



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Larbi Tebessi – Tébessa
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département du Génie Civil



Thèse de Doctorat
Présentée en vue de l'obtention du diplôme de
Doctorat En Sciences
Option : **Génie Civil**

Thème :

**Modélisation des chaussées sur sols supports expansibles
et estimation de la pression de gonflement : Cas de la
région de Tébessa (N.E Algérie)**

Présenté par :

M. Adel DJELLALI

Devant le jury :

Abderrahmen BOUMEZBEUR	Prof.	Président	Université de Tébessa
Abdelkader HOUAM	Prof.	Directeur de thèse	Université de Tébessa
Saleh MESSAST	Prof.	Examineur	Université de Skikda
Mohamed Salah LAOUAR	MCA	Examineur	Université de Tébessa
Riad BENZAID	MCA	Examineur	Université de Jijel

Année universitaire : 2017-2018

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu Allah le tout puissant qui m'a aidé à accomplir ce travail.

En premier lieu, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et sincères remerciements à mon directeur de thèse le Professeur Abdelkader HOUAM qui m'a offert cette précieuse chance de travailler avec lui et de bénéficier de ses inestimables connaissances dans le domaine de la recherche et de l'expérimentale. Je le remercie aussi pour sa confiance, sa patience, ces encouragements et pour tous les moyens qui il a mis à ma disposition tout le long de ce travail.

Je suis très reconnaissant à M. Abderrahmen BOUMEZBEUR, professeur à l'université Larbi Tebessi de Tébessa, qui m'a fait le grand honneur d'être le président de mon jury. Mes sincères remerciements vont vers les membres du jury de ma soutenance de thèse :

- Monsieur Saleh MESSAST, Professeur à l'université 20 août 1955 de Skikda, de m'avoir fait l'honneur d'examiner ma thèse de doctorat.
- Monsieur Med Salah LAOUAR, maître de conférences à l'université Larbi Tebessi de Tébessa, pour m'avoir fait part de son support, ses pertinents conseils et remarques, et je le remercie encore pour avoir eu l'amabilité d'accepter de faire partie du jury qui examinera mon modeste travail.
- Monsieur Riad BENZAID, maître de conférences à l'université de Mohammed Seddik Ben Yahia de Jijel, qui a accepté d'examiner ma thèse de doctorat.

Je remercie M. Behrooz SAGHAFI de l'école des ingénieurs à l'université de Liverpool, en Grande-Bretagne, pour m'avoir fait part de ses pertinents conseils et remarques qui ont aidé à la rédaction de mes articles.

Mes pensées vont pareillement, à M. Yacine BERRAH et à tous les autres enseignants et étudiants.

Mes remerciements vont aussi à monsieur le directeur du laboratoire LTPE de Tébessa, également j'adresse mes sincères remerciements à toute l'équipe du laboratoire « ingénieurs et techniciens » et au laboratoire de génie des procédés de l'université de Abderrahmane Mira Bejaia.

Je tiens à remercier profondément ma mère qui n'a jamais cessé de m'encourager, et de me pousser en avant pour réaliser ce travail, ma femme, ma sœur, ma grande mère et ainsi à toute la famille.

Résumé

Dans ce travail de thèse, une analyse de comportement des chaussées souples par rapport aux déformations induites par le sol support gonflant a été réalisée, par une modélisation numérique, et avec l'élaboration d'une équation qui estime la pression de gonflement dans la ville de Tébessa (Algérie). 40 échantillons ont été prélevés de la zone d'étude pour identifier les paramètres géotechniques du sol support, et de connaître la pression de gonflement pour bien redimensionner les structures de chaussées existantes. Les essais ont été effectués sur des échantillons non remaniés, prélevés le long de certaines sections des routes nationales de la ville (RN10, RN16 et RN82). Les résultats des essais d'identification classiques et par *DRX* ont révélé que les sols de la zone d'études sont des marnes argileuses avec 64% de calcite et 35% d'aluminosilicate. Une nouvelle équation pour estimer la pression de gonflement des sols supports a été développée sur la base d'une analyse de régression multiple entre les résultats des essais de gonflement, mesurés par l'essai œdométrique à gonflement libre, et la densité sèche ρ_d , la teneur en eau w et la limite plastique w_p . La performance du modèle a été contrôlée par la méthode *FIV* pour examiner la multicolinéarité. L'équation proposée présentait un coefficient de corrélation R^2 élevé, estimé à 0.887. Pour prévoir le comportement de la structure de chaussée souple sur sols expansifs, une chaussée a été soumise à différents essais in situ et au laboratoire. Cette dernière a été remplacée et redimensionnée par une nouvelle structure selon la méthode *CBR*, et soumise à différente charge de trafic de 12.1 à 155.52 kcycles par des essieux standards à double roue de 80 kN, sur une période de 6 mois. Les déflexions ont été mesurées par une station totale sur des distances différentes et en fonctions de nombre de cycles de charge de trafic.

Le transfert de la pression des pneus à la chaussée est un problème tridimensionnel ; néanmoins, il a été calculé et résolu en conditions bidimensionnelles. La modélisation a été effectuée par le code de calcul Plaxis, version 2012. Le modèle a été soumis à un chargement statique en utilisant le facteur de charge dynamique, avec des conditions saturées drainées et non drainées, tout en considérant des modèles non linéaires : Mohr-Coulomb pour les couches de la chaussée et le modèle des sols mous le sol support gonflant. La simulation a révélé que, les valeurs de déflexions mesurées et simulées sont plus proches dans les conditions saturées drainées.

Mots clés : Chaussées souples ; Sol-support gonflant ; Pression de gonflement ; Modèle statistique ; Comportement du sol ; Coefficient de corrélation.

Abstract

In this thesis work, a behavioral analysis of flexible pavements related to the deformations induced by the swelling subgrade was carried out, by numerical simulation of the pavement structure and with elaboration of new equation which estimate the swelling pressure in Tébessa city (Algeria). 40 samples were taken from the selected areas to identify the geotechnical parameters of subgrade soils. Knowing swelling pressure at such points could help to redesign the structure of the existing flexible pavements. Tests were carried out on core samples selected along some sections of national roads of the city (N10, N16 and N82) to attain sound information about the subgrade formation. The classic and *XRD* analysis results confirm that the subgrade soils are clayey marl with 64% of calcite and 35% of aluminosilicate. The new expression was obtained by multiple regression analyses between the swell test results, measured by a free swelling odometer, and the soil dry density, d , water content, w , and plastic limit, PL , and checked by variance inflation factors (*VIF*) method to examine multicollinearity. The proposed equation demonstrates a high correlation coefficient, R^2 , of 0.887.

To predict the behaviour of flexible pavement over expansive soils, a pavement structure was subjected to different laboratory and fieldwork experiments. The existing pavement was replaced and designed based on *California Bearing Ratio (CBR)* method, with a new one, and subjected to the traffic from various number of load cycles from 12.1up to 155.52 kcycles of standard axle load (80 kN) through dual wheel assembly over a 6 months' period. As the preliminary step, the deflections measurement was taken at the asphalt surface layer, by using a Total station at different distances and truckload applications. The numerical analysis is carried out by using the finite element software package PLAXIS version 2012. The calculation of the pressure transferred to the pavement through the contact area of tires is 3D it was turned into a 2D problem. In new model, the pavement was then subjected to static loading by using a ratio factor of dynamic additional charge, with saturated drained and undrained conditions, while considering non-linear models: Mohr-Coulomb for pavement layers and soft-soil for the expansive subgrade. The results show that the values of measured and simulated deflections are close in the state of saturated drained conditions.

Keywords: Flexible pavements; Expansive subgrades; swelling pressure; statistical model; Soil behavior; Correlation coefficient.

