République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

Université Dr. Yahia Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de Civil

Projet de fin d'etude

Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master

Option : Génie géotechnique

Thème :

Estimation des instabilités (tassements) dans le projet de dédoublement de la RN°01 à Ouzra (wilaya, Médéa)

Encadré par :
Dr. MENAA. L

Présenté par :

- ***BOUAICHA Oumhani***
- ***BOUKALKAL Hadjer***

2015/ 2016


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur ***Dr .MENAA. L*** *pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.*

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

En fin nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A ma mére que dieu le garde et préserve.

A mes frères : Yahia, Nadhir, Mohamed, Djedid.

A mes Sœurs : Aldja,Khira ,Fati, Moukha,Salma.

A toute la famille **« BOUAICHA»** *et* **« CHAOUI»** *sans exception.*

Mes amies intimes :Rachida,Habiba, Abla ,Hadjer.

A Tous mes collègues de la 2ème Année master génie civil.

Oumhani



Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes frères : Mohamed ,Kamel, Djamel Et Ismail.

A Mes Sœurs : Rachida,Hnifa,Nawel Et Amina.

A toute la famille ***« BARKI»*** *sans exception.*

Je remercie mon ami et binôme Mohamed qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes amies intimes : Ismail, Rabah et MOHAMED

A Tous mes collègues de la 5ème Année.

Brahim



Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Dr .Rahmani Abderrahmane pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et à notre correction tout au long de notre projet.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

En fin nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

Ma Mère, qui vivra toujours dans notre coeur

Mon Père, à qui je dis MERCI du fond du coeur

Mes soeurs : Amina et Meriem

Mes frères : Mohamed

A tous les proches de la famille Boukalkale surtout mon oncle Abdelhamide

A toutes les personnes qui m'aiment et qui pensent à mois.

Remerciment

A Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience pour terminer ce travail

Avant tout je remercie :

Mon Père pour son soutien moral, ces encouragements et pour sa présence permanente à mes cotés.

Mes professeurs du l'école Bencheneb et lycé Imam Ilyas et Khadidja Benrouissi mes enseignants de l'Université DR.YAHIA FARES de Médéa Sans oublier mes amies : Amina, Dalila, Mounira, Asma, Saliha, Rekia,Habiba, Meriame, Khadidja .

Hadjer

الملخص:
الهدف من هذه المذكرة هوالمساهمة في حساب مستوى هبوط تربة تقع في ولاية المدية بلدية وزرة بالضبط على الطريق الوطني رقم**01**(PK27+600-PK28+500).من خلال تحليل المعطيات المأخوذة من التجارب في الموقع وفي المخابر(Essais pressiométrique et oedométrique)
ولمحاولة إيجاد علاقة بين هذه المعطيات وحساب مستوى هبوط التربة من خلال استعمال هذه العلاقات في الصيغة الأساسية لهذا الحساب.وذلك بواسطة برنامج حسابيplaxis.
كلماتالمفاتيح : نزول التربة،المقياس الاودومتري،برنامج « Plaxis »،نمذجة.

Résumé :
L'objectif de ce mémoire de recherche, est de procéderà l'estimationdes instabilités (tassements) dansle massif de sol ainsi qu'au dimensionnement du corps de chaussée relatifs au projet du tronçon de dédoublement de la RN°01(PK27+600-PK28+500) àOuzra (wilaya, Médéa).
Par l'analyse des données d'essaispressiométrique (in-situ) et œdométrique effectuées sur des échantillons prélevé du site, la modélisation par éléments finis est menée maniant le code de calcul « Plaxis ».
MotsClés: Chaussée ; Tassement : CodePlaxis ; Module oedométrique ; Modélisation.

Abstract :

The aims of thepresent research thesis is to conduct the estimation of instabilities (settlement) in the soil mass and the design of the road body related to the segment project of the National Roadn° 01 (PK27 + 600- PK28 + 500) situated at Ouzra (wilaya , Medea) .

By analysis of pressimetric (in-situ) and oedometrictesting datacarried out on samples taken from the site, the finite element modeling is conducted using"PLAXIS" calculation code .

Keywords: Roads; Settlement; PLAXIS code; oedometricmodulus; Modelling .

Liste des figures:

Figure I.1: Schéma des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.....3

Figure I.2: Chute de pierres ……..……..3

Figure I.3: Eboulement ou écroulement….....3

Figure I.4: Les laves torrentielles (adapté de Bardeau 2002)……...4

Figure I.5: Les coulées boueuses……...4

Figure I.6 : L'affaissement.....4

Figure I.7: Glacier rocheux localisé sous le col des Tufs. L'eau qui pénètre dans les sédiments gèle en profondeur et entraîne le fluage généralisé…….……..5

Figure I.8 : Glissement de terrain qui a provoqué une destruction de la route…….5

Figure I. 9: Tassement à MEXICO……...6

Figure I0.10 : Tassement uniformément réparti……...7

Figure I.11: Tassement différentiel……...8

Figure I.12: Tassement par retrait et gonflement……...8

Figure I.13 tassement différentiel tour de pise……..9

Figure I.14 : Tassement du sol à brésil 21 mai 1985…….10

Figure I.15:dégradation d'arrachement……...11

Figure I.16: Remonté des fines: dégradation franche, significative et étendue…..11

Figure I.17: L'orniérage……..11

Figure I.18: faible fissure tranversale……12

Figure I.19:majeur fissure traversale……...12

Figure I.15:dégradation d'arrachement……...13

Figure I.16: Remonté des fines: dégradation franche, significative et étendue…..13

Figure I.17: L'orniérage……..14

Figure I.18: faible fissure tranversale……...…….…14

Figure I.19:majeur fissure traversale……..15

Figure I.20: Fissuration longitudinale dans une bande de roulement……..13

Figure I.21: Fissures longitudinales non spécifiques aux bandes de roulement….13

Figure I.22: Fissure en dalle…….14

Figure I.23 : fissures de joint……...14

Figure I.24: Fissure d'adaptation…….....15

Figure I.25:chaussée souple…….17

Figure I.26: chaussée bitumineuse épaisse……..17

Figure I.27: Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques……...18

Figure I.28 : Les chaussées à structure mixte…….18

Figure I.29: Les chaussées à structure inverse……...19

Figure I.30: Les chaussées en béton de ciment……..20

Figure I.31: courbe d'égales contraintes verticales Δσz sous une fondation dans un massif homogène, isotrope semi-infini……...…….25

Figure I.32 : Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contrainte au sein d'un massif……...26

Figure I.33. Accroissement de contrainte verticale Δσz sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (Par la contrainte q) …….26

Figure II.34 : Tassement du sol consolidé……...……..27

Figure I.35 : Tassement du sol surconsolidé……..28

Figure I.36 : Méthode des couches…….29

Figure I.37: Facteur correction μ pour tenir compte des déformations latérales..32

Figure I.38: Calcul du tassement par l méthode pressiométrique dans le cas d'une couche molle intercalaire…….…33

Figure I.38: Estimation rapide du tassement des fondations superficielles sur les sables selon la densité……..……34

Figure I.39: Relation entre l'indice de compressibilité Ic et Nm……...35

Figure I.40 : corrélation entre le tassement maximal S_{max} et la distorsion angulaire maximaleβ_{max}…….35

Figure I.41 : corrélation entre distorsion angulaire maximale β_{max} et déflexion maximale Δ_{max} pour des bâtiments. ……35

FigureI.42 : corrélation entre distorsion angulaire maximale β_{max} et tassement maximal S_{max} pour des fondations isolées……36

Figure II .1 : Cadre géologique de Médéa……..39

Figure II .2 :Extrait de la carte géologique et topographique de la région de Médéa, feuille n°86, échelle 1/50000…….……..40

Figure II.3 : Image au MEB d'un échantillon intact d'argile de Médéa..……..40

Figure II.4 : Géologie du plateau deMédéa……41

Figure II. 5: Esquisse tectonique du Nord de l'Algérie…….....42

Figure II.7 : Ressources en eau au Nord de l'Algérie……44

Figure II.6 : Carte de zonage climatique en Algérie ……...….45

Figure II.8 : Variation mensuelle moyenne des précipitations , humidités et températures dans la région de Médéa durant la période 1995 – 2009……..47

FigureII.9 :la pluviométrie du Nord de l'Algérie……...…...47

Figure II.10 : Le courbe de gonflement réalisée sur l'argile de Médéa…….…49

Figure II.11 : paysage de relief peu montagneux…….…….50

Figure II.12 : Essai de sondage carotté……..……....50

Figure II.13 :les carottes…….……...51

Figure II.14 : Modele d'une feuille de sondage…….52

Figure II.15 : une série de tamis une série de tamis…..…….53

Figure II.16 :schéma d'Appareille de casagrande..……...54

FigureII.17 : Limite d'Atterberg…….54

Figure II.18 : L'oedomètre..……...55

Figure II.18 : cisaillement à la boîte……..……55

FigureIII.1: épaisseurs des couches déterminées par la méthode CBR……60

Figure III.2 : Modélisation du corps de chaussée……..……60

FigureIII.3 : Modélisation du corps de chaussées……..63

Figure IV.1 :Définition du module de Young à 50% de la rupture……..…..70

Figure IV.2 : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion…….…...71

Figure IV.3: Géométrie du problème……..72

Figure IV.4: Géométrie du problème avec une charge concentré…….…….73

Figure IV.5: maillage du modèle…….73

Figure IV.6 : pression interstitielle active……...74

Figure. IV.7 : La déformation total……...75

Figure IIV.8 : Les déformations verticales…….….75

Figure IV.9 : Les déformations horizontales……...76

Figure. IV.10 : Les stresses effectives……76

Figure IV.11: Les contraintes (déformation horizontal)……...77

Figure IV.12: Les contraintes (déformation vertical) ……77

Figure IV. 13 :exemple sur Les géotextiles……79

Figure IV.14 : Déformation du maillage……...80

Figure IV.15 : Déformation total……...81

Figure IV.16 : Les déformations verticales…….…..81

Figure IV.17 : Les déformations horizontales…….….82

Liste des tableaux:

Tableau I.1 : classification des mouvements de terrain……2

Tableau I.2 : Recommandations du 4^{éme} congrès international de Mécanique des (Londres 1956). ……....7

Tableau I.3 : valeurs de pH pour ν = 0.5 β=2H/B ……22

Tableau I.3(suite) : valeurs de pH pour ν = 0.5 β=2H/B ……...22

Tableau I.4 : valeurs de pHm pour ν=0.3 ……..23

Tableau I.4 (suite) : valeurs de pHm pour ν=0.5……23

Tableau I.5 : valeurs de Iw pour ν= 0.3 ……24

Tableau I. 5 (suite) : valeurs de Iw pour ν=0.45 ……....24

Tableau I.6 : valeurs de ŋ……...24

Tableau I.8 : Coefficients de forme λ_c et λ_d ……..31

Tableau I.9 : coefficient rhéologique α……..31

Tableau I.10 : valeurs de α pour divers types de sols……32

Tableau I.11 : Exemples de tassements admissibles. ……...36

Tableau II.1 : Sismicité de la région de médéa……....43

Tableau II.2 : Classification des régions du projet en zone sismique**.** ……43

Tableau II.3 : les températures enregistrées en mois de Janvier. ……48

Tableau II.4: les températures enregistrées en mois de Juillet…….....48

Tableau II.5 : de lithologie des formations principales. ……...…51

Tableau II.5 : Les résultats de l'essai granulométrique des échantillons……..53

Tableau II. 6: les résultats des limites d'Atterberg…….....54

Tableau II.7: Résultat d'essai oedometrique. ……...…55

Tableau II.8:Résultat d'essai de cisaillement à la boîte. ……..56

Tableau III.1. Les coefficients d'équivalence ……...59

Tableau III.2: Réseaux principaux……61

Tableau III.2: classe de trafic……...62

Tableau III.3 : classes de portances des sols (Si)…….62

Tableau III.4: matériaux de couche de forme. [catalog algerien]…….....63

Tableau III.4. Comparaison entre la méthode CBRet la méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves…….63

Tableau III.5 : valeurs de modules de Young pour la structure dimensionnée par le catalogue des chaussées neuves…….64

Tableau III.6: valeurs des modules de Young pour la structure dimensionnée par la méthode CBR……64

Tableau IV.1 :paramètres déterminés par le modèle longitudinal……..78

Tableau IV.2 : paramètres déterminés par le modèle longitudinal…….78

Tableau IV.3 : le coefficient de sécurité……..78

Tableau VI 4 : Les paramètres de géotexestile……....80

Sommaire :

Introduction général ……1

Chapitre 1 : Généralité sur tassement de terrain

Introduction ……..……2

I.1. L'instabilité de terrain……..……2

I.1.1. mouvements de terrain ……..……2

I.1.2. Les différents types de mouvements de terrain ……2

I.1.2.1. Les mouvements rapides ……..…….3

I.1.2.2. les mouvements lents .....….....4

I.1.3. Définition de tassement du sol .....…...6

I.1.3.1. Les causes de tassements ……...…6

I.1.3.2. Les conséquences des tassements sur les structures……..……7

I.1.3.3. tassements des sols en le monde ……...…...…9

I.4.Phénomènes pathologique infectant des routes ……..…10

I.4.1 Les déformations des routes……10

I.4.1.1. Les dégradations non prises en compte …….....10

I.4.1.2.les dégradations prises en compte……..……10

I.5. Les chaussées ……...16

I.5.1. Définition de chaussée ……....16

I.5.2. Les différents types de structures de chaussées sont ……...….16

I.5.2.1. Les chaussées souples……..…...16

I.5.2.2. Les chaussées bitumineuses épaisses : (semi-rigides) ……...……...17

I.5.2.3. Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques ……..….17

I.5.2.4. Les chaussées à structure mixte ……..……...18

I.5.2.5. Les chaussées à structure inverse ……....18

I.5.2.6. Les chaussée en béton de ciment (rigides) ……19

I.6.Méthodes de calcul du tassement ……...…20

I.6.1. Calcul des tassements des fondations…….……20

I.6.1.1. Calcul direct du tassement ……...…21

I.6.1.2. Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma z$ avec la profondeur ……...…24

I.6.2. Calcul de tassement méthode des tranches ……...…….27

I.6.3. calcul des tassements par les résultats par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard ……...…30

I.6.4. calcul des tassements par les résultats de l'essai de pénétration statique …..…32

conclusion ……..……36

Chapitre2 : Etude de cas

Introduction…….…38

II.1. Présentation du projet …….....…38

II.1.1. géologie de site …….……38

II.1.1.1. Stratigraphie ……...……41

II.1.1.2. Tectonique ……..…42

II.1.2. Sismicité de la région ……...……43

II.1.3. Cadre hydrologique …….……43

II.1.4. Cadre hydrogéologique …….……43

II.1.5. Climatologie de site ……..……45

III.1.5.1. La pluviométrie…….……47

II.1.5.2. La température ……..……48

II.1.6. Mécanisme de gonflement…….……48

II.2. Reconnaissance géotechnique …….……50

II.2.1. Essai in-situ ……...……50

II.2.2. Essais en laboratoire ……...…….52

Conclusion……...….56

Chapitre 3 : Méthode de dimensionnement de chaussées

Introduction…….58

III.1.La méthode CBR ……...…58

III.2.Application du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves ……..……61

III.2.1.Détermination du type de réseaux principaux ……..….61

III.2.2.Choix du type de structure par niveau de réseau ……...…61

III.2.3.Détermination de la classe de trafic ……61

III.2.4.Détermination de la portance de sol-support de chaussée ……...……62

Conclusion ……..……64

Chapitre 4 : Modélisation et calcul le tassement, renforcement

Introduction ……66

IV.1. Présentation du logiciel de plaxis……66

IV.1.1 Les points forts de Plaxis ……..……66

IV.1.2. La démarche de modélisation avec Plaxis ……..……66

IV.1.2.1. Géométrie ……66

IV.1.2.2. Conditions aux limites ……..……67

IV.1.2.3. Définition des paramètres des matériaux ……..……67

IV.1.2.4. Maillage ……...67

IV.1.2.5. Les conditions initiales ……67

IV.1.2.6. Phase de calcul ……68

IV.1.2.7. Visualisation des Résultats ……..……68

IV.1.3. Comportement du sol ……69

IV.1.3.1. Base de données des propriétés des matériaux……69

IV.1.3.2. Régime d'écoulement permanent……69

IV.1.3.3. Calcul du réseau d'écoulement……..….69

IV.1.3.4. Surpressions interstitielles……69
IV.1.3.5.Fonctions des calculs…….69
IV.1.4. Analyse des résultats……...69
IV.1.5. Les modèles de comportements intégrés dans *Plaxis*……..……69
. Introduction ……...…69
IV.1.5.2. Lois de comportement élastoplastique…….……70
IV.2. Analyse de la stabilité……72
IV.2.1.La géométrie du problème……...72
IV.2.2. Génération du Maillage ……..……...73
IV.2.3.Les conditions initiales ……...74
IV.2.4. Procédure de calculs ……..74
Conclusion ……..…..78
IV.3.Proposition une solution ……..……..78
IV.3.1. Les géotextiles…….…….……..78
IV.3.2.Historique …….……..79
IV.3.1. Renforcement avec les nappes de géotexestile ……...……...79
IV.3.2.Génération du maillage ……...80
IV.3.3 La déformation résultant ……..…...80
Conclusion ……82
Conclusion Générale……...83

N o t a t i o n s e t A b r é v i a t i o n :

FS : Coefficient d esécurité.……[-]

Q : Sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif.…….[KN/m2]

τ : Contrainte de cisaillement.…….[KN/m2]

H : Hauteur réelle.……[m]

Hc : Hauteur critique.……[m]

M : Masse d'une tranche.……[Kg]

a_v : Accélération verticale.……[m/s²]

a_h : Accélération horizontale.……[m/s²]

N' : Effort normal.……[KN/m2]

S : Force de cisaillement à la base l'élément.……[KN]

N : Effort normal à la base.……[KN/m2]

W : Poids de la tranche.……[KN]

σ : Contrainte.……[KN/m2]

ε : Déformation.……[-]

ε_e : Déformation élastique.……[-]

ε_p : Déformation plastique.……[-]

ν : Coefficient de poisson.……[-]

E : Module de Young.……[KN/m2]
G : Module de cisaillement.……[KN/m2]

K : Module de compressibilité.……[KN/m2]

Φ : Angle de frottement interne.……[°]

Ψ : Angle de dilatance……..[°]

E_{oed} : Module oedométrique……[KN/m^2]

E_{50} : Module sécant à 50% de la résistance à la compression……..[KN/m^2]

E_0Pente initiale……..[KN/m^2]

C : La cohésion……[KN/m^2]

q : Contrainte déviatorique……..[KN/m^2]

e : Indice des vides……..[-]

λ^* : Indice de compression……[-]

K^* : Indice de gonflement……..[-]

u_x : Déplacement dans le sens x……[m]

u_y : Déplacement dans le sens y……[m]

u_z : Déplacement dans le sens z……[m]

γ_{sat} : Poids volumique humide……[KN/m^3]

γ_{unsat} : Poids volumique sec……[KN/m^3]

k_x : Perméabilité horizontale……..[m/jour]

k_v : Perméabilité verticale……..[m/jour]

m : Puissance……[-]

k_0 : Coefficient des pression des terres au repos……[-]

σ'_h : Contrainte effective horizontale……[KN/m^2]

σ'_v : Contrainte effective verticale……[KN/m^2]

Msf :Coefficient de sécurité utilisé par Plaxis……..[-]

Fos : Coefficient de sécurité utilisé par Flac……..[-]

TJMA : Trafic journalier moyen annuel. ……..[-]

V/J/SENS : véhicule journalier par sens. ……..[-]

MNT : matériau non-traité.……..[-]

BB :Béton bitumineux.……..[-]

GB : Grave bitume.……..[-]

GC : Grave concassé.……..[-]

***E** : épaisseur en cm ; ……..[cm]*

***I** : indice CBR (sol support) ; ……..[-]*

***N** : désigne le nombre journalier de lourd …… .....[t/j]*

***P** : charge par roue ……..[kn]*

***Log** : logarithme décimal. ……..[-]*

S : tassement.……..[m]

Q : contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne), ,……[KN/m2]

B : largeur ou diamètre de la fondation, ……..[m]

C_f : coefficient dépendant de la forme de fondation.……..[-]

p_H: coefficient du tassement d'une fondation souple. ……..[-]

B : largeur de la fondation en (m) ; et H : épaisseur de la couche du sol …… [m]

H : épaisseur de la couche de sol compressible,……..[m]

e_o : son indice des vides initial, ……..[-]

σ'_{vo} : Contrainte normale effective initiale au milieu de la couche,…… [KN/m2]

$\Delta\sigma_z$: Accroissement de contrainte apporté par la fondation ,……[KN/m2]

σ'_p : pression de pré consolidation. ……[KN/m2]

Introduction général :

Les problèmes de stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et peut provoquer des pertes en vies humaines et matériels ainsi que des dégâts naturelles considérables.

Mouvements de terrain très variés, par leur nature (tassements, glissements, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols,...etc.) et par leur dimension (comme celui de la Clapier dans les Alpes Maritimes, peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m^3).

Cette région du pays compte une population en pleine croissance ce qui pousse à occuper des espaces de plus en plus exposés à ce risque. C'est ainsi que de nombreux investissements dans divers domaines (Habitat, Travaux Publics et Hydrauliques) ont été compromis, depuis une période récente.

Notre étude aborde cette problématique de façon structurée, dans la mesure où il fallait d'abord préciser des thèmes basiques mais essentiels pour l'étude d'un tassement. De ce fait nous avons axé notre étude selon quatre chapitres principaux et qui feront l'objet de nos travaux :

-Chapitre 1 présente des généralités sur les tassements de terrain, leurs causes et leurs conséquences, Les déformations des routes, et ainsi la structure des chaussées, et les principales méthodologies de calcul du tassement de terrain.

- Chapitre 2 consiste la présentation géologique, climatique, et sismique de la région d'étude.

- Chapitre 3 présente la méthode de dimensionnement de chaussées.

- Chapitre 4 consiste a effectué une présentation de logiciel Plaxis,et calcul des instabilités et renforcement en utilisant le logiciel plaxis. Ainsi que la conclusion générale.

Chapitre : I

I.1 Introduction :

Plusieurs classifications d'instabilité de terrain sont possibles puisqu' il existe une grande diversité des critères de choix motivée par les spécialistes (critère géologique, critère mécanique…..). En fait la classification n'est pas une fin en soit, mais un moyen de dénombrer les principaux types de mouvements, de façon a pouvoir évoquer certaines de leurs caractéristiques essentielles ou de détecter.

Dans cette partie, on va découvrir les méthodes de détermination du tassement à partir des essais en labo et des essais in situ.

I.2. L'instabilité de terrain :

I.2.1. Mouvements de terrain :

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

Ils recouvrent des formes très divers 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.).

I.2.2. Les différents types de mouvements de terrain :

La plus part des classifications récentes restent 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 [tableau I.1].

Certains types de déplacements donnent presque automatiquement des indications sur les ordres de grandeur des vitesses atteintes classées ainsi par les spécialistes :

Tableau I.1 : classification des mouvements de terrain(sons New York).

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

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués : -Les mouvements rapides.
-Les mouvements lents.

I.2.2.1 Les mouvements rapides :

Les mouvements rapides peuvent être scindés en deux groupes, selon le monde 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 de toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire [Figure I-1].

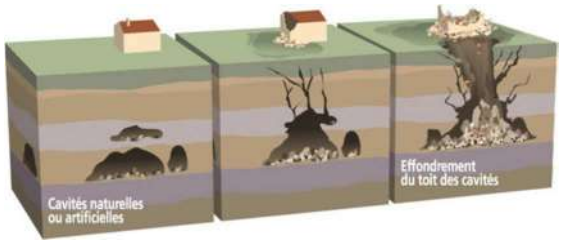


Figure I.1: Schéma des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.

- **Les chutes de pierres ou de blocs** : Provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés [Figure I-2].



Figure I.2: Chute de pierres.

- **Les éboulements ou écroulements :** ce sont des chutes libres de pierres ou de sédiments se détachant d'un versant très abrupt, habituellement accompagnée de mouvement de rebondissement ou de roulement [Figure I-3].

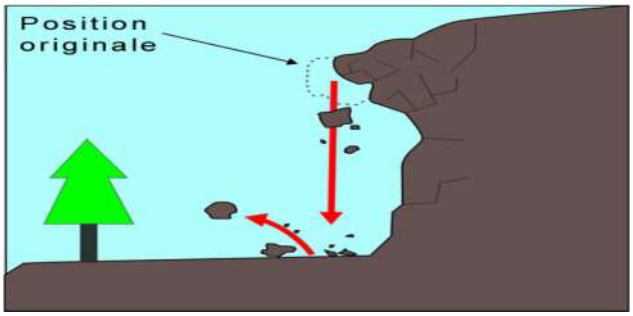


Figure I.3: Eboulement ou écroulement.

-Le second groupe (propagation en état remanié) comprend :

- **Les laves torrentielles:**
  Qui résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans le lit de torrents de montagne [Figure I-4].

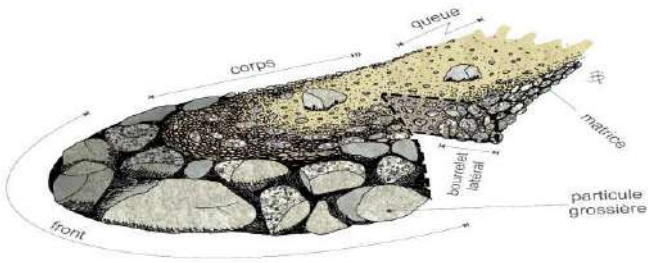


Figure I.4: Les laves torrentielles (adapté de Bardeau 2002).

- **Les coulées boueuses** : qui proviennent généralement de l'évolution du front des glissements [Figure I-5].



Figure I.5: Les coulées boueuses.

I.2.1.2 les mouvements lents :

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

- **Les affaissements :**
  L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Il consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels [Figure I-6].

