 le menu Geometry :

Le menu Geometry contient les options de base permettant de fabriquer un modèle géométrique. En plus des lignes géométriques normales, l'utilisateur peut sélectionner des poutres vertical, horizontal et des radiers.

4.2.2.7 Le menu Loads:

Le menu Loads contient les options qui permettent d'ajouter des charges au modèle géométrique.

4.2.2.8 le menu materials :

Le menu Matériels est utilisé pour activer la base de données de création et de modification des propriétés des matériaux pour les sols et les interfaces.

4.2.2.9 le menu Mesh :

Le menu Mesh contient les options permettant de définir le type d'éléments générer un maillage d'éléments finis ou appliquer un raffinement local ou global du maillage.

4.2.3 Les modelés de comportement intègres dans plaxis :

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

4.2.3.1 Modelé élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E, et le coefficient de poisson ν.

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

4.2.3.2 Modelé de mohr-coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young E, le coefficient de Poisson ν, la cohésion c, l'angle de frottement**φ**, et l'angle de dilatanceΨ.

a) Le module de Young : Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure 4.4).

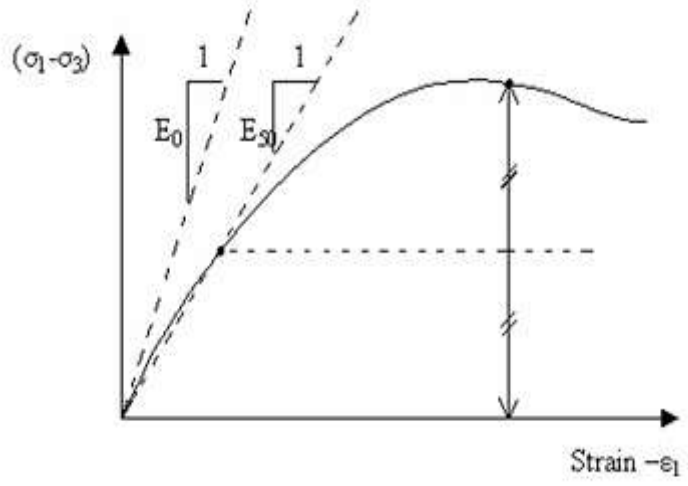


Figure (4.4) : Définition du module à 50 % de la rupture.

b) Le coefficient de poisson : On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) L'angle de frottement : PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne.

d) La cohésion : Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à1kpa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec φ_u=0, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

e) L'angle de dilatance : Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » note Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalue par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30 \text{ pour } \varphi > 30° \quad \textbf{.....(4.1)}$$

$$\Psi = 0 \text{ pour } \varphi < 30^{o} \quad \textbf{.....(4.2)}$$

Les cas ou Ψ< 0 correspond à des sables très lâches.

La valeur Ψ= 0 correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

4.2.3.3 Modèle de sol avec écrouissage (Hardeningsoil Model (H.S.M)) :

Le modèle de sol avec écrouissage (H.S.M) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module de déformation lorsque le cisaillement augmente : le module $\mathbf{E_{50}}$ n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.

- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie. On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

4.3 Paramètres géotechniques :

Les paramètres géotechniques ont été estimés pour déterminer la contraint selon l'axe de déformation vertical et le tassement du sol.

4.3.1 Angle de frottement et cohésion draines :

4.3.1.1 angles de frottement drainent ( ) :

On utilisera la formule suivante **:**

$$\mathbf{Sin\ \varphi' = 0,8 - 0,094.ln\ IP} \quad \textbf{(4.3)}$$

Les valeurs de φ' à adopter sont résumées dans le tableau suivant :

Sol	Tuf calcareux		Marne rougeâtre	
	Ip (%)	**φ**'(°)	Ip (%)	**φ**'(°)
Max	35.56	27.38	36.46	27.38
Min	21.36	30.66	14.23	33.36
Moy	28.46	28.68	25.34	29.34

Tableau (4.1): Limites des angles de frottement drainés.

Estimation du module de déformation à partir des essais in-situ Les paramètres géotechniques ont été estimés pour déterminer la contrainte et le tassement du sol.

a) Couche de tuf calcareux :

Le module de déformation estimé à partir des résultats des essais de pénétration statique en Utilisant la relation $E=2,5\ q_c$ (SCHMERTMANN 1978). La résistance de pointe à partir des essais CPT réalisé sur site est de l'ordre de 20,0MPa en moyenne.

Donc :

$$E= 2,5 \times 20MPa = 50,0MPa.$$

Le module de déformation a aussi été estimé à partir des résultats de l'essai pressiometrique en utilisant la relation suivante (Fascicule no 62, 1993):

$$E=E_m/\alpha \text{.....(4.4)}$$

Cette formation est caractérisé par un module pressiomètrique de l'ordre de 153.57 bars en moyenne avec α=1/3 et Em=15,3MPa donc E= 45.9Mpa.

Sur cette formation le module a été également estimé à partir des essais SPT en utilisant la relation suivante (V.N.S.Murthy Geotechnical Engineering: Principles and Practices of SoilMechanics and Foundation):

E= (35000 to 50000) log Ncor (en kPa)

Profondeur (m)	N	E(Mpa)
0-1	24.8	48.80

Tableau (4.2) : Paramètres géotechniques de la couche de tuf calcareux à partir SPT.

b) Marne rougeâtre :

Selon les résultats des essais préssiomètriques la couche de marne est caractérisée par un Module pressiomètrique de l'ordre de 23,5MPa en moyenne.

Le module de deformation a aussi été estimé à partir des résultats de l'essai pressiometrique en utilisant la relation suivante (Fascicule no 62, 1993):

$$E=E_m/\alpha$$

Avec : α=2/3

et : E_m=23,5MPa donc E= 35,25MPa

4.4 résume des paramètres géotechniques du sol :

En considérant les essais de laboratoire, des essais in-situ et les paramètres de sol (module de déformation) donné par le laboratoire LHCE à utiliser dans les calculs à court et à long terme sont résumés dans les tableaux 3&4 ci-après:

profondeur	Formation	γ_h (KN/m^3)	C' (Mpa)	φ' (°)	E' (Mpa)	N
0-13.40	Tuf calcareux	19	20	29	70	0.33
>13.4	Marne rougeâtre	19	30	21.91	60	0.33

Tableau (4.3): Paramètres géotechniques à long terme.

Profondeur	Formation	γ_h (KN/m^3)	E' (Mpa)	N
0-13.40	Tuf Calcareux	19	116.66	0.45
>13.4	Marne rougeâtre	19	100	0.45

Tableau (4.4): Paramètres géotechniques à court terme.

4.5 Calcul de capacité portante :

4.5.1Calcul de capacité portante d'une fondation superficielle :

4.5.1.1Calcul analytique :

a) Calcul de la contraint admissible sous une fondation à partir d'essai in site (SPT) :

Pour calculer de la contrainte admissible de fondation on applique la formule fondamentale de Meyerhof (1956) :

$$q_{adm} = 8N^{e}_{SPT} \times k_d \left(1+\frac{0.3}{B}\right)^2 \text{on a } B > 1.2m$$

$$k_d = 1+0.33\times \frac{D}{B} \text{on a } \frac{D}{B}<1$$

Application numérique :

$$k_d = 1+0.33\times \frac{2.5}{27.9} = 1.029$$

$$q_{adm} = 8\times35\times1.029\left(1+\frac{0.3}{27.9}\right)^2 = 2.9 \text{ (bars)}$$

b) Calcul de la contraint admissible sous une fondation à partir d'essai in laboratoire :

Pour calculer de la contrainte admissible de fondation on applique la formule fondamentale de TERZAGHI : On a **L/B ≤ 5 :**

-Comportement avec **φ**≠ 0 (comportement à long terme ″drainé″) :

$$q_{adm}=\gamma_1 D+\frac{\rho\gamma 2N\,\gamma(\varphi')+\gamma 1D(NQ(\varphi')-1)+CNC(\varphi'))}{FS}$$

$$\rho=\frac{B}{2(1+\frac{B}{L})}$$

Application numérique :

$$\rho=\frac{27.9}{2(1+\frac{27.9}{85.5})}=10.52$$

$$q_{adm}=19.3\times 2.5+\frac{10.52\times 19.3\times 19.34+19.3\times 2.5(16.44-1)+35\times 72.86}{5.16}=1.4\ (bars)$$

4.5.1.2 Modalisation numérique:

À partir de logiciel plaxis 3D on trouve la valeur de contraint admissible de fondation égal à : 1.6 (bars).

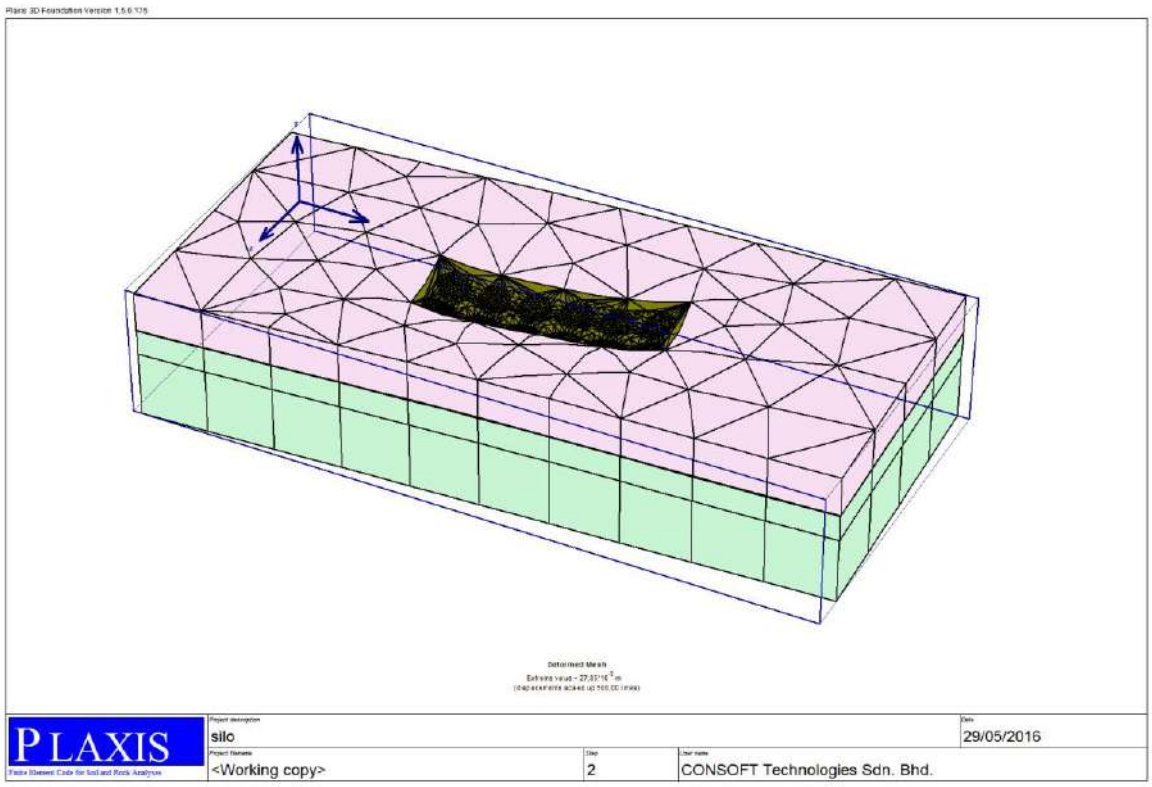


Figure (4.5) : Modèle PLAXIS 3D radier.

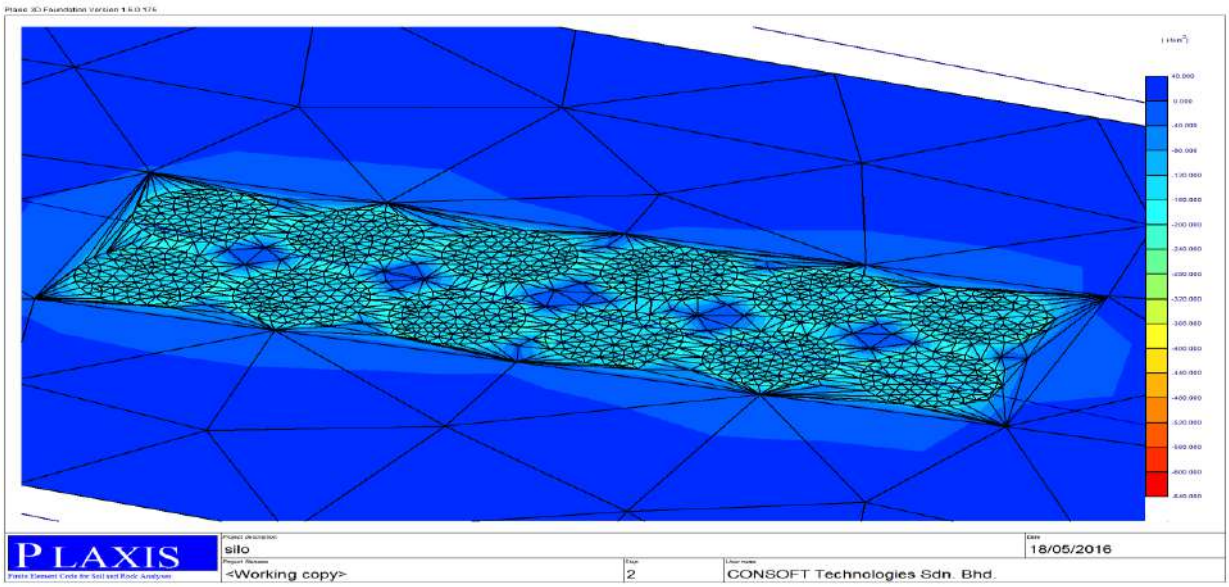


Figure (4.6) : Modèle PLAXIS 3D radier.

Les résultats a partir du logiciel plaxis 3D fondation confirme les resautas de la capacité portant a partir des essais de laboratoire

4.5.2Calcul la contrainte admissible d'un sol de fondation superficielle :

Pour calculer de la contrainte admissible de fondation on applique la formule fondamentale de TERZAGHI :

$$\mathbf{FS}=\frac{(1-0.2\frac{B}{L})\,\gamma BN\,\gamma(\varphi')+\gamma D(NQ(\varphi')-1)+(1+0.2\frac{B}{L})c'(NC(\varphi'))}{qadm-\gamma D}$$

Avec :

q_{adm} : contrant admissible de sol.

FS : coefficient de sécurité.

$\boldsymbol{\gamma}$: densité apparent en place.

N_{γ} : facteurs de portance du au poids de terre.

N_q : facteurs de portance du a surcharge.

S_C : facteurs de portance du a la cohésion.