الملخص

هذه	تحليل	بالتشوهات	
التحتية بواسطة	رقمية	جديدة بتقدير	مدينة () .
عينة	الحيوتقنية	التحتية	40 هـ
	صحيح. أجريت	عينات سليمة	
الوطنية للمدينة ()	10 16 82).	التحليل الكلاسيكي	الأشعة السينية
التحتية هي	64 الكالسييت	35 الأوموسيليكات.	الجديد
طريق تحليل	بين	المقاسة بواسطة جهاز قياس	...d ,
w	PL ,	الخطية المتداخلة بواسطة طريقة	التباين. وأظهرت
	R ² ٠.887		
برية وميدانية	الرصيف	التحتية	هيكل الرصيف
(,	الرصيف الجديد	طريقة نسبة قوة تحمل كاليفورنيا)	155.52 12.1
القياسية (80 كيلو نيوتن)		6 أشهر. في البداية تم قياس	
المنتية بلاكسيس	2012.	المحكات الرقمية	النهيات
إضافية ديناميكية،	الجديد،	الطريق ثلاثية	سابها و تحولها
الرصيف	الرصيف لتحميل	الرصيف لتحميل	
قريبة	و غير	أظهرت	غير الخطية: -
الكلمات المفتاحية	لينة التحتية	أظهرت	المحاكية
التحتية		قيم	

SOMMAIRE

Résumé	i
Liste des figures	x
Liste des tableaux	xv
Liste des notations	xvii
Introduction générale.....	01
Chapitre I : Etude du phénomène de gonflement	04
I.1 Introduction	04
I.2 Propriété des sols gonflants.....	07
I.2.2 Définition des argiles.....	07
I.2.3 Conditions de formation et stabilité des argiles.....	08
I.2.4 Minéraux argileux.....	10
I.2.5 Structure moléculaire des argiles	11
I.2.5.1 Kaolinites.....	12
I.2.5.2 Illites.....	12
I.2.5.3 Smectites.....	13
I.2.5.4 Chlorites	14
I.3 Caractéristiques des minéraux argileux.....	14
I. 3.1 Capacité d'échange cationique (CEC)	14
I.3.2 Surface spécifique (S).....	14
I.3.3 Densité de charge spécifique (ρ).....	15
I.3.4 Gonflement interfolier et interarticulaires	15
I.4 Différentes types d'eau.....	16
I.5 Principales causes de gonflement.....	17
I.5.1 Hydratation par adsorption	17
I.5.1 Hydratation par osmose	18
I.5.2 Hydratation par capillarité.....	19
I.5.4 Transformation chimique.....	20
I.5.4.1 Transformation de l'anhydrite en gypse	20
I.5.4.2 Oxydation de la pyrite (FeS ₂)	21
I.5.4.3 Dissolution des carbonates dans l'eau	21
I.6 Gonflement au sens physico- chimique.....	21
I.6.1 Modèle de la double couche.....	21
I.6.2 Application du modèle de la double couche.....	22

I.6.3 Équilibre d'une particule argileuse dans un milieu saturé	23
I.7 Gonflement au sens mécanique.....	24
I.7.1 Contraintes dans un sol.....	24
I.7.2 Gonflement dû à une modification de l'état de contrainte.....	25
I.8 Évolution de la structure des argiles en fonction des différentes sollicitations.....	26
a. Influence d'une sollicitation hydrique : humidification.....	26
b. Influence d'une sollicitation hydrique : dessiccation.....	27
c. Influence d'une sollicitation mécanique	28
d. Influence des caractéristiques physico-chimiques sur le gonflement	28
Chapitre II : Méthodes d'identification et modèles de comportement des sols gonflants	30
II.3 Classifications des sols gonflants	31
II.3.1 Définition des paramètres de gonflement.....	31
II.4 Méthodes indirectes de classification.....	32
II.4.1 Classification à base des limites d'Atterberg.....	32
II.4.2 Classification de Holtz et Gibbs.....	33
II.4.3 Classification de Seed, Woodward et Ludgren.....	33
II.4.5 Classification de Vjayvergiya et Ghazzaly	34
II.4.6 Classification de Dakshanamurphy et Raman	35
II.4.7 Classification de Chen.....	35
II.4.8 Classification de Williams et Donaldson	35
II.4.9 Limite de retrait.....	36
II.4.9.1 Classification d'Alteneyer.....	36
II.4.9.2 Corrélation est classification de Ranganatham et Satyanarayana.....	37
II.4.10 Classification à base de la teneur en eau et la densité sèche	37
II.4.11 Relation de Vjayvergiya et Ghazzaly.....	37
II.4.12 Corrélation de Komornik et David.....	38
II.4.13 Relation de Brackley.....	38
II.4.14 Méthode indienne de classification	39
II.4.15 Classification à base de la surface spécifique	40
II.4.16 Comparaisons entre les différents potentiels d'expansion.....	41
II.5 Essai de gonflement en laboratoire.....	43

II.5.1 Essais œdométriques à pression imposée.....	43
II.5.1.1 Essai de gonflement libre (ASTM D45-95).....	43
II.5.1.2 Essai de gonflement à l'œdomètre double	44
II.5.1.3 Essai de gonflement en parallèle, sous différentes pressions	45
II.5.1.4 Méthode directe du Texas	46
II.5.1.5 Méthode chinoise.....	46
II.5.1.6 Essai de gonflement à chargement par paliers.....	47
II.5.1.7 Essais de gonflement à volume constant (méthode directe)....	48
II.5.1.7.1 Essai œdométrique à volume constant (ASTM	48
D4546-94).....	
II.5.1.7.3 Méthode de Sullivan et Mc Clelland.....	49
II.5.1.8 Essai de gonflement à déformation contrôlé	50
II.5.1.9 Essai de gonflement à l'œdomètre flexible	51
II.5.1.10 Comparaison des différentes procédures d'essais.....	52
II.6 Modèles de comportement des sols gonflants	53
II.6.1 Modèles unidimensionnels.....	53
II.6.2 Méthodes analytiques.....	54
II.6.2.1 Méthode de Grob (1972).....	55
II.6.2.2 Méthode d'Einstein-Bischoff-Hofman (1976).....	56
II.6.2.3 Méthode de Gysel (1987).....	57
II.6.3 Modèles tridimensionnels.....	58
II.6.3.1 Modèle de Froehlich (1989)	58
II.6.3.2 Modèle de Kiehl (1990)	59
II.6.4 Méthode numérique : méthode des éléments finis.....	59
II.6.4.1 Modèle de Wittke (1979).....	60
II.6.4.2 Méthode de Robert et Saïta (1997).....	61
II.6.4.3 Modèle de Cam-Clay modifié (1965).....	61
II.6.4.4 Modèle de Barcelone pour les sols gonflants (1999).....	64
Chapitre III : Méthodes de dimensionnement des chaussées souples.....	67
III.1 introduction.....	68
III.2 Historique de la chaussée.....	68
III.3 Constitutions d'une chaussée.....	70
III.3.1 Sol support.....	71

III.3.2 Couche de forme.....	72
III.3.3 Couche d'assise.....	73
3.4 Couches de roulement.....	74
III.4 Mécanisme de passage d'un véhicule sur une chaussée souple.....	75
III.4.1 Efforts verticales.....	75
III.4.2 Contraintes au passage d'une roue	76
III.5 Méthodes de dimensionnement des chaussées souples.....	77
III.5.1 Facteurs prises en compte pour le dimensionnement d'une chaussée souple.....	77
III.5.1.1 Vocation de la voie.....	77
III.5.1.2 Trafic	77
III.5.1.3 Agressivité du trafic et le coefficient d'agressivité.....	78
III.5.1.4 Environnement climatique.....	78
III.5.1.5 Plate-forme support.....	79
III.5.1.6 Qualité de la réalisation.....	79
III.6 Les méthodes de dimensionnements.....	79
III.6.1 Méthode de Boussinesq (1885).....	79
III.6.2 Modèle bicouche de Westergaard (1926).....	80
III.6.3 Méthode Californian Bearing Ratio (CBR, 1938).....	81
III.6.4 Modèle multicouche de Burmister (1943).....	84
III.6.5 Modèle d'Odemark (1949).....	85
III.6.6 Méthode A.A.S.H.T.O (1993).....	86
III.6.6.1 Facteurs considérés pour la conception de la chaussée.....	87
III.6.3.1.1 Performance de la chaussé	87
III.6.3.1.1.1 Concept du niveau de viabilité.....	87
III.6.3.1.2 Trafic.....	88
III.6.3.1.3 Sol d'infrastructure.....	88
III.6.3.1.4 Matériaux construction.....	88
III.6.3.1.5 Qualité du drainage	89
III.6.3.1.6 Niveau de fiabilité R%.....	89
III.6.3.2 calcul du nombre structural.....	89
III.6.3.3 Résolution de l'équation AASHTO.....	90
III.6.6 Méthode de dimensionnement algérienne (1992).....	91
III.6.6.1 Durée de Vie.....	92