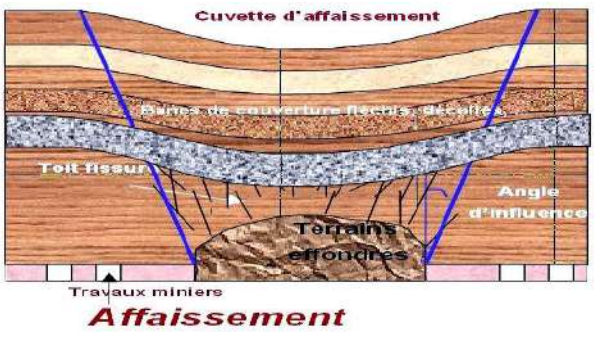


Figure I.6 : L'affaissement.

- **Le fluage :** est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture, ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture [Figure I-7].



Figure I.7: Glacier rocheux localisé sous le col des Tufs. L'eau qui pénètre dans les sédiments gèle en profondeur et entraîne le fluage généralisé vers l'aval (© NRG).

- **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).

- **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,ect)[Figure I-8].



Figure I.8 :Glissement de terrain qui a provoqué une destruction de la route.

- **Les tassements :** certains sols compressibles peuvent se tasser sous l'effet de surcharges (constructions, remblais) ou en cas d'assèchement (drainage, pompage).ce phénomène est à l'origine du tassement du sept mètres du la ville de mexico et du basculement de pise [Figure I. 9].

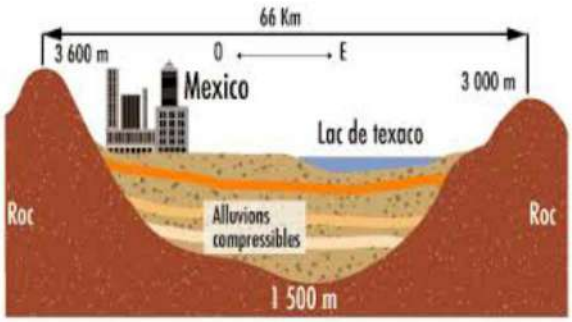


Figure I. 9: Tassement à MEXICO

I.2.3. Définition de tassement du sol :

Les tassements du sol : C'est sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids.

Les tassements peuvent être uniformes ou différentes d'un point à l'autre selon la nature de sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement.

I.2.3.1 Les causes de tassements :

Parmi les causes des tassements peut citer:

- La dessiccation des couches superficielles : Les périodes de sécheresse font évaporer l'eau naturellement présente 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, les différences d'ensoleillement selon les façades du bâtiment, la présence de terrasses ou d'ouvrages annexes etc. Le phénomène de dessiccation entraîne un retrait du sol sous l'assise de l'édifice, 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 le cas échéant.
- 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.
- Fondations inadaptées : Le rapport inadéquat entre la pression exercée sur le sol d'assise et la portance du terrain est une cause fréquente de tassement structurel. La présence de sols compressibles ou sous-consolidés est également une cause de graves désordres. Les tassements ne sont pas immédiats et s'opèrent lentement sous l'effet de la descente de charge du bâtiment. La stabilisation des tassements peut prendre de nombreuses années, voire des décennies, pour les sols organiques compressibles.

- 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.

Tableau I.2 : Recommandations du 4^{éme} congrès international de Mécanique des Sols (Londres 1956).

Type de mouvement	Le tassement doit être limité pour assurer :	Tassement maximal
Tassement total	le drainage	15 à 30 cm
	la facilité d'accès	30 à 60 cm
	une certaine uniformité du tassement	
	- murs en maçonnerie	2 à 5 cm
	- poutraison	5 à 10 cm
	- silos, cheminées, radiers	8 à 30 cm
Tassements différentiels	stabilité au renversement des cheminées et tours	0,004 B
	circulation d'engins	0,01 L
	stabilité des empilages de marchandises	0,01 L
	fonctionnement des machines lourdes (avec possibilité de réglage ultérieur)	0,003 L à 0,0002 L
	fonctionnement des grues sur rail	0,003 L
	écoulement de l'eau dans les canalisations (attention de ne pas modifier les conditions de l'écoulement)	0,01 L à 0,02 L
	la sécurité à l'égard de la fissuration	
	- grands murs de briques	0,0005 à 0,001L
	- poutres en B.A.	0,0025 à 0,004 L
	- voiles en B.A.	0,003 L
	- poutres continues en acier	0,002 L
	- poutres sur appuis simples en acier	0,005 L

I.2.3.2. Les conséquences des tassements sur les structures :

a) Tassements uniformes :

Les tassements uniformément repartis affectent peu la structure les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels les conduites d'eau et les passages souterrains [Figure I-10].

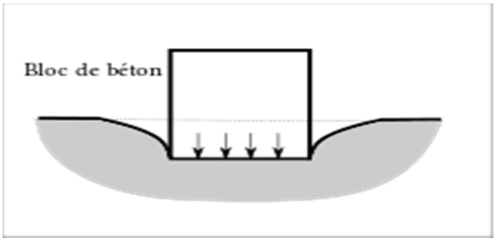


Figure I.10 : Tassement uniformément réparti.

b) Tassements différentiels :

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer des dislocations des maçonneries comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable. Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important [Figure I-11].

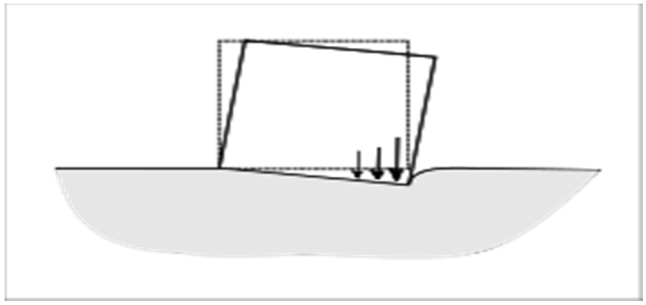


Figure I.11: Tassement différentiel.

c) Tassements par retrait-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 [Figure I-12].

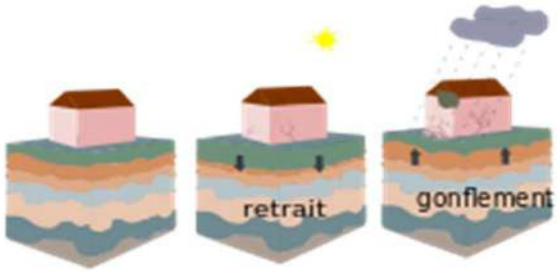


Figure I.12:Tassement par retrait et gonflement.

d) Tassements des sols grossiers :

Dans des sols de type grenus, le tassement du aux charges des structures ou des bâtiments est un phénomène rapide, voire quasi immédiat. En effet, les réarrangements entre les grains de sol, s'effectuent aussitôt que les charges sont appliquées. Les tassements ainsi obtenus sont généralement considérés comme un comportement quasi élastique.

e) Tassements des sols fins :

Par contre, les mêmes charges appliquées à des sols cohérents à grains fins et saturés (argiles, limons,…), vont provoquer un tassement à plus long terme. En effet, l'eau présente dans le matériau mettra beaucoup de temps à être évacuée. Elle subira d'abord un phénomène de surpression avant de s'évacuer par les pores du sol et de permettre à la structure du terrain de se déformer. Ces tassements à long terme des sols cohésifs sous des charges constantes, sont appelés tassements de « consolidation ». Les sols fins présentent une faible perméabilité, par conséquent l'évacuation des pressions interstitielles est un processus très lent, qui peut s'étendre sur une durée relativement importante selon la distance à parcourir. Pour exemple, un sol composé de 10m d'argile saturée mettra environ 30 ans à tasser sous une surcharge.

I.2.3.3 tassements des sols dans le monde :

a) Tassement différentiel en Italie (la tour de Pise)

Tour de pise est une tour à Pise, Italie, Une inclinaison de 4,4 m au-delà de la ligne lorsqu'elle est mesurée à partir du septième étage. Parce que ses fondations sont construites sur un sol instable. La tour de Pise représente l'archétype de l'ouvrage menacé par des conditions hydro-géotechniques de site très spécifiques et par les solutions de confortement qui ont été recherchées, elle est loin d'être la seule en son genre. La cause des désordres constatés peut cependant être très variable, l'hydraulique souterraine jouant un rôle fondamental tant dans les pressions exercées que par la détérioration des caractéristiques mécaniques des sols de fondation [Figure I-13].



Figure I.13 tassement différentiel tour de pise.

b) Tassement du sol an Brésil :

Tassement du sol gros agrégats consistants et compacts à l'état sec. Sol ferralitique rouge, cultivé depuis une dizaine d'années. Le fort compactage superficiel est le résultat cumulé de quatre types d'actions :

- baisse de l'activité biologique et des taux de matière organique, conséquence du défrichement de la végétation naturelle (savane arborée dense) ;
- dessèchement annuel (saison sèche) des sols plus accentué après le défrichement
- poids des outils, tracteurs et remorques, qui passent souvent dans les champs quand les sols sont humides ;

- fertilisation chimique qui peut déstabiliser les agrégats et faciliter leur destruction, entraînant une forte diminution des porosités structurales.



Figure I.14 : Tassement du sol à brésil 21 mai 1985.

I.3 Phénomènes pathologique infectant des routes :

I.3.1 Les déformations des routes :

Les déformations dans les routes sont toujours précédées par des dégradations qui peuvent être aperçues par des agents chargés des inspections visuelles détaillées des chaussées.

Les dégradations répertoriées sont classées en deux groupes :

I.3.1.1 Les dégradations non prises en compte :

Dans les règles d'entretien : ce répertoire n'a pas la prétention d'être exhaustif et vise principalement l'identification des dégradations prises en compte dans les règles d'entretien, on y a cependant fait figurer deux autres défauts qui peuvent être rencontrés sur le réseau :

- les déformations longitudinales de tassement qui nécessitent généralement une étude géotechnique ; les bourrelets transversaux, phénomène pouvant apparaître en période de forte chaleur, mais encore trop mal connu pour que les règles d'entretien puissent être définies ;
- les fissures approfondies.

I.3.1.2 les dégradations prises en compte :

Dans les règles d'entretien. Elles sont divisées elles-mêmes en quatre familles :

a)Les dégradations d'arrachement:

Ces dégradations concernent plutôt la qualité de la couche de surface et en ce sens des problèmes de sécurité routière en rapport avec l'adhérence et l'uni des chaussées. Ces phénomènes sont dus soit à l'usure de la couche de surface, l'arrachement des gravillons du revêtement, le départ localisé de matériau de la couche de surface, le départ de gravillons de la couche de surface ou bien le départ du liant autour des granulats dans la couche de surface. Parmi les différents travaux sur ce sujet, on peut citer les recherches de (F.Hammoum) du LCPC sur l'étude des problèmes d'endommagement de surface de revêtements routiers via la mise au point d'un essai (Triboroute) pour évaluer sa tenue sous trafic [Fresnel, 2003] [Figure I-15].



Figure I.15:dégradation d'arrachement.

b) Les mouvements de matériau :

Ces dégradations sont causées par des remontées du liant `a la surface de la chaussée, par l'enfoncement de gravillons dans l'enrobé en période chaude, les remontées des éléments fins à la surface de chaussée ou par l'éjection de l'eau à la surface lors du passage des véhicules lourds par suite de l'existence de cavités sous la couche de surface. Parmi les nombreux travaux existants on peut citer pour exemple les recherches récentes de [Castaneda-on et Such, 2004] sur l'existence de l'eau à l'interface des couches de chaussées [Figure I-16].



Figure I.16:Remonté des fines: dégradation franche, significative et étendue.

c) Les dégradations de déformation :

Les dégradations de déformation sont en général celles qui donnent des déformations visibles en surface, comme les phénomènes irréversibles suivants : l'ornière, l'affaissement, le gonflement, le bourrelet, le décalage de joint de dalle ou de bord de fissure, le flambement, les déformations de forme de tôle ondulée [Figure I.17].



Figure I.17: L'orniérage.

-Ces dégradations ont plusieurs raisons, parmi lesquelles nous pouvons citer le sous-dimensionnement ou une mauvaise qualité de l'assise entraînant des contraintes verticales excessives à la surface du sol support ou des couches non traitées ; une réduction de portance du sol support par défaut de drainage ou conséquence du dégel ; un drainage ou assainissement localement défectueux ; un retrait hydrique du sol

support ; des réactions physico-chimiques ponctuelles entre des constituants de la structure et l'eau formant des composés gonflants ...
-Pour évaluer la situation de ces problèmes, les comportements élastiques linéaires des modèles de mécanique des chaussées ne sont pas adaptés. Aussi des recherches sont en cours depuis plusieurs années pour prendre en compte les déformations permanentes et la variable de temps.

d) Les fissures :

Avec le problème de l'orniérage, les fissures sont considérées comme un des plus grands modes de dégradation de chaussées. En effet leur présence associée ou non à l'eau met en péril la durabilité à terme de la structure sous le passage répété de véhicules lourds. Le problème de fissuration peut être regard´e du côté de l'endommagement des matériaux [Bodin *et al.* 2004] et de leur rupture comme le mettent en évidence par exemple les essais sur le comportement à la fatigue et àla rupture des matériaux bitumineux [Beghin. 2003], [Maillard *et al*. 2003]. Sur la structure de chaussée, pour un calcul de durée de vie, il est primordial de prévoir les évolutions de ces fissures. Par exemple il est nécessaire de savoir évaluer les remontées des fissures comme dans [Laveissiere. 2001],[Florence *et al.* 2004], de comprendre la fissuration par le haut [Tamagny et al. 2004] ou de calculer la durabilité d'un collage entre couche [Pouteau et al. 2004].

-Les différents types de fissuration et leur origine :

Dans cette partie, nous allons présenter quelques types de fissures principales. Selon le catalogue des dégradations de chaussées [LCPC, 1998], nous pouvons classer les fissures dans la chaussée en neuf classes comme suit :

- **Fissure transversale :**

Les fissures transversales sont des fissures qui sont quasi-perpendiculaires à l'axe de roulement des charges sur la chaussée. Elles peuvent être isolées ou périodiques d'espacement variable, traversant tout ou en partie la largeur de la chaussée.

Ces fissures transversales concernent les types de structures suivantes : chaussées bitumineuses épaisses, chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, chaussées mixtes, chaussées inverses. Elles peuvent être causées soit par la remontée en surface d'une fissure de prise ou de retrait thermique d'une couche à liant hydraulique dans le cas de chaussées semi-rigides, soit par la remontée en surface d'un joint transversal de mise en œuvre de l'assise traitée [Figure I-18]et [Figure I-19].



Figure I.18: faible fissure tranversale.



Figure I.19:majeur fissure traversale.

- **Fissure longitudinale :**

Deux types de fissures longitudinales sont possibles :

a) Les fissures longitudinales dans les bandes de roulement :

Ce sont des fissures quasi-parallèles à l'axe de la chaussée apparaissant exclusivement dans l'empreinte des roues de la charge, appelée bande de roulement. Ces fissures concernent les chaussées souples traditionnelles, les chaussées bitumineuses épaisses, les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, les chaussées mixtes et les chaussées inverses. Les fissures longitudinales dans les bandes de roulement sont probablement causées par la fatigue de la structure par excès de contrainte à la base de la ou des couches traitées ayant pour origine un sous-dimensionnement ou un décollement entre des couches [Figure I-20].



Figure I.20: Fissuration longitudinale dans une bande de roulement.

b) Fissures longitudinales non spécifiques aux bandes de roulement : Ce sont des fissures quasi-parallèles à l'axe de la chaussée et non limitées aux bandes de roulement. Ces types de fissures concernent seulement les chaussées en dalle de béton. Elles sont probablement causées par le retrait thermique du béton en cas de sciage tardif, par le retrait hydrique, par le gel ou par un mauvais drainage (Figure I-21).



Figure I.21: Fissures longitudinales non spécifiques aux bandes de roulement

c) Fissures en dalles :

Les fissures en dalles sont un ensemble de fissures longitudinales et transversales se rejoignant pour former un réseau ou un maillage quasi rectangulaire de mailles inférieures ou égales à 2m [LCPC, 1998]. Ce type de fissuration concerne les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques et chaussées mixtes. Elles sont probablement dues à une évolution de l'endommagement par excès de contraintes de traction-flexion à la base des couches d'assises traitées aux liants hydrauliques.

L'origine de cet excès de contrainte réside en général dans la sous épaisseur d'une assise ayant par ailleurs de bonnes performances (Figure I-22).



Figure I.22: Fissure en dalle.

d) Fissures de joint :

Les fissures de joint sont des ouvertures qui apparaissent sous forme de fissures rectilignes aux raccordements de deux bandes d'enrobés (joint longitudinal) ou à une reprise d'une bande d'enrobé (joint transversal). Ce type de fissuration concerne seulement les chaussées dont les couches de roulement sont en béton. Elles sont probablement causées par soit un mauvais accrochage initial entre les deux bords du joint, faute de réchauffage ou de badigeonnage, soit dans le cas contraire, par une rupture qui provient du vieillissement du liant sous l'effet des variations de température et elle se produit en dents de scie (Figure I-23).

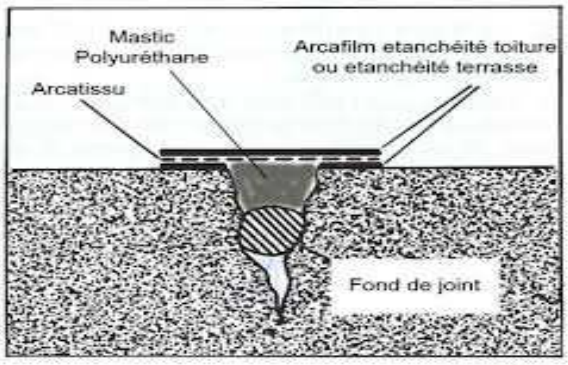


Figure I.23 : fissures de joint.

e) Fissures d'adaptation :

Les fissures d'adaptation sont des fissures qui proviennent de mouvements de sol. Ces types de fissures concernent pratiquement tous les types de structures de chaussées: chaussées souples traditionnelles, chaussées bitumineuses épaisses, chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, chaussées mixtes, chaussées inverses. Elles sont généralement causées par un glissement de terrain ou par un tassement de remblai (instabilité) ou par un tassement d'élargissement (support sous compacté ou structure sous dimensionnée) ou enfin par le retrait hydrique du sol support (argiles, limons, marnes) (Figure I.24).



Figure I.24: Fissure d'adaptation.

f) Fissures diverses :

Ce sont des fissures qui apparaissent de façon anarchique à la surface de la chaussée. On rencontre généralement des fissures paraboliques, en étoile ou en Y. Elles concernent les chaussées en béton et sont causées par le dédoublement d'une fissure transversale.

g) Faïençage :

Trois types de faïençage existent :

- ✓ **Faïençage dans les bandes de roulement** :

Le faïençage dans les bandes de roulement est un ensemble de fissures entrelacées ou maillées (mailles fines inférieures à 30 cm) formant une série de polygones.

Ces types de fissures concernent pratiquement toutes les structures de chaussées (les chaussées souples traditionnelles, les chaussées bitumineuses épaisses, les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, les chaussées mixtes ou les chaussées inverses). Elles sont probablement causées par soit une fatigue excessive de l'assise provoquée par un excès de contrainte de traction par flexion à la base de la ou des couches traitées soit un décollement de la couche de roulement.

- ✓ **Faïençage non spécifique aux bandes de roulement :**

C'est un ensemble de fissures entrelacées ou maillées soit avec des mailles fines (inférieures à 30 cm), soit avec des mailles larges (supérieures à 30 cm). Le tout forme une série de polygones non limités aux bandes de roulement. Ces types de fissures concernent les chaussées dont les couches de roulement sont en béton. Elles sont probablement causées soit par la fragilité du liant du à son vieillissement, soit par les conditions de fabrication de l'enrobé ou soit par sa trop grande dureté d'origine.

- ✓ **Faïençage circulaire :**

C'est un ensemble de fissures entrelacées ou maillées (mailles fines inférieures à 30 cm) formant une série de polygones apparaissant ponctuellement et affectant une zone de forme sensiblement circulaire dont le diamètre est généralement inférieur à 1m. Ces types de fissures concernent les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, ou les chaussées mixtes. Elles sont probablement dues à un défaut ponctuel à la surface de l'assise traitée aux liants hydrauliques qui peut provenir soit d'un excès d'eau (précipitations) ou un manque d'eau (dessiccation) dus à une protection insuffisante de l'assise lors de sa réalisation. Soit elles sont dues à un feuilletage en haut de l'assise consécutif à un compactage trop intense sur des matériaux trop tendres ou à des contraintes de cisaillement excessives engendrées par

le trafic lourd. Soit elles sont causées par une ségrégation des matériaux lors de la mise en œuvre.

h) Cassures d'angle :

Les cassures d'angle sont des ruptures de dalle joignant deux cotés adjacents et situées à moins de 50cm du coin de la dalle. Ce type de fissures concernent les chaussées en béton et composite. Elles sont probablement causées par soit un sciage tardif du béton créé pour contrôler la fissuration de retrait. Soit un mauvais appui du coin de la dalle les génère. Soit elles résultent du piège à eau en bordure de dalle généré par un battement de joint transversal.

i) Fissure oblique :

Les fissures obliques sont des cassures de dalle joignant deux cotés adjacents et situées à plus de 50cm du coin de la dalle. Ces types de fissures concernent les chaussées en béton. Elles sont principalement causées par le retrait thermique du béton en cas de sciage tardif, par la fatigue de la structure, ou par un mauvais appui de la dalle.

I.4. Les chaussées :

I.4.1 Définition de chaussée :

La chaussée : C'est la partie d'une voie de communication affectée à la circulation des véhicules. Au moyen âge, les routes importantes étaient recouvertes de cailloux et pierre liés à la chaux, terme qui a donné le mot chaussée. Elle assure les déplacements des usagers et le transport des marchandises, quelles que soient les conditions météorologiques, dans des conditions de sécurité et de confort adapté au type d'itinéraire. D'un point de vue mécanique, son rôle est de répartir les charges mécaniques sur le sol support, quelles que soient les conditions environnantes.

I.4.2. Les différents types de structures de chaussées sont :

I.4.2.1. Les chaussées souples : Elles sont composées d'un revêtement bitumineux relativement mince (< à 15 cm) réduit parfois à un enduit dans le cas de chaussée à très faible trafic. L'assise est réalisée d'une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités (GNT). L'épaisseur d'ensemble de la structure est en générale comprise entre 30 et 60 cm (Figure I.25).

Leur comportement : Leurs compositions et leurs épaisseurs font que les efforts dus aux trafics, sont directement transmis au sol support avec une faible répartition latérale. La tenue dans le temps est fortement influencée par la qualité du sol support et notamment son comportement en période hivernale ou humide. La qualité de l'étanchéité de la couche de roulement et du drainage de la PST seront déterminants. Une période de sécheresse prolongée peut aussi entraîner une remontée de fissures.

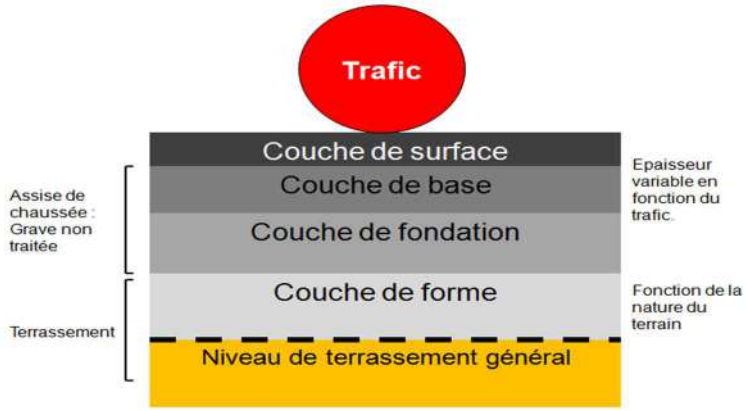


Figure I.25:chaussée souple.

I.4.2.2. Les chaussées bitumineuses épaisses : (semi-rigides) : Elles sont composées de revêtements bitumineux. L'assise est réalisée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés dont l'épaisseur est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm (Figure I.26).

Leur comportement : La qualité de ce type de structure tient essentiellement à la qualité du collage entre les différentes couches de matériaux bitumineux. La relative rigidité des matériaux permet de répartir les contraintes verticales ce qui réduit sensiblement les efforts au niveau du sol support. Les déformations observées en surfaces sont liées pour l'essentiel au fluage, favorisé par de forte chaleurs et un trafic lourd lent. Les fissures apparaissent après les efforts de tractions en fond de couche engendrés par les contraintes répétées, d'où l'importance du collage qui permet de transmettre les efforts de traction en partie basse de la couche la plus profonde.

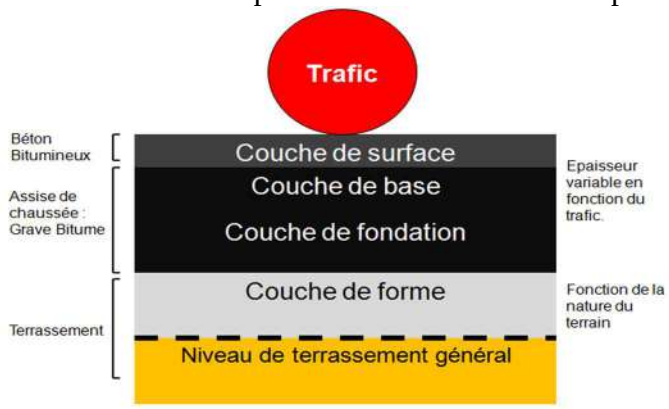


Figure I.26: chaussée bitumineuse épaisse.

I.4.2.3 Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques : Elles sont aussi appelées chaussées semi-rigides. La couche de roulement est composée d'un revêtement bitumineux, elle repose sur une assise traitée aux liants hydrauliques dont l'épaisseur totale est d'environ 20 à 50 cm. Ce type de chaussée présente un fort risque de retrait qui fait apparaître, dans la couche de base, des fissures remontant rapidement dans la couche de surface [Figure I.27].