Donc :

$$\mathbf{q_{adm}}=\mathbf{F_s}\boldsymbol{\gamma}\mathbf{D}+\frac{(1-0.2\frac{B}{L})\gamma BN\,\gamma(\varphi')+\gamma D(NQ(\varphi')-1)+(1+0.2\frac{B}{L})c'(NC(\varphi'))}{FS}$$

Application numérique :

$$q_{adm}=5.16\times 2.5\times 19.3+\frac{\left(1-0.2\frac{27.9}{85.5}\right)19.3\times 27.9\times 19.34+19.3\times 2.5(16.44-1)+(1+0.2\frac{27.9}{85.5})35\times 72.86}{FS}$$

q_{adm} =2.60 (bars)

Remarque :

qadm de sol supérieur à qadm de fondation (qadm de sol > qadm de fondation superficielle),

2.6 (bars) > 1.6 (bars).

D'âpre cette résulta la sécurité vis a vie du poinçonnent est vérifié pour taux de travaille de l'ordre de 1.6 (bars).

4.6 Évaluation des tassements sous cas de charge uniforme (12 silo remplis):

4.6.1Calcul analytique :

4.6.1.1 A partir des résulta in laboratoire (L'essai œdométrique) :

Notre sol et sur consolidé($\sigma'v_0 < \sigma'p$), le calcul est suivant :

$$S_{oed}=H\frac{Cs}{1+e_0}\ln\frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma z}{\sigma'p}$$

En théorie, pour l'application au calcul du tassement d'une fondation superficielle, il y aurait lieu de faire trois corrections :

✓ **argiles raides sur consolidées** :

S_i = 0,5 à 0,6 S_{oed}

S_c = 0,5 à 0,4 S_{oed}

S_t = S_{oed}

Application numérique :

a)la couche de tuf calcareux :

$$s_{oed}=15\frac{0.036}{1+0.849}\ln\frac{49.35+88.5}{103.8}=0.082\ m$$

s_t = S_{oed} = 8.2 cm.

b) la couche de marne rougeâtre :

$$s_t = s_{oed} = 25 \frac{0.046}{1+0.958} \ln \frac{49.35+65.3}{155} = -0.176 \text{ m}$$

$s_t = s_{oed}$ = - 17.6 cm.

On conclure que le tassement de sol est :

$$S_t = s_{t(\text{ couche tufe calc })} + S_{t\ (\text{couche marne rouge})} = 8.2 - 17.6 = -9.4 \text{cm.}$$

S_t= -9.4 cm.

4.5.2 Méthode numérique :

Donne cette partie on relève la valeur des tassements sous cas de charge uniforme (12 silo remplis) :

ELS 01 : la charge concentre 9.987 KN, la charge repartir 177.7 KN.

ELS 02 : la charge concentre 302.7 KN, la charge repartir 112.3 KN.

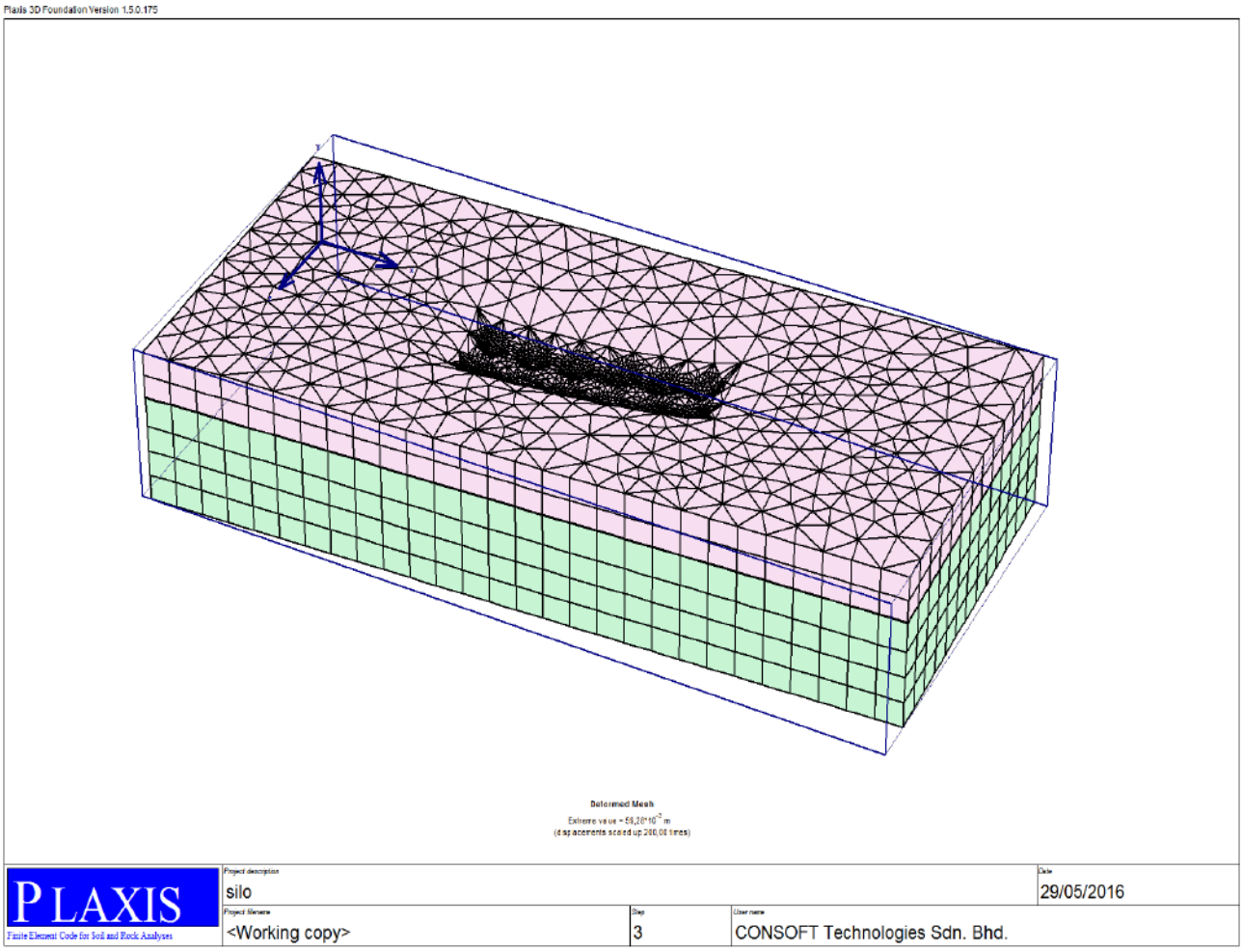


Figure (4.7) : Modèle PLAXIS 3D.

4.5.2.1 Tassements à long terme :

Les tableaux suivants donnent les résultats des tassements maximums sous le radier pour les différents cas de charges:

Résultats	ELS 01	ELS 02
Tassement total (cm)	5.560	6.05
Tassement différentiel (cm)	2.3	2.4
Contraint δ'_{zz}(KN/m^2)	-216.76	-219.83
Distorsion	0.00167	0.00178

Tableau (4.5) : Résultats de calcul des tassements à long terme.

Les valeurs des tassements obtenues pour ce cas sont inférieures aux limites préconisées par le constructeur. La distorsion maximale obtenue est inférieure à la distorsion admissible de 2.10^{-3}.

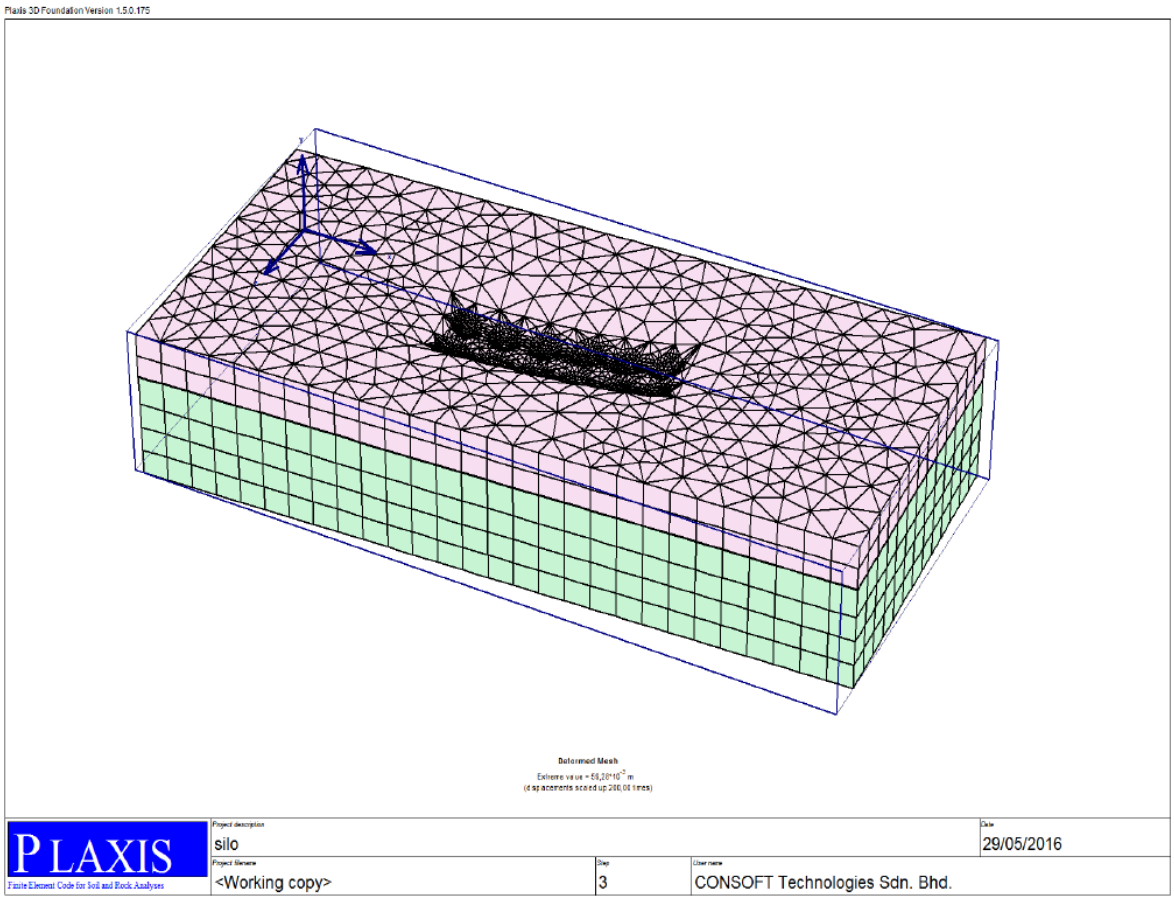


Figure (4.8) : Déformée du modèle PLAXIS sous ELS 1 (long terme).

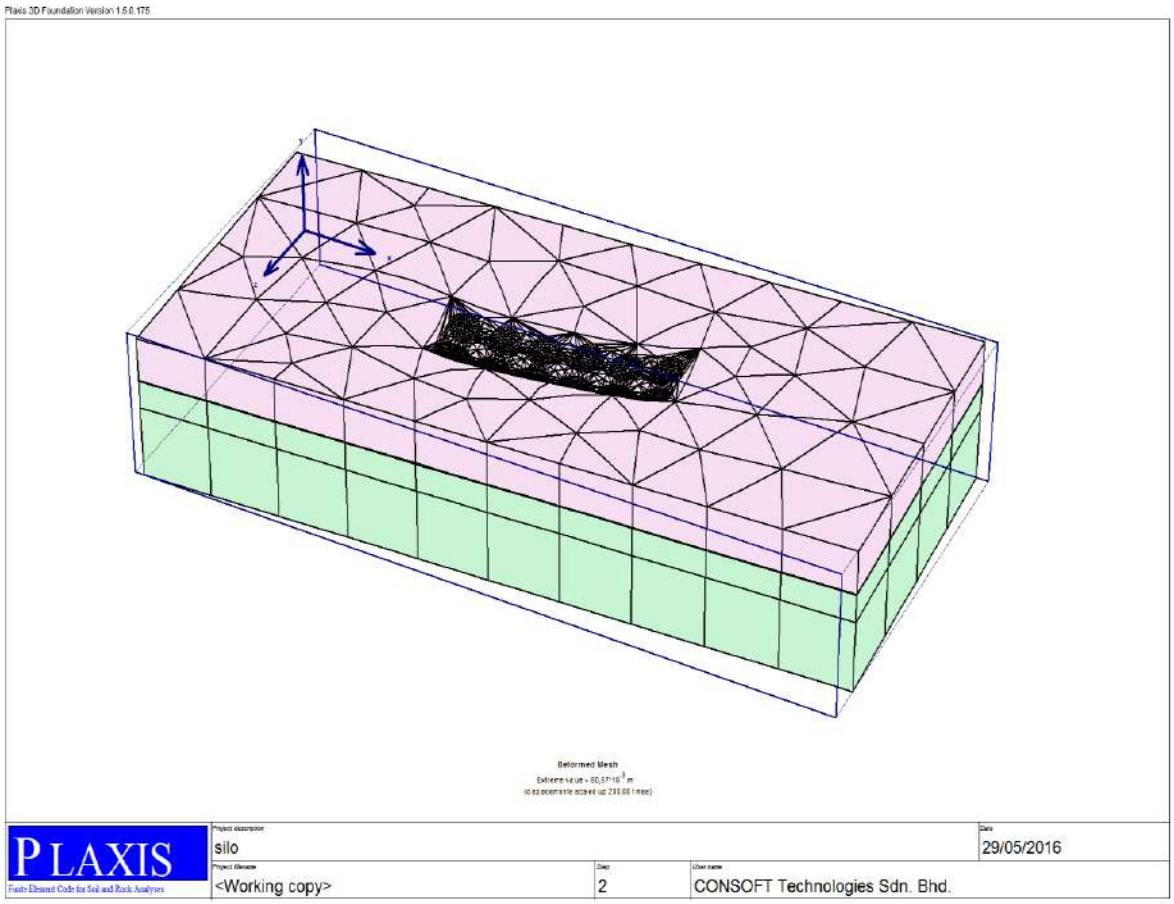


Figure (4.9) : Déformée du modèle PLAXIS sous ELS 2 (long terme).