III.6.6.2	Risque de calcul (r %)	92
III.6.6.3	Données climatiques	92
III.6.6.3.1	État hydrique du sol support	92
III.6.6.3.2	Cycles saisonniers de température	92
III.6.6.4	Trafic	93
III.6.6.4.1	Classe du trafic (TPLi)	93
III.6.6.4.2	Calcul du trafic cumulé de PL (TCi)	93
III.6.6.4.3	Calcul du trafic cumulé équivalent (TCEi)	93
III.6.6.5	Sol support	93
III.6.6.6	Calcul des déformations admissibles	94
III.7	Techniques de construction des chaussées souples sur sols gonflants	94
III.7.1	Décapage du sol gonflant	94
III.7.2	Application d'une surcharge	95
III.7.3	Isolation du sol support de l'eau	95
III.7.4	Humidification du sol (mouillage)	96
III.7.5	Stabilisation par des adjuvants chimiques	96
III.7.6	Stabilisation mécaniques (contrôle de compactage)	96
III.7.7	Traitement par chaleur	98
Chapitre IV	Analyses et estimation de la pression de gonflement	99
IV.1	Introduction	100
IV.2	Situation géographique de la zone d'étude	100
IV.3	Géologiques de la région	101
IV.4	Lithostratigraphie de la région de Tébessa	102
IV.5	Formation superficielle locale	104
IV.6	Climat de la région	105
IV.6.1	Données hydroclimatiques	105
IV.7	Hydrogéologique de la région	107
IV.8	Matériel et méthodes	108
IV.8.1	Classification des sols selon <i>GTR</i> 2000 (NF P 11-300)	109
IV.8.1	Selon la granularité (NF P 94-056)	109
IV.8.2	Selon l'indice de plasticité I_p (NF P 94-051)	110
IV.8.3	Selon la valeur de bleu de méthylène VBS (NF P 94- 068)	111
IV.8.4	Selon la teneur en carbonate de calcium	112

IV.8.5 Selon l'état hydrique.....	112
IV.8.6 Selon la surface spécifique totale	113
IV.8.3 Classification à base de la pression de gonflement.....	114
IV.8.4 Classification selon l'abaque de Casagrande.....	115
IV.8.5 Classification selon Dakshanamurthy et Raman.....	116
IV.8.6 Classification par diffractométrie de rayon X.....	116
IV.9 Analyses statistiques.....	118
IV.9.1 Estimation de P_g par analyse de régression multiple.....	119
IV.9.2 Vérification de la nouvelle équation de pression de gonflement.....	121
IV.10 Conclusion.....	122
Chapitre V : Modélisation numérique de la chaussée	123
V .1 Introduction.....	124
V .2 Matériel et méthode	124
V .3 Analyses par éléments finis de la chaussée	128
V .4 Conditions aux limites	129
V .5 Zones de contact des pneus et contraintes associées.....	129
V .6 Modèles constitutifs	131
V .6.1 Modèle de Mohr–Coulomb (<i>MC</i>).....	131
V .6.2 Modèle de sols mous (Soft Soil Model, <i>SSM</i>).....	132
V .7 Résultats de la simulation	134
V .7.1 Déplacements verticaux	134
V .7.2 Déformations verticales.....	135
V .6 Conclusion.....	137
Conclusion générale.....	139
Références Bibliographiques.....	142
Annexe.....	153

Liste des figures

Figure 1.1	Fin de saison sèche (Laroche, 1973).....	05
Figure 1.2	Début de saison des pluies (Laroche, 1973).....	06
Figure 1.3	Fin de saison des pluies (Laroche, 1973).....	06
Figure 1.4	Début de saison sèche (Laroche, 1973).....	06
Figure 1.5	Photographies au microscope électronique à balayage d'une argile type smectite (Yilmaz et Civelekoglu, 2009).....	08
Figure 1.6	Relation entre la proportion relative eau-roche.....	09
Figure 1.7	Conditions de formation et de stabilité des minéraux argileux.....	10
Figure 1.8	Couche tétraédrique de silicate (Kormi, 2003).....	10
Figure 1.9	Arrangement octaédrique de la couche hydroxyde d'aluminium ou de magnésium (Kormi, 2003).....	11
Figure 1.10	Structure particulière de la kaolinite.....	12
Figure 1.11	Structure particulière de l'illite.....	13
Figure 1.12	Structure particulière de la montmorillonite.....	13
Figure 1.13	Structure particulière du chlorite.....	14
Figure 1.14	Distinction entre l'eau libre et l'eau liée pour l'argilite de Lorraine (Wakim, 2005).....	17
Figure 1.15	Phénomène osmotique idéal(Wakim, 2005)	18
Figure 1.16	Illustration du phénomène de remontée capillaire dans un tube (Arairo, 2013).....	20
Figure 1.17	Schéma de la double couche d'eau entourant la particule argileuse (Bultel, 2001).....	22
Figure 1.18	Forces agissant sur deux particules argileuses	23
Figure 1.19	Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996).....	27
Figure 2.1	Diagramme de classification du taux de gonflement en fonction de l'activité de la teneur en particules argileuses (Seed et al., 1962).....	33
Figure 2.2	Caractérisations des sols gonflants (Merah, 2015).....	34
Figure 2.3	Abaques de Williams et Donaldson avec estimation du potentiel de gonflement (Kormi, 2003).....	36

Figure 2.4	Corrélations des pourcentages de gonflement avec w_L et w (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973).....	38
Figure 2.5	Distributions des échantillons de kaolinites conformément au critère de classification suivant : (a) Limite de liquidité ; (b) Indice de plasticité ; (c)Activité ; (d) Essai œdométrique ; (e) I_{FSM} (Sridharan, 2000).....	42
Figure 2.6	Distributions des échantillons de montmorillonite conformément au critère de classification suivant : (a) Limite de liquidité ; (b) Indice de plasticité ; (c)Activité ; (d) Essai œdométrique ;(e) I_{FSM} (Sridharan, 2000).....	43
Figure.2.7	Essais de gonflement libre (Medjnoun, 2014)	44
Figure.2.8	Chemins des contraintes pour l'essai de gonflement à l'œdomètre double (Jenning et Knight, 1957).....	44
Figure 2.9	Essais de gonflement en parallèle (Shuai, 1996).....	45
Figure 2.10	Méthode directe du Texas	46
Figure 2.11	Méthode chinoise(a) représentation bidimensionnelle du cheminement (b) présentation tridimensionnelle (Shuai, 1996).....	47
Figure 2.12	Essai de gonflement selon la méthode Huder et Amberg (1970).....	48
Figure 2.13	Chemin de contraintes d'un essai de gonflement à volume constant à l'œdomètre (Medjnoun, 2014).....	49
Figure 2.14	Méthode de Sullivan et Mc Clelland. Représentations des chemins suivis en (a)2D et (b) 3D (Fredlund et al, 1980).....	50
Figure 2.15	Méthode de Porter et Nelson dans un espace e-p-s (Porter et Nelson, 1980).....	51
Figure 2.16	Photos de la cellule œdométrique flexible conçue par Windal (Windal, 2001).....	51
Figure 2.17	Différentes procédures d'essai de gonflement (Merah, 2015).....	53
Figure 2.18	Relation entre les déformations de gonflement v_s et la contrainte axiale \uparrow_z pour déformations latérales nulles, d'après Wittke, 1990....	54
Figure 2.19	Calcul du gonflement par la méthode de Grob.....	55
Figure 2.20	Zones de gonflement d'après Einstein et al., 1976.....	57
Figure 2.21	Tracée des courbes K1 et K2 (Bultel, 2001).....	58
Figure 2.22	Déformation volumique de gonflement I_I en fonction du premier	60