Leur comportement : Le traitement des matériaux leurs donnent une rigidité qui permet de répartir les efforts verticaux et ainsi de ne pas affecter le sol support. Le manque d'adhérence entre les différentes couches entraine des contraintes de traction en partie basse de chacune d'entre elles. De plus ces matériaux sont sujets aux retraits thermiques et de prises qui créent des fissures, celle-ci remontent en surface jusqu'à la

couche de roulement. Les conséquences sont, une perte d'étanchéité qui peut conduire à une affectation du support avec des déformations et une perte portance. Des solutions ont été mises au point pour contrôler la fissuration et limiter ou ralentir les remontées jusqu'à la couche de roulement (complexes anti fissures).

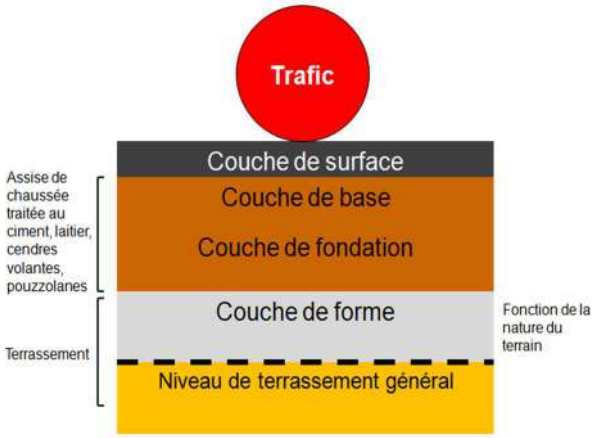


Figure I.27: Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.

I.4.2.4 Les chaussées à structure mixte : La couche de roulement et la couche de base (10 à 20 cm) sont en matériaux bitumineux. La couche de fondation est en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). L'épaisseur de matériaux bitumineux doit être de la moitié de l'épaisseur totale de la chaussée. Ce type de chaussée empêche la remontée de fissures entre la couche traitée aux liants hydrauliques (retrait) et la couche de grave bitume [Figure I.28].
Leur comportement : La structure de ces chaussées permet, pour la couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques, de par leurs rigidités, de diffuser les efforts et de les atténuer dans le sol support. Les couches en matériaux bitumineux assurent l'uni de la couche de roulement et ralentissent, grâce à leurs relative souplesse et à leurs épaisseurs, les remontées de fissures.

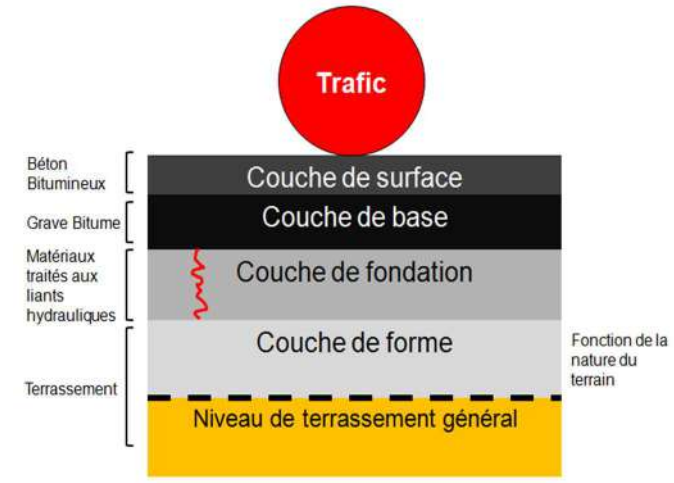


Figure I.28 : Les chaussées à structure mixte.

I.4.2.5 Les chaussées à structure inverse : Cette structure est composée d'une couche de surface en matériaux bitumineux d'environ 15 cm d'épaisseur; d'une couche de base en matériaux granulaires non traités, environ 12 cm; d'une fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale de la structure est de l'ordre de 60 à 80 cm [Figure I.29].

Leur comportement : Les trois couches de ce type de structure ont toutes un rôle spécifique. La fondation traitée aux liants hydraulique permet de repartir les contraintes sur le sol et d'assurer un support de qualité pour les couches supérieures. La couche granulaire a pour fonction d'absorber les fissurations de la couche de fondation et ainsi d'empêcher les remontées de fissures jusqu'à la couche de roulement. La couche de roulement assure l'étanchéité et l'uni de l'ensemble.

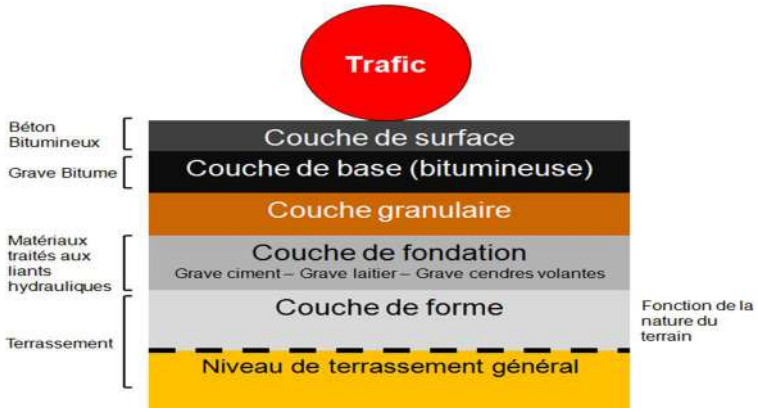


Figure I-29: Les chaussées à structure inverse.

I-4-2-6 Les chaussée en béton de ciment (rigides) :

On rencontre les 4 modèles suivants :

Dalles non goujonnées avec fondation : Elles sont constituées de dalles de béton de ciment de 20 à 28 cm sans armature, reposant sur une fondation en béton maigre (12 à 18 cm), ou en matériaux traités aux liant hydrauliques (15 à 20 cm).

Dalles goujonnées avec fondation : Elles sont constituées de dalles béton de ciment de 17 à 23 cm (avec armatures de liaison entre les dalles), reposant sur une fondation en béton maigre (14 à 22 cm).

Dalles sans fondation : Elles sont constituées de dalles de béton de ciment de 28 à 39 cm qui reposent sur une couche drainante en matériaux granulaires ou sur un géotextile.

Béton armé continu (avec aciers filants sur toute la longueur de voirie) : Type A: Dalle de béton de ciment (16 à 24 cm), reposant sur une fondation en béton maigre de 12 à 14 cm. Type B : Dalle de béton de ciment (18 à 24 cm) reposant sur une assise en matériaux bitumineux de 5cm et une fondation en sable traité aux liants hydrauliques (50 à 60 cm) (Figure I.30).

Leur comportement : Ces structures rigides absorbent les efforts et en transmettent peu au sol. Le principal inconvénient est "l'effet de poutre" du béton, dont la partie basse soumise à des efforts de traction peut être fragilisée, sauf si ces efforts sont compensés par des armatures métalliques. La dilatation du béton peut également provoquer des fissures, si le phénomène n'est pas maîtrise par la mise en place de joints de dilatation ou de pré fissuration. Enfin l'uni de ce type de chaussées les rend bruyantes.

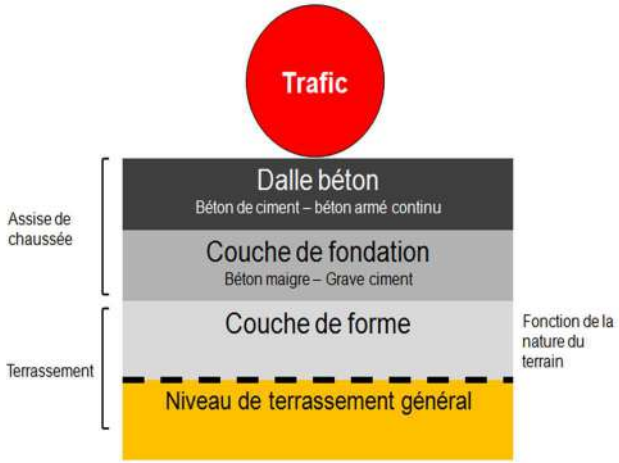


Figure I.30: Les chaussées en béton de ciment**.**

I.3.Méthodes de calcul du tassement :

Le tassement d'un ouvrage est un phénomène d'interaction sol/fondation. Il s'agit couramment de l'action de la fondation sur le sol, par le bais des surcharges qui lui sont transmises. La valeur du tassement dépend de la rigidité relative sol/fondation. Si la fondation est plus rigide que le sol, le tassement de ce dernier est uniforme et la pression transmise à la surface du sol n'est pas uniforme. Par contre, si la fondation est moins rigide que le sol, le tassement n'est pas uniforme et la fondation subit une déflexion. La pression transmise à la surface est uniforme.

Il existe plusieurs grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations :

I.3.1. Calcul des tassements des fondations:

-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 utilisé 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, 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) . L'approche directe relie, elle directement la grandeur cherchée (le tassement) à la caractéristique déterminée par l'essai en place.

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 CTP et du STP. On évoque aussi le calcul des tassements par la méthode des éléments finis qui est une grande voie pour résoudre les problèmes complexes des déformations et des déplacements dans la géotechnique contemporaine.

I.3.1.1. Calcul direct du tassement :

a) **Fondation rectangulaire :** Le tassement S 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 : $S=q\frac{1-v}{E}BC_f$

Avec S : tassement,

Q : contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne),

E et v module de Young et coefficient de poisson du massif de sol,

B : largeur ou diamètre de la fondation,

C_f : coefficient dépendant de la forme de fondation ;

Les tableaux donne quelques valeurs de C_f .

b) **Fondation circulaire :** Dans le cas d'une fondation circulaire souple posée à la surface d'un massif élastique semi infini, AHLVIN et ULERY(1662) ont montré que le tassement d'un point se trouvant sur l'axe verticale de la fondation (r'=0) est donné pour $\alpha = Z/R$ par :

$$S=\frac{2.q.R(1-v^2)}{E}(\sqrt{1-\alpha^2}-\alpha)(1+\frac{\alpha}{2(1-v)\sqrt{1+\alpha^2}})$$

Avec p_H: coefficient du tassement d'une fondation souple.

B : largeur de la fondation en (m) ; et H : épaisseur de la couche du sol en (m).

Tableau I.3 : valeurs de pH pour ν = 0.5 β=2H/B

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	0.117	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
∞	.0511	0.697	0.812	0.894	0.957	1.158	∞

Tableau I.3(suite) : valeurs de pH pour ν = 0.5 β=2H/B

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
3.0	0.286	0.320	0.314	0.304	0.296	0.284	0.274
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 I.4 : valeurs de pHm pour ν=0.3

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 1.2	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 I.4 (suite) : valeurs de pHm pour ν=0.5.

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	∞

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

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

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 :

$$S_i(r) = \frac{2qR}{E} I_w$$

I_w est à extraire du tableau ci-dessous.

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

Tableau I.5 : valeurs de Iw pour ν= 0.3

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 I. 5 (suite) : valeurs de Iw pour ν=0.45

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	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

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

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

$$S_i = \frac{qR}{E} . \eta$$

Tableau I.6 : valeurs de ŋ

H/R	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	2.5	5	∞
ŋ (v=0 ,2)	0.16	0.32	0.44	0.56	0.67	1.07	1.29	1.5
ŋ (v=0.5)	0.03	0.08	0.17	0.26	0.34	0.71	0.93	1.2

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 du substratum et considérer le sol de profondeur infinie.

I.3.1.2. Distribution de la contrainte verticale Δσz avec la profondeur :

Il s'agit de connaitre la distribution, avec la profondeur de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$, par apport à l'état de contrainte initial régnant dans le sol, apporté par un contrainte 'q' appliquée en surface. Toutes les solutions couramment

utilisées ont été obtenus 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 I.31) ;
-contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (figure I.32) ;
-contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (figure I.33) ;

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 car, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte q à 1 pour 2 aves la profondeur à la profondeur z , l'accroissement $\Delta\sigma_z$ sous une semelle rectangulaire L x B est alors:

$$\Delta\sigma_z = \frac{qLB}{(L+Z)(B+Z)}$$

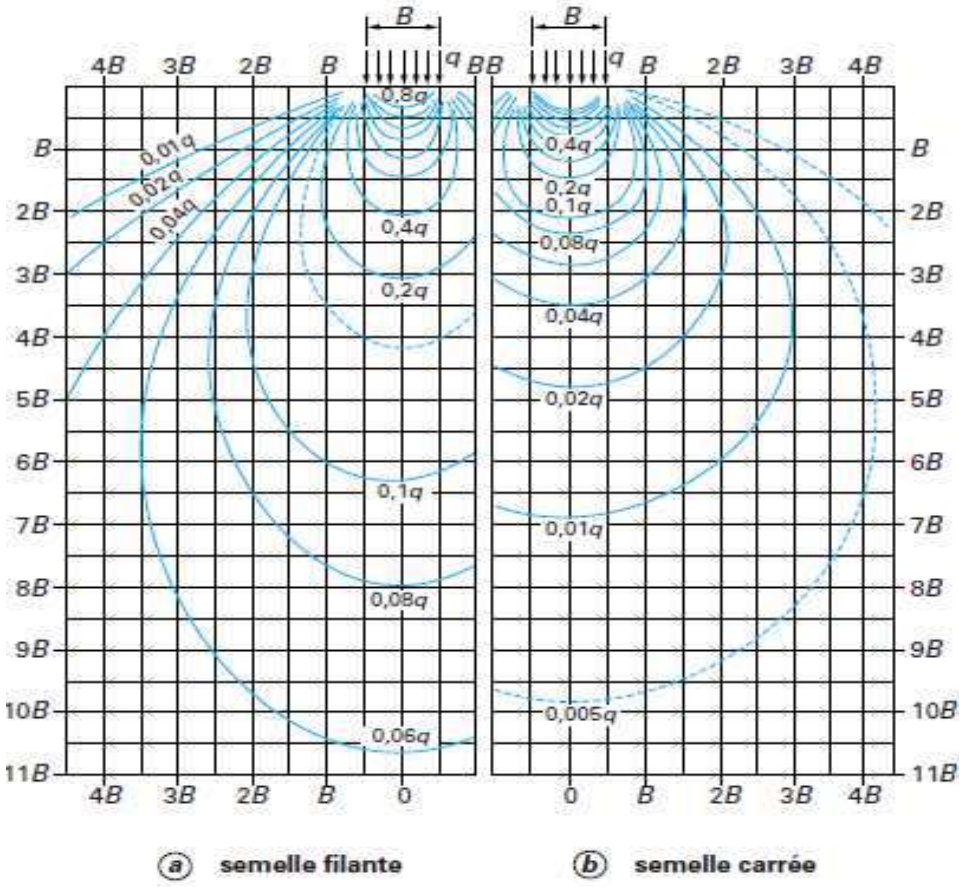


Figure I.31: courbe d'égales contraintes verticales Δσz sous une fondation dans un massif homogène, isotrope semi-infini.

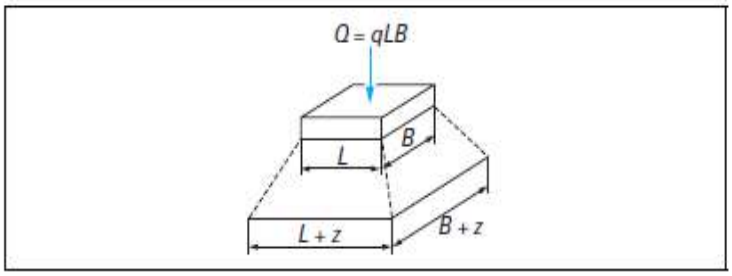


Figure I.32 : Méthode approchée pour le calcul de la répartition des contrainte au sein d'un massif.

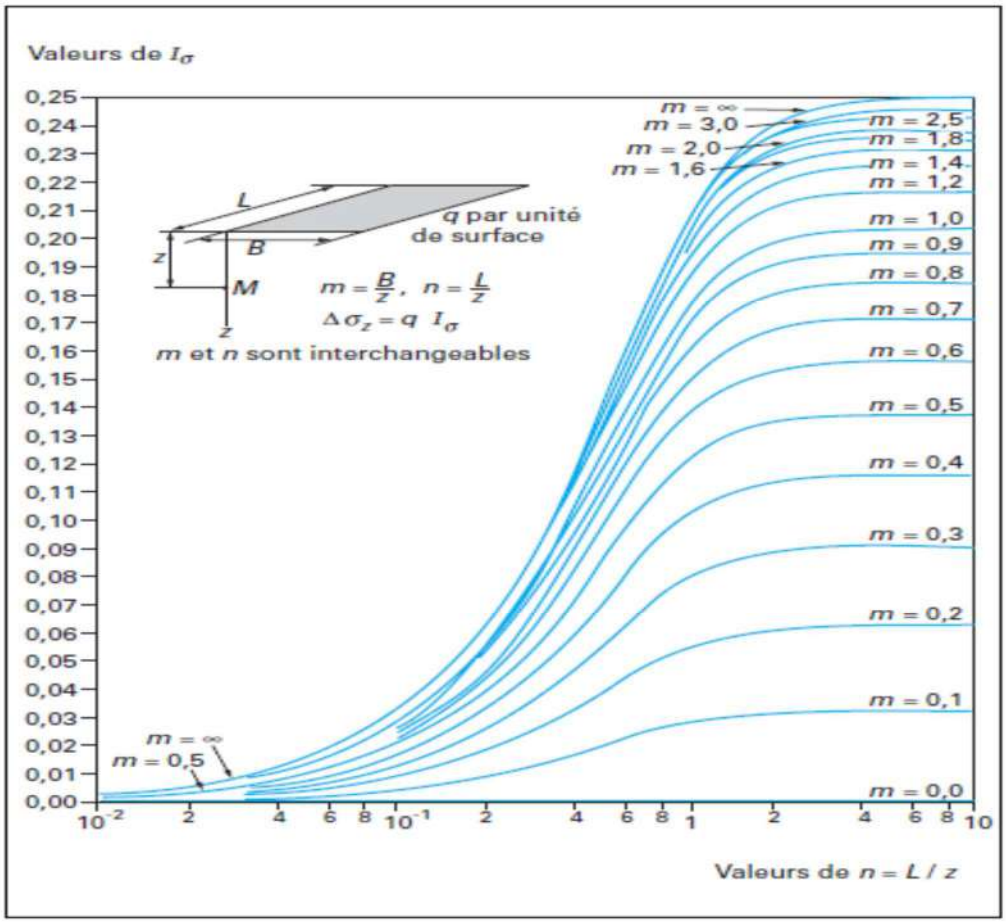


Figure I.3 Accroissement de contrainte verticale Δσz sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (Par la contrainte q) .

I.3.2. Calcul de tassement par la méthode des tranches :

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 m_v, rapports des variations de volume de la contrainte, c'est-à-dire $m_v=1/E_{oed}$) ;

-soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression C_c (respectivement l'indice de gonflement Cs), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi- logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement sur consolidé).

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 isotrope),on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu, S_{oed}. Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression C_c, S_{oed} est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène. $S_{oed} = H\frac{C_c}{1+e_o}\ln\frac{\sigma'_{vo}+\Delta\sigma'}{\sigma'_p}$

$$c_c = -\frac{\Delta e}{\Delta(\log\sigma')}$$

$$\Rightarrow \quad \Delta(\log\sigma') = \log(\sigma' + \Delta\sigma') - \log\sigma' = \log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'}\right)$$

$$\Rightarrow \quad \Delta e = -c_c.\log\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'}\right) \qquad \text{Et } \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

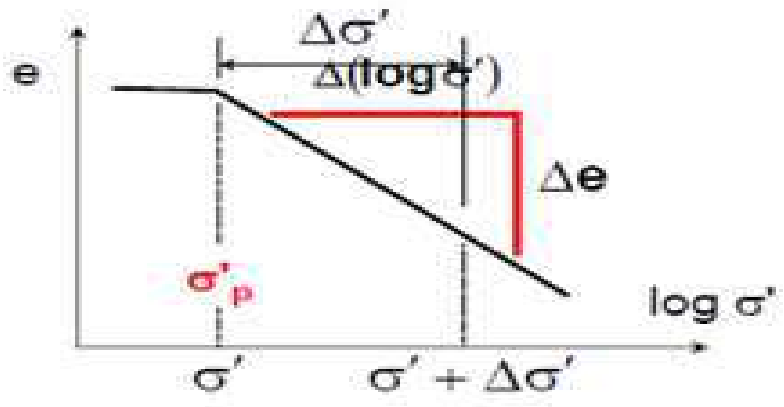


Figure II.34 : Tassement du sol consolidé.

Avec H : épaisseur de la couche de sol compressible,

e_o : son indice des vides initial,

σ'_{vo} : Contrainte normale effective initiale au milieu de la couche,

$\Delta\sigma_z$: Accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche, et σ'_p : pression de pré consolidation.

Dans le domaine surconsolidé (si $'_{vo} < \sigma'_p$), le calcul est suivant :

$$S_{oed} = -H \frac{C_c}{1+e_o} \log\left(\frac{\Delta\sigma_p'}{\sigma'_{v0}}\right) - \frac{C_s}{1+e_o} \log\left(\frac{\sigma'^{0}_{v}+\Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right)$$

$$\text{Log}\left(\frac{\Delta\sigma_p'}{\sigma'_{v0}}\right) = \text{Log}\Delta\sigma_p' - \text{Log}\sigma'_{v0} \quad \text{et} \quad \log\left(\frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right) = \text{Log}(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma') - \text{log}\sigma'_p$$

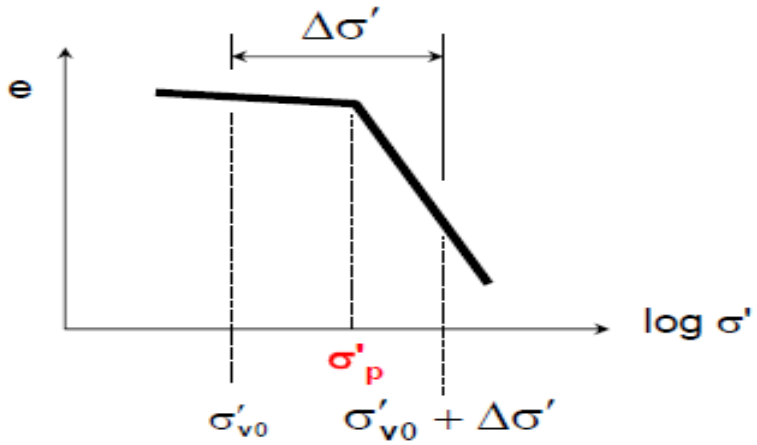


Figure I.35 : Tassement du sol surconsolidé.

Pour la partie $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z < \sigma'_p$

C_s, l'indice de gonflement, est nettement plus faible que C_c et le tassement dans le domaine surconsolidé peut être négligé dans certains conditions, par rapport au tassement dans la domaine normalement consolidé.

-On considère le tassement final : le sol est entièrement consolidé, la variation de contrainte due aux surcharges est reprise par le squelette solide**.**
On découpe le sol en n couches de hauteur h_i; (Figure I-36) On effectue des essais oedométrique sur des échantillons prélevés au milieu de chaque couche**.**
Pour chaque échantillon on détermine les indices de gonflement et de compression C_S et C_C , ainsi que la pression de préconsolidation σ'_p. On calcule**,** au milieu de chacune des couches, la contrainte effective verticale avant travaux σ'_{vo}, et la variation de contrainte due aux travaux réalisés $\Delta\sigma_z$**.**

On calcule le tassement de chacune des n couches à l'aide des relations du paragraphe précédent**.**

Le tassement total S_i est égal à la somme des tassements des n couches considérée :

$$\mathbf{s} = \sum_{i=1}^{n} \Delta \mathbf{H_i}$$

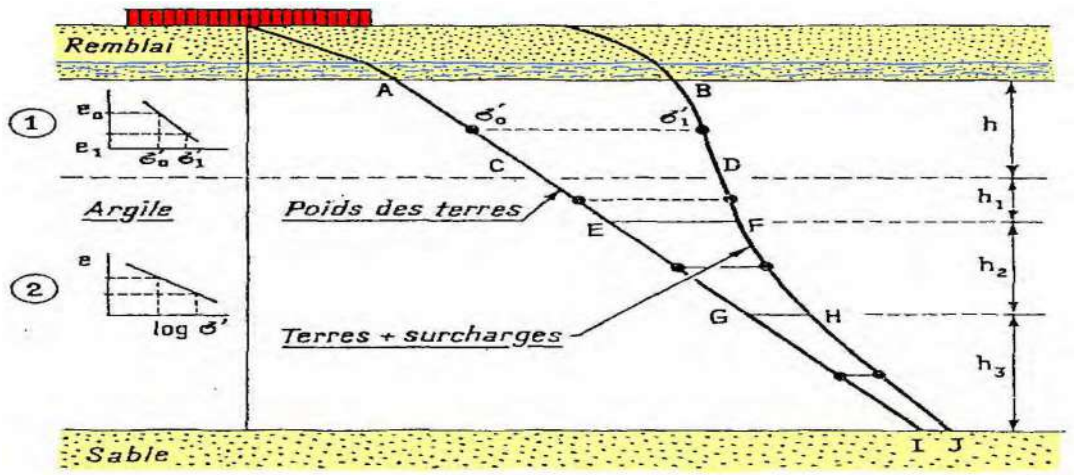


Figure I.36 : Méthode des couches.

$$S_t = S_t + S_c + S_\alpha$$

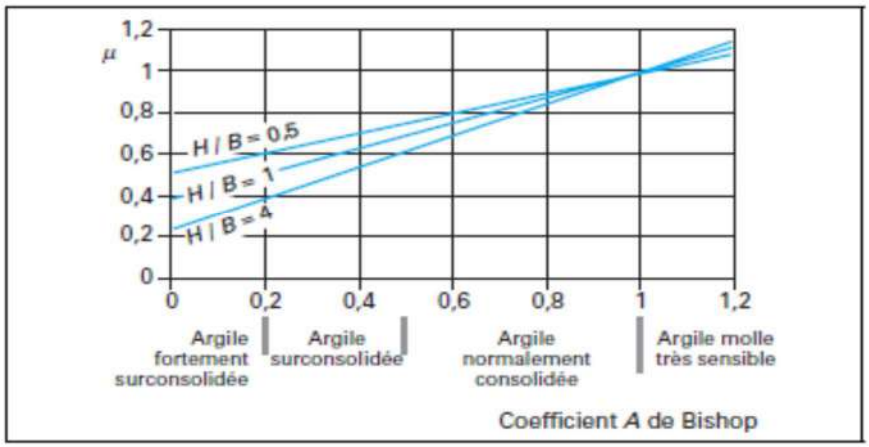


Figure I.37: Facteur correction μ pour tenir compte des déformations latérales.