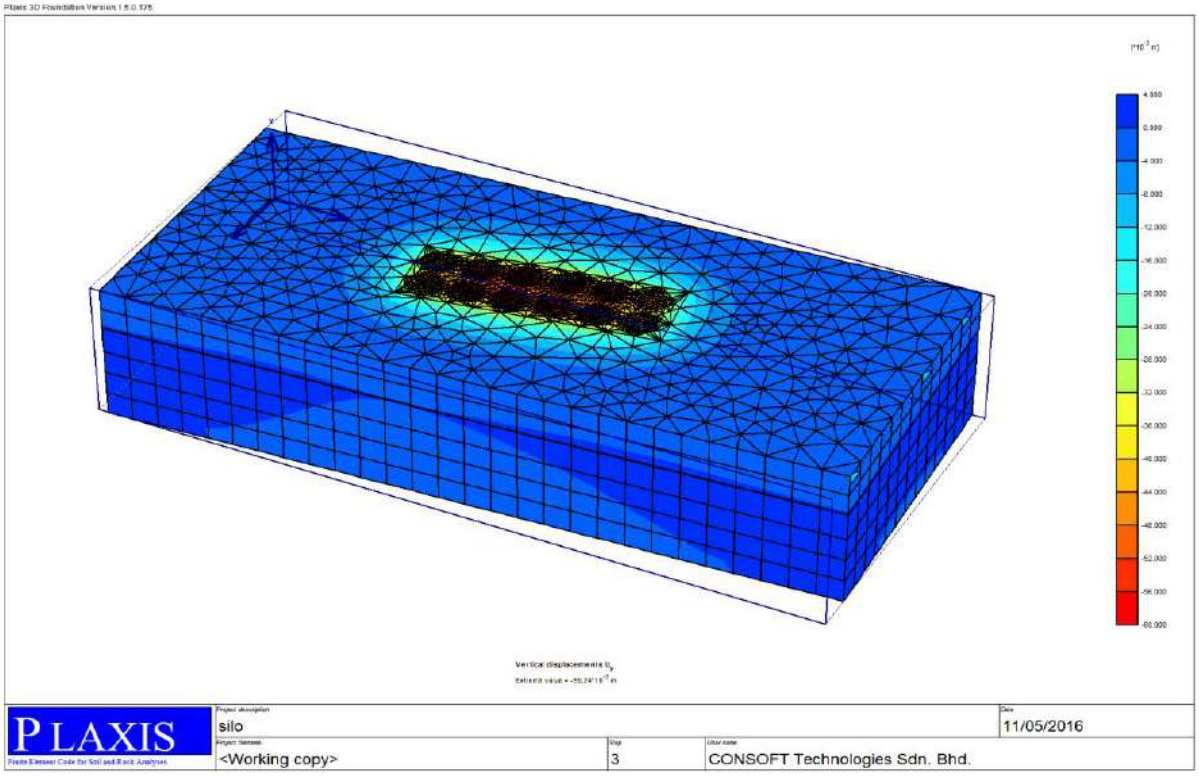


Figure (4.10) : Tassement total sous ELS 1 (long terme).

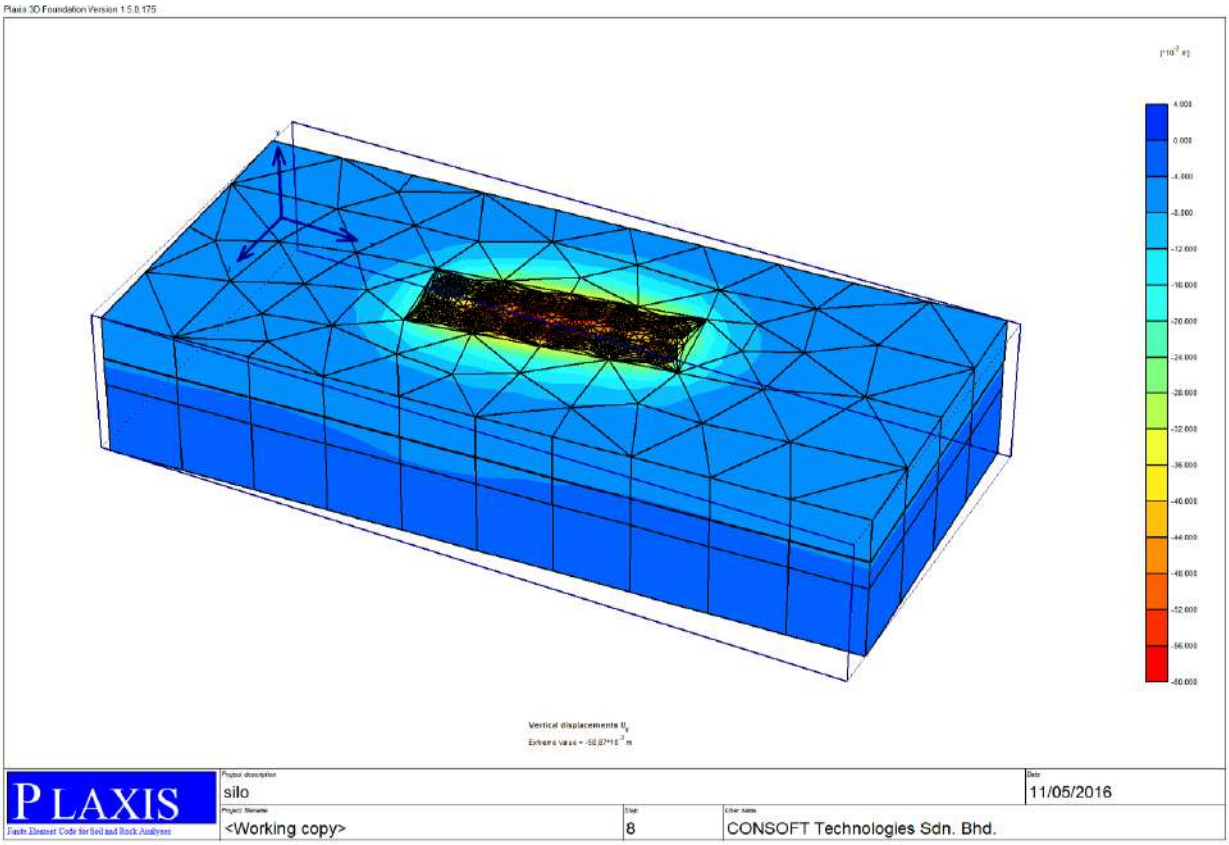


Figure (4.11) : Tassement total sous ELS 2 (long terme).

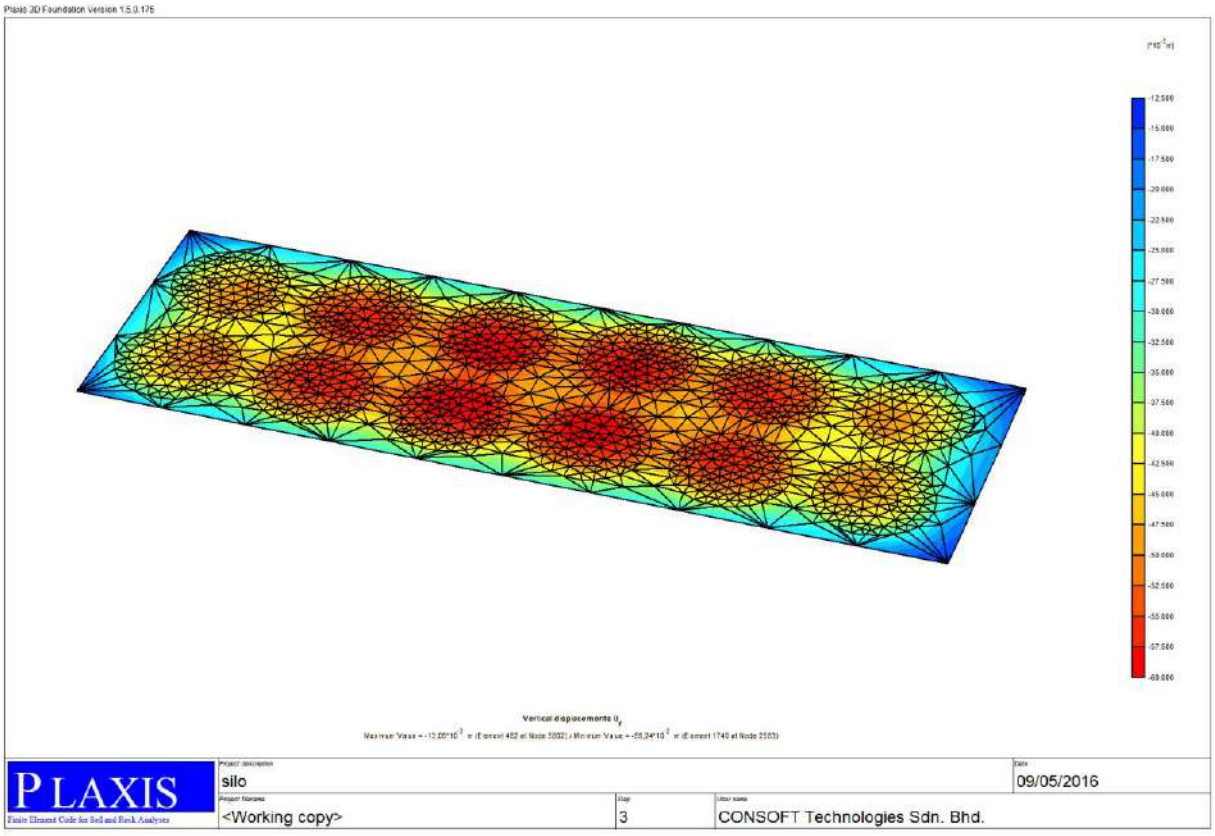


Figure (4.12) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme).

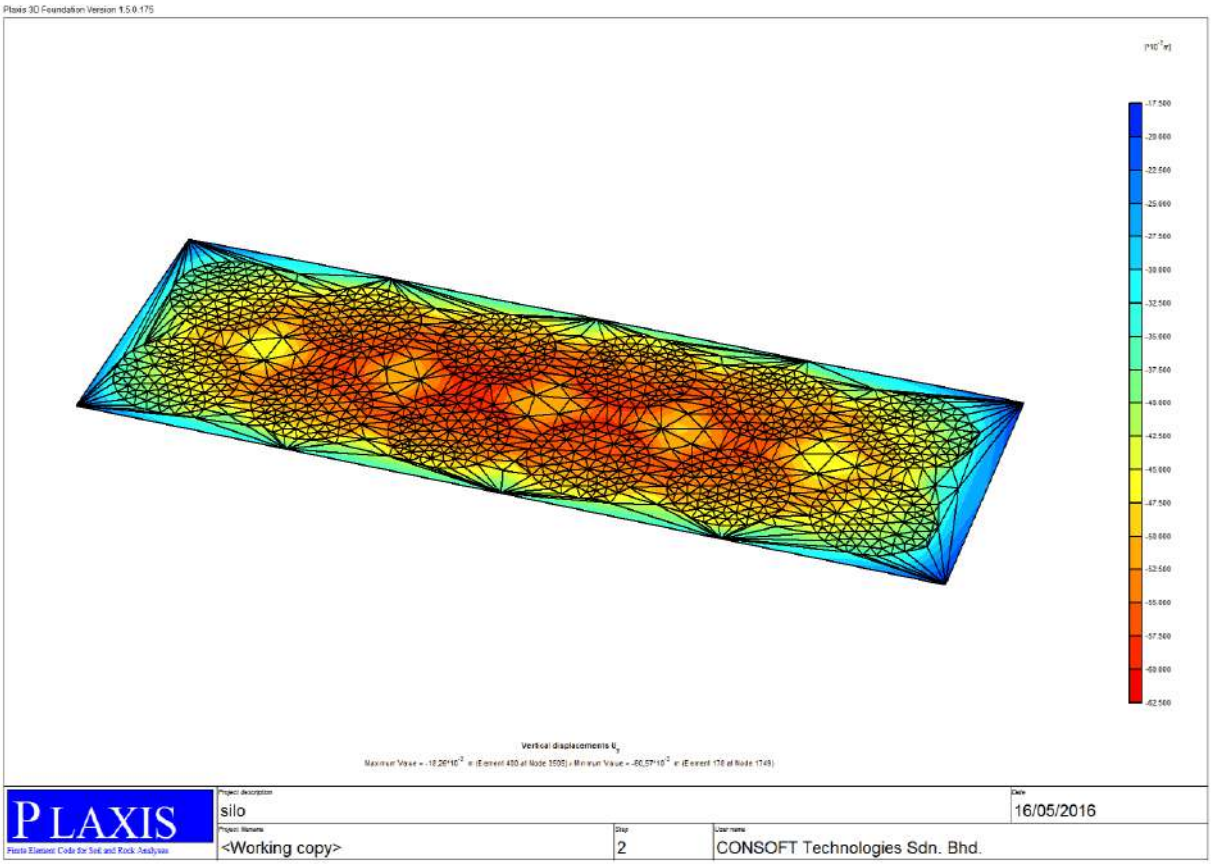


Figure (4.13) : Déformations du radier sous ELS 2 (long terme).

4.5.2.2 Tassements à court terme :

Les tableaux suivants donnent les résultats des tassements maximums sous le radier pour les différents cas de charges:

Résultat	ELS 01	ELS 02
Tassement total (cm)	2.632	2.730
Tassement différentiel (cm)	1.05	1.3
Contraint δ'zz (KN/m^2)	-210.75	-220.88
Distorsion	0.00076	0.00095

Tableau (4.6) : Résultats de calcul des tassements à court terme.

Les valeurs des tassements obtenues pour ce cas sont inférieures aux limites préconisées par le constructeur. La distorsion maximale obtenue est inférieure à la distorsion admissible de 2.10^{-3}.

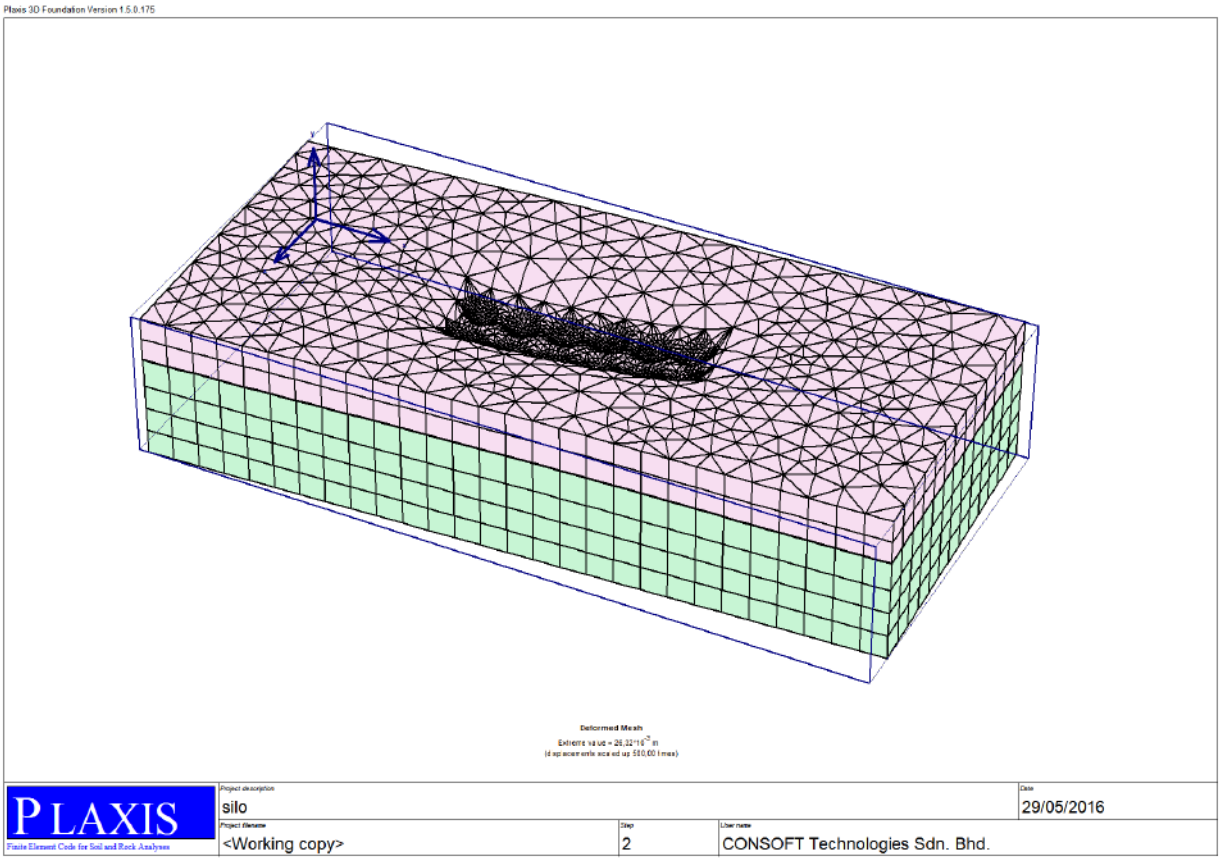


Figure (4.14) : Déformée du modèle plaxis sous ELS 1 (court terme).