	invariant des contraintes I_1 d'après Wittke (1990).....	
Figure 2.23	Surface d'état limite du modèle de Cam-Clay modifié.....	62
Figure 2.24	Surface de charge de modèle Cam-Clay modifié dans le plan p'-q (Zi-hang et Zhi-zhong, 2013).....	64
Figure 2.25	Surface de charge du BExM : a) dans le plan (s,p); b) dans l'espace (p,q,s) (Alonso et al., 1999).....	65
Figure 3.1	Comportement des différents sols.....	69
Figure 3.2	Schéma d'une chaussée romaine	69
Figure 3.3	Modes de dégradation du macadam classique.....	70
Figure 3.4	Profil en travers d'une chaussée (Lorino, 2004).....	71
Figure 3.5	Définitions des termes de l'ensemble de la chaussée.....	73
Figure 3.6	Familles des structures de chaussée.....	74
Figure 3.7	Déformations de la chaussée sous le passage d'un camion (Robert et Lafon, 2012).....	75
Figure 3.8	Principe de la déflexion d'un sol sous l'effet de passage d'une charge.....	76
Figure 3.9	Rotation des contraintes principales lors du passage d'un véhicule (Xuan, 2013).....	76
Figure 3.10	Classification du trafic routier	78
Figure 3.11	Diffusion des pressions dans un massif de Boussinesq.....	80
Figure 3.12	Schéma du modèle de Westergaad.....	81
Figure.3.13.a	Variations de $\frac{\sigma_z}{P}$ en fonction de $\frac{z}{R}$ (Combere, 2008)	82
Figure 3.13.b	Cours de déformation en fonction de la contrainte du matériau californien (Combere, 2008).....	82
Figure 3.14	Abaque d'estimation de l'épaisseur de la chaussée à partir de l'indice <i>CBR</i> (Combere, 2008).....	83
Figure 3.15	Schémas du modèle de Burmister.....	84
Figure 3.16	Principe des hauteurs équivalentes d'Odemark (Murillas, 2010).....	85
Figure 3.17	Approche de calcul d'Odemark (Murillas, 2010).....	86
Figure 3.18	Estimations du niveau de fiabilité R% (AASHTO, 1993).....	89
Figure 3.19	Procédure de détermination des épaisseurs des couches.....	90
Figure 3.20	Solution par abaque de l'équation AASHTO pour chaussées souples (AASHTO, 1993).....	91

Figure 3.21	Application de la géomembrane sur le sol support et les tranchées (Snethen et al., 1975).....	95
Figure 3.22	Pourcentage de gonflement en fonction de compactage sous une surcharge de 1 kPa (Snethen et al., 1975).....	97
Figure 3.23	Pression de gonflement total en fonction des différentes teneurs en eau (Snethen et al., 1975).....	97
Figure 3.24	Effets du mode de compactage sur la pression de gonflement (Snethen et al., 1975).....	98
Figure 4.1	Situation géographique de la zone d'étude (D'après Google Earth)...	101
Figure 4.2	Carte géologique de la zone d'étude (ANRH, 2009).....	102
Figure 4.3	Description tectonique et structurale de la région de Tébessa (Berrah, 2017).....	103
Figure 4.4	Extrait de la carte des sols de la ville de Tébessa à échelle : 1 / 50.000 (Berrah, 2017).....	104
Figure 4.5	Répartition de la précipitation annuelle à la ville de Tébessa...	106
Figure 4.6	Répartition de la température moyenne annuelle à la ville de Tébessa.....	106
Figure 4.7	Répartition de l'humidité moyenne annuelle à la ville de Tébessa.....	107
Figure 4.8	Carte piézométrique de la Nappe de Tébessa (Fahdi et al., 2014)....	108
Figure 4.9	Implantation des sondages sur la zone d'étude.....	109
Figure 4.10	Classification des matériaux selon leur nature (GTR, 2000).....	110
Figure 4.11	Répartition de l'indice de plasticité du le sol support.....	111
Figure 4.12	Répartition de <i>VBS</i> du sol support.....	111
Figure 4.13	Distribution de la teneur en CaCO ₃ du sol support.....	112
Figure 4.14	Répartition de la teneur en eau du sol support.....	113
Figure 4.15	Répartition de la surface spécifique totale du sol support.....	114
Figure.4.16	Distribution de la pression de gonflement <i>P_g</i>	115
Figure 4.17	Classification du sol support à base de l'abaque de Casagrande (1948).....	115
Figure 4.18	Classification du sol support de la zone d'étude basée sur Dakshanamurthy et Raman (1973).....	116
Figure 4.19	Identification par diffraction à rayon X des échantillons 11 et 37 (bleu : calcite, rouge : silicate, vert : aluminium).....	117

Figure 4.20	Valeurs mesurée en fonction des valeurs estimées de P_g des argiles de Tébessa.....	121
Figure 4.21	Valeurs estimée de P_g pour les argiles de Tébessa selon différents auteurs.....	122
Figure 5.1	Localisation de la zone d'étude.....	125
Figure 5.1	État de la chaussée dégradée avant renouvellement.....	126
Figure 5.3	Mesure les déflexions sur la couche de roulement de la nouvelle chaussée après 6 mois.....	127
Figure 5.4	Discretisation et conditions aux limites du modèle numérique.....	129
Figure 5.5	Zone de contact des pneus doubles transformée en cercle avec rayon a (Huang, 2004).....	130
Figure 5.6	Modèle de Mohr–Coulomb.....	132
Figure 5.7	Modèle de sols mous ; $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$	133
Figure 5.8	Déflexions mesurées et simulées de la couche de roulement.....	135
Figure 5.9	Déformations verticales correspondante dans le sol support et la chaussée.....	136

Liste des tableaux

Tableau 1.1	Caractéristique des argiles (Bultel, 2001).....	15
Tableau 1.2	Dimension des cations hydraté et non hydraté (Iltis, 1979).....	18
Tableau 2.1	Classification selon Holtz et Gibbs (Sridharan, 2000).....	33
Tableau 2.2	Relation entre le taux de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al.,1962).....	34
Tableau 2.3	Classification proposée par Dakshanamurphy et Raman (1973).....	35
Tableau 2.4	Classification des taux de gonflement des sols en utilisant w_L (Chen, 1975).....	35
Tableau 2.5	Relation entre taux de gonflement illimité de retrait (Altemeyer, 1955).....	36
Tableau 2.6	Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965).....	37
Tableau 2.7	Comparaison de la méthode Indienne aux autres méthodes de classification (Sridharan et al, 2000).....	39
Tableau 2.8	Classification du taux de gonflement des sols en utilisant l'indice modifié I_{FSM} (Sridharan et al, 2000).....	40
Tableau 2.9	Comparaisons entre les différentes méthodes de classification d'après Johnson et Snethen (1978) et Josa (1988).....	41
Tableau 3.1	Classes de portance à long terme du sol support (Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves, 2001).....	94
Tableau 4.1	Données statistiques des propriétés physico-mécaniques et chimiques des échantillons testés.....	109
Tableau 4.2	Teneur en $CaCO_3$ de quelques sols (Azzouz, 2006).....	112
Tableau 4.3	Etat des sols à base de la teneur en eau (Costet et Sanglerat, 1983).....	113
Tableau 4.4	Surface spécifique et CEC de quelques minéraux argileux (d'après Morel, 1996).....	114
Tableau 4.5	Mesure directe de gonflement (Costet et Sanglerat, 1983).....	114
Tableau 4.6	Résumé des résultats des coefficients de corrélation de Pg par rapport aux paramètres géotechniques.....	118
Tableau 4.7	Matrice de corrélation des paramètres géotechnique de la zone d'étude.....	119
Tableau 4.8	Résultats de l'analyse de régression de l'équation 4.1.....	120

Tableau 5.1	Paramètres d'entrée du modèle.....	126
Tableau 5.2	Résultats des flexions mesurées sur terrain.....	127