-Où si, S_c et S_α, sont, respectivement, le tassement immédiat, le tassement de consolidation et le tassement secondaire. Le tassement immédiat si 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 A et de la géométrie du problème : $S_c = \mu s_{oed}$

Le coefficient A est mesuré lors d'essais triaxiaux. Cette correction est donnée sur la figure. 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_α 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.).

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

— 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 :

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

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

Le tassement immédiat S_i peut également être déterminer par calcul élastique non drainé indique plus haut.

I.3.3. calcul des tassements par les résultats par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard :

Le tassement de cacul des tassements à partir du pressiomètre Ménard, proposée par est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousse.

Le module pressiométrique E_M est un module dévia torique, particulièrement adapté au cacul du tassement des fondations pour lesquelles le champ de contrainte dévia torique est prépondérant, à savoir les fondations (étroites), telles les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art.

Le tassement à 10 ans d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B (pour une fondation posée prés de la surface ajouter 20%) est donne par les relations :

$$S_{(10ans)} = S_c + S_d$$

Où $S_c = (q - \sigma_v)\,\lambda_c\, B_\alpha / 9E_c$ le tassement volumique,

Et $S_d = (q - \sigma_v)B_0\,(\lambda_d B/B_0)^{\alpha}/9E_d$ le tassement dévia torique,

Avec q : Contraintes verticales appliquées par la fondation,

σ_v :Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

λ_c et λ_d : coefficients de forme donnés dans le tableau I.8.

α : coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné dans le tableau I.9,

B : Largeur (ou diamètre) de la fondation,

B_0 : une dimension de référence égale à 0,60 m,

E_c et E_d modules pressiométriques équivalents,

Tableau I.8 : Coefficients de forme λ_c et λ_d

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

Taleau I.9 :coefficient rhéologique α.

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/P	α	E/P	α	E/P	α	E/P	α		α
surconsolidé		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu facturé	2/3
Normalement consolidé	1	9à16	2/3	8à14	1/2	7à12	1/3	6à10	1/4	normal	1/2
Sous-consolidé altéré		7à9	1/2	5à8	1/2	5à7	1/3			Très facturé	1/3
										Très facturé	2/3

Dans le cas d'une couche de sol molle intercalaire (figure II-38), le calcul du tassement total S_t est effectué en ajoutant au tassement d'ensemble s, calculé comme précédemment, le tassement S_m correspondant à la couche molle :

$S_t = S + S_m$

Avec $S_t = S_c (E_c) + S_d (E_{d'})$

Et $S_m = \alpha_m (1/E_m - 1/E_d) \Delta q_m H$

Avec $E_{d'}$ module pressiométrique dans le domaine dévia torique calculé sans tenir compte des valeurs correspondant à la couche molle (on substitue au module E_m un module de même ordre de grandeur que celui des autres couches).

E_m module pressiométrique moyen de la couche molle,

α_m coefficient rhéologique de la couche molle (tableau),

Δq_m valeur de la surcharge verticale au niveau de la couche molle.

Baguelin et al ont donné une justification théorique détaillée de la méthode pressiométrique, en même temps qu'ils synthétisaient les observations, souvent après de nombreuses années accumulées sur des ouvrages réels (ponts, châteaux d'eau et remblais d'autoroutes) principalement par les laboratoires des Ponts et Chaussées. Les prévisions sont dans la plupart des cas à ± 50 % des tassements réels de longue durée et souvent à ± 30 %. Bien que les résultats des essais de chargement de semelles sur sols en place, en sites expérimentaux, menés plus récemment par les laboratoires des Ponts et Chaussées ,indiquent que la méthode de calcul pressiométrique sous-estime

souvent les tassements mesurés, elle est tout à fait satisfaisante pour estimer les tassements différés à long terme, qui sont les seuls tassements préjudiciables à la bonne tenue de la plupart des ouvrages.

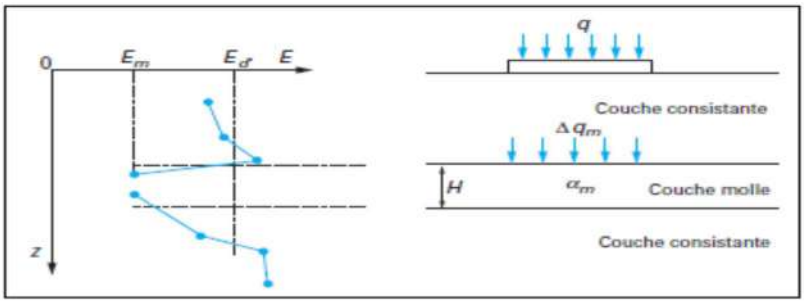


Figure I.38:Calcul du tassement par l méthode pressiométrique dans le cas d'une couche molle intercalaire.

I.3.4. 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 qc. 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 de type de sol et de la teneur en eau pour les tourbes et les argiles très organiques :

$$E_{oed} = \alpha.q_c$$

Le tableau I-10 donne les valeurs de α recommandées par Sanglerat. Il permet une première estimation de tassement.

Tableau I.10 valeurs de α pour divers types de sols .

Type de sol	**q_c (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

Pour les sables, une autre méthode pénétrométrique 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'un 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 : $S= c1\ c2\ (q-\acute{}_v)\ \int_0^{z1}(I_z/E)dz$

Avec $C_1=1- 0.5\ [\acute{\sigma}v / (q - \acute{\sigma}v)]$ Facteur de correction pour

L'encastrement de la fondation ou $\acute{\sigma}v$ est la contrainte verticale effective initiale au de sa base :

$$C_2= 1.2 + 0.2 \ln t$$

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

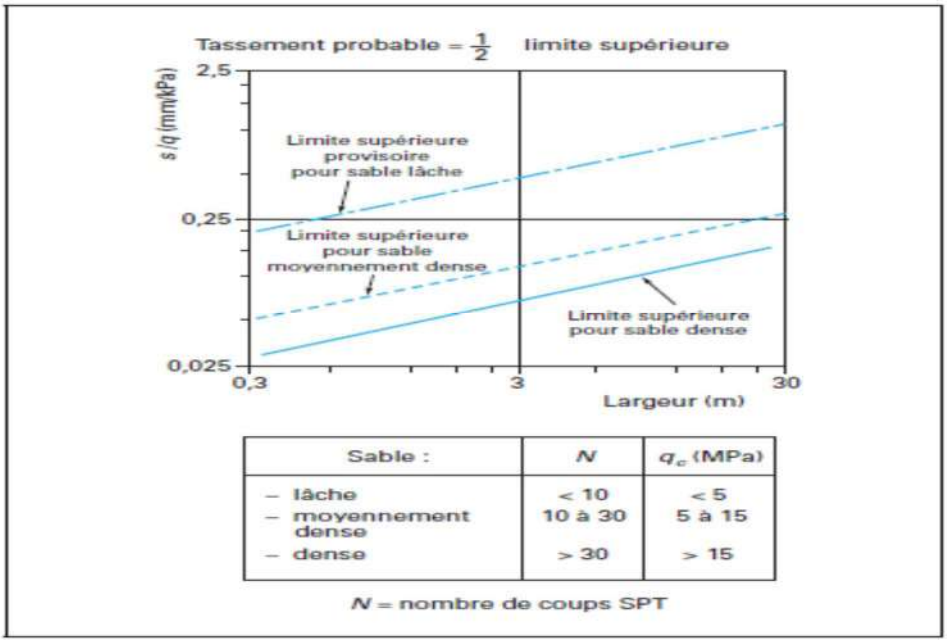


Figure I.38:Estimation rapide du tassement des fondations superficielles sur les sables selon la densité.

La figure I-38 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/ C_1C_2 (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 q_c pour la symétrie de révolution,

E = 3,5 q_c pour la déformation plane.

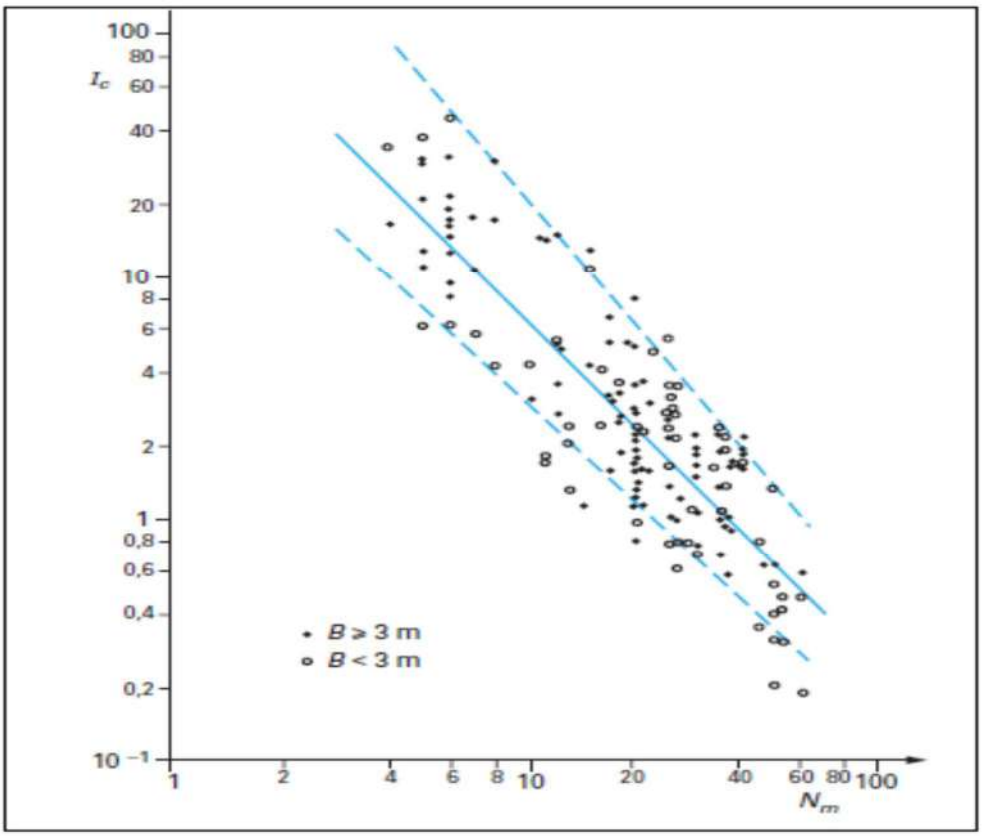


Figure I.39:Relation entre l'indice de compressibilité Ic et Nm.

La figure II.40 regroupe les observations concernant 69 structures en Italie (en acier, à murs porteurs en briques et en béton armé), de rigidité très variable, sur fondations superficielles et profondes. Elle donne la corrélation entre le tassement maximal et la distorsion angulaire maximale et indique les structures endommagées.

Les règles simples suivantes ont alors été suggérées : un tassement maximal de 8 cm ne devrait pas provoquer de dommage important ; un tassement maximal supérieur à 20 cm ne peut pas être supporté par des structures traditionnelles et il faut s'attendre à des dommages (dépendant de la rigidité relative sol-structure) et, enfin, entre 8 cm et 20 cm, il faut faire une étude d'interaction sol structure détaillée.

Les corrélations des figures II.41 et II.42 peuvent également être utiles. Elles synthétisent les observations de divers auteurs concernant le tassement maximal ou la déflexion maximale en fonction de la distorsion angulaire maximale, dans le cas des argiles, des sables et remblais. La dispersion des résultats est importante et illustre bien la prudence dont il faut faire preuve.

Ménard (1967) propose une méthode simple de détermination du tassement différentiel à partir du tassement absolu, de « l'indice d'hétérogénéité » et de la rigidité de l'ouvrage. Les limites admissibles conseillées par Ménard pour la distorsion anguangulaire sont alors :

— de 1/3300 à 1/1500 pour les bâtiments d'habitation ;

— de 1/1250 à 1/650 pour les constructions industrielles.

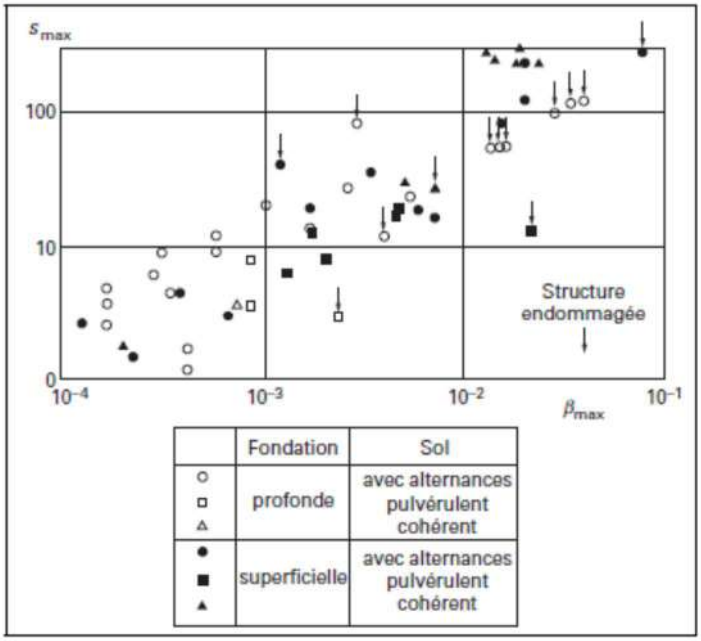


Figure I.40 corrélation entre le tassement maximal S_{max} et la distorsion angulaire maximale β_{max}

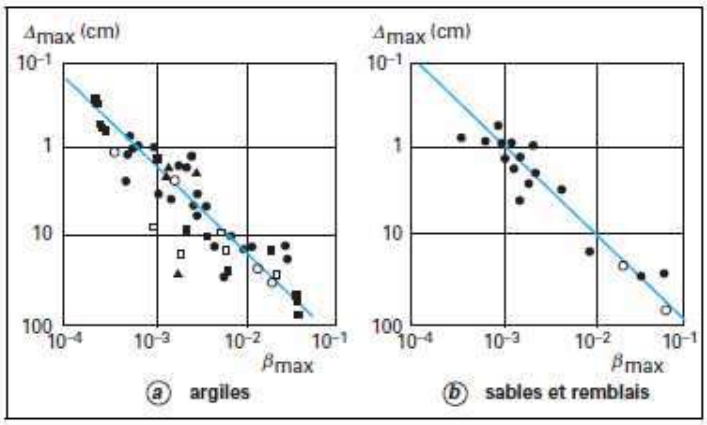


Figure I.41 : corrélation entre distorsion angulaire maximale β_{max} et déflexion maximale Δ_{max} pour des bâtiments.

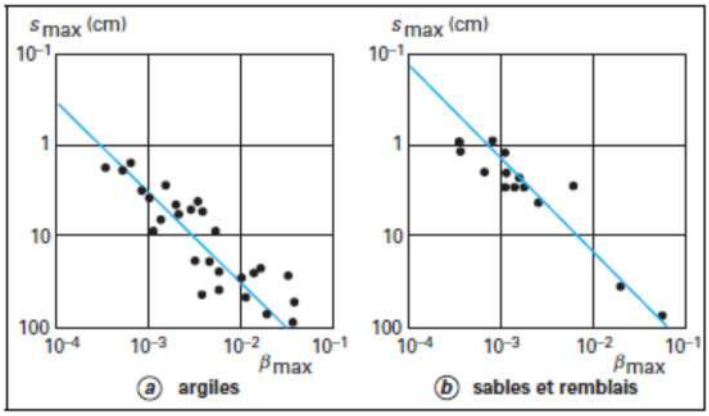


Figure I.42 corrélation entre distorsion angulaire maximale β_{max} et tassement maximal S_{max} pour des fondations isolées.

Tableau I.11 : Exemples de tassements admissibles.

Type d'ouvrage	Tassement différentiel pour deux points distants de 10 m	Distorsion
Bâtiments d'habitation :		
- normaux	3 à 6 mm	3/10 000 à 6/10 000
- fragiles	3 mm	3/10 000
- souples	7 mm	7/10 000
Constructions industrielles :		
- traditionnelles (charpente métallique ou béton)	10 mm	1/1 000
- traditionnelles avec remplissage fragile	8 mm	0,8/1 000
- traditionnelles sans remplissage	15 mm	1,5/1 000

I-4. Conclusion :

Après avoir défini ce qu'est un tassement, ses causes, ses différents types, ainsi que les zones qui lui sont propices. Il est nécessaire d'entreprendre une investigation géotechnique, géologique et hydrogéologique, de procéder à une auscultation bien détaillée, choisir la méthode adéquate ainsi que les diverses solutions assurant la stabilité de terrain. On va utiliser les méthodes de détermination du tassement à partir des essais en labo et des essais en situ.

Chapitre : II

II.1.1.Introduction :

Notre étude consiste à analyser un tassement de terrain, pour cela, différentes données ont été collecté après des essais en site et en laboratoire, en plus d'une synthèse des travaux géologique, hydrogéologique, et climatologie.

II.2. Présentation du projet :

II.2.1 géologie de site :

Le chef lieu de la wilaya de Médéa se situe à environ 80 kilomètres au Sud d'Alger, et au cœur de l'Atlas Tellien. La wilaya occupe une superficie de 8700km2. Elle est caractérisée par un relief accidenté, enserrant quelques plaines assez fertiles mais de faible extension pour s'estomper ensuite aux confins des hautes plaines steppiques, en une série de collines mollement ondulées. Une telle position stratégique a fait de la région une zone principale de transit et un trait d'union entre le Tel et le Sahara, d'une part, et entre les Hauts Plateaux de l'Est et ceux de l'Ouest, d'autre part.

Les coordonnées géographiques du chef lieu, relevées au moyen d'un GPS, sont: latitude 36°17'1.5015" et longitude 2°46'34.8646".

Les sites présentent en général un relief topographique relativement accidenté avec des altitudes variant entre 780 et 950 m par rapport au niveau de la mer .Sept sites ont été étudiés à savoir (Figure II-1) et (Figure II-2).

- ✓ Le site des 8000 places pédagogiques à Haouch Beyzid, Médéa,
- ✓ Le site de la cité universitaire Hacène Ben Mouloud à Cherachria ,
- ✓ Le site du nouveau pôle universitaire de Médéa , d'une superficie d'environ 20 hectares, situé sur une partie du plateau de Médéa comprise entre la sortie Est de la ville de Médéa et l'agglomération de Damiette (axe Médéa-Ouzera).

Il présente à certains endroits des pentes importantes.

- ✓ Les sites de Sidi Ammar et du nouveau pôle urbain .
- ✓ Les sites de la semoulerie et de l'extension à Kser El Boukhari respectivement.

A l'échelle régionale, les formations lithostratigraphiques affleurantes sont représentées par les dépôts du Néogène post nappe ainsi que les terrains quaternaires qui reposent en discordance sur les formations albiennes et cénomaniennes . Ainsi de haut vers le bas, on rencontre les formations lithostratigraphiques suivantes:

a)Les formations du Quaternaire:

Les formations du Quaternaire sont représentées par des colluvions, des alluvions récentes et anciennes. Les colluvions sont représentées en général
par des formations de pente: il s'agit de blocs et débris de grès de différentes tailles enrobés dans une matrice argileuse, marneuse et sableuse. Les alluvions récentes sont représentées par des blocs de différentes dimensions de nature gréseuse, carbonatés, graveleux à sableux. Les alluvions anciennes, constituées de formations argileuses gréseuses, sont composées de galets enrobés dans une matrice argileuse.

b)Les formations du Néogène:

Ces formations correspondent au Miocène qui est composé des terrains du Miocène inférieur, d'origine essentiellement continentale, des terrains de Miocène moyen et du Tortonien (Miocène supérieur) d'origine essentiellement marine.

c)Le Cénomanien:

Il est composé de formations carbonatées (calcaires grisâtres stratifiés), les
principaux affleurements s'observent à l'ouest de Médéa.

d)L'Albien: Il est composé d'une formation marno-calcaire, avec une prédominance de bancs marneux consolidés. Elle affleure le long de certains Oueds. Sur le plan géologique localdes sites 1, 2, 3,4 et 5,

La zone d'étude fait partie du bassin de Médéa dont le plateau gréseux surplombe la ville et constitue le flanc nordd'un synclinal de direction axiale WNW-ESE dont le flanc sud a été érodé. Sur le plan lithostratigraphique les terrains rencontrés sur le plateau sont d'âge Miocène moyen appartenant à l'Helvétien.

L'examen des affleurements de surface et de la carte géologique à l'échelle régionale, montre l'existence d'un faciès assez homogène sur l'ensemble des versants, il s'agit de la formation marno-argileuse de l'Helvétien moyen (m^3c), série grisâtre et très épaisse (plus de 150 m).

Cette série constitue le substratum des formations gréso-sableuses du plateau de Médéa de l'Helvétien supérieur (m^3d).

La synthèse des résultats des sondages carottés, permet de révéler un sous sol marneux, surmonté par des argiles marneuses bariolées, parfois compactes.

En surface, ce complexe argilo-marneux est recouvert d'un manteau de 0,60 à 6,00 m d'épaisseur constitué de terre végétale, d'argiles limoneuses sableuses à graveleuses par endroit de couleur beige à brunâtre.



Figure II .1 : Cadre géologique de Médéa

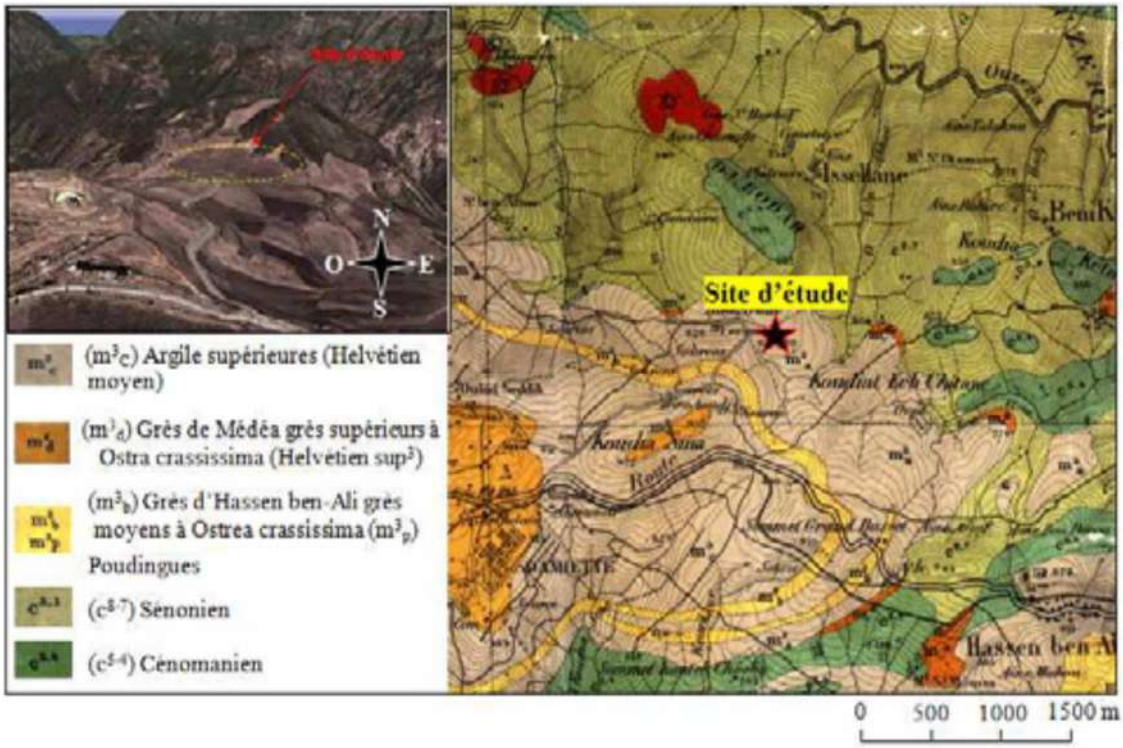


Figure II .2 : Extrait de la carte géologique et topographique de larégion de Médéa, feuille n°86, échelle 1/50000.

L'aspect microscopique de la formation argileuse marneuse est présenté dans la figure II-3. L'observation au MEB montre que la microstructure est formée par une matrice argileuse relativement homogène et compacte, elle montre aussi la disposition parallèle des feuillets argileux.

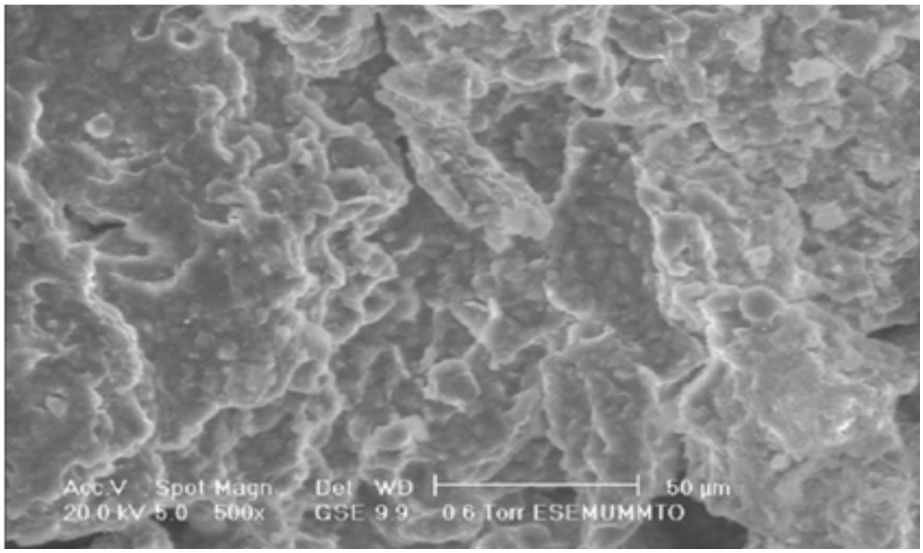


Figure II.3 Image au MEB d'un échantillon intact d'argile de Médéa.