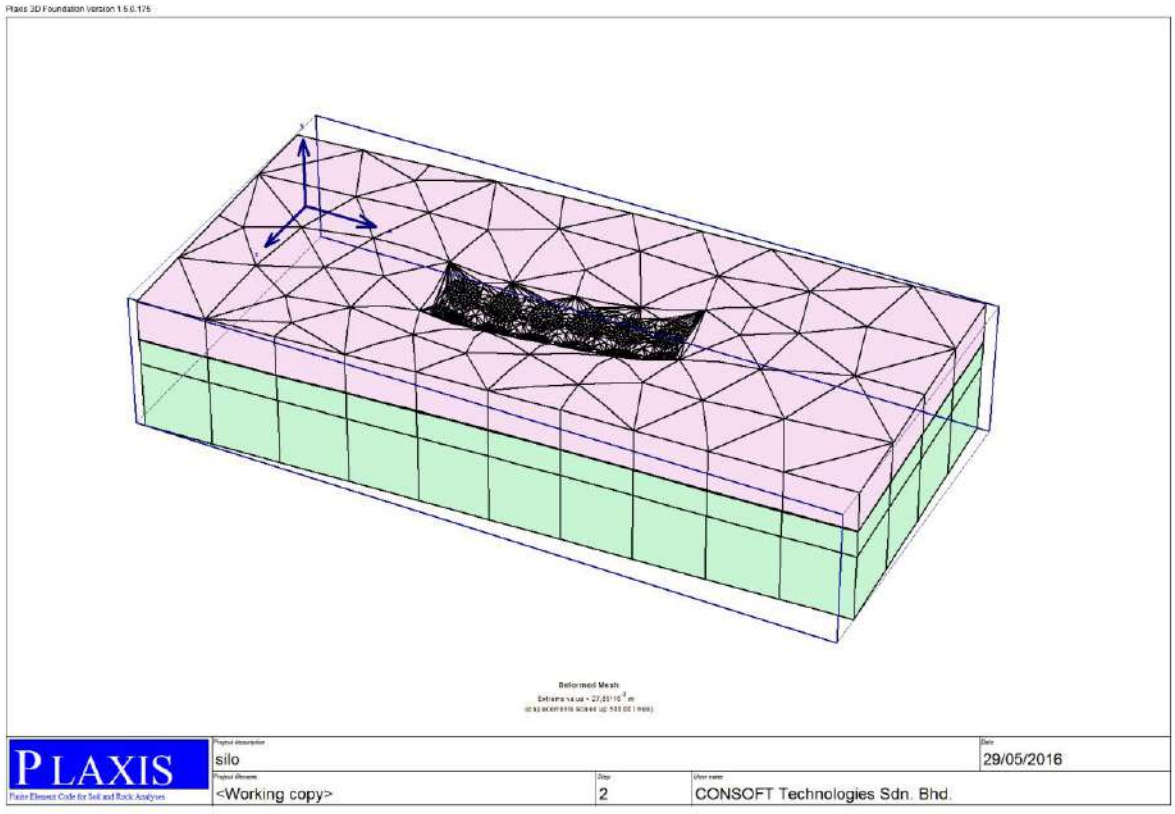


Figure (4.15) : Déformée du modèle plaxis sous ELS 2 (court terme).

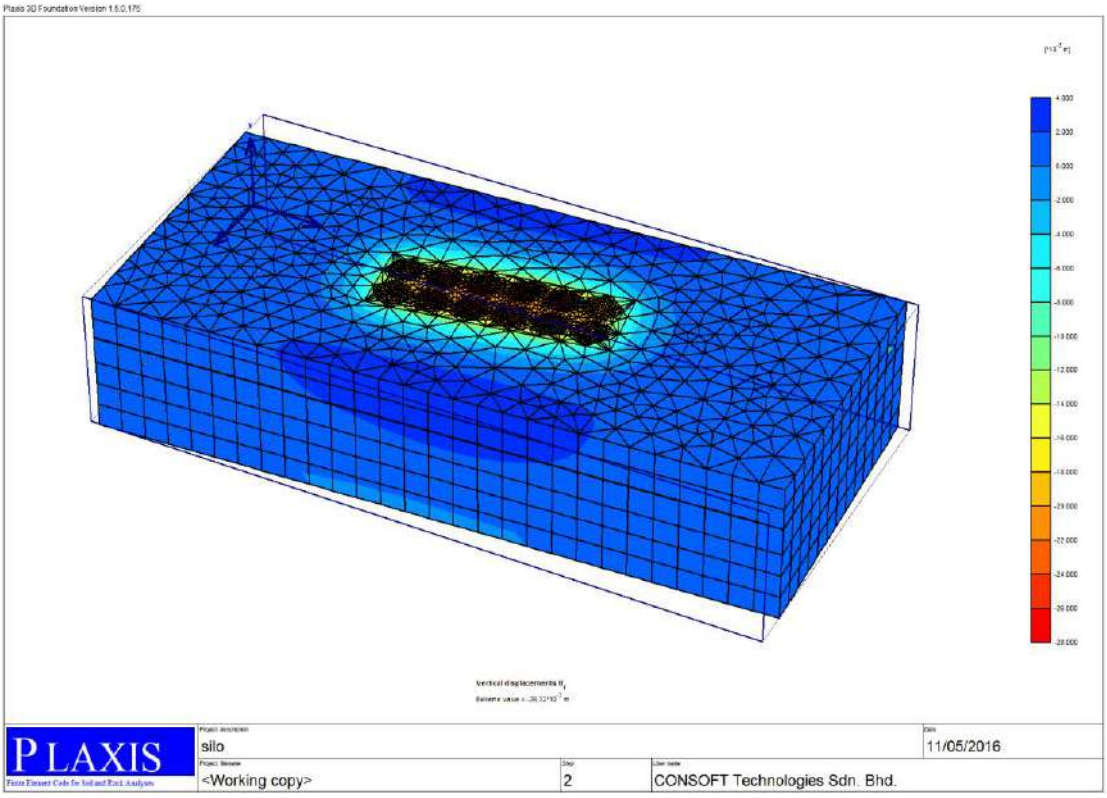


Figure (4.16): Tassement total sous ELS 1 (court terme).

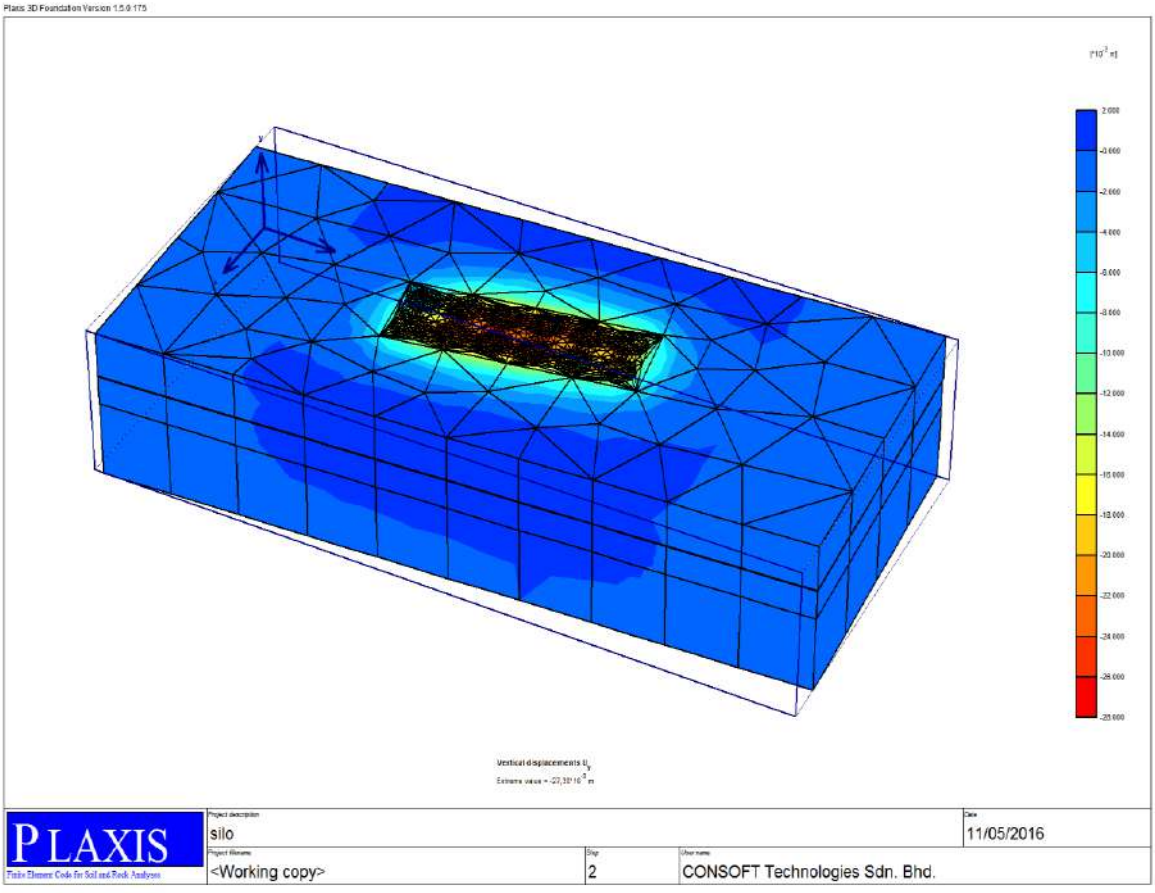


Figure (4.17) : Tassement total sous ELS 2 (court terme).

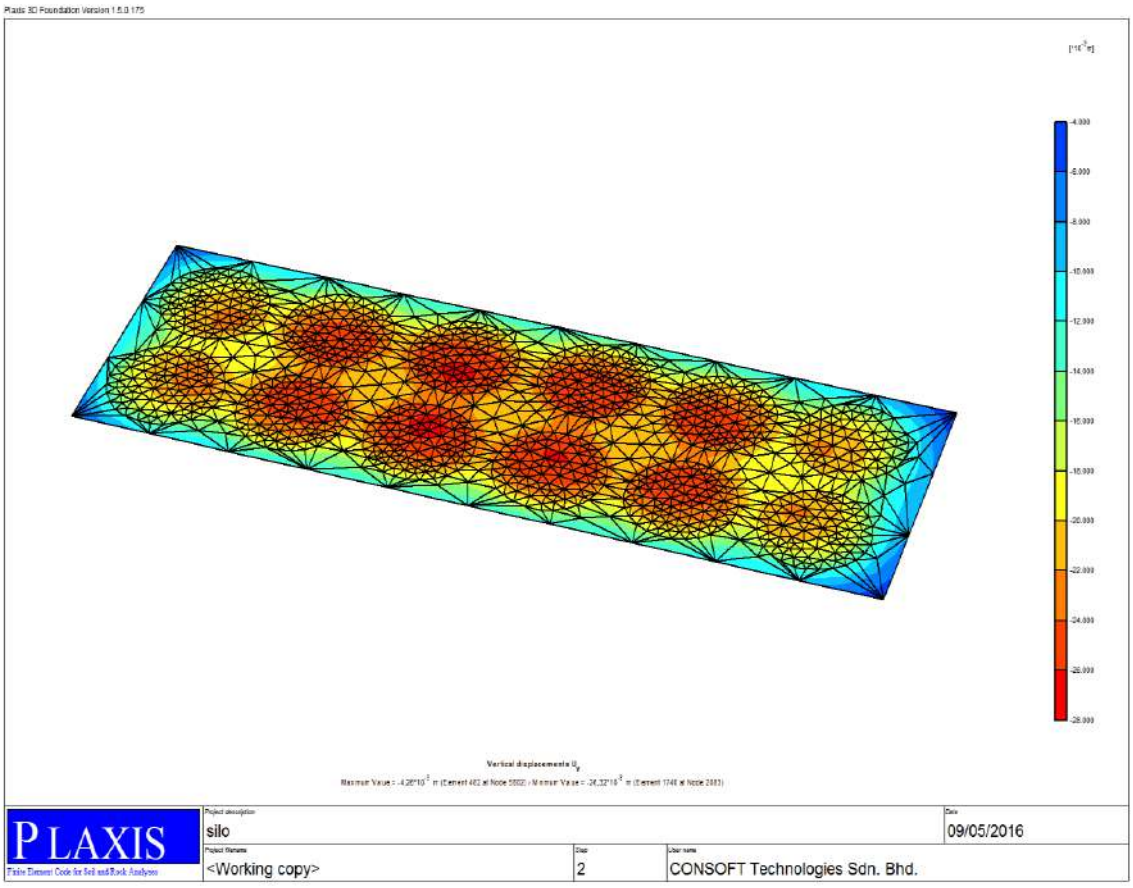


Figure (4.18) : Déformations du radier sous ELS 1 (court terme).