Liste des notations

a	Rayon du cercle équivalent
A	Coefficient d'agressivité des poids lourds
A_c	Activité de <i>Skempton</i>
a_i	Coefficients structuraux, pour le revêtement, la fondation et la sous fondation
a_s	Humidité relative
ASTM	American Society for Testing and Materials
A.A.S.H.O	American Association of State Highways Officials
<i>BB</i>	Béton bitumineux
<i>BExM</i>	Modèle de gonflement de Barcelone
BBUM	Béton bitumineux ultra mince
BBTM	Béton bitumineux très mince
BBM	Béton bitumineux mince
BBSG	Béton bitumineux semi grenu
BBME	Béton bitumineux à module élevé
BBDr	Béton bitumineux drainant
<i>BBM</i>	Modèle de base de Barcelone
c	Cohésion du sol
C	Particules inférieures à 0.080 mm
CaCO ₃	Teneur en carbonate
CBR	Californian Bearing Ratio
CDF	Couche de forme
C_c	Indice de compressibilité
<i>CEC</i>	Capacité d'échange cationique
C_g	Indice de gonflement
C_{liq}	Concentration ionique du milieu liquide
C_s	Coefficient de gonflement
<i>CSL</i>	Ligne d'état critique
C_u	Cohésion non drainée
C_2	Teneur en particules des dimensions intérieures à 2 μ m
C+P	Fissuration (Cracking and Patching)
C%	Compacité
d	Déflexion
D_i	Épaisseur de la couche
<i>DRX</i>	Diffraction aux rayons X
e	Indice des vides
e	Épaisseur de la chaussée
E	Module d'Young
ECF	Enduit coulé à froid
e_i	Épaisseur de la chaussée
e_m	Indice des vides microstructural
e_M	Indice des vides macrostructural

E_1	Module de Young du corps granulaire
E_s	Module de Young du sol support
e_c	Charge électrique d'un électron
E_{oed}	Module œdométrique
f	Surface de charge
FIV	Facteur d'inflation de variance
G	Énergie de Gibbs
G	Potentiel plastique
GB	Grave bitumineux
GTR	Guide de terrassement routier
H	Profondeur du sol
H_{cap}	Hauteur capillaire
h_c	Hauteurs d'eau critiques
h_e	Épaisseur équivalente de la chaussée
H_r	Humidité relative
H_0	Épaisseur de chaussée
i	Indice CBR
I_{1G}	Premier invariant de contrainte dans l'œdomètre
i	Taux accroissement géométrique
I_{Fs}	Indice de gonflement libre
I_{FSM}	Indice de gonflement libre modifié
I_s	Indice de retrait
I_p	Indice de plasticité
I_{Fs}	Indice de gonflement libre
I_{FSM}	Indice de gonflement libre modifié
IP	Indice de plasticité
I_s	Limite de retrait
K	Constante de perméabilité
K_i	Indice de gonflement
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
K_B	Constante de Boltzmann
m	Indice de compressibilité de la microstructure
K_s	Paramètre de gonflement qui décrit la pente de la droite correspondant à l'indice de gonflement
L	Largeur de drainage
L	Longueur de la zone de contact
LA	Essai Los Angeles
L_i	Longueur de cheminement de pente constante
M	Pente de la courbe d'état critique
MC	Modèle de Mohr–Coulomb
M	Succions matricielle
MDE	Micro Deval en présence d'eau
MEF	Méthode des éléments finis
m_i	Coefficient de drainage de la couche

<i>MJA</i>	Moyenne journalière annuelle
<i>Mr</i>	Module réversible
<i>N</i>	Nombre d'Avogadro
<i>n</i>	Durée de la vie considérée
<i>O</i>	Succions osmotique
<i>P'</i>	Contraintes effectives moyennes
<i>P_A</i>	Force surfacique d'attraction
<i>P_c</i>	Pression capillaire
<i>P_c</i>	Pression de pré-consolidation
<i>P_d</i>	Charge sur le pneu
<i>P_g</i>	Pression de gonflement
<i>PL</i>	Poids lourd
<i>P_p</i>	Contrainte de préconsolidation
<i>P_R</i>	Pression osmotique de répulsion
$\frac{P_c}{P_p}$	Valeur initiale de la contrainte de préconsolidation
<i>PSI</i>	Indice de viabilité (Pavement Serviceability Index)
<i>PST</i>	Partie supérieure de terrassement
<i>q</i>	Contrainte déviatorique
<i>q</i>	Pression de contact du pneu
<i>Q_i</i>	Pression sur le contour d'un tunnel
<i>R</i>	Constante des gaz parfaits
<i>R</i>	Niveau de fiabilité
<i>RD</i>	Orniérage (Rut Depth)
<i>RN</i>	Route nationale
<i>R²</i>	Coefficient de corrélation
<i>R² (adj)</i>	Coefficient de corrélation ajusté
<i>r %</i>	Risque de calcul
<i>S</i>	Surface spécifique
<i>SB</i>	Sable bitumineux
<i>s_h</i>	Succions au-delà desquelles les déformations macrostructurales plastiques apparaissent lors de l'humidification
<i>S₀</i>	Ecart type global
<i>s₀</i>	Succions au-delà desquelles les déformations macrostructurales plastiques apparaissent lors de la dessiccation
<i>SD</i>	Diminution de la succion
<i>S_d</i>	Espacement entre les pneus
<i>SI</i>	Augmentation de la succion
<i>SN</i>	Nombre structural
<i>SSM</i>	Modèle de sols mous (Soft Soil Model)
<i>S_{st}</i>	Surface spécifique totale
<i>SV</i>	Uni (Slop variation)
<i>TC_i</i>	Trafic cumulé
<i>TCE_i</i>	Trafic cumulé équivalent
<i>T</i>	Température absolue en Kelvin

TPC	Terre-plein central
TS	Classes de trafic spécial
T_{exp}	Classes de trafic exceptionnel
$T1, \dots, 6$	Classes de trafic
t_{50}	Temps pour 50% de l'eau libre pour qu'elle s'évacue de la chaussée
V_d	Volume final d'un échantillon de sol sec
V_k	Volume final d'un échantillon contenant du kérosène
V_B	Valeur du bleu Méthylène de la phase argileuse
VBS	Valeur du bleu de méthylène
V_m	Volume molaire de l'eau
w	Teneur en eau
w_L	Limites de liquidité
w_{nat}	Teneur en eau naturelle
w_{opt}	Teneur en eau optimale
W_r	Enfoncement résiduel
w_s	Limite de retrait
W_t	Déformation totale
W_{18}	Nombre total d'ECAS
X	Coefficient qui dépend du degré de saturation du sol
y_c	Hauteurs d'eau critiques
y_n	Hauteurs d'eau normales
Z	Profondeur de la nappe phréatique
Z	Valence des cations
Z_i	Nombre de charge d'ions i
Z_R	Facteur de distribution normal
m	Paramètre contrôlant le taux d'augmentation de la rigidité microstructurale du sol
m	Paramètre lié à la rigidité microstructurale du sol
γ	Poids volumique du sol
γ_a	Densité moyenne de l'ensemble du remblai de surcharge
d	Densité sèche du sol
X_i	Coefficient d'activité de l'espèce i
X_s	Coefficient d'activité moyen
∂	Densité de la charge spécifique
v	Terme d'erreur aléatoire Gaussien à moyenne nulle
ij	Somme de la déformation élastique et celle due au gonflement
is	Déformation de gonflement dans la direction
g	Taux de gonflement
V_{liq}	Constante diélectrique du milieu liquide
V_s	Déformation due au gonflement axial
ϵ_v	Déformation volumétrique
ϵ_v^0	Déformation volumétrique initiale
ϵ_v^e	Déformation volumétrique en déchargement et rechargement élastique

ϵ_{el}	Déformations élastiques microstructurales
ϵ_{pl}	Déformation volumétrique plastique
ϵ_{pl}	Déformations plastiques macrostructurales
V_{yy}	Déformations verticale
z	Déformation verticale
z_{ad}	Déformation verticale admissible
n_e	Porosité effective (80% de la porosité absolue)
n_i	Nombre de moles de l'espèce i
s	Paramètre caractéristiques du gonflement
	Angle de raccordement entre le ménisque et le solide
n_{eq}	Température équivalente
$ $	Indice de gonflement isotrope
*	Indice de gonflement modifié
*	Indice de compression modifié
u	Pression interstitielle
\tilde{p}_a	Pression de l'air
$\tilde{\mu}_i^0(T, P)$	Potentiel chimique d'une eau pure libre dans un état de référence de pression et de température
\tilde{p}_w	Pressions de l'eau
ν	Coefficient de Poisson
σ_0	Contrainte initial
τ_1, τ_2, τ_3	Contraintes principales
σ'	Taux de la contrainte effectif
$U(dz)$	Augmentation d'épaisseur
$UPSI$	Indice de viabilité
$\Delta_{PSI}^{(dz)}$	Perte de la viabilité due au trafic
Δ_{PSI}^{trafic}	Perte de la viabilité due au gonflement et au gel du sol support
Δ_{PSI}^{trafic}	
$\Delta_{PSI}^{gonflement/gel}$	
Δ_v	Réduction de volume
$\frac{1}{K_{dc}}$	Épaisseur de la double couche

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Les déformations des sols gonflants sont la cause majeure de nombreux dommages qui affectent les ouvrages de génie civil et sont en relation avec les conditions climatiques qui favorisent la variation de l'état hydrique du sol, accentuant ainsi l'expansion ou le retrait du sol. Ces phénomènes cycliques de retrait gonflement provoquent des contraintes parasites dans les structures provenant des fondations. Ces contraintes engendrent des dommages dans les bâtiments, les autoroutes, les pavages, les pistes d'aéroport et dans les structures légèrement chargées. Dans le cas des chaussées souples ces dégâts sont considérables conduisant à la limitation de la durée de vie des tronçons réalisés, et induisant des coûts d'entretien souvent onéreux.