II.2.1.1 Stratigraphie :

La zone entre Chiffa et Hamdania débute par une formation du crétacé inférieur et moyen constitué principalement par des schistes fracturés et altérés, ensuite des calcaires du Turonien et des marno-calcaires du Vraconien entre Hamdania et Médéa.

La région de Médéa est constitué par un plateau qui dépasse 900m d'altitude, ce plateau est formé de terrains d'âge Miocène (Helvétien) reposant sur du Crétacé (Cenomanien- Senonien). Ce Helvétien essentiellement marneux, au sommet devient gréseux et constituant le plateau de Médéa.

Ce plateau est synclinal orienté N.W-S.E divisé en trois compartiments par des failles N.E-S.W d'un rejet de 25 mètres.

Au Sud du plateau entre Médéa et Damiette, une couche de sables et argiles sépare les grès en deux niveaux (Figure II-4).



Figure II.4 : Géologie du plateau de Médéa.

Entre Médéa et Berrouaghia, 2 principales formations dominent :

Miocène inférieur : Constitué par une série argilo-gréseuse ocre et une série des marnes gris claire peu importante.

Albien inférieur : Constitué par une série détritique d'argiles et quartzites, et une autre série de calcaire récifal.

A l'entrée de la ville de Berrouaghia on rencontre une série de Vracano-Cénomano-Turonienne constituée par :

-Calcaires noirs à Ammonites et Bélemnites.

-Marnes avec quelques gros bancs de calcaires au sommet.

-Calcaires massifs localement à Phtanites.

II.2.1.1. Tectonique :

Les unités tectoniques sont de types autochtones et telliens déplacées au cours du Miocène inférieure du Nord vers le Sud présentent plusieurs faciès d'âge crétacé inférieur, cette superposition est suivie par des formations post nappe d'âge Miocène qui constitue le bassin de Médéa. Cette tectonisation se manifeste par des plissements, des failles, et des érosions qui laissent apparaitre des fenêtres de nappes telliennes infra-miocène.

Vers Médéa on rencontre des faciès marneuses du Miocène inférieur et des marnes et argiles du Miocène supérieur (Figure II 5).

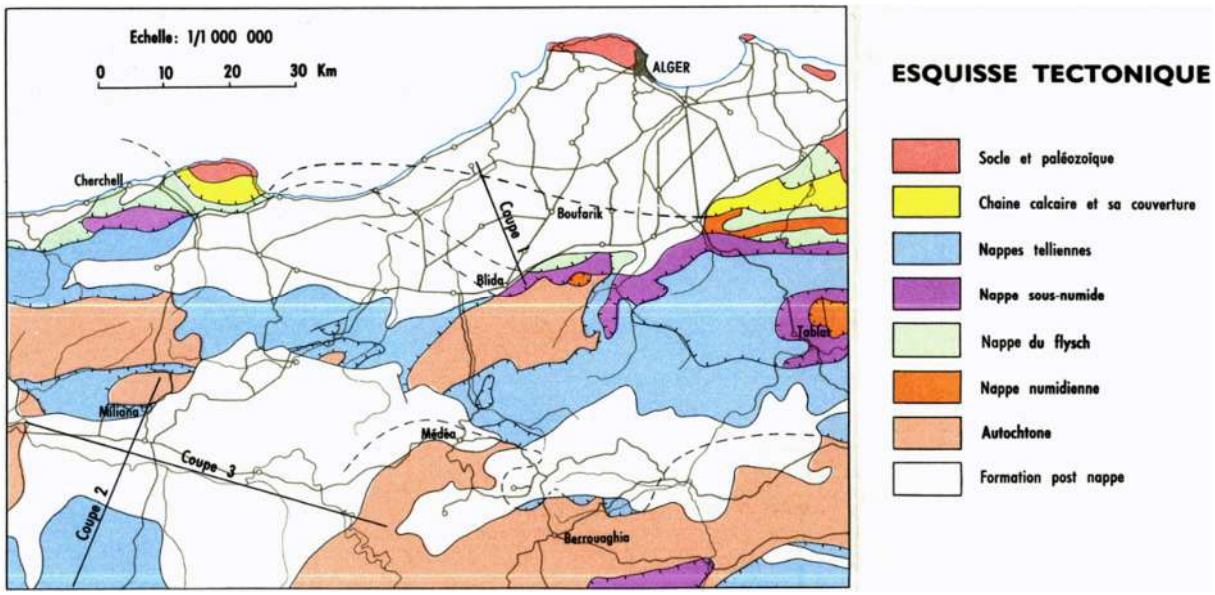


Figure II. 5: Esquisse tectonique du Nord de l'Algérie.

Vers Berrouaghia on trouve les mêmes unités tectoniques avec dominance de l'autochtone, qui se termine par une nappe sous-numide.

II.2.2. Sismicité de la région :

Tableau II.1 : Sismicité de la région de médéa

Zone / Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau II.2 : Classification des régions du projet en zone sismique**.**

La région/ Commune	Zone sismique
Chiffa, Hamdania, Médéa, Temesguida	IIb
Berrouaghia, Ouzera, Ben Chicao	IIa

II.2.3. Cadre hydrologique :

Le principal bassin versant existant dans la région est celui du bassin de la Mitidja, par l'Oued de Chiffa, qui prend sa naissance au niveau de la région d'Ouzera. Tout ces Oueds sont alimentés exclusivement par les précipitations.

D'autres Oueds enchainé a l'Oued Chiffa, tels que l'Oued Merdja, Oeud Mouzaia, Oeud Sid Ali au Nord Est de la ville de Médéa, et enfin l'Oued Ouzera. Au Sud il existe que des Oueds temporaire de faible débit, tels que l'Oued de Sidi Daoud a l'Ouest de la ville de Berrouaghia, dont l'évitement de la route passe.

II.2.4. Cadre hydrogéologique :

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau souterraine dans les instabilités de versants, l'étude hydrogéologique est très importante.
Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie.
Le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum.

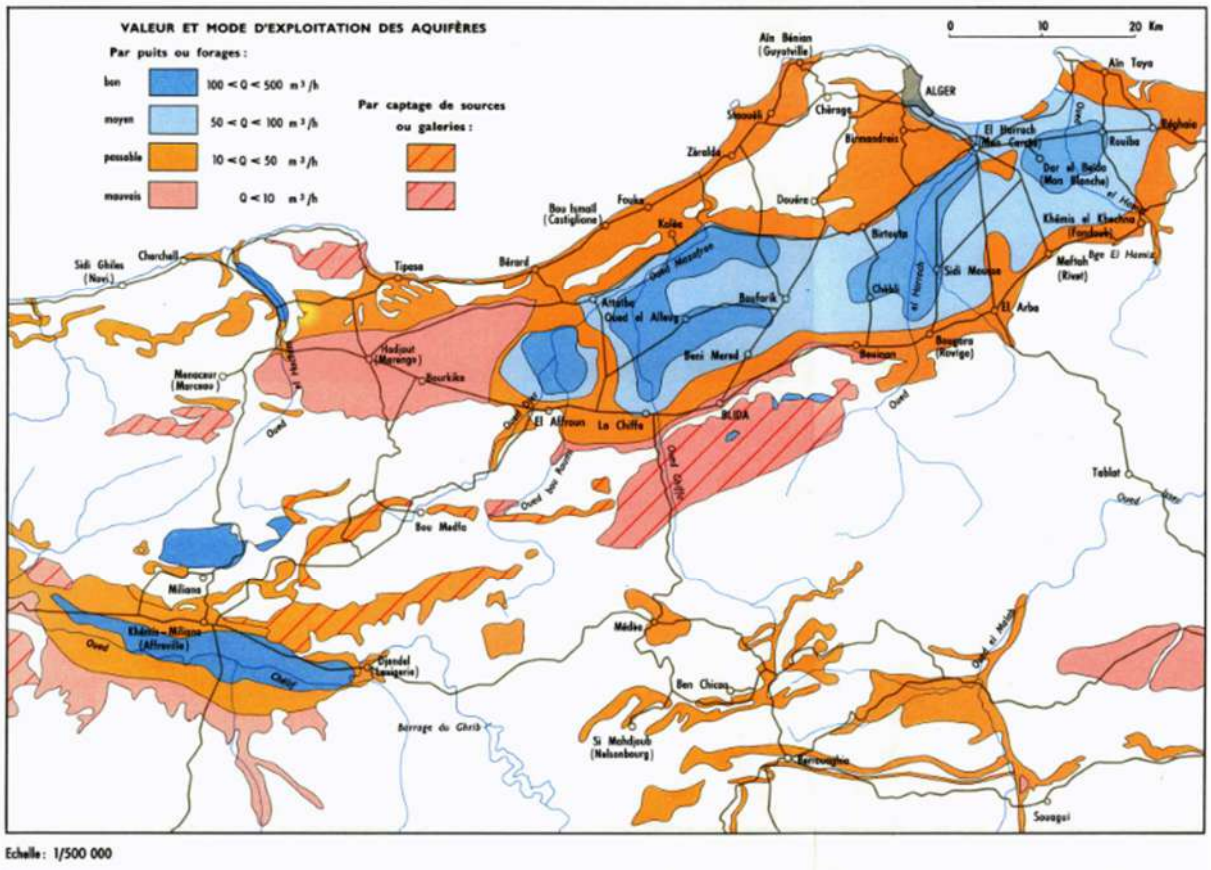


Figure II.6 : Ressources en eau au Nord de l'Algérie.

Les schistes du Crétacé inférieur de la Chiffa sont très fissurés et très altérés et alimentent plusieurs sources dans le massif de Blida. Les calcaires Turonien et les marnes Vraconien du Crétacé moyen sont très fissurés, mais les réserves sont peu importantes.

Au niveau du plateau de Médéa, la nappe aquifère principale est contenue dans les grès, très poreux a la base. La perméabilité en grand l'emporte vers le sommet ou fissures et diaclases sont fréquentes. Cette nappe est exclusivement alimentée par la pluviométrie. Elle a comme exutoire principale les sources situées sur la bordure S.W et de nombreux puits. Les ressources en eaux sont faibles : moins de 100l/s dont 60 s'écoulent naturellement par les sources.

Dans la région de Berrouaghia, les formations calcaires d'âge Turonien et Vraconien sont aquifères, les ressources en eaux sont très modestes, la surface d'impluvium et l'épaisseur de l'aquifère sont faibles. De plus, ils sont morcelés par des failles transversales. La surface piézométrique a des fluctuations saisonières très importantes (10 à 15m). Les essais de pompage ont montré qu'il n'y avait pas de liaison hydraulique entre deux bancs de calcaire voisins.

II.2.5. Climatologie de site :

Le climat de l'Algérie est varié dans le sens Nord-Sud, due a sa grande superficie, et une morphologie très varié et très vaste (ex : Tell, Sahara).

Le site étudié se situe au centre-nord de l'Algérie et il est soumis au climat méditerranéen et au climat continental. Un bilan climatologique régional a été réalisé à partir des données climatologiques acquises des station météorologique implantée par l'office national de la météorologie dans chaque wilaya des sites étudiés. Ce bilan comporte la variation moyenne annuelle des précipitations, température et humidité de la période comprise entre 1995-2009.

La région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen subhumide, sec et chaud en été avec des températures qui peuvent atteindre 35°C, et un hiver pluvieux et neigeux avec des températures oscillant autour de 0°C. La valeur de la température moyenne mensuelle enregistrée oscille autour de 15°C.

Le principal des précipitations tombe en hiver pendant les mois de novembre et janvier avec une pluviométrie annuelle de l'ordre de 700 mm.
Les précipitations enregistrées pendant ces trois mois représentent 50% de la lame précipitée durant l'année.

L'Algérie est subdivisée en 4 zones climatiques dont le classement du Nord vers le Sud est le suivant (Figure II.7) :

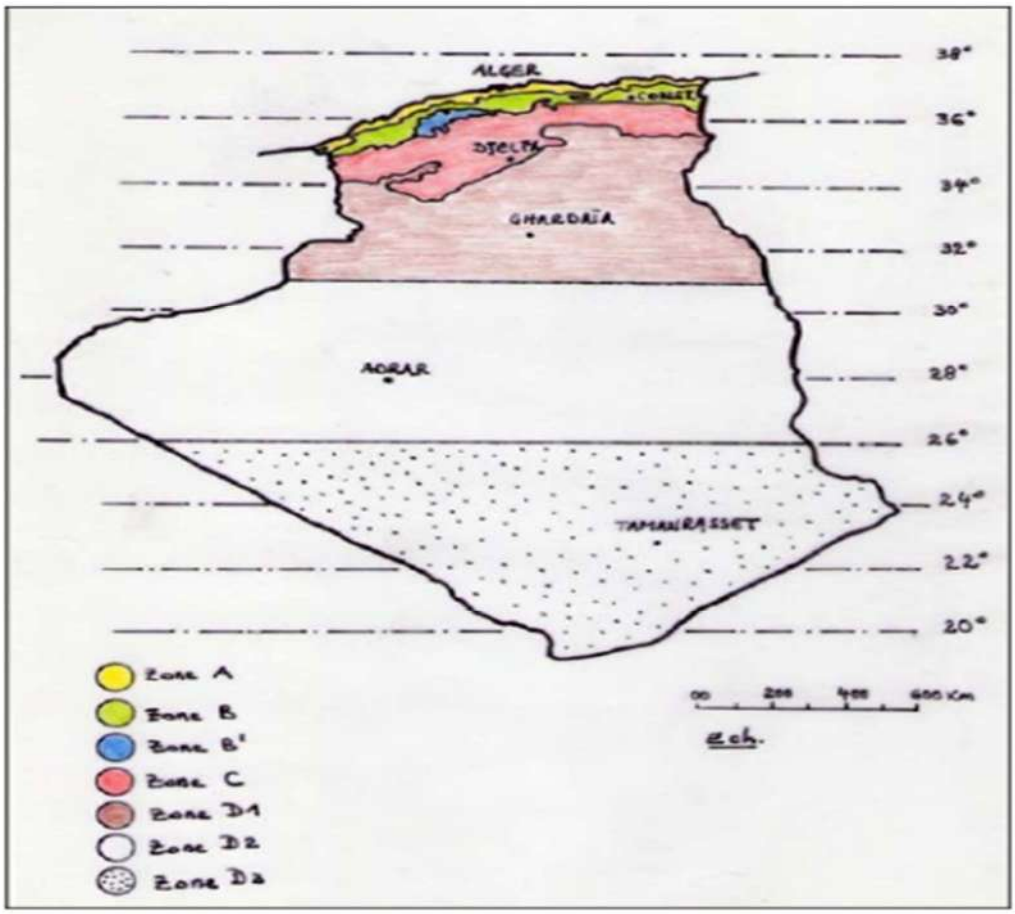


Figure II.7 : Carte de zonage climatique en Algérie.

La zone A :
Elle comprend le littoral et une partie du versant Nord des chaînes côtières (climat méditerranéen maritime).

La zone B:
Elle comprend la plaine et les vallées comprises entre les chaînes côtières et l'Atlas Tellien, autre que celle de Chlef (climat méditerranéen continental).

La zone B':
C'est une sous-zone de la zone B. Elle comprend la vallée de Chlef, comprise entre la chaîne de l'Ouarsenis et les montagnes du Dahra et des Braz.

La zone C:
Elle comprend les hauts plateaux entre l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien, avec des altitudes supérieures à 500 m (climat méditerranéen de montagne).

La zone D1:
Elle comprend le Sahara au-delà de l'Atlas Saharien jusqu'à la latitude 3l°.

La zone D2 :
Elle comprend le Sahara au-delà de la latitude 3l° jusqu'à la latitude 26°.

La zone D3 :
Elle comprend le Sahara au-delà de la latitude 26° jusqu'aux frontières Sud.

Donc la région d'étude s'étend sur deux climats différents :
Celle de la zone B (climat méditerranéen continental) : qui se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides. Il caractérise la région entre la Wilaya de Blida et la Wilaya de Médéa.
Celle de la zone C (climat méditerranéen de montagne) : Il se caractérise par des hivers froids et des étés frais et humides. Il début au environ de Berrouaghia vers le Sud de Médéa.

Sur le plan climatique, la région de Médéa qui est située à 80 km de la côte ne bénéficie pas énormément de l'influence maritime, toutefois son régime climatique reste régional subhumide littoral avec une tendance vers un climat continental sur la partie sud Atlassique.

La courbe mensuelle des précipitations, montre un maximum, très accusé entre les mois de décembre et janvier avec des valeurs supérieures à 120 mm/mois. Par contre, on a un minimum en juillet, période sèche, avec des valeurs inférieures à 10 mm. La précipitation moyenne annuelle est de 700 mm.

Le climat est chaud et sec en été ; La température atteint son maximum pendant les trois mois de cette saison avec un faible taux d'humidité variant entre 4 et 8%.
Montre l'existence d'un cycle d'humidification séchage, se produisant chaque année depuis 1995 jusqu'à 2009 avec le déroulement des saisons, une saison pluvieuse et humide et une autre sèche et chaude (figure II.8).

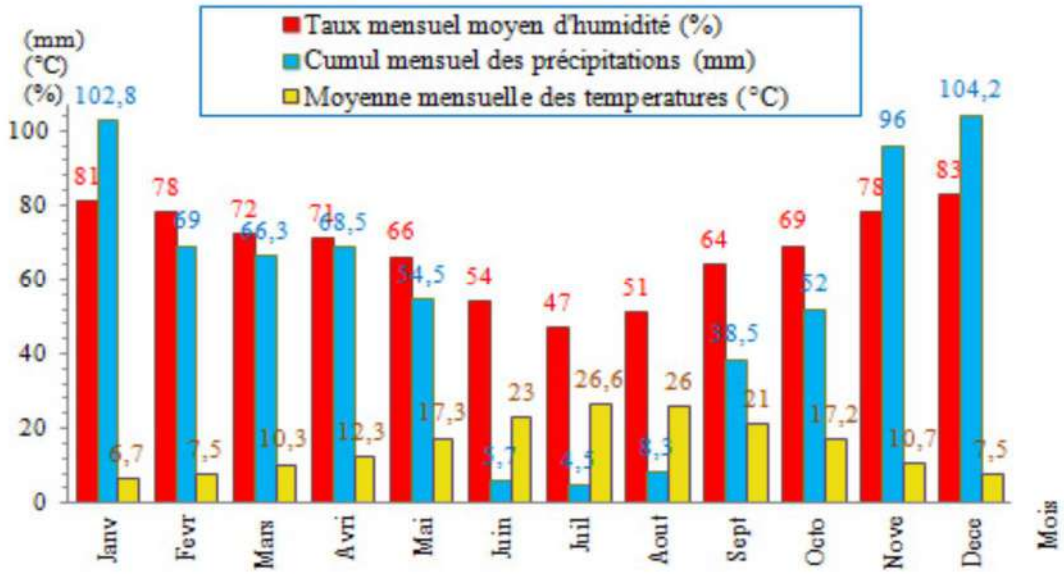


Figure II.8 :Variation mensuelle moyenne des précipitations, humidités et températures dans la région de Médéa durant la période 1995 – 2009.

III.2.5.1. La pluviométrie :

Les précipitations dans la région d'étude sont très variés ; les moyennes annuelles sont entre 800mm et 1500mm dans la section de Chiffa jusqu'à Médéa, et ils peuvent aller jusqu'à 2000mm/an. Par contre ils se mettent à diminuer en allant vers le Sud, entre 700mm et 500mm par an, par exemple dans la région de Berrouaghia les précipitations de dépassent pas 600mm/an (Figure II -9).

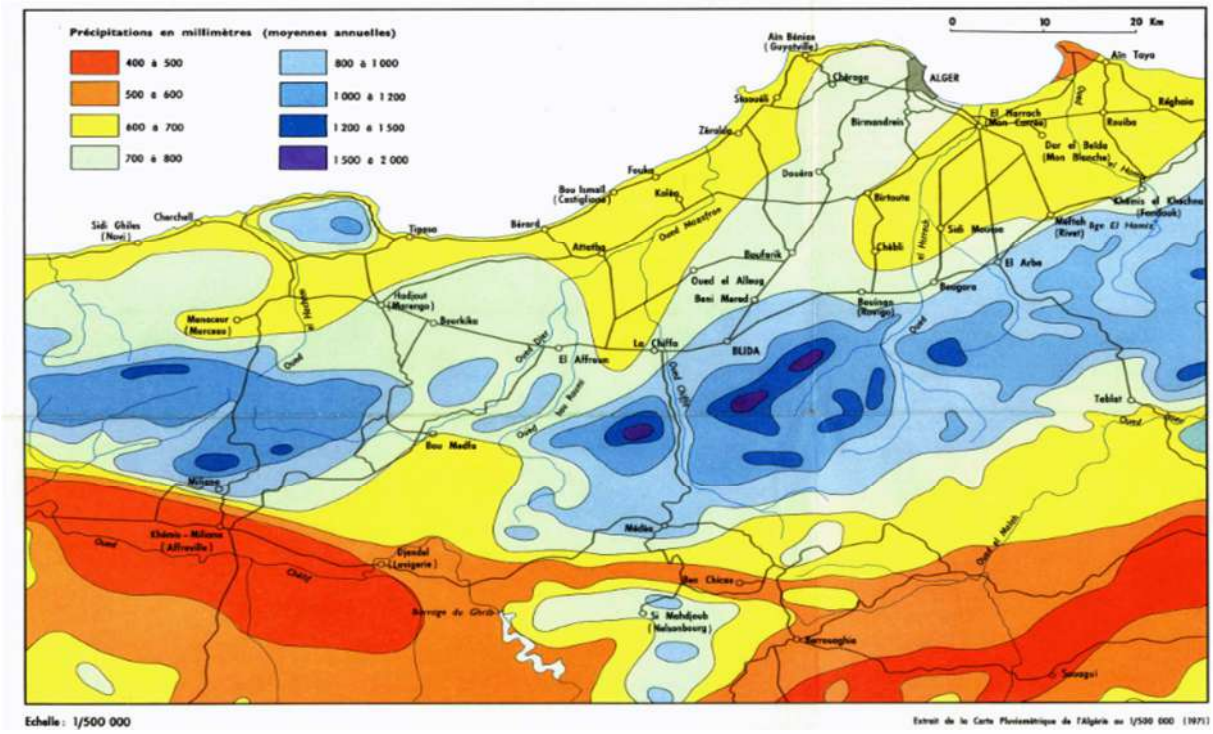


Figure II.9 : la pluviométrie du Nord de l'Algérie.

II.2.5.2. La température :

L'hiver dans la région est humide, les températures enregistrent des valeurs entre 10°C et 5,5°C en Janvier selon l'altitude entre Chiffa et Médéa.

En allant vers le Sud, vers la région de Berrouaghia, les températures enregistrées sont minimales, ne dépassant pas les 8°C. (Tableau II- 3).

Par contre l'été est chaud et sec, les températures moyennes dépassent 25°C en mois de Juillet entre Chiffa et Médéa.

En allant vers le Sud, vers la région de Berrouaghia, les températures ne varient pas considérablement entre 26°C et 27°C en mois de Juillet (Tableau II- 4).

Tableau II.3 : les températures enregistrées en mois de Janvier.

ZONE B								
< 500 m	10	5	15	1	20	10	4	2
500 – 1000 m	8	4	12	0	17	8	4	1
> 1000 m	5,5	2	9	-2	14	7	4	-1
ZONE B'								
< 500 m (Toute)	9	3	15	-1	20	12	4	0
ZONE C								
500 – 1000 m	7,5	2	13	-3	19	11	5	-2
> 1000 m	5	0	10	-5	16	10	5	-4

Tableau II.4 : les températures enregistrées en mois de Juillet

ZONE B									
< 500 m	26,5	34	19	15	41,5	15	7,5	27,5	38
500 – 1000 m	26,5	34	10	15	40	15	6	27	37
> 1000 m	25	32	18	12	38	14	6	26	35
ZONE B'									
< 500 m (Toute)	29	38	20	15	44,5	18	6,5	29	41
ZONE C									
500 – 1000 m	27	37	17	13	42	20	5	27,5	39,5
> 1000 m									

II.2.6. Mécanisme de gonflement :

Le gonflement se produit progressivement en fonction de l'évolution de la saturation dans la structure argileuse le long de la profondeur de la couche de cette formation. Le gonflement interfolier se produit après le gonflement interparticulaire, l'eau pénètre dans la structure argileuse grâce à la création d'un réseau d'interstices dans le sol argileux au cours de l'inondation, ce qui fait augmenter l'indice des vides.
La déformation volumique dépend relativement de la quantité d'argile gonflante existante dans le sol, les argiles de type smectites absorbent une quantité importante

d'eau vu la force d'attraction appliqué sur la particule de l'eau par la surface négative de ces argiles. Afin d'avoir plus d'information sur le comportement des argiles étudiées après saturation, des essais de gonflement libre ont été effectués selon la norme ASTM (Figure II-10) La courbe obtenue montre que le gonflement se produit suivant trois phases :

- **Phase d'initialisation :** Sous l'effet des forces chimiques, la partie sèche de l'échantillon attire les particules d'eau ce qui engendre par la suite un écoulement dans les interstices. Cette phase sert à préparer les pores de la partie superficielle du sol à entamer le gonflement interparticulaire. Une fois ces forces sont amorties, le gonflement interparticulaire. commence à se produire et l'échantillon entame la phase de gonflement primaire.
- **Phase de gonflement primaire :** elle est caractérisée par le gonflement des surfaces des particules argileuses entourant les pores saturés ainsi que le gonflement des feuillets argileux qui se trouvent dans les particules argileuses. Dans cette phase, le gonflement interfoliaire se produit massivement et progressivement. Les feuillets d'argile attirent les particules d'eau, d'où la déformation volumique importante de l'échantillon. Le temps de gonflement primaire dépend de la granulométrie, de la nature des minéraux argileux et de la hauteur de l'échantillon.
- **Phase de gonflement secondaire :** dans cette phase un amortissement de gonflement est enregistré, l'échantillon est complètement saturé et les petites déformations sont liées aux réarrangements des particules et la stabilisation des liaisons chimiques. Cette phase peut durer plusieurs jours.