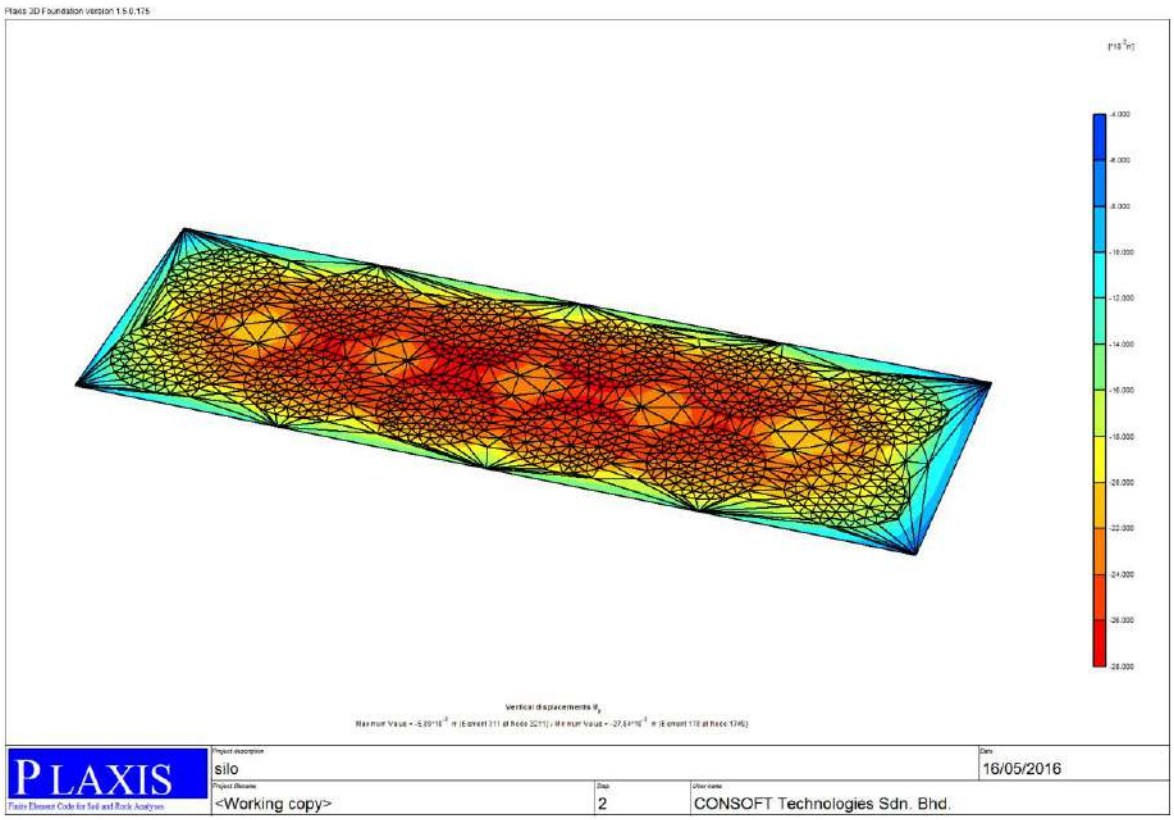


Figure (4.19): Déformations du radier sous ELS 2 (court terme).

4.6 Évaluation des tassements sous cas de charge non uniforme :

Les cas où un certain nombre de silos sont remplis et d'autres vides peuvent dures dans le temps. Par conséquent, ils ont été utilisés pour l'estimation des tassements à long terme. Les cas de chargement non uniforme étudiés sont :

- ✓ CAS 1 : 6x1 silos remplis et 6x1 autres vides.
- ✓ CAS 2 : 3x2 silos remplis et 3x2 autres vides.
- ✓ CAS 3 : 4x2 silos remplis et 2x2 autres vides.
- ✓ CAS 4 : 5x2 silos remplis et 1x2 autre vide.
- ✓ CAS 5 : 1x2 silos vides, 4x2 silos remplis et 1x2 autres vides.
- ✓ CAS 6 : 2x2 silos remplis, 2x2 autres vides et 2x2 silos remplis.

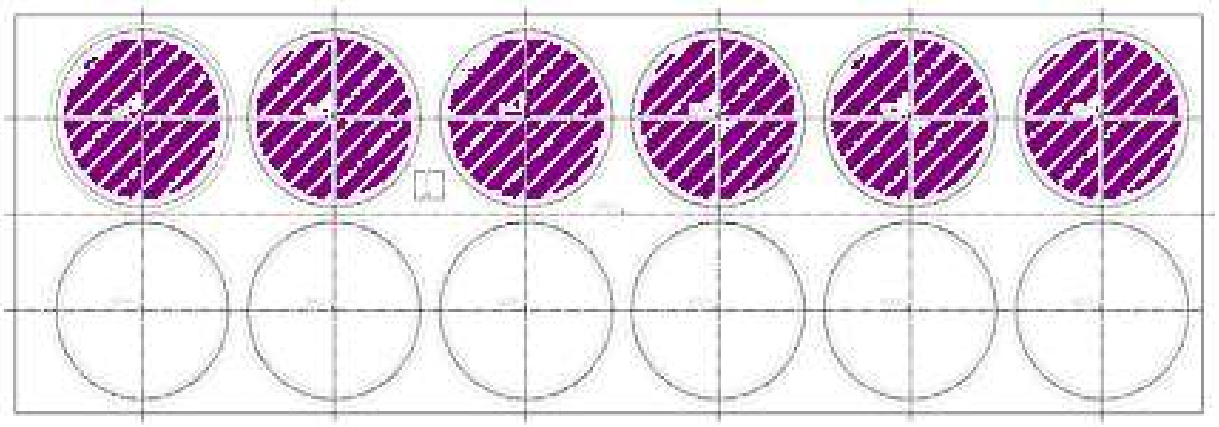


Figure (4.20) : Configuration du cas de chargement non uniforme 1.

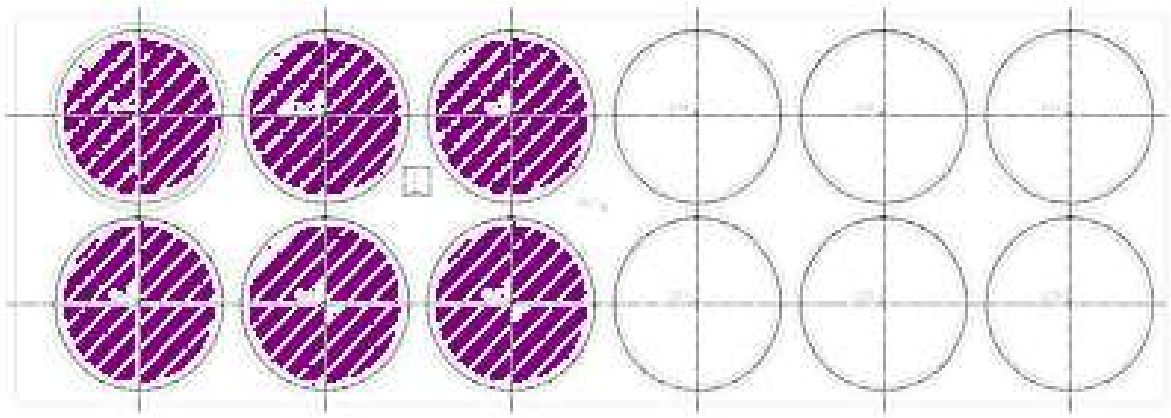


Figure (4.21) : Configuration du cas de chargement non uniforme 2.

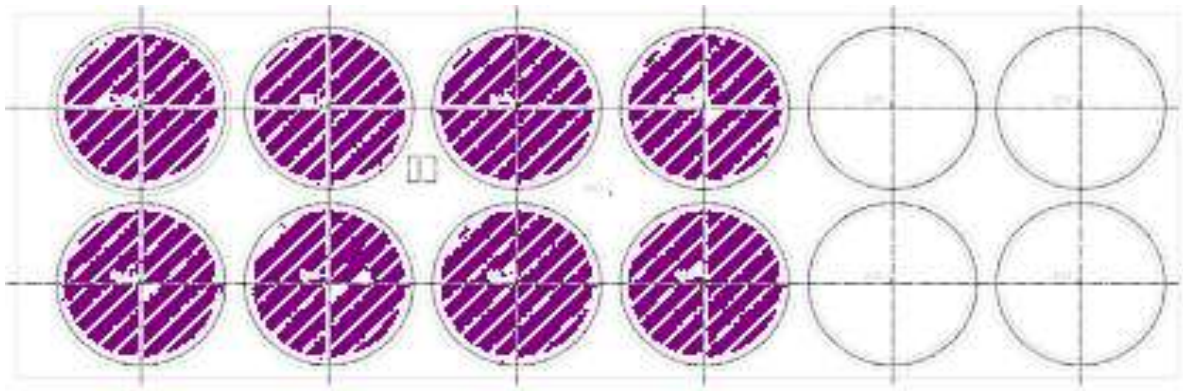


Figure (4.22) : Configuration du cas de chargement non uniforme 3.

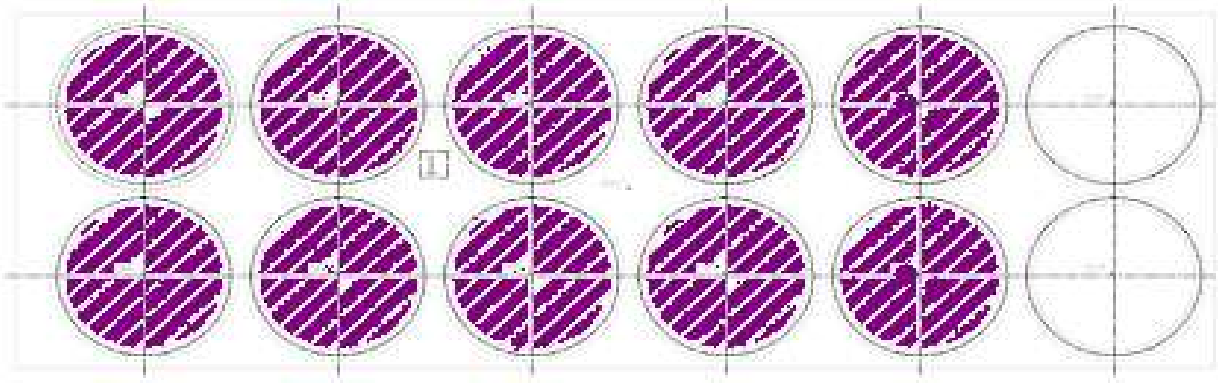


Figure (4.23) : Configuration du cas de chargement non uniforme 4.

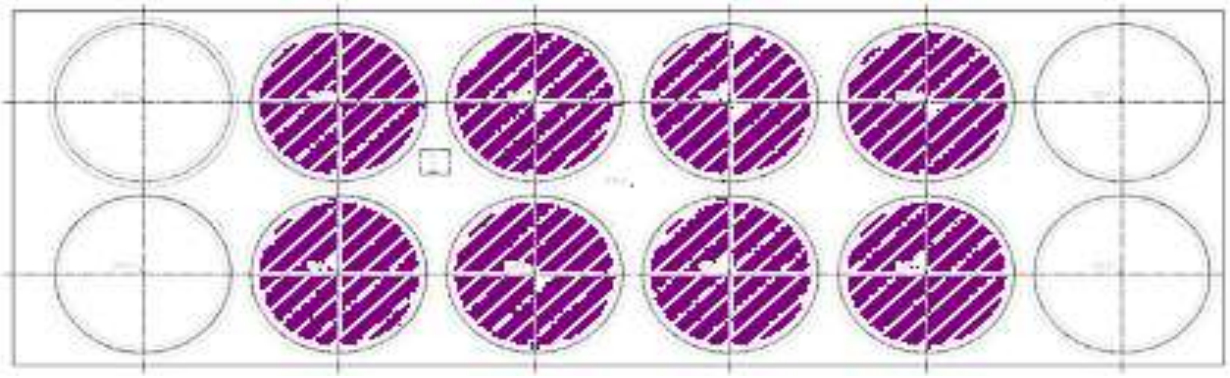


Figure (4.24) : Configuration du cas de chargement non uniforme 5.

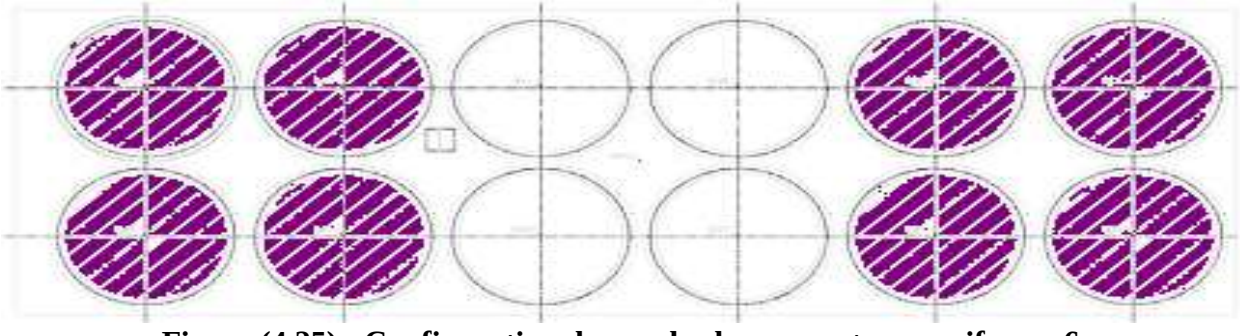


Figure (4.25) : Configuration du cas de chargement non uniforme 6.

Les résultats des déformations sont illustrés dans les figures et tableau suivants :

Cas de charges	1er cas	2er cas	3er cas	4er cas	5er cas	6er cas
Tassement Max (cm)	4.85	5.31	5.63	5.79	5.61	4.78
Tassement différentiel (cm)	2.41	2.1	2.22	2.44	2.23	1.9
Distorsion	0.00175	0.0015	0.0016	0.000069	0.00162	0.00138

Tableau (4.7) : Résultats de calcul du tassement dans le cas de charge non uniforme ELS 01.