Les routes nationales RN 10, RN 16 et la RN 82 de la ville de Tébessa ont subi plusieurs opérations de réhabilitations de la chaussée, mais des dégradations demeurent toujours importantes (fissures, orniérages, carrelages, etc....). Ces dégradations apparaissent en début de saison sèche, et engendrent des dépenses colossales dues à l'aménagement et l'entretien pour parer aux divers risques aux usagers. Pour contourner ce problème, des procédures spéciales de dimensionnement ont été utilisées pour tenir compte de l'activité de ces sols gonflants durant leur équilibrage.

Le travail de cette thèse s'inscrit dans la dynamique de la compréhension du mécanisme de comportement des chaussées souples reposées sur des sols supports argileux gonflants. Plus particulièrement, il s'agit de caractériser les argiles de la ville de Tébessa à travers des expérimentations au laboratoire et ultimement simuler le comportement volumétrique à l'aide du logiciel d'éléments finis Plaxis.

Le travail de thèse est présenté en cinq chapitres :

Le **premier chapitre** concerne l'étude bibliographique du phénomène des sols gonflants. Nous aborderons les conditions des formations de ces types de sols, les différents types des structures argileuses et leurs mécanismes de gonflement.

Le **deuxième chapitre** est consacré à la présentation des méthodes d'identification des sols par les méthodes d'estimation directe et indirecte des

paramètres de gonflement basées sur les essais au laboratoire, ainsi que des résultats sur l'aspect tridimensionnel du gonflement. Ce chapitre se termine par un aperçu générale sur les principales modèles de comportement des sols gonflants.

Le **troisième chapitre** aborde les différentes structures de chaussées et les principales méthodes de dimensionnements des chaussées souples par des approches empiriques et semi-empiriques. Cette partie s'achève par l'analyse des différentes techniques de construction des chaussées souples sur sols gonflants.

Le **quatrième chapitre** élabore une synthèse des caractéristiques géotechniques les plus importantes des sols supports argileux de la ville de Tébessa afin de disposer d'une base de données complète pour l'analyse et la modélisation de leurs comportements sous les chaussées souples. Ce chapitre se termine par l'élaboration d'une nouvelle équation qui estime la pression de gonflement des sols supports.

Le **cinquième chapitre** est consacré à l'étude du comportement d'un système de chaussée souple sur sol support gonflant. Il est question des différents modèles de comportement des sols gonflants, et l'élaboration d'un modèle numérique adéquat, conçu pour mieux comprendre le mécanisme des déformations induites par le sol support et leurs influences sur le comportement de la chaussée soumise au trafic routier.

CHAPITRE I :

**ÉTUDE DU PHÉNOMÈNE DE
GONFLEMENT**

Chapitre I

Etude du phénomène de gonflement

I.1 Introduction

Les sols gonflants se localisent dans plusieurs parties du monde particulièrement dans les régions semi-arides. Ces sols sont généralement non saturés et contiennent une forte proportion de particules argileuses telles que la montmorillonite, l'illite, la smectite,...etc. En présence d'eau et à partir d'un état sec, ces sols subissent des gonflements importants dus à la saturation progressive des pores qui fait disparaître les forces capillaires. Ce gonflement dépend des conditions de pression dans le sol et des conditions hydriques. Inversement si l'on déshydrate le sol, il subit une diminution du volume aussi importante, qui provoque en particulier le développement de réseaux de fissures de retrait à partir de la surface. Le gonflement est généralement accompagné d'un changement des caractéristiques mécaniques et pétrophysiques du sol qui peuvent avoir une influence sur la durée de vie de l'ouvrage, avec des mouvements différentiels qui provoquent des désordres importants dans les structures, qu'elle soit routière ou aéroportuaire. Jenniugs (1962), attribue ces désordres au climat et à la surcharge du trafic. Chistodoulis et al, (1987), signalent que sur les routes construites sur sols gonflants d'importance moyenne en Grèce malgré le renouvellement d'asphalte divers types de fissures apparaissent de nouveau.

Les routes nationales RN 10, RN 16 et la RN 82 de la ville de Tébessa en Algérie, ont subi plusieurs opérations de réhabilitations de la chaussées, mais des dégradations demeurent toujours importantes (fissures, orniérages, carrelages, etc....). Ces dégradations apparaissent en début de saison sèche, et engendrent des dépenses colossales dues à l'aménagement et l'entretien pour parer aux divers risques aux usagers. Pour contourner ce problème, des procédures spéciales de dimensionnement ont été utilisées pour tenir compte de l'activité de ces sols gonflants durant leur équilibration. De plus, des précautions spéciales sont exigées pour protéger le sous-sol de la variation de l'humidité en fonction du changement climatique.

Les désordres manifestés sur la chaussée se résument à :

- Apparitions des fissures à la fin de la saison sèche sur les accotements de la chaussée et au-delà de la base du talus de remblai (Figure.1.1), constitués de crevasses dépassent 5 cm d'ouverture et 30 cm de profondeur, à maillage serré de 30 à 50 cm approximativement ;

- Sur le talus même, qui en général partiellement masqué par des résidus graveleux de construction de la chaussée et de quelques végétations, des fissures remontent, à la crête de talus à la limite de la couche graveleuse de l'accotement, une ligne fréquente de fissuration sublongitudinale sur le talus ;
- Apparitions de fissurations longitudinales sur la chaussée s'accroissent vers le bord de chaussée et correspondent à un étirement latéral du corps de chaussée, de l'axe vers l'extérieur ; cette fissuration longitudinale peut cependant se généraliser jusqu'au milieu de la chaussée par l'effet du trafic ;
- Le profil transversal général est marqué en fin de saison sèche et de façon évolutive d'une année à l'autre par une reptation des talus entraînant un affaissement latéral des accotements (Figure.1.2), un adoucissement progressif de la pente du talus. L'effet du trafic a ajouté un orniérage plus ou moins marqué sous le passage des roues ;
- Sous l'effet du trafic les déformations signalées ci-dessus entraînent une désorganisation des compacités aussi bien dans les remblais actifs que dans le corps de chaussée et avec une perte de la portance (Figure.1.3) ;

A ces effets (fissuration dans la chaussée et sur les accotements), dans cette chaussée déjà ouverte à la pluie et désorganisée par les déformations, les retraits latéraux de saison sèche font que les butées latérales se dérobent gravement alors que pourtant le terrain durcit. En saison pluvieuse, les bandes s'abreuvant d'eau perdent encore leur portance par ramollissement (Figure.1.4), par ailleurs, si le corps de chaussée a été réalisé en encaissement non drainé, il y a persistance d'eau en bordure de chaussée, diminuent la portance puis en été retrait maximum, si bien que l'évolution est défavorable tout le long de l'année.

Laroche (1973), dans son analyse avait déjà à l'époque parfaitement interprété le comportement de la chaussée par la schématisation du phénomène.