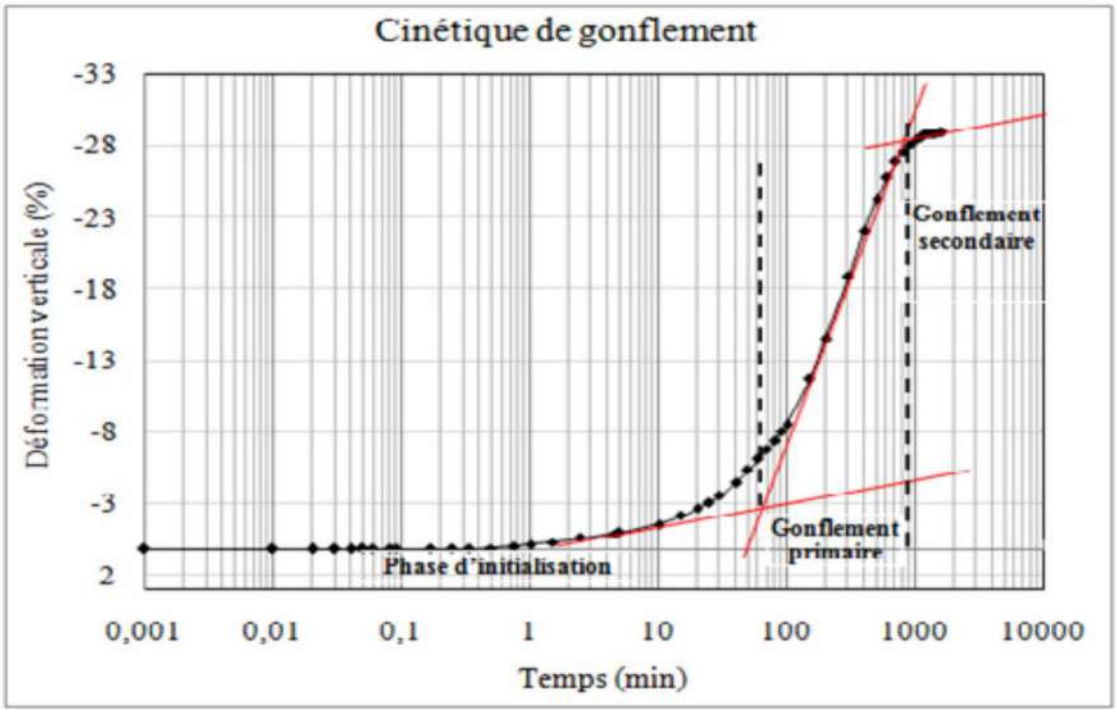


Figure II.10 :Exemple de courbe de gonflement réalisée sur l'argile de Médéa.



Figure II.11 : paysage de relief peu montagneux.

II.3. Reconnaissance géotechnique :

II.3.1. Essai in-situ :

- ✓ **Sondages carotté :**

Les sondages représentent la partie la plus coûteuse d'une opération de reconnaissance.

Il convient donc d'en prévoir le mode d'exécution, le nombre et l'implantation de la façon la plus judicieuse, et d'en faire une exploitation maximale, l'objectif étant de mettre en évidence les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques d'un site par l'élaboration de cartes et profils, et par l'expression chiffrée de ces caractéristiques à l'aide d'essais appropriés (Figure II-11).



Figure II.12 : Essai de sondage carotté.



Figure II.13 :les carottes.

Tableau II.5 : de lithologie des formations principales.

N^0 de couche	Nom géotechnique	Symbole Lithologique	Couleur	statut	Description lithologique
①	Remblai artificiel	TR	Bistre	—	Ce sont des remblais de plate-forme de RN01, les composants principales sont des graviers argileuses.
②	Argiles peu plastiques	Ap	brun jaunâtre	Ferme	Bonne homogénéité,ferme~très ferme
③	Grés	RG	brun jaunâtre	Dur	De complète à forte altération ;l'altération hétérogène,les joints et les fissures sont développés,les roche sont écrasés et molles.
④	Marne	RM	Bistre	Dur	Altération complète- forte, la carotte est sous forme de caillou,mou,être facillement casser à la main

La lithologie du site en haut ce sont des remblais de la plate-forme de RN01 avec une épaisseur de 1.1m En bas, ce sont des argiles peu plastiques du quaternaire, ensuite les marnes tertiaires, la direction et le pendage des couches est 330°∠17 ° (Tableau II-5).

-Feuille de sondage :

Pour chaque sondage, on établit une fiche où sont consignées toutes les données: identification de la campagne, type de machine, outils utilisés, diamètres des tubages, vitesses d'avancement, venues ou pertes d'eau, pourcentage de récupération, description des terrains rencontrés autant que le mode de foration le permet, équipement du sondage (cotes du/ou des piézomètres, tensiomètre), diagraphie éventuelle. Ce document (Figure II.13) est distinct du carnet du foreur. De plus, dans la mesure où la reconnaissance doit aider à mettre en lumière une structure géologique, la présence et l'influence de nappes dans les aquifères profonds, etc., il faudra parfois implanter des sondages nettement en dehors du tracé et les pousser jusqu'à des profondeurs allant bien au-delà de la fondation du projet. Par exemple,

recherche de cavités ou de failles profondes susceptibles d'influencer l'ouvrage ultérieurement.

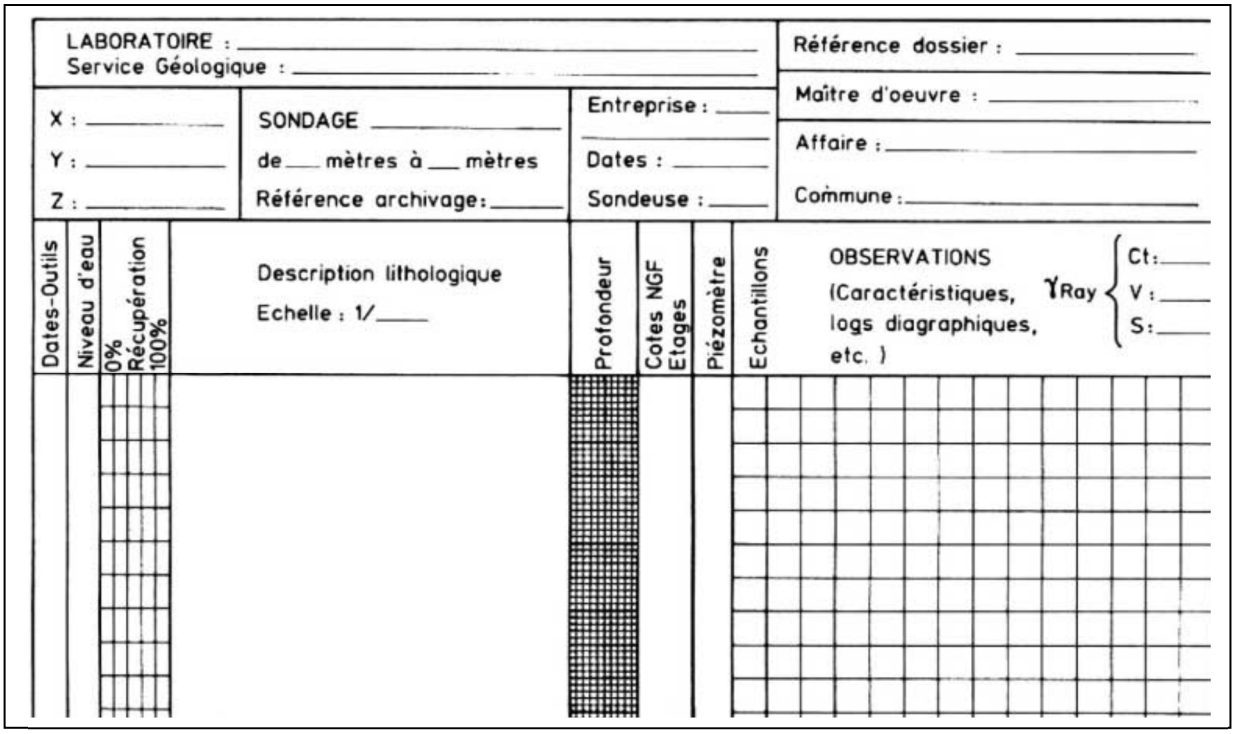


Figure II.14 : Modele d'une feuille de sondage

II.3.2. Essais en laboratoire :

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories:

- ✓ les essais d'identification et classification de sol ;
- ✓ les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols ;

— Les essais d'identification :

Les essais d'identification et classification des sols en laboratoire, ont pour but de confirmer et/ou de compléter l'identification et la dénomination provisoire des sols effectués sur site.

a) Teneur en eau naturelle :

- ➢ **Définition :**

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W_w que le sol contient au poids W_d de ses éléments secs.

- ➢ **But de l'essai :**

Le but de cet essai est de déterminer expérimentalement au laboratoire de certains caractéristiques physiques des sols. Il s'agit de la teneur en eau et des densités (densité humide et densité sèche). La connaissance de ces caractéristiques permet de déduire l'ensemble des paramètres des caractéristiques physiques des sols.

b) Analyse granulométrique :

L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions (Figure II-14).

- **But de l'essai :**

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon (Tableau II-5).



Figure II.15 : une série de tamis une série de tamis

échantillon	Profondeur d'échantillonnage (m)	Symbole Lithologique	Pourcentage de masse tamisée (%) (mm)					
			20.0	2.0	0.2	0.08	0.02	0.002
Ech01	5.00～5.40	RM	100.0	92.7	81.1	75.8	58.4	30.7
Ech02	1.00～1.20	Ap	100.0	89.6	75.9	70.0	52.7	27.8
Ech03	13.00～13.50	RM	100.0	77.1	63.5	60.7	39.5	16.3

Tableau II.5 : Les résultats de l'essai granulométrique des échantillons

c) Les limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre (Figure II-15) :

- ✓ Le passage d'un sol de l'état liquide a l'état plastique (limite de liquidité : **W_L),**
- ✓ Le passage d'un sol de l'état plastique a l'état solide (limite de plasticité : **W_P).**

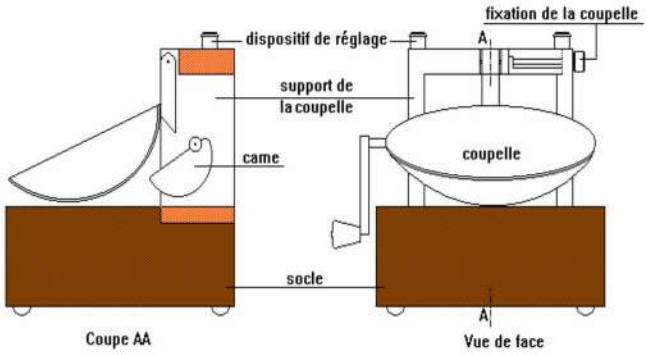


Figure II.16 :schéma d'Appareille de casagrande.

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec (Figure II-16) et (Tableau II- 5).

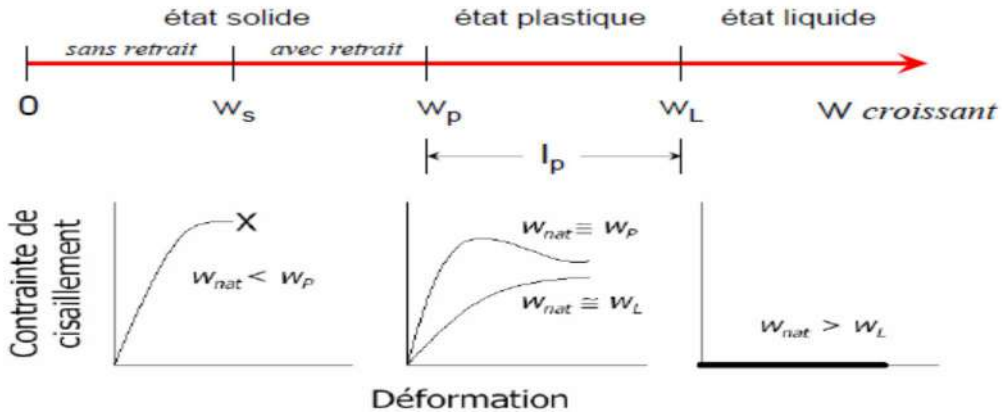


Figure II-17 : Limite d'Atterberg

Tableau II. 6: les résultats des limites d'Atterberg

échantillon	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	e	W (%)	Teneur en eau limite			
					W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	I_C
Ech01	5.00-5.40	RM	0.525	18.4	43.4	27.1	16.3	1.53
Ech02	1.00-1.20	Ap			48.6	28.5	20.1	
Ech03	13.00-13.50	RM	0.437	11.2	37.7	17.5	20.1	1.32

— Les essais mécaniques :

a) les essais de compressibilité (essai oedométrique) :

➢ **But de l'essai :**

Le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires (Tableau II- 6):

- ✓ Au calcule des tassements du sol en place sous le poids d'une charge verticale donnée.
- ✓ Au suivi de l'évolution dans le temps, de ces même tassement.



Figure II.18 : L'oedomètre

Tableau II.7: Résultat d'essai oedometrique.

Echantillon	Pc (kpa)	Cc (%)	Cg (%)
Argile peu plastique	540.8	5.7	7.6

b) Essai de cisaillement à la boîte :

Cette essai permet de déterminer la résistance au cisaillement des sols caractérisée par la cohésion (**C**) et l'angle de frottement (φ) (Figure II-16).



Figure II.18 : cisaillement à la boîte

➢ **But de l'essai :**

L'essai de cisaillement direct permet à la détermination des paramètres de résistance du sol (Tableau II- 7):

- ✓ L'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion (**C**).
- ✓ La particularité de l'essai est que la surface de rupture est imposée.

Tableau II.8:Résultat d'essai de cisaillement à la boîte.

Les couches	***épaisseur***	***Υ (KN/m³)***	***C (KN/m²)***	***φ(°)***
Remblais	1.1	22.0	100	28
Argiles peu plastiques	1.6	20.0	35	14.5
Grés	1.5	22.0	100	28.0
Marne	1.6	21.0	50	50

II.4.Conclusion :

A travers ce chapitre on déduit que la région est formée de terrains d'âge Miocène (Helvétien) reposant su du crétacé. Cet Helvétien essentiellement marneux au sommet un niveau de grés reste en relief et constituant le plateau de médéa.
La sismicité de la région est très élevée, donc elle est menacée par plusieurs types d'instabilité.

Chapitre : III

III.1- Introduction

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée constituée du sol terrassé **(**dit sol support) surmonté généralement d'une couche de forme.

Ces couches de chaussée doivent être dimensionner pour résister aux contraintes répétées produites par un trafic s'exerçant pendant une durée déterminée appelée conventionnellement (durée de vie de la chaussée).

Ce chapitre permettra par la suite de détailler les caractéristiques et l'importance des différents paramètres pris en compte pour définir l'épaisseur d'une couche dont certains points sont les suivants:

- ✓ les charges résultant du trafic ;
- ✓ les propriétés physiques et mécaniques des couches constitutives de la chaussée et de la couche de forme ;
- ✓ les caractéristiques mécaniques et la portance du terrain de fondation ;
- ✓ l'influence de l'environnement ;

la qualité de la réalisation.

III.2-La méthode CBR :

Données nécessaire pour la méthode CBR :

- Année de comptage : 2017
- TJMA2017 > 1500 v/j
- Durée de vie : 20 ans
- Taux d'accroissement : τ =25 %
- Pourcentage de poids lourds : Z = 30 %
- Zone climatique I.
- Pluviométrie > 600mm/an.
- C.B.R= 1.32 .

On utilise la formule suivante:

$$E_{éq} = \frac{100 + (\sqrt{p}) \times (75 + 50 \log \frac{N}{10})}{I_{CBR} + 5}$$

Avec :

- ✓ **E** : épaisseur en cm ;
- ✓ **I** : indice CBR (sol support) ;
- ✓ **N** : désigne le nombre journalier de lourd de plus 3 tonne par jours ;
- ✓ **P** : charge par roue **P = 6.5 t** (02 roues jumelées) ;
- ✓ **Log** : logarithme décimal.

➢ Détermination de N :

$TJMA_{2017} = TJMA_{2017} \times 0.25 \times 10 = 4800 \times 0.25 \times 10 = 1200$ v/j/sens

avec les poids lourds: 30%

$N_{PL2017} = (TJMA_{2017} \times \%\ PL)$

$N = (37265 \times 0.30) =$ 4000 PL/j/sens.

$N_{PL2037} = N_{PL2017} \times (1+0.025)^{20} = 6554$ PL/j/sens

On a: $N_{PL2017} = TPL = 4000$PL/j/sens.

➢ Application numérique :

$$Eeq = \frac{100+\sqrt{6.5(75+50\log\left(\frac{6554}{10}\right))}}{3.2+5} = 102.8 \text{ cm}$$

Pour des raisons techniques et pour faciliter la tâche, on prend e=100cm.

$E_{équivalente} = a_1 \times e_1 + a_2 \times e_2 + a_3 \times e_3 = 100$cm

Où a_1, a_2, a_3 : coefficients d'équivalence selon le matériau ;

e_1, e_2, e_3 : épaisseurs réelles des couches.

Tableau III.1.Les coefficients d'équivalence des chaussées.

Matériaux utilisés	Coefficient d'équivalence
Béton bitumineux ou enrobé dense	2
Grave ciment – grave laitier	1.5
Sable ciment	1.0 - 2.0
Grave concassé ou gravier	1.0
Graves roulés – graves sableux TVO	0.75
Sable	0.5
Graves bitume	1.6 - 1.7
Tuf	0.6

-Pour résoudre cette équation on propose deux épaisseurs et on calcul la 3è épaisseur :

- ✓ Couche de roulement en béton bitumineux (B.B) : $a_1 \times e_1 = 6 \times 2 = 12$ cm.
- ✓ Couche de base en grave bitume (G.B) : $a_2 \times e_2 = 25 \times 1.5 = 30$ cm.

Donc L'épaisseur de la couche fondation e_3 en (G.C) : $e_3 = 50 \times 1 = 50$cm

Notre structure complète se présente alors :

-Pour les épaisseurs d'équivalences :

12BB + 34GB + 50GC

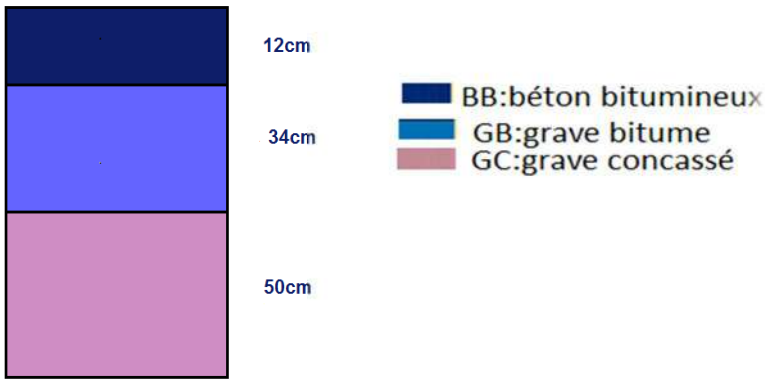


Figure III.1: épaisseurs des couches déterminées par la méthode CBR.

-Pour les épaisseurs réelles :

6BB + 20GB + 50GC

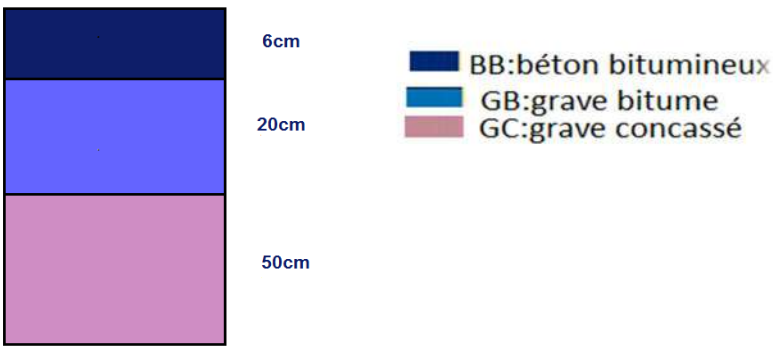


Figure III.2 : Modélisation du corps de chaussées.

III.3.Application du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves :

L'utilisation du catalogue de dimensionnement fait appel aux mêmes paramètres utilisés dans les autres méthodes de dimensionnement des chaussées (trafic, matériaux, sol support et environnement...).

Ces paramètres constituent souvent des données d'entrée pour le dimensionnement, en fonction de cela on aboutit au choix d'une structure de chaussée donnée.

III.3.1.Détermination du type de réseaux principaux

D'après le catalogue, la classification des réseaux principaux est comme suit :

Tableau III.2: Réseaux principaux.

Réseau principal	Trafic (véhicules/jour)
RP1	>1500
RP2	<1500

On a : TJMA $_{2017}$= ? >1500v/j/sens

TJMA : Trafic journalier moyen annuel.

V/J/SENS : véhicule journalier par sens.

La zone climatique I : (d'après le catalogue de dimensionnement ,pluviométrie >600mm/an).

La route est principale avec des liaisons présentant un intérêt économique et stratégique. Donc d'après le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves on est dans un réseau principal de niveau 1 (RP1).

III.3.2.Choix du type de structure par niveau de réseau

D'après le catalogue de dimensionnement notre choix se fixe sur une structure de type GB/GB.

III.3.3.Détermination de la classe de trafic

La durée de vie :20 ans

Le taux d'accroissement : τ = 25%

$TJMA_{2007}$ = 4800 véh/j/sens.

Pourcentage des poids lourds : z= 30%

$TJMA_{2017}$= ?

Donc on a :

$TJMA_{2017}= TJMA_{2007}\times 0.25x10 =4800\times 0.25x10=12000$ véh/j/sens.

$N_{PL2017}=TJMA_{2017}\times Z =12000 \times 0.3 = 4000$ PL/j/sens.

$N_{PL2037}= N_{PL2017}\times (1+0.025)^{20}=6554$ PL/j/sens.

On a : N_{PL2017} = TPL = 4000 PL/j/sens

Tableau III.2: classe de trafic.

TPLi	TPL_3	TPL_4	TPL_5	TPL_6	TPL_7
PL/j/sens	150-300	300-600	600-1500	1500-3000	3000-6000

D'après le classement donné par le catalogue de dimensionnement des chaussées, la classe de notre trafic est de TPL 7

III.3.4 Détermination de la portance de sol-support de chaussée

Présentation des classes de portance des sols :

Le tableau suivant regroupe les classes de portance des sols par ordre croissant de S4 à S0. Cette classification sera également utilisée pour les sol-supports de chaussée.

Classes de portances de sols supports pour le dimensionnement :

Tableau III.3 : classes de portances des sols (Si).

portance (Si)	*CBR*
S4	*<5*
S3	*5-10*
S2	*10-25*
S1	*25-40*
S0	*>40*

Pour l'indice CBR= 1,32 c'est-à-dire la qualité du sol support est S_4

Les modules de Young de ces classes sont déterminés à l'aide de la relation empirique suivante : **E (MPA) = 5.CBR= 5. 1,32 = 6,6 < 25 (MPA)** donc de faible portance.

-D'après le catalogue de dimensionnement des chaussées neuves la couche de forme est nécessaire avec une épaisseur de 50 cm, en 2 couches avec un matériau non-traité MNT.

-Le sur-classement des sols-support des chaussées est de classe S3.

Tableau III.4: matériaux de couche de forme. [catalog algerien]

Classe de portance de sol terrassé (Si)	Matériaux de couche de forme	Epaisseur de matériaux de couche de forme	Classe de portance de sol support visée (Sj)
S4	Matériaux non traités (MNT)	50 cm (en 2 couches)	S3
S3	Matériau local (Tuf1)	40cm (en 2 couches)	S2

- **Choix de la couche de roulement**

RP1 : 6BB a 8 BB pour les structures traitées au bitume

Pour notre cas on prend 8 BB.

- **Modélisation**

D'après la fiche de catalogue de dimensionnement des chaussées neuves on a une structure comme suit :

8BB + 20GB + 20GNT + 30 T.V.O

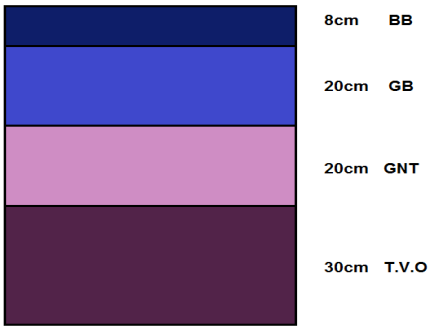


Figure III.3. Modélisation du corps de chaussées.

- **Résumé :**

Tableau III.4. Comparaison entre la méthode CBRet la méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves

	La méthode CBR (cm)	**La méthode de dimensionnement des chaussées neuves (cm)**
Couche de roulement	6	8
Couche de base	20	20
Couche de fondation	50	20
Couche de forme	/	30
Total	76	78

Les caractéristiques mécaniques présentées dans les tableaux suivants sont déterminées à l'aide du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves.

Tableau III.5 : valeurs de modules de Young pour la structure dimensionnée par le catalogue des chaussées neuves.

Structure de Chaussée	***Epaisseur de la Couche (cm)***	***Module de Young (MPA)***	***Coefficient de poisson (V)***
BB	*8*	*4000*	*0.35*
GB	*20*	*7000*	*0.35*
GNT	*20*	*7000*	*0,35*
Tuf 1	*30*	*500*	*0, 25*

Tableau III.6: valeurs des modules de Young pour la structure dimensionnée par la méthode CBR.

Structure de chaussées	**Epaisseur de Couche (cm)**	***Module de Young (MPA)***	**Coefficient de poisson**
BB	6	4000	0,35
GB	20	7000	0,35
GNT	50	500	0,25

III.4.Conclusion

Les résultats pour la structure routière dimensionnée par le catalogue des chaussées neuves, l'épaisseur totale de la structure de chaussée est de 30 cm reposée sur 50 cm de couche de forme ne permettant pas une bonne répartition des charges verticales transmises au sol support.