Les valeurs des tassements obtenues pour ce cas sont inférieures aux limites préconisées par le constructeur. La distorsion maximale obtenue est inférieure à la distorsion admissible de 2.10^{-3}

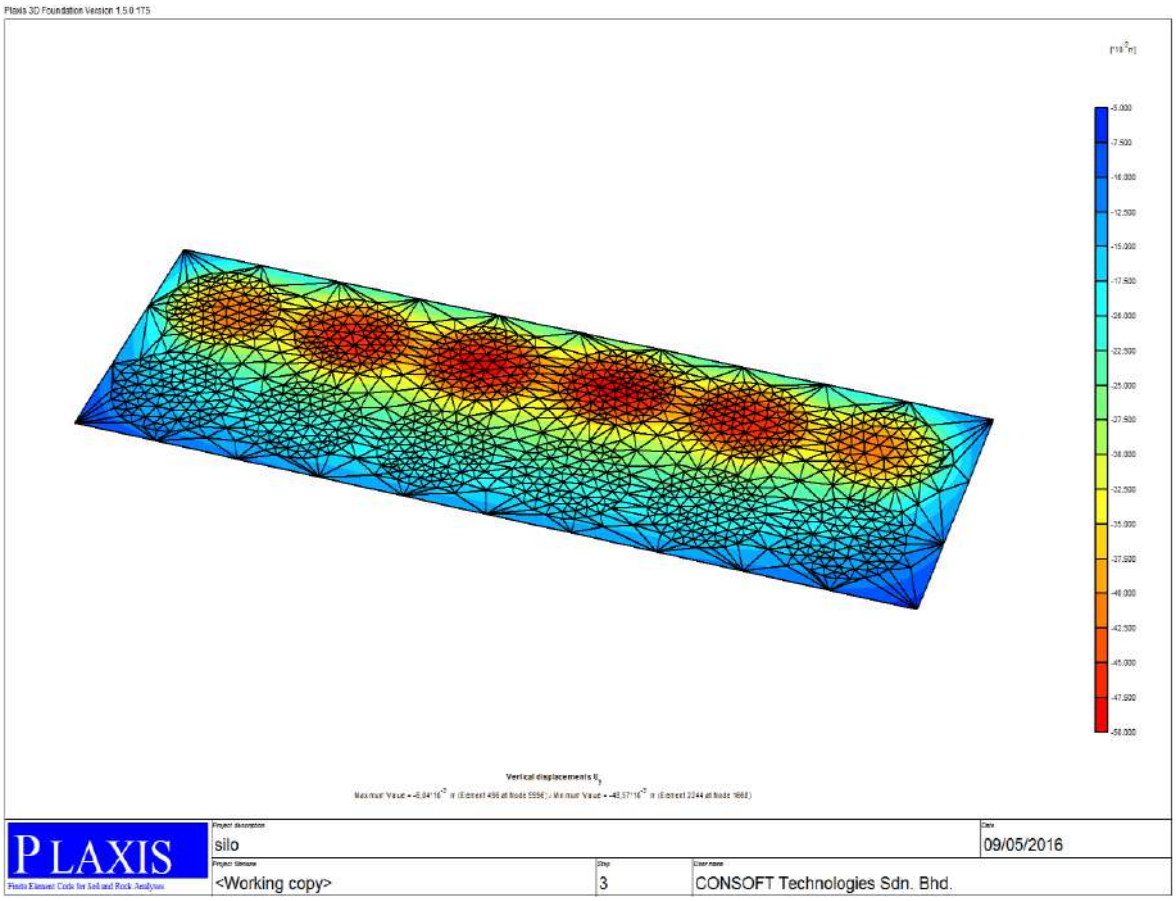


Figure (4.26) : Déformations du radier sous ELS1 (long terme - Cas de charge 1)

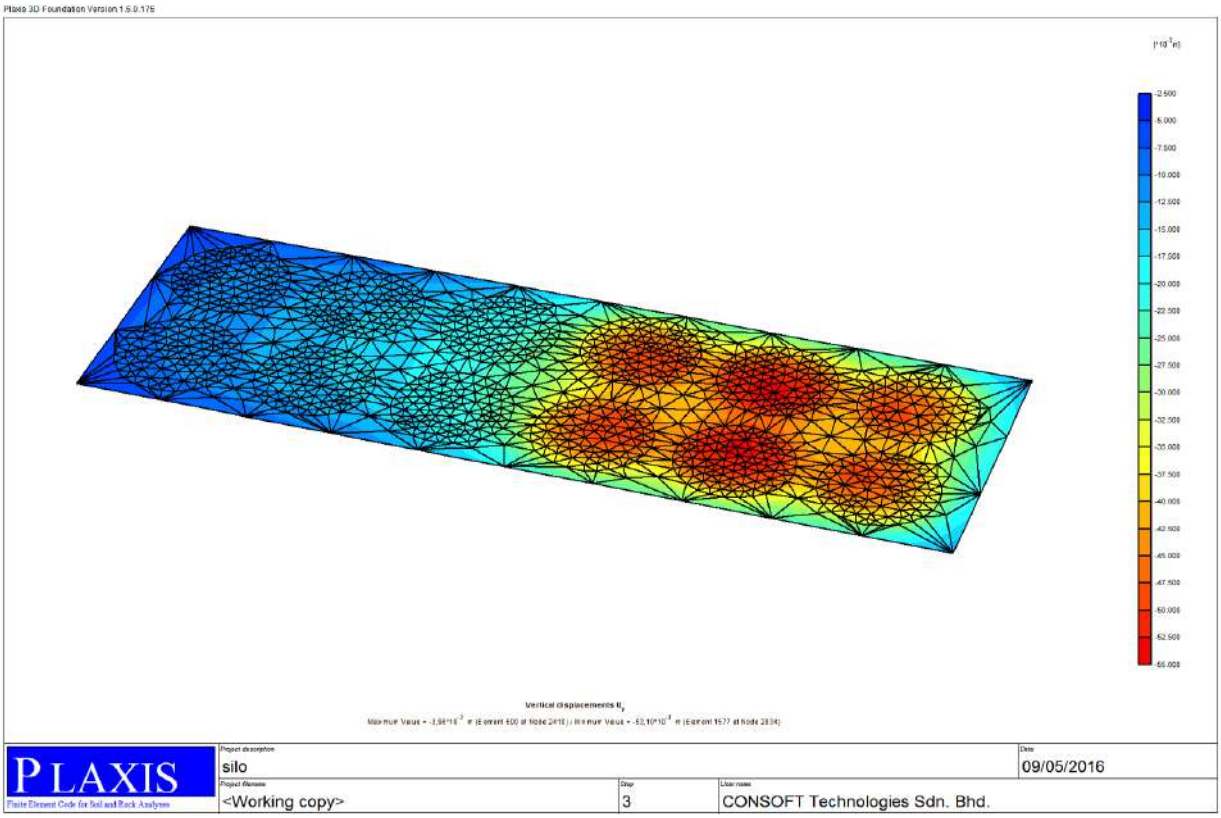


Figure (4.27) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 2)

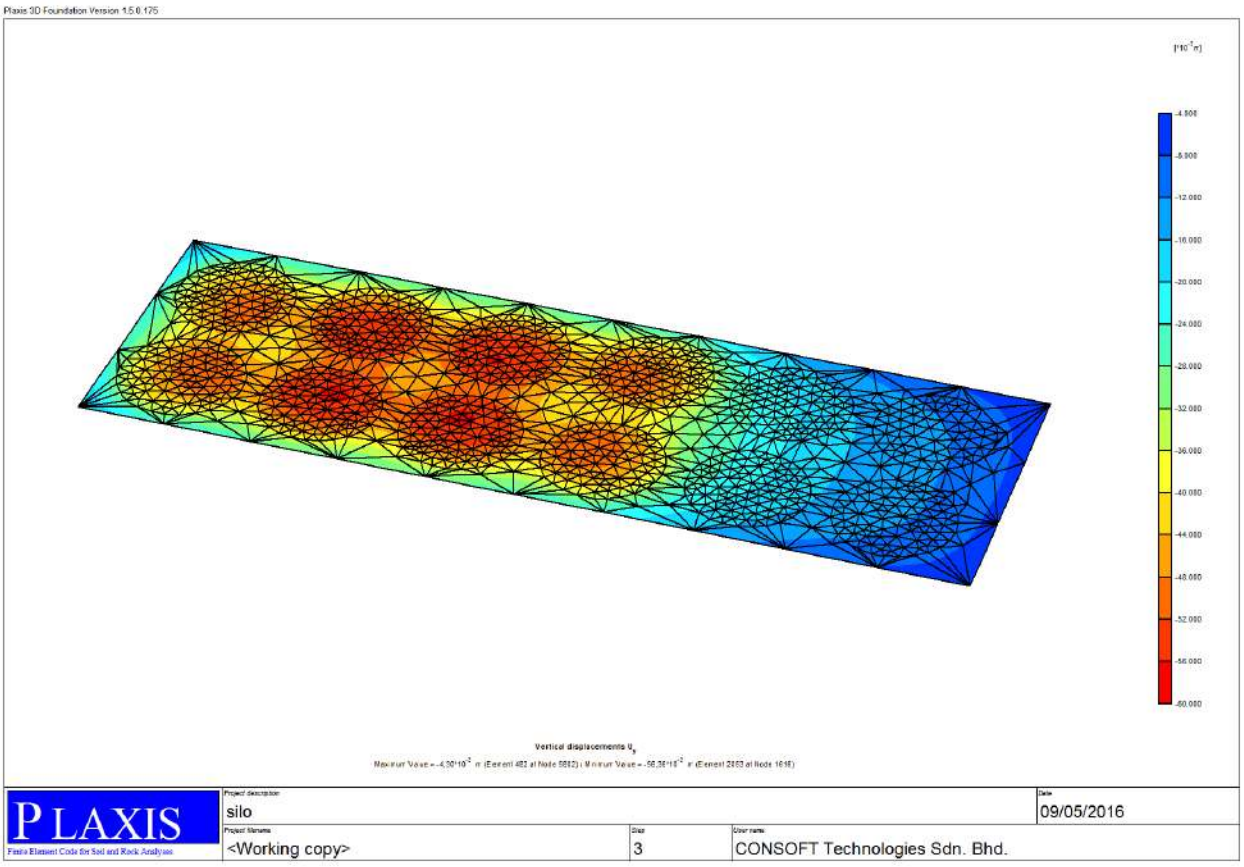


Figure (4.28) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 3).

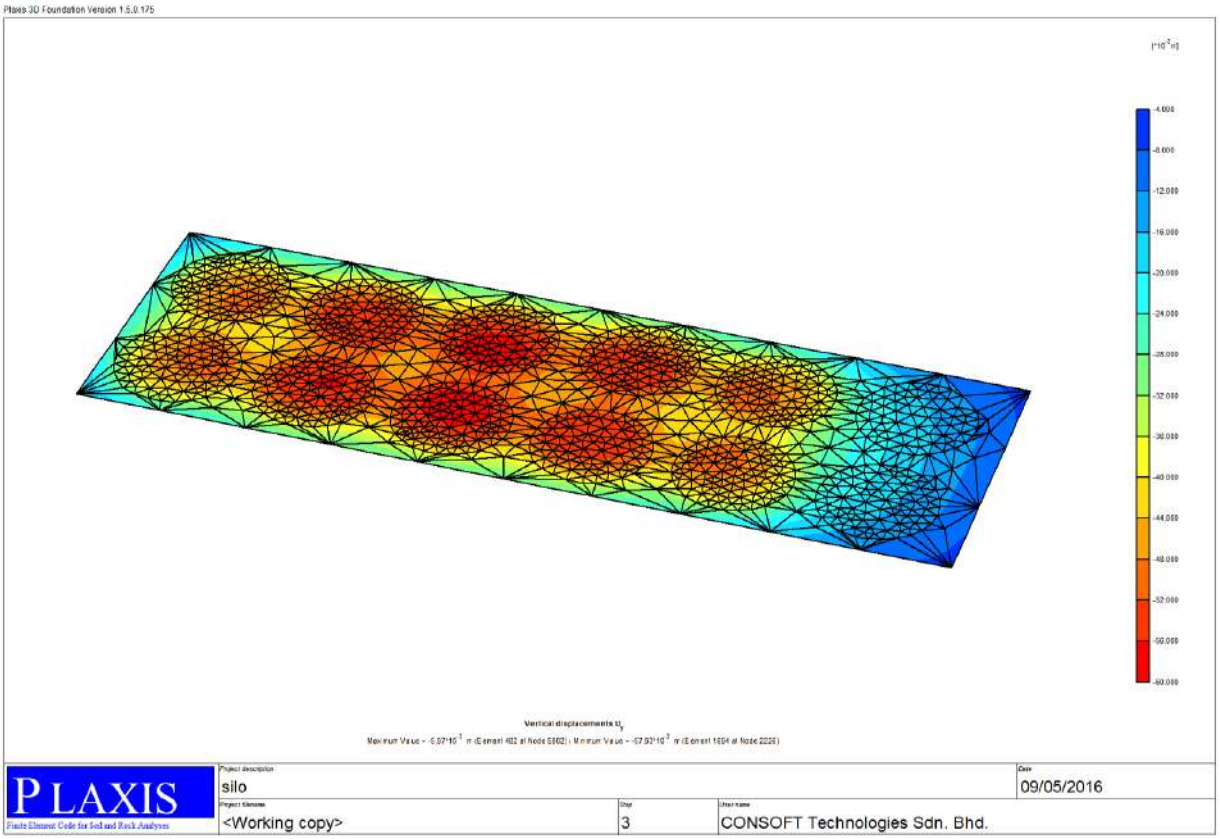


Figure (4.29): Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 4).

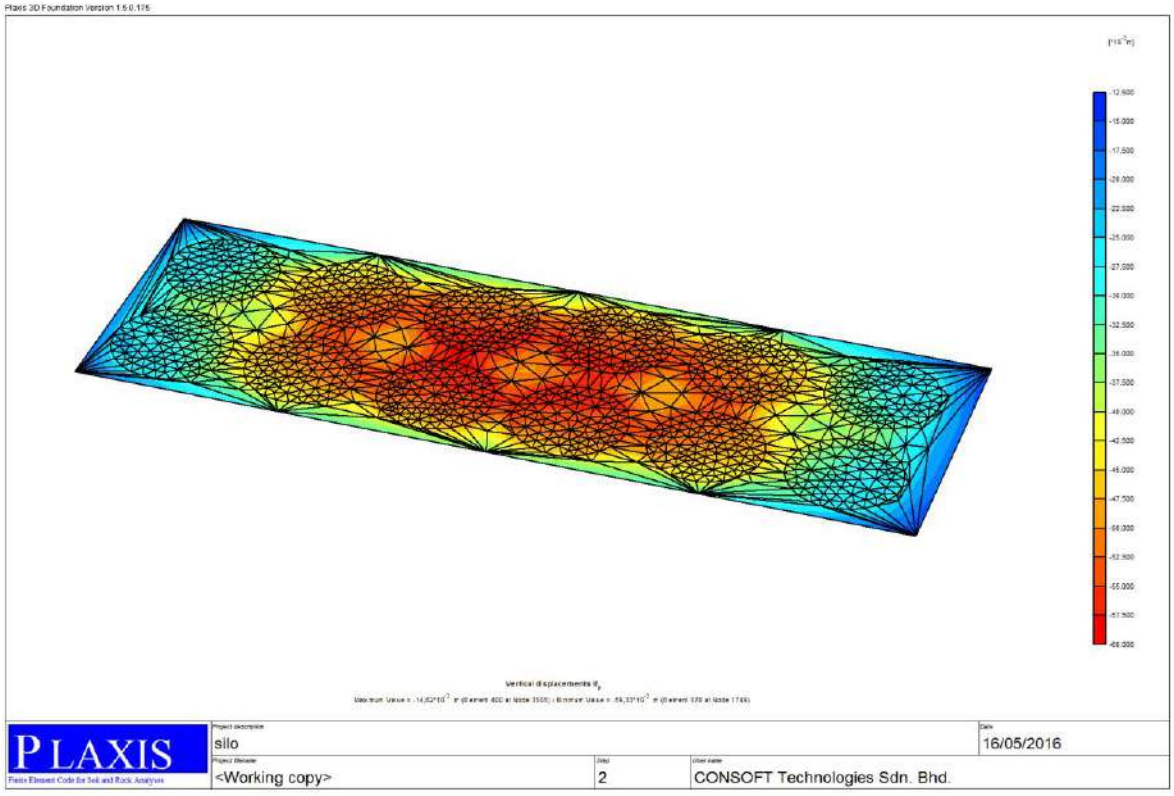


Figure (4.30) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 5).