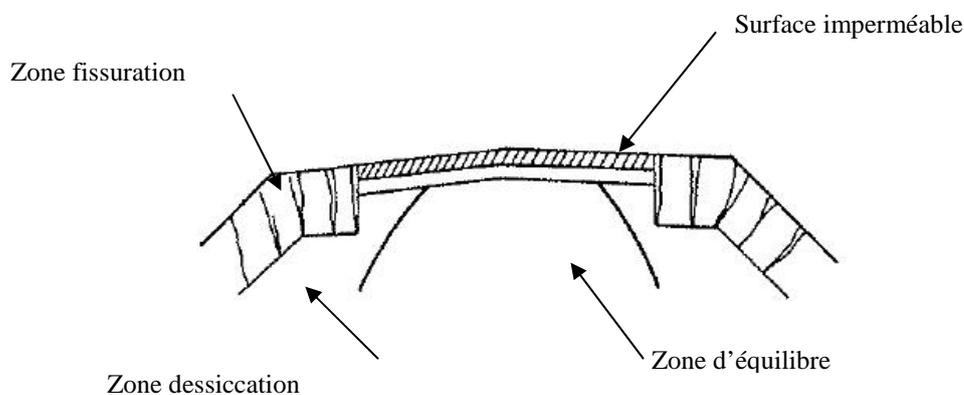
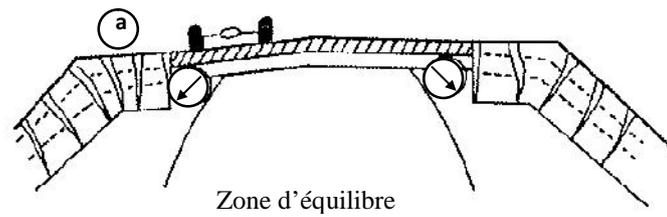


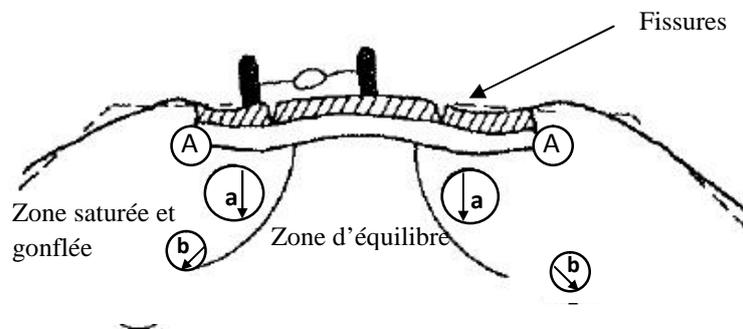
Figure 1.1 Fin de saison sèche (Laroche, 1973)



Infiltration d'eau à partir des fissures ; (a)

Première déformation par manque de butée latérale. (b)

Figure 1.2 Début de saison des pluies (Laroche, 1973)



Chute de portance de la zone A et affaissement sous charge des bords des chaussées ;

Reptation du talus. (b)

Figure 1.3 Fin de saison des pluies (Laroche, 1973)

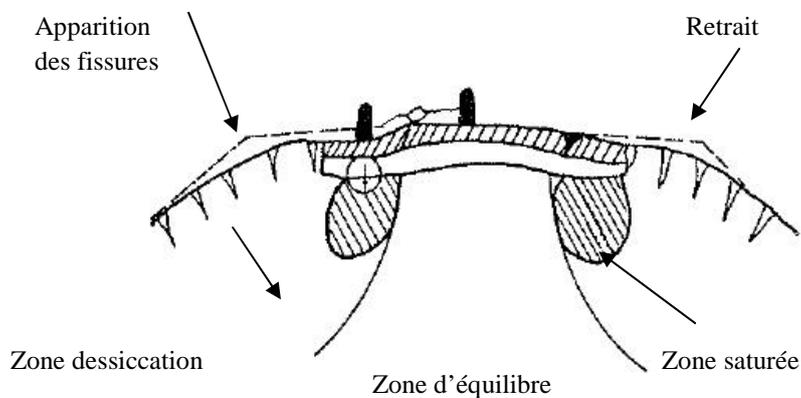


Figure 1.4 Début de saison sèche (Laroche, 1973)

I.2 Propriété des sols gonflants

Dans le cas de l'étude des problèmes de gonflement rencontrés sur les chaussées souples, on s'aperçoit qu'il est étroitement lié aux apports d'eau du milieu extérieur ou environnant, et que le phénomène dépend fortement du type de terrain rencontré. C'est pourquoi une description microscopique du phénomène est capitale pour bien comprendre quel terrain susceptible de gonfler et quels sont les processus de développement du gonflement au niveau microscopique.

Dans un premier temps, on va aborder l'origine géologique de ces sols avec une étude détaillée, un rappel sur la minéralogie des argiles, la structure et la texture des matériaux argileux, est présenté pour mettre en évidence l'affinité de ces matériaux en présence d'une solution aqueuse. On s'intéresse ensuite aux caractéristiques de la solution d'hydratation, particulièrement au potentiel chimique qui est relié à l'activité de la solution, qui dépendent de la concentration en sel et les forces d'hydratation. Une fois que les caractéristiques des matériaux argileux et la solution d'hydratation définit, on examine le mécanisme du gonflement et l'évolution de la structure en fonction des différentes sollicitations.

Après la description du phénomène de gonflement à l'échelle microscopique, on abordera les différents paramètres macroscopiques qui peuvent conduire au gonflement, tel que l'effet de régime de contrainte. La dernière partie de ce chapitre rapproche sur anisotropie du gonflement et l'anisotropie de la pression du gonflement.

I.2.1 Définition des argiles

Il n'existe pas de définition unique de terme " *argile* ". Le mot argile englobe deux connotations, l'une liée à la taille des grains et l'autre à la minéralogie. La définition dépend de la discipline concernée. Le géologue ou le pédologue considèrent comme argile toute minérale de fait granulométrique la limite étant fixée de 2 ou 4 microns selon le cas. Les ingénieurs s'attachent plutôt aux propriétés plastiques des matériaux argileux quelle que soit leur taille, les céramistes regroupent les matériaux selon leur comportement au chauffage.

Généralement, les minéraux argileux sont des phyllosilicates hydratés de petite taille. Cependant : (1) des minéraux comme les illites ou les chlorites sont fréquent dans la fraction silteuse des roches magmatiques et métamorphiques ; (2) par contre tous les minéraux argileux ne sont pas des phyllosilicates (quartz, feldspath) ni même des silicates (oxyde). Dans les ouvrages de référence, il existe différentes positions de définition. Par exemple Eslinger & Peaver (1988), définissent les argiles comme un minéral qui domine dans la

fraction de fins inférieures à 2 microns des roches et des sols, par contre Weaver (1989), regroupe tous les minéraux phyllosilicates sans aucune connotation de taille, et propose le terme " physil " pour éviter les confusions.

Les argiles peuvent être classées en deux grandes catégories :

- 1- Les argiles plastiques sont tendres et très déformables ;
- 2- Les argiles raides sont indurées et présentent un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite d'élasticité, et ce à cause de la présence des carbonates et du quartz.

À l'échelle microscopique, les argiles sont formées par l'assemblage de particules de taille inférieure à $2 \mu\text{m}$ chargées négativement comme la smectite (figure 1.5), l'illite et la kaolinite. La présence de tels minéraux rend l'argile fortement sensible aux molécules polaires d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques. La variation de la teneur en eau est le facteur déclenchant des variations de volume, une augmentation de la teneur en eau entraîne le phénomène de gonflement tandis que sa diminution induit le retrait. Donc il faut s'entendre sur la qualification de cette eau. Elle est composée de la teneur en eau liée et de la teneur en eau libre. Les cinétiques d'évolution dans le temps de ces deux teneurs en eau ne sont pas identiques. En effet, la vitesse d'adsorption d'eau liée aux phénomènes électrostatiques est plus rapide. En ce qui concerne la particularité du gonflement, il est difficile d'identifier si c'est l'arrivée d'eau qui provoque le gonflement ou si le gonflement qui permet l'arrivée de l'eau (Barbour et Fredlund, 1989), ces deux mécanismes peuvent coexister dans les matériaux argileux.