La méthode CBR donne l'épaisseur minimale de chaussées entre les deux cas de dimensionnements réalisés avec une bonne répartition des charges en contraintes de traction-compression dans les couches traitées au bitume. La méthode CBR est donc le meilleur choix pour répondre à la demande technique et économique.

Chapitre : IV

IV.1. Introduction :

Dans cette partie, on vue analyser et modéliser le tassement, logiciel de calcul utilisé est PLAXIS, avec la détermination des déformations.

IV.2. Présentation du logiciel de plaxis:

Le logiciel Plaxis est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique.. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée.

Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001. Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que Plaxis est utilisé par de nombreux ingénieur géotechnique de nos jours, dans le monde entier.

IV.2.1 Les points forts de Plaxis :

La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ; Générateur automatique de maillage ; Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ; Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ; Calculs de coefficient de sécurité ;

IV.2.2. La démarche de modélisation avec Plaxis :

Le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis :

IV.2.2.1. Géométrie :

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

•Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol,

•L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion,

Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coques , des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement, les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation.

•« Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.

•L'outil «geogrid», sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion.

Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les ancrages Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs suivants: -les conditions aux limites ;

-son rayon ;

-les caractéristiques mécaniques de ses parois ;

-la décomposition de sa section en surface ;

-l`existence ou non d`interface particulière avec le sol environnant ;

IV.2.2.2. Conditions aux limites :

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c`est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie.
Si aucune condition limite n`est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l`élément n`est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.
Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée.
Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force repartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.....).

IV.2.2.3. Définition des paramètres des matériaux :

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d`éléments peuvent être. paramètres, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non drainer ou non poreux).
Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

IV.2.2.4. Maillage :

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L`opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l`opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh menu ». Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédures passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

IV.2.2.5. Les conditions initiales :

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes:
Tout d`abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s`ouvre, seul le sol est activé.
L`opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.
Un « switch bouton » permet d`accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation:
-La première qui s`appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.
-La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l`intérieur du massif (poids propre et sous pression).

IV.2.2.6. Phase de calcul :

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L`interface "input" de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface: "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phases on peut modifier la géométrie par l`intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d`intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiées.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc.....

D`autre types de phases peuvent être créées autre que la simple activation ou désactivation d`élément (phase de consolidation par exemple).Un certain nombre de type de calcul peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique) Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés.

Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output» .

Remarque :

Plaxis permet d'effectuer deux types de calculs en consolidation :

-Les calculs effectués à l'aide de l'outil « staged construction » qui permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps donné fixé par l'utilisateur.

-Les calculs effectués à l'aide de l'outil « minimum pores pressure » qui consiste à déterminer le temps et l'état du sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps suffisamment long pour que la pression interstitielles soit partout inférieur à la valeur fixée par l'utilisateur.

IV.2.2.7. Visualisation des Résultats :

Plaxis permet la sortis des résultats suivants:

•la déformée du maillage
•les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
•les déformations
•les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique)
•les contraintes totales
•les contraintes effectives
•le coefficient de sur consolidation
•les points de déformation plastique
•le degré de saturation
•le champ d'écoulement
•le niveau de l'eau

•l'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine
-Ces résultats sont visibles sous trois formes :
•de vecteurs
•d'iso-valeur par zone(« Shading »)
•courbe contour des différentes zones

IV.2.3. Comportement du sol :

IV.2.3.1. Base de données des propriétés des matériaux:

Les propriétés des matériaux, sol ou éléments de structure, sont entrées dans une base de données pour chaque projet. Toutes les données figurant dans les bases de données des différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autres projets.

IV.2.3.2. Régime d'écoulement permanent:

Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Autre solution : les distributions de pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents ou des pompages.

IV.2.3.3. Calcul du réseau d'écoulement:

Les distributions de pression interstitielle complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

IV.2.3.4. Surpressions interstitielles:

Plaxis distingue les comportements drainé ou non-drainé des sols, ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

IV.2.3.5.Fonctions des calculs

Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

IV.2.4. Analyse des résultats

Le post-processeur *Plaxis* a des fonctions graphiques avancées pour restituer les résultats du calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats.

- **Déformation**: La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales .
- **Contraintes**: La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

IV.2.5. Les modèles de comportements intégrés dans *Plaxis*

IV.2.5.1. Introduction :

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le

développement de *Plaxis* est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc

IV.2.5.2. Lois de comportement élastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui n'est pas caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle *Hardening Soil* de *Plaxis* fait partie.

a) Modèle 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.

a) Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont *c* et ϕ, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et ϕ est l'angle de dilatance.

- **Module de Young:**

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

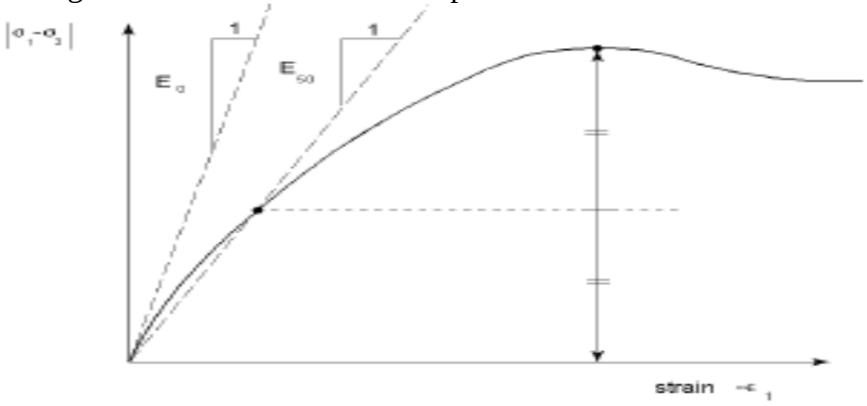


Figure IV.1 .Définition du module de Young à 50% de la rupture.

- **Coefficient de Poisson:**

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.

- **Angle de frottement:**

L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne.

- **Cohésion:**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

- **L'angle de dilatance:**

L'angle de dilatance ψ règle le comportement non associé du sol. Il peut être évalué par la corrélation $\psi = \varphi - 30°$ .Le cas $\psi = 0$ correspond à une plasticité sans variation de volume.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice sur l'hexagone de Mohr-Coulomb.

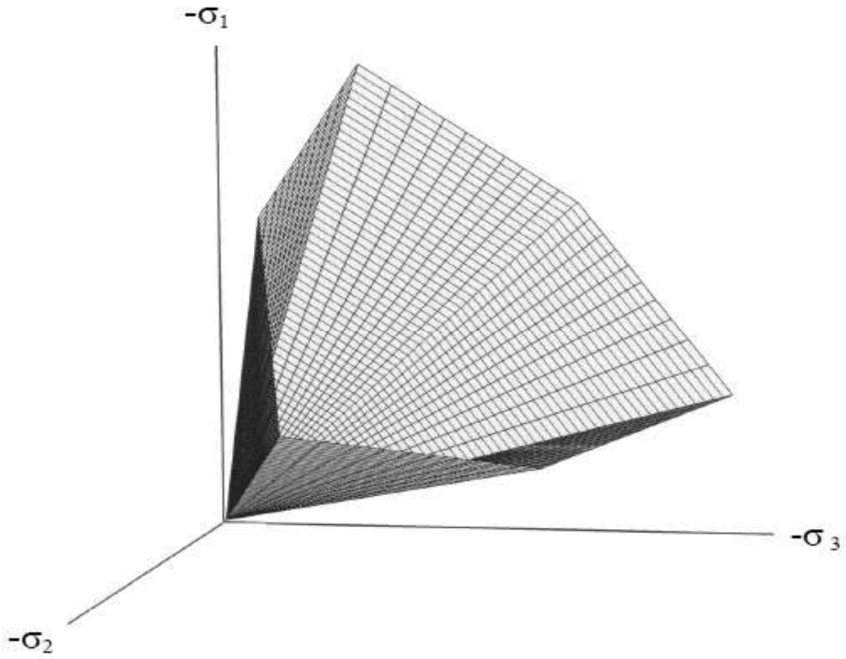


Figure IV.2 .Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion.

III.3. Analyse de la stabilité :

Le comportement du sol doit être modélisé sous l'action des charges concentré. Un exemple est présenté dans la figure suivante :

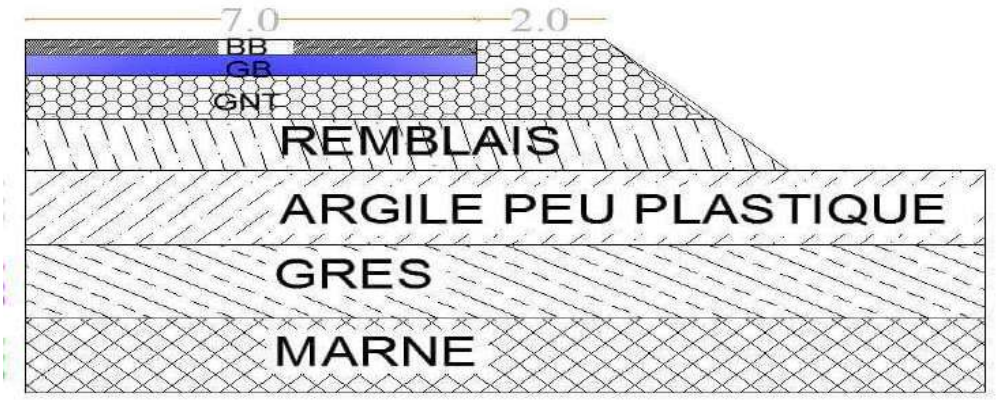


Figure IV.3: Géométrie du problème.

Tableau IV.1 : Caractéristiques géotechnique des couches de sol.

Matériau	Type	γ (KN/m^3)	γ_{sat} (KN/m^3)	ν	E (MPa)	φ (°)	C (KPa)
remblais	**CD**	**22**	**22**	**0.33**	**13**	**28**	**100**
Argile	**CD**	**20**	**21**	**0.33**	**16**	**14.5**	**35**
Grés	**CD**	**22**	**22**	**0.33**	**13**	**28**	**100**
Marne	**CD**	**21**	**22**	**0,33**	**20**	**27**	**50**
TVO	**CD**	**17**	**19**	**0.35**	**500**	**31**	**1**
GNT	**CD**	**17**	**19**	**0.35**	**700**	**35**	**12**
GB	**CD**	**16**	**18**	**0.35**	**7000**	**-**	**-**
BB	**Non poreux**	**17**	**17**	**0.35**	**4000**	**-**	**-**

IV.3.1.La géométrie du problème :

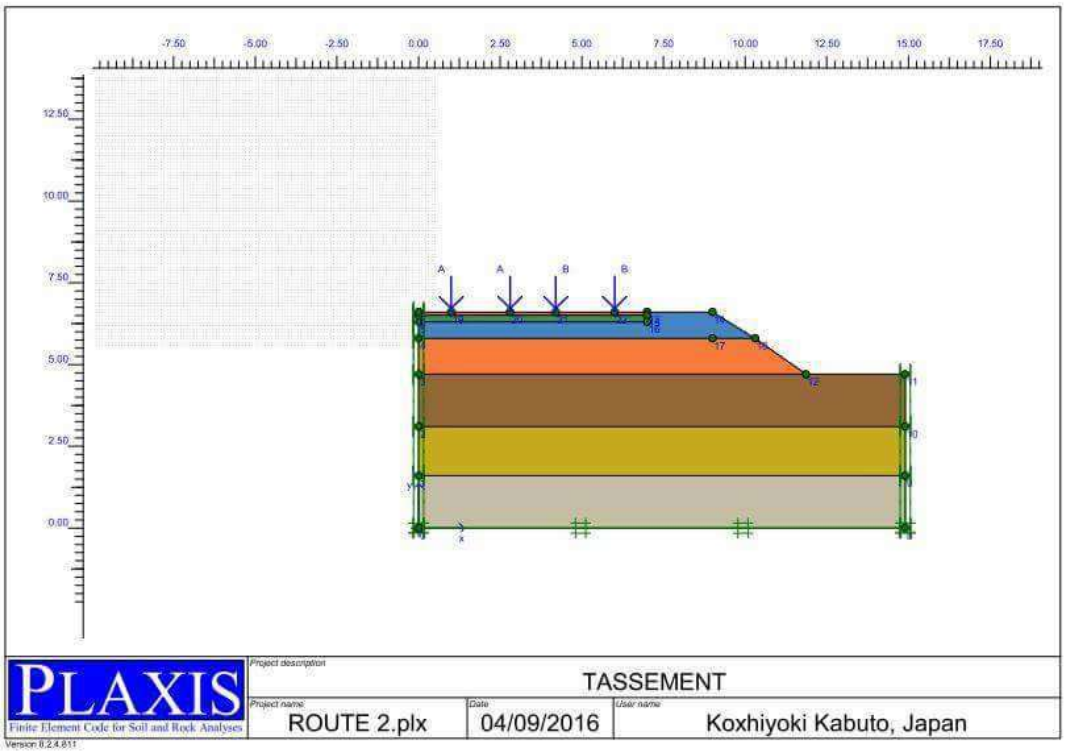


Figure IV.4: Géométrie du problème avec une charge concentré.

IV.3.2. Génération du Maillage

Les contraintes sont maximales, comme indiqué sur les figures suivantes:

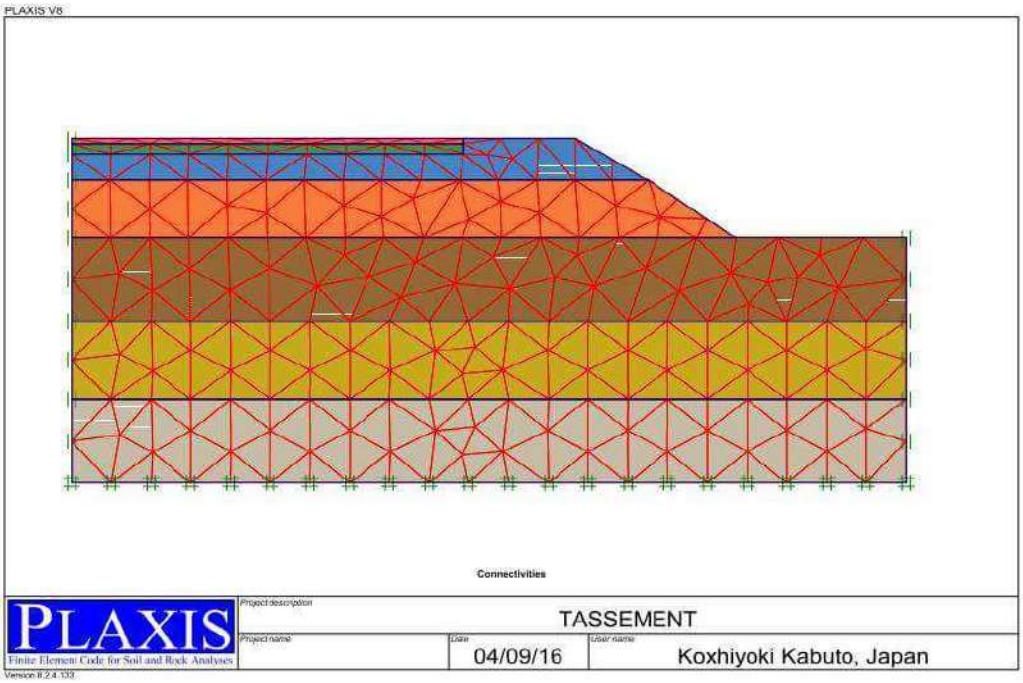


Figure IV.5: maillage du modèle.

IV.3.3.Les conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales :

- **pression interstitielle active** :

La fonction en initial conditions est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et une ligne phréatique générale. Le niveau de la nappe phréatique est à 3.1m.

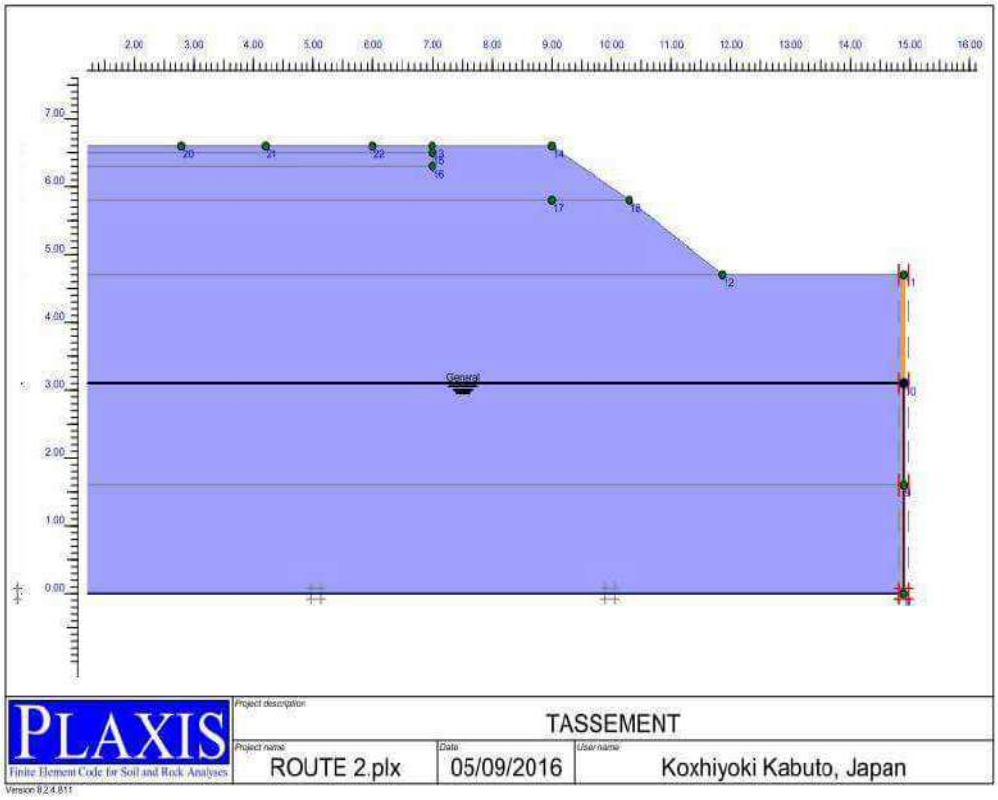


Figure IV.6 : pression interstitielle active

IV.3.4. Procédure de calculs

D'après la procédure de calculs après dix phases on à l'état des contraintes et des déformations dans le sol support (marne,grés,argile peu plastique ,remblai) . Les résultats affichés dans le programme (Plaxis-Output) .

- **La déformation résultant** : ce modèle est présenté dans la figure ci-dessous :

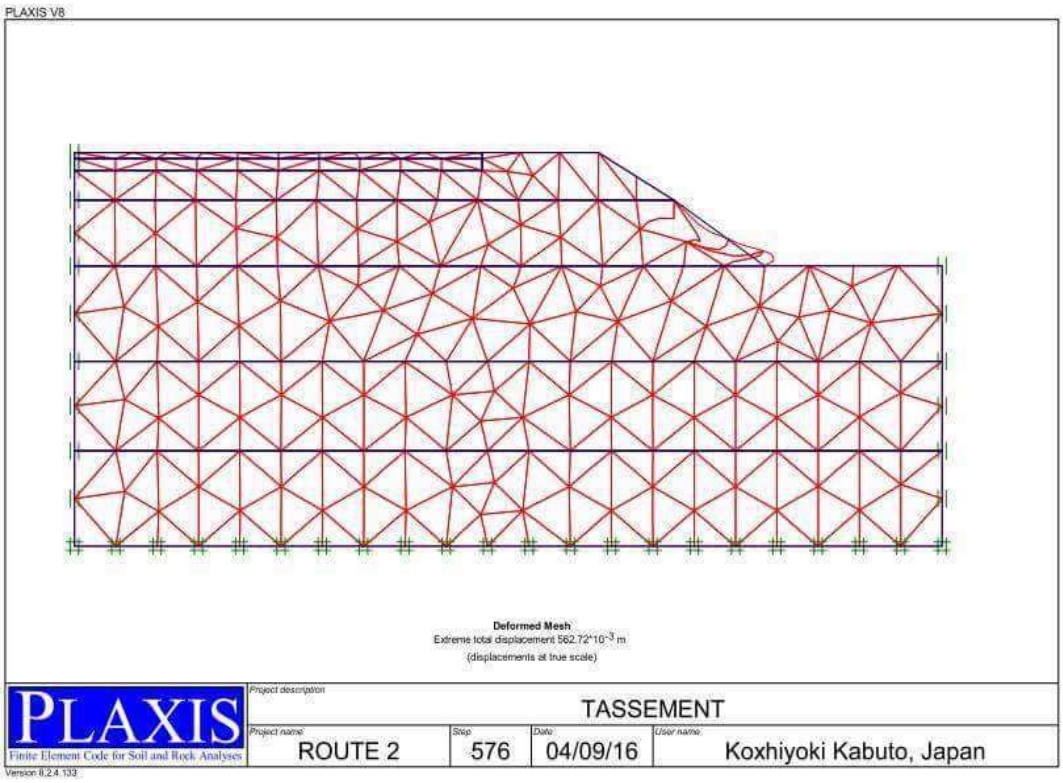


Figure. IV.7. La déformation total.

- L'état des déformations verticales:

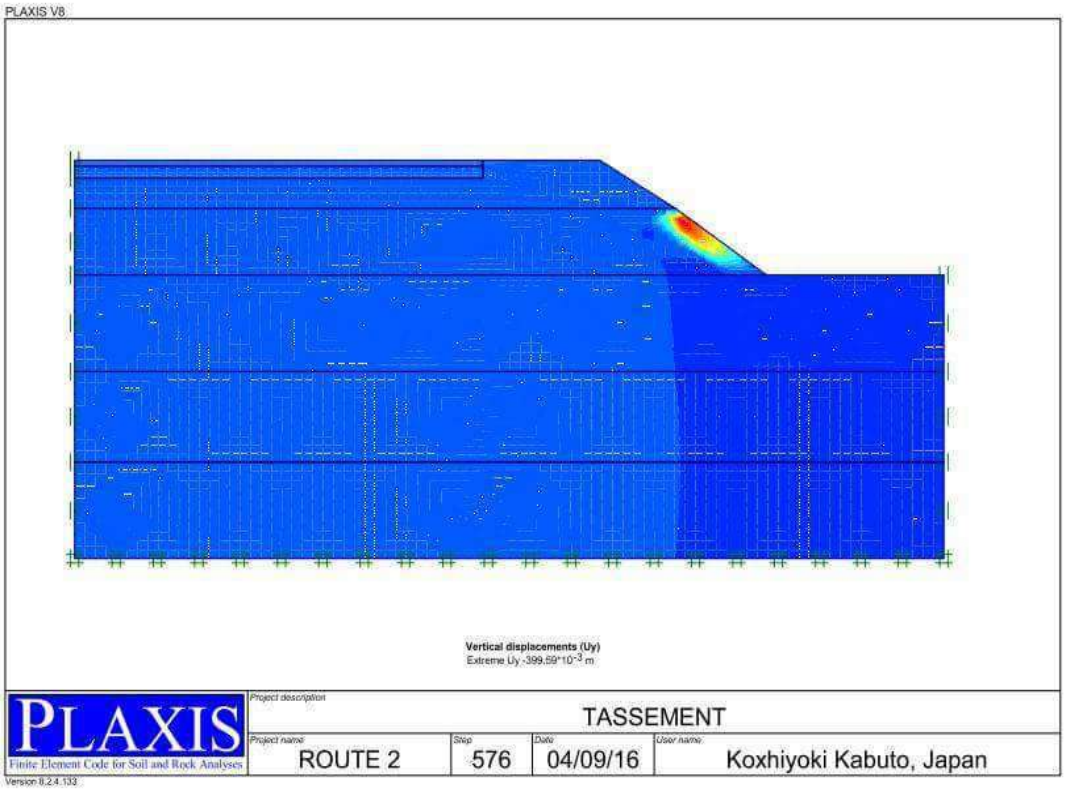


Figure IIV.8.Les déformations verticales

- L'état des déformations horizontales :

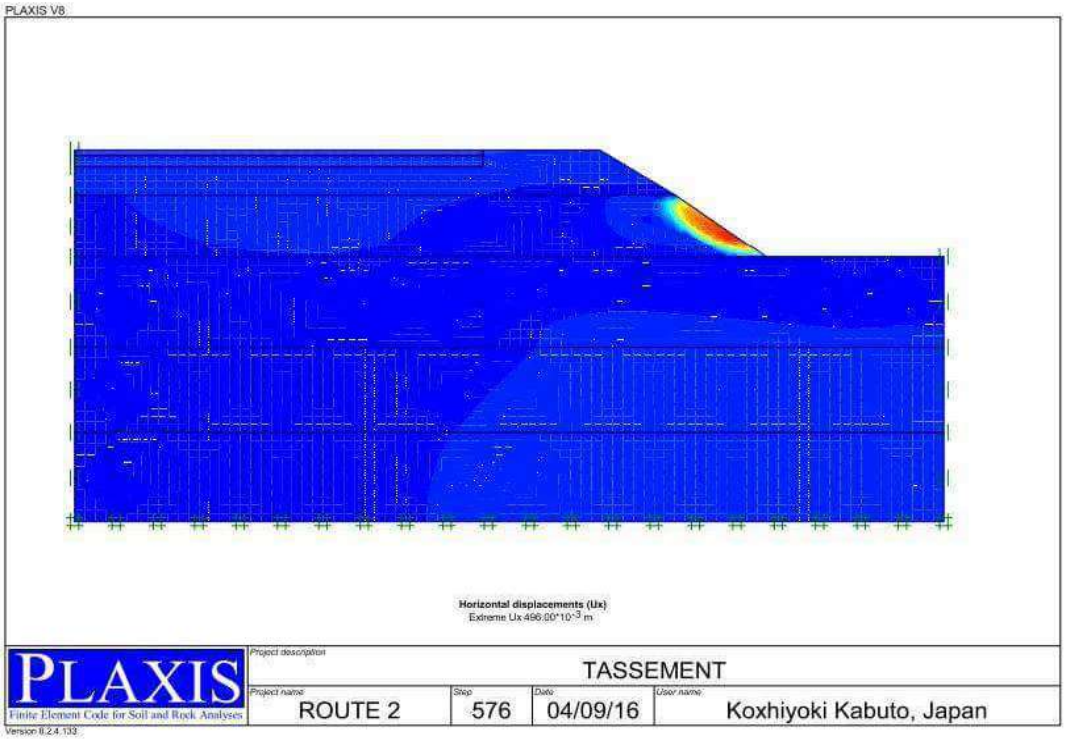


Figure IV.9.Les déformations horizontales.