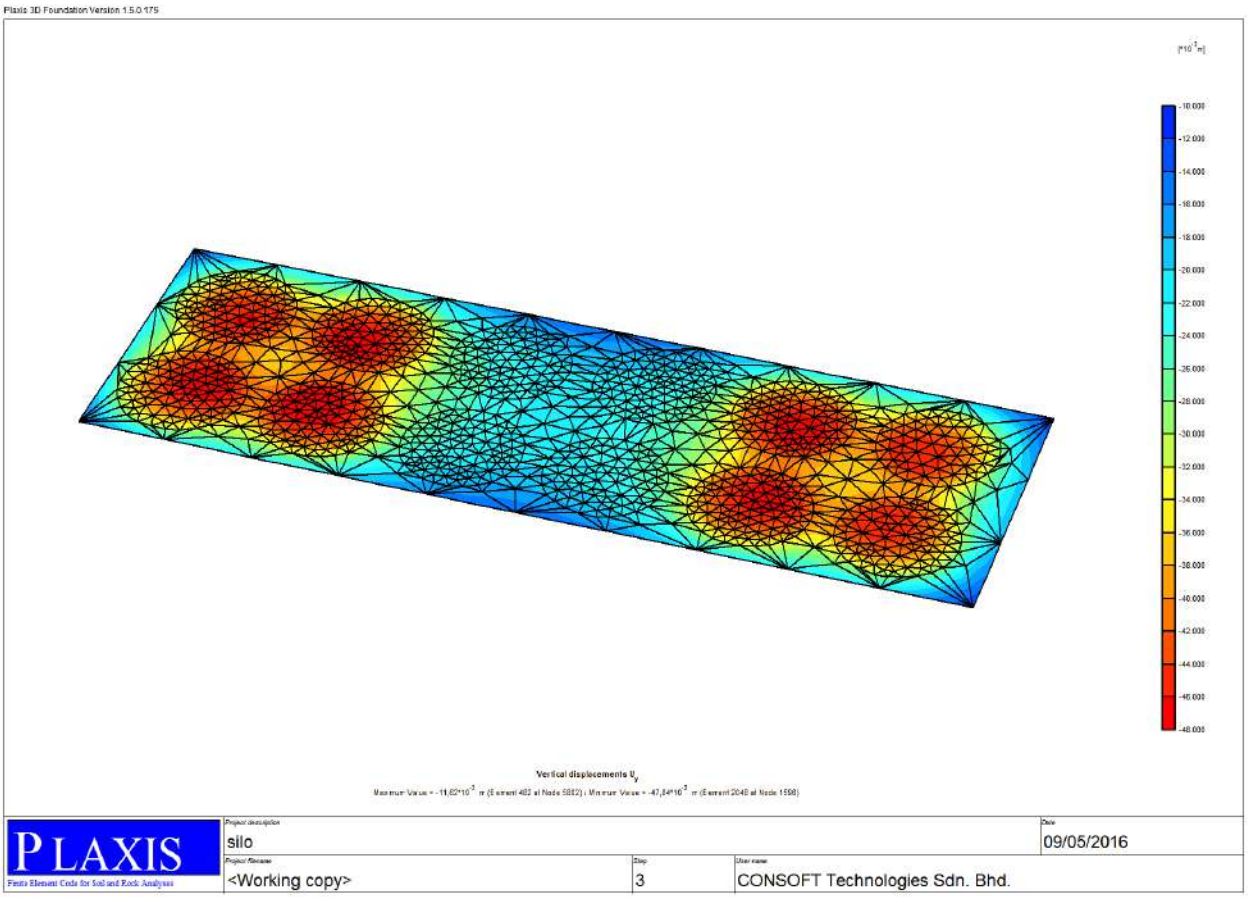


Figure (4.31) : Déformations du radier sous ELS 1 (long terme - Cas de charge 6).

Cas de charges	1er cas	2er cas	3er cas	4er cas	5er cas	6er cas
Tassement Max (cm)	5.19	5.43	5.81	5.86	5.86	5.01
Tassement differential (cm)	1.79	2.18	2.39	2.49	2.43	2.27
Distorsion	0.00130	0.00158	0.00174	0.00178	0.00177	0.00165

Tableau (4.8): Résultats de calcul du tassement dans le cas de charge non uniforme ELS 02.

Les valeurs des tassements obtenues pour ce cas sont inférieures aux limites préconisées par le constructeur. La distorsion maximale obtenue est inférieure à la distorsion admissible de 2.10^{-3}

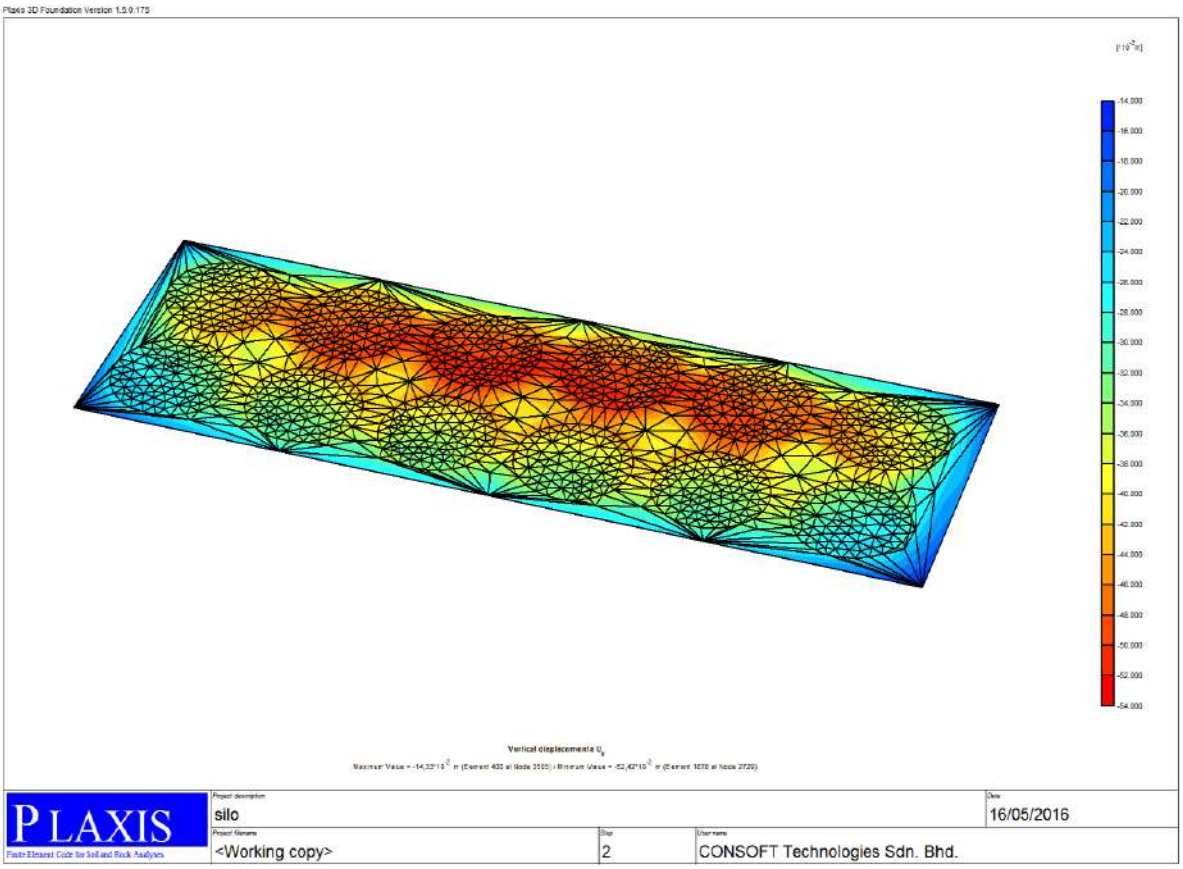


Figure (4.32) : Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 1).

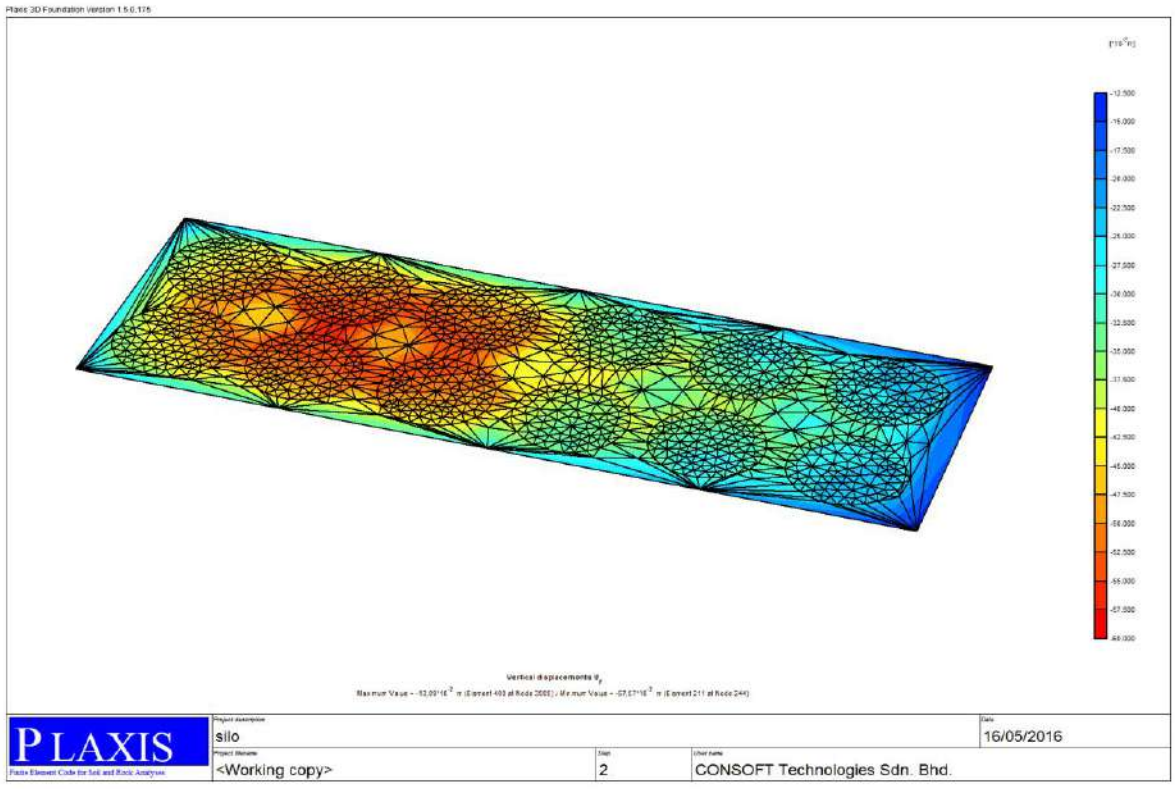


Figure (4.33) : Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 2).

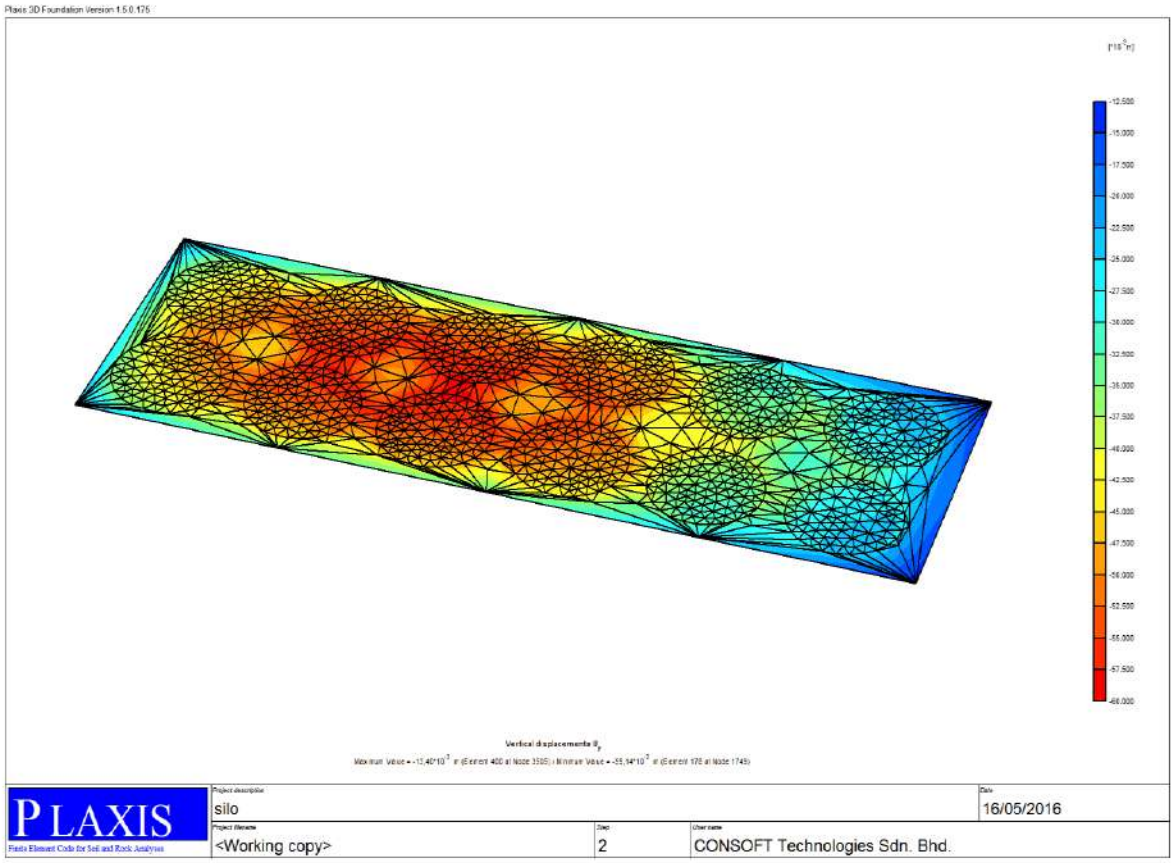


Figure (4.34): Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 3).

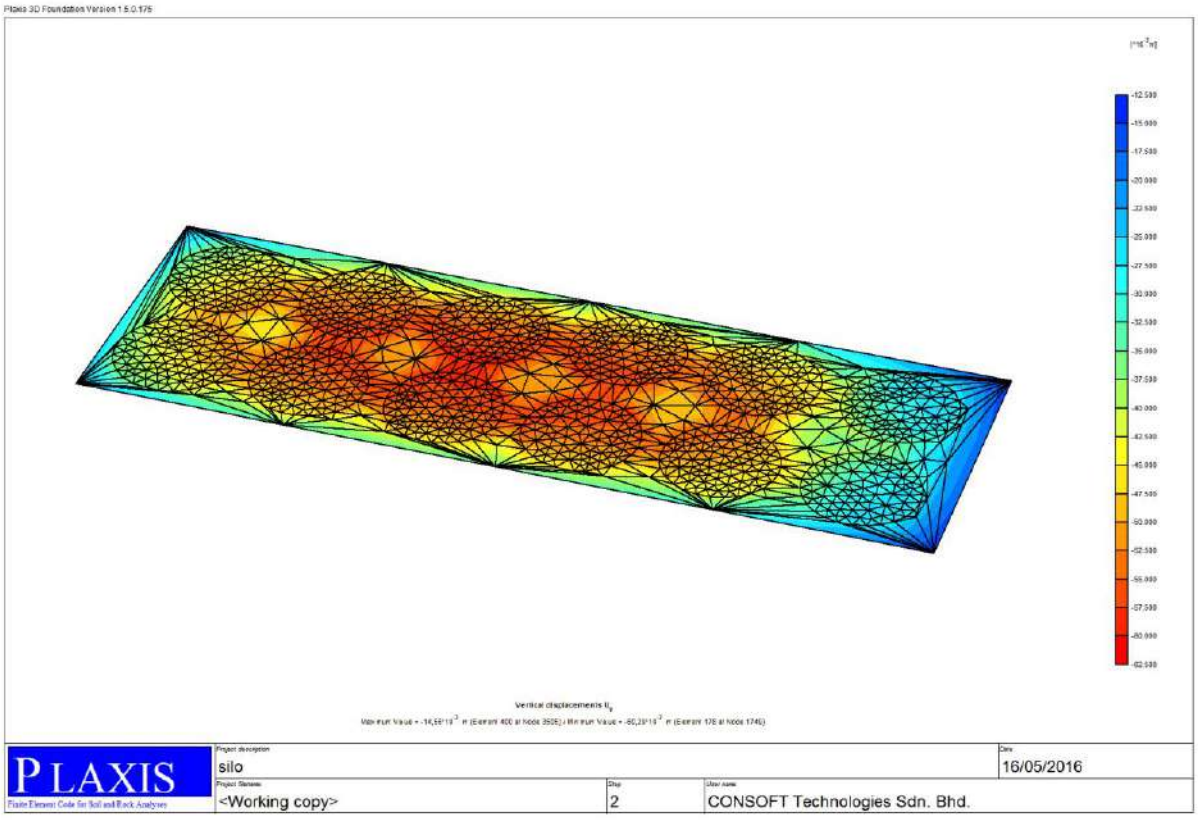


Figure (4.35): Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 4).

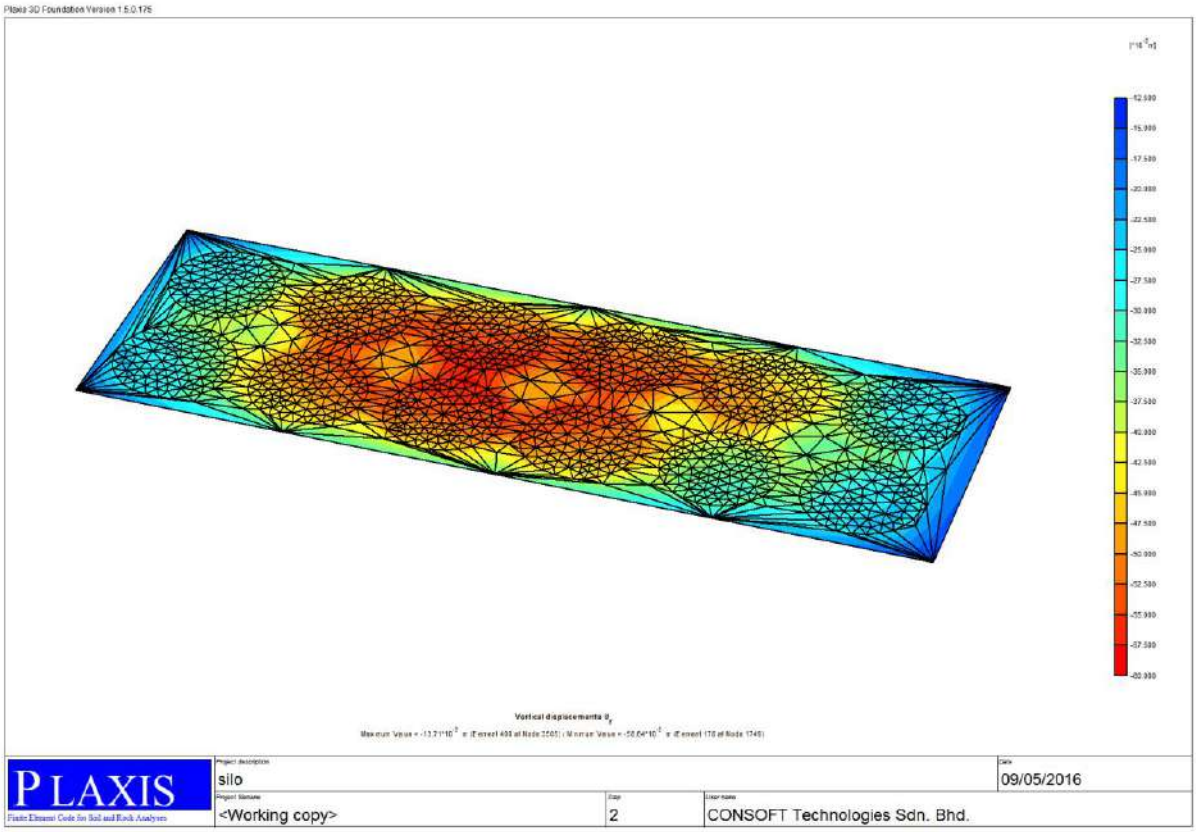


Figure (4.36): Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 5).

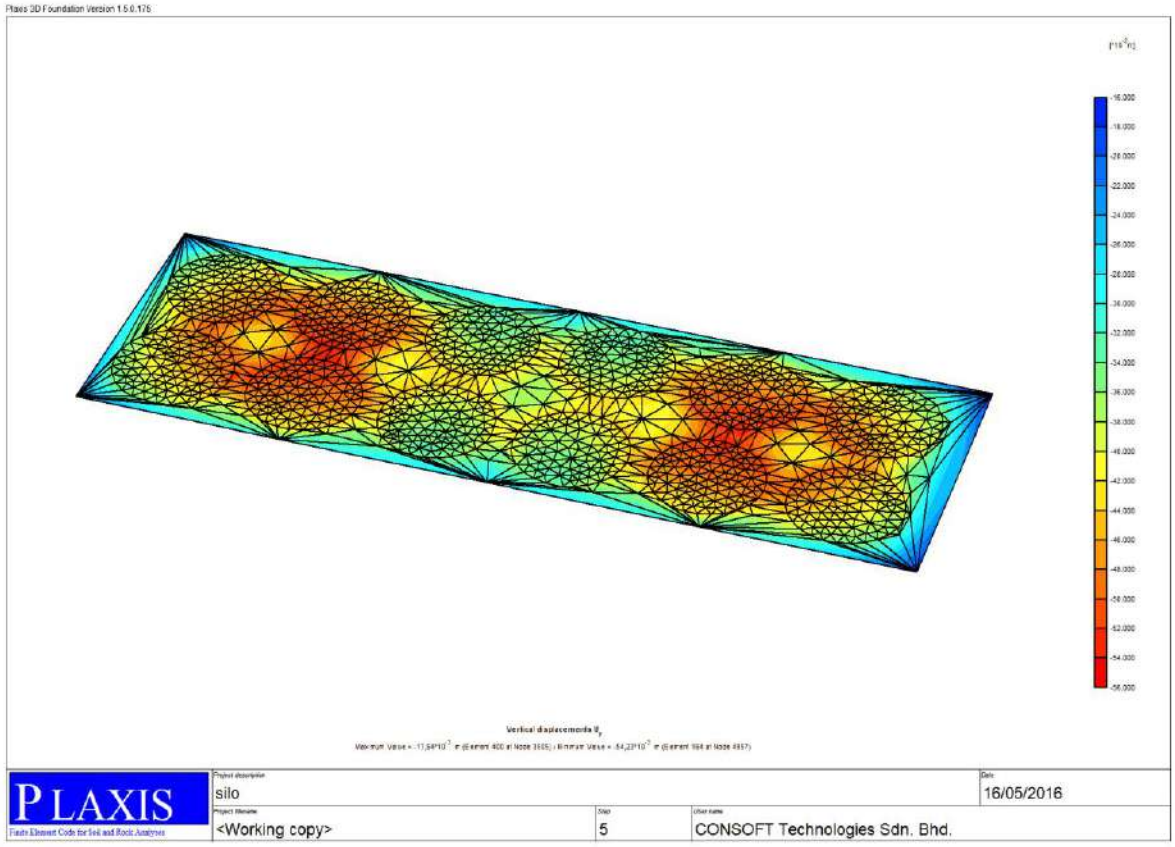


Figure (4.37): Déformations du radier sous ELS 2 (long terme - Cas de charge 6).

4.7 Conclusion:

Un des objectifs de logiciel PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminé à partir d'une étude géotechnique. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une « règle de calcul » intéresse par l'ingénieur géotechnicien.

Une augmentation importante sur le tassement de sol à cause de chargement applique. Cette augmentation est plus remarquable sur la variation à court et à long terme et les module d'élasticité du sol (E), que celle exprimé par la variation du coefficient de poisson (ν).

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif de cette travail est une étude analytique et une modélisation numérique d'un cas réel de tassement de terrain, celui du site a Tadjenanet wilaya de Mila, a été faite. Cette modélisation a été faite en utilisant le calcul exploité par la méthode des éléments finis, exploitée par le logiciel PLAXIS 3D.

Pour les deux méthodes de calcul les résultats obtenus ont fait l'objet d'une étude comparative.

Les résultats obtenus ont permis en évidence les points suivants :

- ✓ Tassement calculé à partir l'essai oedometrique (9.4 cm) supérieur à tassement calculé à partir la modélisation numérique (5,9cm ELS1 ; 6,02cm ELS2).
- ✓ le modèle de comportement du sol (Moh-Coulomb à long terme est élastique linéaire à court terme).
- ✓ Le tassement du radier obtenus par la différente méthode de calcul dans les deux sens est minime, de l'ordre de quelques centimètres .ces tassement acceptable.
- ✓ La contrainte admissible de sol supérieure à la contrainte de fondation superficielle (acceptable) q_{adm} de sol > q de fondation. La capacité portante de fondation superficielle elle est admissible.
- ✓ Plaxis3D offre plus de facilitées que le calcul analytique et plus précise.
- ✓ La distorsion des fondations superficielles elle est acceptable.

Les ensembles des résultats du calcul le tassement et capacité portant des fondations superficielles de type radier chargé verticalement avec (12 silo métalliques) dans le site de projet Tadjenanet –Mila est acceptable.

Référence bibliographique

[1]-AFNOR (1997) ‘’Essai oedométrique’’, Norme XP P94-090-1 Décembre 1997.

[2]-AFNOR (1996) NF P94-157-1. Sols : Reconnaissance et Essais - Mesures piézométriques Partie 1 : Tube ouvert

[3]-arabet leila, 2010 ‘modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l’oedomètre’, Université 20 Août 1955 de SKIKDA.

[4]- Arabetleila(2010), modélisation numérique modélisation du tassement et de la consolidation des sols sous l’odomètre, université 20 aout 1955 de Skikda faculté des sciences et sciences de l’ingénieur département de génie civil.

[5]-AZZI Amel, 2009 ‘développement d’un programmes fortran sur la classification des sols’,

[6]-Belbechouche Radhia (2007), ‘Missions géotechniques : Etude de faisabilité géotechnique pour la réalisation de la station d’épuration des eaux usées d’El Eulma (Site de Bazer Sakhra, Wilaya de Sétif), Université Ferhat Abbas – Sétif.

[7]-benmoussa Samir (2006),’analyse 3d de la capacité portante d’une fondation superficielle reposant sur une bicouche, université de Batna faculté des sciences de l’ingénieur département de génie-civil.

[8]-Bouhaouas Bouchra, 2013’ Les essais in-situ ‘, Université de Yahia Farés de Médéa.

[9]-Bouafia A (2005) ‘’Calcul pratique des fondations et des soutènements’’, Office des Publications Universitaires, Alger.

[10]-CHELLI Ourida 2014, ‘Catalogue de préparation Et Déroutement de quelques essais in situ’, université DR .Yahia fars de Médéa.

[11]-C. Plumelle, (version du 3/12/02) ‘ B6/Chapitre 12’ Cnam – Paris – Géotechnique.

[12]-Dali Braham Nadia, 2012 ‘Etablissement d’un rapport géotechnique’ Université de Yahia Farés de Médéa.

[13]-Frédéric PORTET, 0ctobre 2003 (Aide-mémoire : Mécanique des sols).

[14]-Gérard K (1997) ’’La fabrication du bâtiment’’, Tome 1. Editions Eyrolles, Paris.

[15]-Gérard Degoutte 2009, aide-mémoire de mécanique des sols, Paul Royet.

[16]-helis rima(2012), analyse numérique de la capacité portante d'une fondation filante implantée sur une bicouche granuleuse, université el hadj Lakhdar Batna faculté des sciences de l'ingénieur département de génie civil.

[17]-Holtz R D et Kovacs W D (1991) ''Introduction à la géotechnique'' Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, Canada.

[18]-Jacques Lérau, 2006 'géotechnique 1 Cours Chapitres 3.

[19]-J.costst et G.sanglerat,'mécanique des sols '.tom 2 paris.

[20]-J. M. Tchouani nana avril 1999, cours de mécanique des sols- tome 1(propriétés des sols).

[21]-Kermet said Naima, 2013classification géotechnique des sols basée sur la classification lcpc, Université de Yahia Farés de Médéa.

[22]-KORICHI Mohamed (2013), essai de laboratoire en géotechnique, Université de Yahia Farés de Médéa.

[23]-Laghouati Henifa, 2009Identification et classification d'un sol à Partir «Les essais au laboratoire et un essai in-situ, Université de Yahia Farés de Médéa.

[24]- Laidani zine el abidine, 2015la théorie pressiométrique de ménard à l'auto foreur et élaboration d'un logiciel de calcul des fondations superficielles, Université de Yahia fars de Médéa

[25]-medjitna nasri lamia (2008),'université 20 aout 1955 de Skikda faculté des sciences et sciences de l'ingénieur département de génie civil.

[26]-Messad ALI.2012 Contribution à l'étude du pénétromètre dynamique au cône : Analyse des corrélations et élaboration d'un utilitaire de calcul.

[27]-mihoubi naouel [2009], 'fonctionnement et gestion hydrogéologique et hydrologie des ressources en eau en bassin de hammam grouz', université montouri de Constantine

[28]-Otsmane lalahou (2011), ' contribution au calcul du tassement des fondations superficielles pour les sols fins ', Université de Yahia Farés de Médéa.

[29]-pierre rartin (2010),'géologie applique au groupe eyrolles, ISBN : 978-212-12770-6

[30]- Roger Frank, 2008' fondation superficielles' paris

[31]-Rouibah Mohamed, 2009 'Tassement des fondations superficielles Etude bibliographique et modélisation Par la méthode des éléments finis '.Université de Yahia Farés de Médéa.