- **l'état des stresses effectives :**

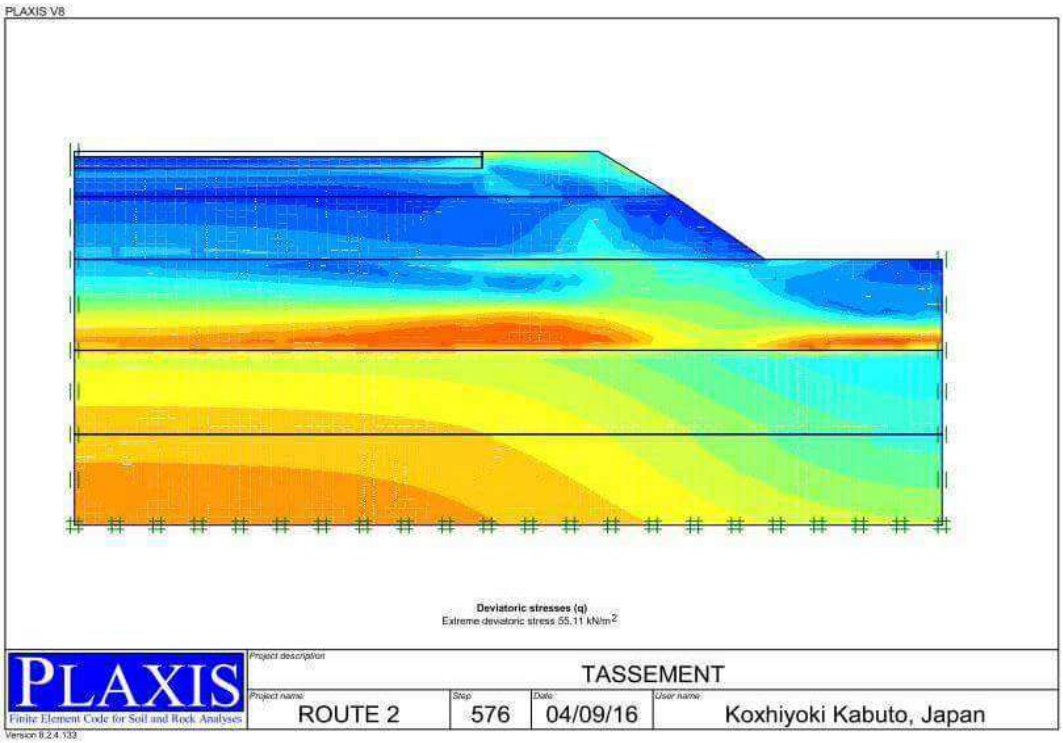


Figure. IV.10. Les stresses effectives.

- Les contraintes par les charges des déformation horizontal:

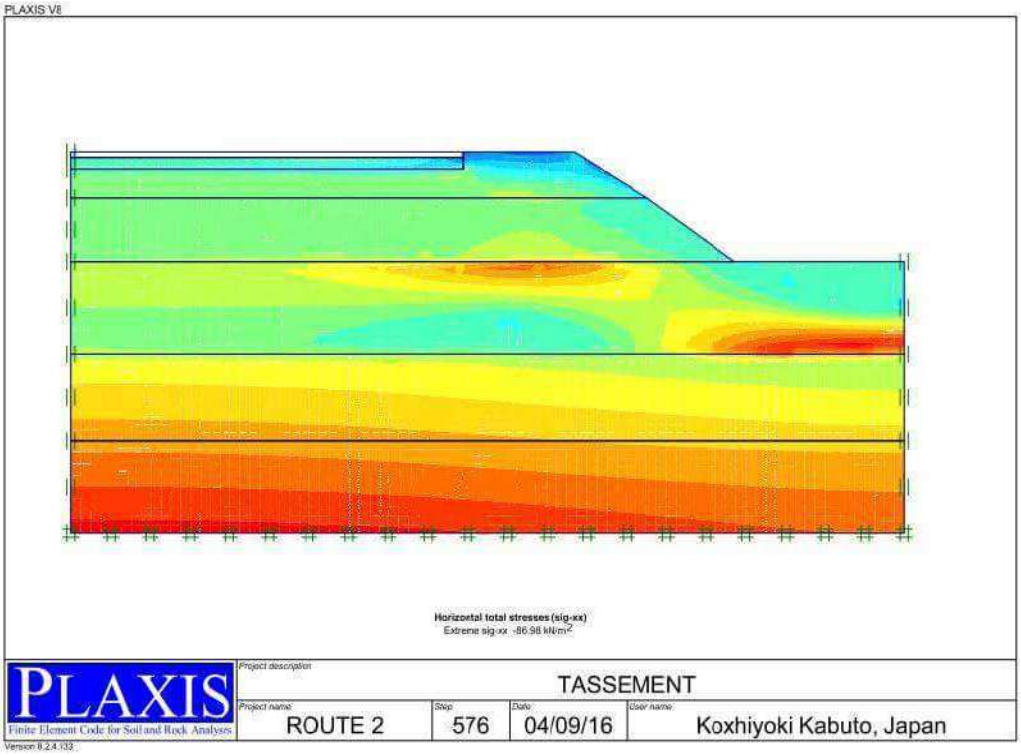


Figure IV.11: Les contraintes (déformation horizontal).

- Les contraintes par les charges de déplacement vertical :

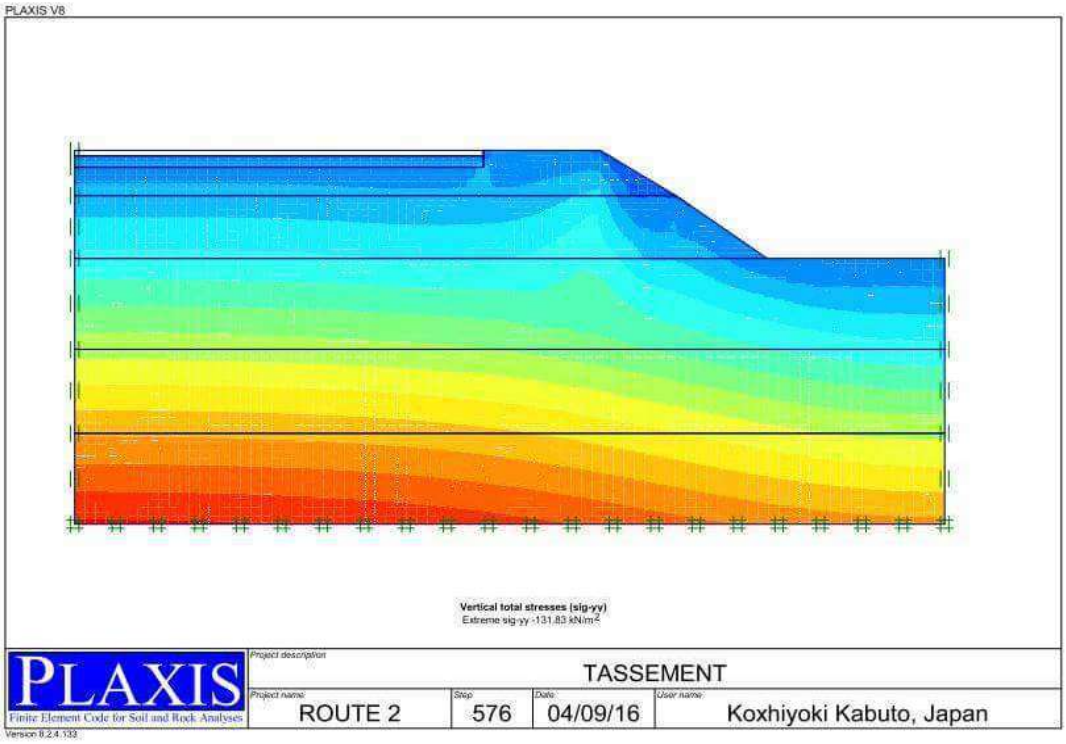


Figure IV.12:Les contraintes (déformation vertical) .

- **récapitulatif des résultats :**

Tableau IV.1 : paramètres déterminés par le modèle longitudinal.

Paramètres déterminés			
Contrainte effective (KN/m^2)	**Déplacement vertical (m)**	**Déplacement horizontal (m)**	**Déplacement total (m)**
55.11	$-399.59*10^{-3}$	$496.00*10^{-3}$	$562.72*10^{-3}$

Tableau IV.3 : le coefficient de sécurité

Multipliers

	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor	Msf:	0.000	Σ -Msf:	1.613
Time	Increment:	0.000	End time:	62.362
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	0.000

IV.3.5.Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre révèlent que le terrain est instable dans tous les cas en particulier dans le couplage hydromécanique.

IV.4.Proposition une solution :

IV.4.1. Les géotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations....etc. Les principales fonctions des géotextiles sont :

- **La séparation :** éviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales).
- **La filtration :** assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.
- **Le drainage :** assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- **Le renforcement :** améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus.
- **La protection :** protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnant.

- **La lutte contre l'érosion :** limiter les mouvements des particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent.



Figure IV. 13 .exemple sur Les géotextiles.

IV.4.2.Historique :

Depuis plus d'une génération, la chimie a permis à l'homme de mieux répondre à ses besoins fondamentaux. En particulier, elle est à l'origine d'une révolution dans les domaines d'agriculture et l'exercice de la médecine, mais elle a aussi largement contribué, grâce à l'avènement des « matières plastiques » à l'amélioration de la qualité de vie.

Les polymères constituent la principale technologie nouvelle du XXe siècle : ils ont fourni à l'homme la possibilité de créer des matériaux nouveaux correspondant à ses besoins propres, aux lieux d'avoir à adapter ses besoins aux substances rencontrées dans la nature. C'est le cas textiles synthétiques employés dans les applications traditionnelles d'abord, puis d'autres secteurs, principalement le « **Génie civil** » qui, s 'est largement développé ces dernières années, grâce notamment à leur pris de revient acceptable, à leurs qualités intrinsèques et à leur facilite d'emploi. Si au début, ces textiles ont constitué dans le génie civil une solution d'aide d'exécution avec un rôle plus ou moins accessoire ou temporaire, elles ont progressivement acquis leurs lettres de noblesse et elles sont actuellement, dans leurs diverses formes et dans les nombreux produits de **géosynthétiques**.

Selon la toute récente norme NF EN ISO 10318 (mai 2006), " **Géosynthétique** " est un terme générique désignant un produit présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil . Apparus à la fin des années " 60 ", les géosynthétiques (géotextiles, géomembranes et produits apparentés) sont maintenant utilisés couramment, en particulier dans la plupart des ouvrages de génie civil et de protection de l'environnement : infrastructures de transports, ouvrages hydrauliques, bassins de rétention d'effluents, installations de stockage de déchets, dispositifs de protection contre l'érosion.

IV.4.1. Renforcement avec la nappe de géotexestile :

- **Caractéristiques des géotextiles utilisés :**

- Reprise d'effort immédiate sous faible déformation du fait de l'orientation rectiligne des fibres de renfort.
- Excellent comportement en filtration et séparation grâce aux caractéristiques des non-tissés intégrés au composite.
- Faible taux de fluage et module élevé.
- Résistance a la traction monodirectionnelle.

- Comportement élevé à l'endommagement lors de la mise en œuvre**.**

- **Influence de la longueur des géotextiles :**

On fixe les paramètres **EA ;**et la longueur L.
Avec **:**
-EA : la rigidité axiale.
-L : la largeur de géotexestile.

Tableau VI 4 : Les paramètres de géotexestile.

EA	200KN/ml
L	12m

IV.4.2.Génération du maillage :

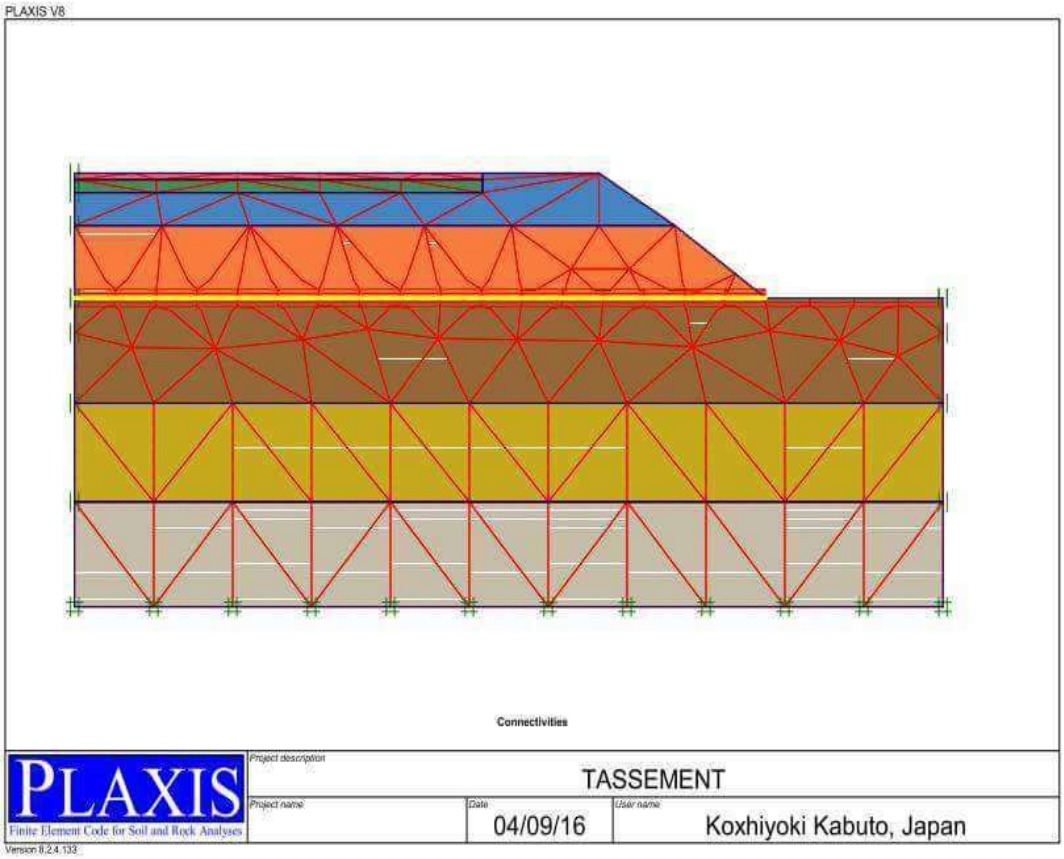


Figure IV.14 .Déformation du maillage.

IV.4.3 La déformation résultant : de ce modèle est présenté après l'utilisation de les géotextiles dans les figure ci-dessous :

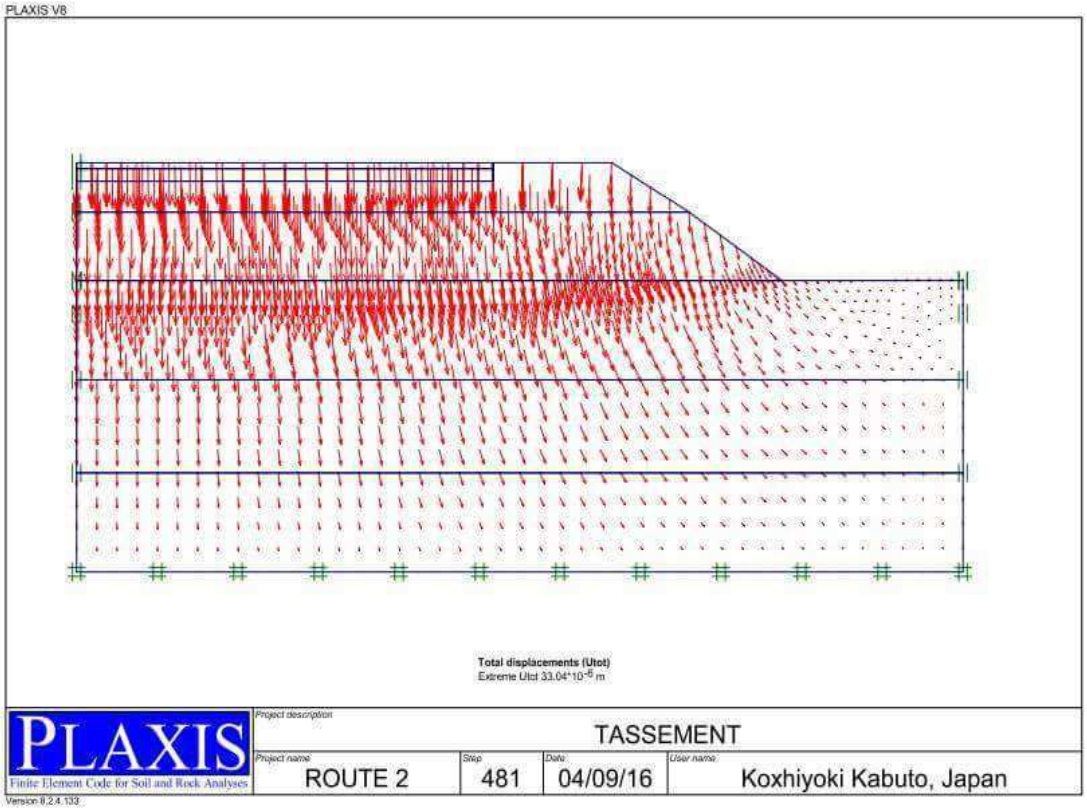


Figure IV.15 .Déformation total.

- L'état des déformations verticales:

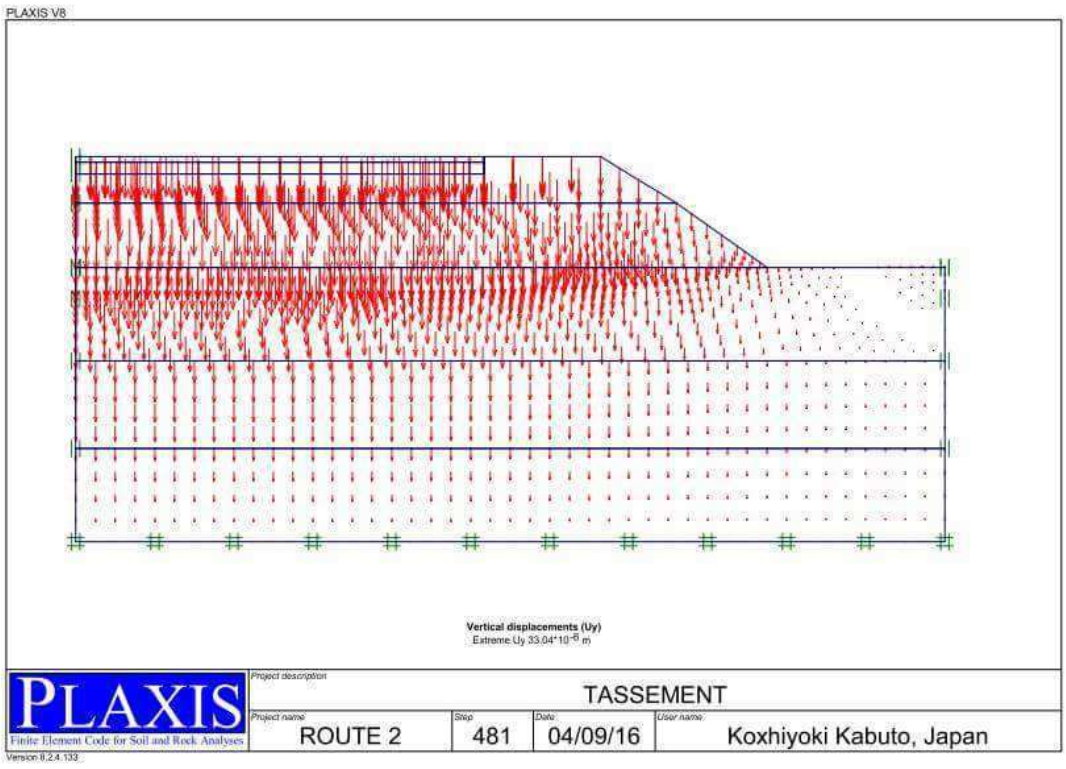


Figure IV.16 .Les déformations verticales

- L'état des déformations horizontales :

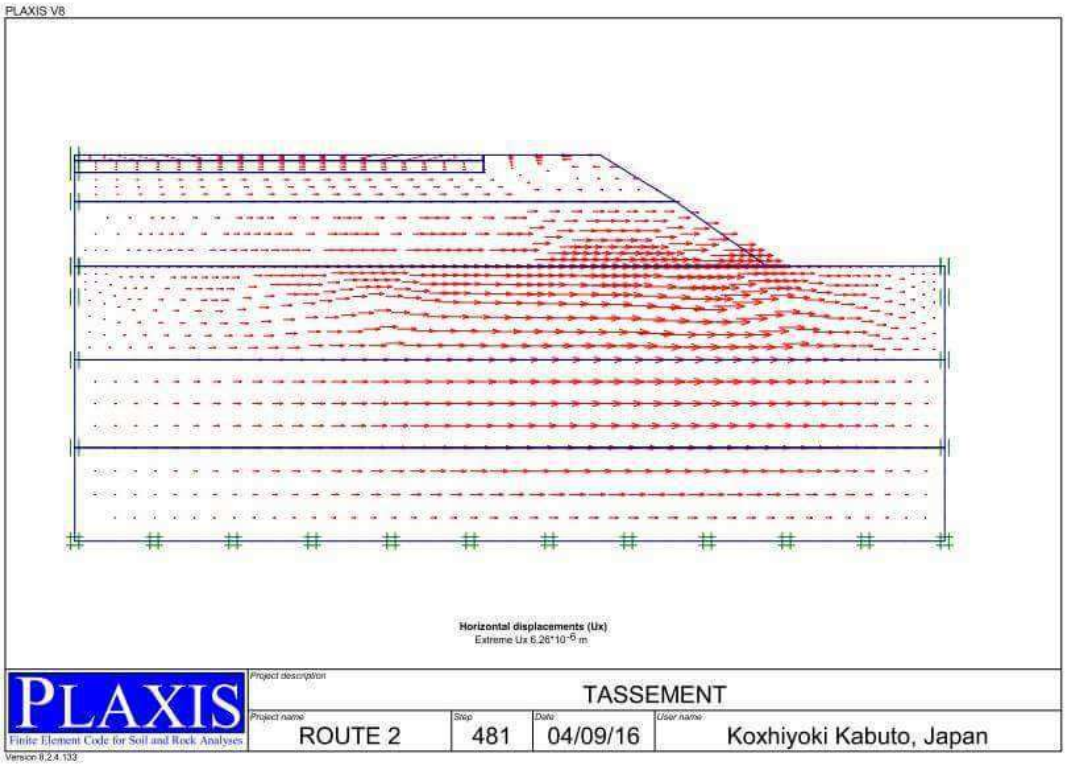


Figure IV.17 Les déformations horizontales.

IV.4.4. Conclusion :

On remarque que, d'après les résultats de la figure VI.16, le déplacement total $33.04*10^{-3}$m diminue considérablement avec l'utilisation de géotextile, se qui représente pour nous une nette amélioration du sol traité.

Conclusion général

Conclusion Générale :

Cette étude nous a permis de nous imprégner dans le calcul du tassement des couches de chaussées et du sol support sous ses différents aspects.

A cet effet, une phase importante pour la réussite d'un projet routier est la reconnaissance des sols in situ et au laboratoire. Ceci dépend de plusieurs aspects à savoir principalement : l'aspect technique, cout et délais d'exécution.

Notre étude a consisté à de procéder, à partir de données obtenu suite au traitement de rapports géotechnique, à la vérification du tassement des couches support de la chaussée ainsi qu'au dimensionnement du corps de cette dernière, relative à la section autoroutière entre laChiffa et Berrouaghia (Ouzra-W. Médéa).

Après la modélisation du comportement de la structure (chaussé +sol support) traité par un modèle numérique en éléments finis permettant d'analyser la déformation des couches de chaussées et du sol support a donné des résultats satisfaisants, maisaprès l'utilisation de géotextile qui a diminué les déformations verticales de $399{,}59_{x}10^{-3}$m et jusqu'àune valeur négligeable de $562.72*10^{-3}$m pour les déformations horizontales.

Pour notre tronçon routier, le traitement par géotextile et la qualité d'exécution des travaux contribueront au bon fonctionnement les couches de chaussées et du sol support à long terme.

Bibliographie

Bibliographie

Références normatives :

[1] : MEDJITNA NASRI LAMIA (Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis, juin 2008) **TS. Sharma, Abramson …** « Slope stability and Stabilisation methods » second edition, John Wiley & Sons New York. P21

[2]: MEDJITNA NASRI LAMIA(Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis, juin 2008) « Mouvements de terrains » Géoscience, pour une terre durable, brgm. p21-p24

[3] : MEDJITNA NASRI LAMIA(Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis, juin 2008) **R. Bougdal, M. Panet.** : « Carte de vulnérabilité aux glissements de terrain de la ville de Constantine » Arcadis . EEG. SIMECSOL. Juin 2004.p22

[4] :Element de mécanique des sols ; droit d'auteur : les textes sont disponibles sous licence Creative Commons attribution, partage dans les mêmes conditions ; d'autres conditions peuvent s'appliquer.

[5] : « *La Torre di Pisa, la storia, le dimensioni, la pendenza* » [archive], sur TorrediPisa.it Droit d'auteur : les textes sont disponibles sous licence Creative Commons attribution, partage dans les mêmes conditions

[6] : conception dimensionment des structures des chausses. Guide technique 1994

[7] :(LCPC 1998)méthode d'essai catalogue des degradations de surface des chaussées 1998.

[8]: Robert Delort, La vie au Moyen Âge, 1982, Points/histoire ;

[9] : Le LCPC :Laboratoire central des ponts et chaussées ; catalogue des types de routes en milieu interurbain. 22/11/2014.

[10] :Mécanique des sols appliquée par Mr Ali Bouafia.