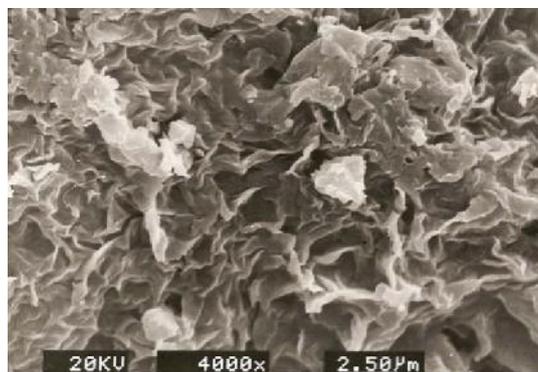


Figure.1.5. Photographies au microscope électronique à balayage d'une argile type smectite (Yilmaz et Civelekoglu, 2009)

I.2.3 Conditions de formation et stabilité des argiles

Les argiles résultent de l'interaction d'une solution avec une roche préexistante, les processus de dissolution et de la recristallisation conduisent à la formation ou à la transformation des minéraux argileux, la proportion d'eau par rapport au solide détermine le degré, le type de réactions chimiques et finalement le type de minéral formé. Les argiles sont instables en milieu anhydre (Velde, 1995). Lorsque l'eau est abondante, le solide devient instable et la dissolution constitue la première étape d'interaction eau/roche. Lorsque la proportion eau/roche avoisine 1, la dissolution est incongruente c'est-à-dire que certains éléments sont dissous, d'autre restent en phase solide. Les minéraux argileux constituent généralement la phase solide car ils sont généralement hydratés, caractérisés par une structure physique particulière différente du minéral préexistant. La figure 1.6 illustre la relation entre la proportion relative eau-roche, et mise en parallèle avec les différents processus de formation des argiles (altération, dépôt ou sédimentation, enfouissement, diagenèse, altération hydrothermale).

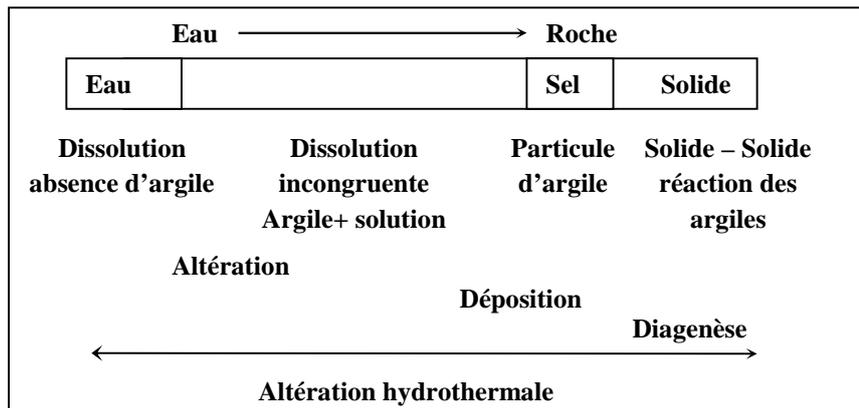


Figure 1.6 Relation entre la proportion relative eau-roche

En ce qui concerne leurs conditions de formation, les argiles ne se présentent qu'à proximité de la surface terrestre, dans un environnement limité à une certaine gamme de température (Figure 1.7).

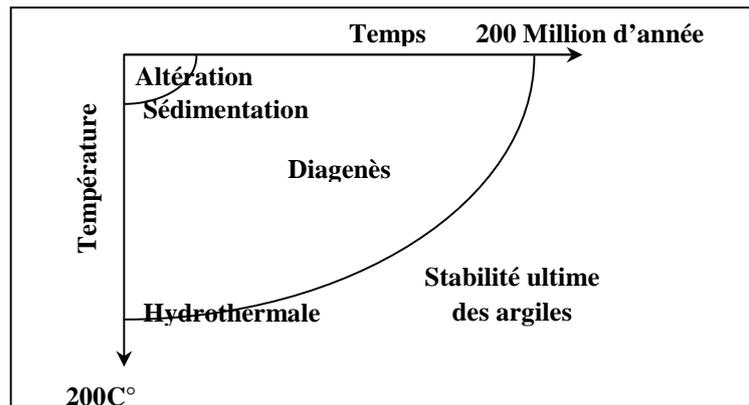


Figure. 1.7 Conditions de formation et de stabilité des minéraux argileux

La stabilité de la majorité des argiles se limite à quelques centaines de mètres supérieurs de la croûte terrestre, dès que la température dépasse 50 à 80 C° les argiles deviennent instable et commencent à se modifier en d'autres minéraux argileux ou autres structures.

I.2.4 Minéraux argileux

Les minéraux argileux sont des silicates d'alumines, qui ont des structures phylliteuses particulières et se distinguent par leur nature chimique. Cette structure est le résultat de superposition des couches tétraédriques de silice et des couches structurales octaédriques d'hydroxydes d'aluminium ou de magnésium. Dans une couche tétraédrique (SiO_2), l'ion silicium Si^{4+} est placé au centre d'un tétraèdre entouré de quatre atomes d'oxygène (Figure 1.8).

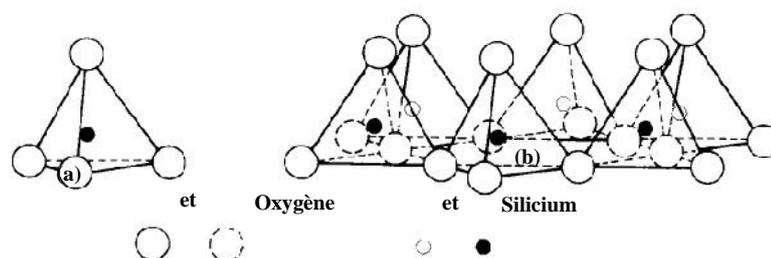


Figure 1.8 Couche tétraédrique de silicate (Kormi, 2003)

Dans la couche octaédrique l'hydroxyde d'aluminium $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ ou de magnésium $\text{Mg}_2(\text{OH})_6$, le cation (Al^{3+} ou Mg^{2+}) est entouré d'un octaèdre d'ions hydroxyde OH (Figure 1.9). Dans le cas où le cation de la couche octaédrique est l'aluminium, deux tiers des sites

octaédrique sont occupés par des ions AL^{3+} et la couche octaédrique dite " gibbsite", alors que dans le cas de S_i^{4+} dite la couche octaédrique " brusite".

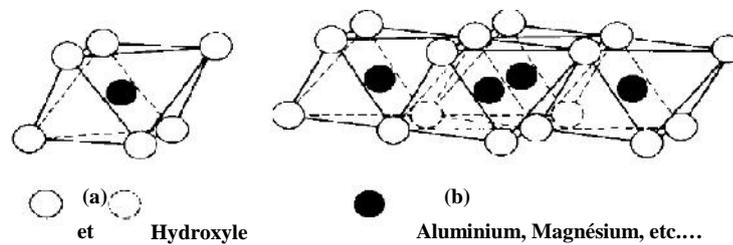


Figure 1.9 Arrangement octaédrique de la couche hydroxyde d'aluminium ou de magnésium (Kormi, 2003)

La jonction entre une couche tétraédrique et une couche octaédrique se fait par la substitution de certains groupements OH par des ions d'oxygènes O^{2-} , ce qui donne à la particule d'argile une charge négative. Certaines argiles dans lesquelles les liaisons interfeuillettes sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillettes voisines. Ces argiles sont dites gonflantes, le potentiel de gonflement d'une argile dépend de la texture et de la structure des minéraux qui la constituent.

I.2.5 Structure moléculaire des argiles

Le feuillet élémentaire idéal se compose d'un empilement de 2 à 3 unités de base. Les liaisons de covalence et ioniques assurent une structure rigide du feuillet élémentaire (Bultel, 2001), et des liaisons moins fortes mais essentielles assurent l'assemblage des feuillettes élémentaires.

Les forces de liaisons entre feuillettes sont :

- Forces d'attraction moléculaire de Van der Waals qui sont des liaisons faibles ;
- Liaisons d'hydrogène qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs ;
- Substitutions isomorphes qui consistent dans le remplacement de certains cations constitutifs des réseaux cristallins par d'autres de moins valence ;

Ce dernier phénomène crée un déficit de charges qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillettes (Boussak, 2015). Selon la structure chimique des argiles, il est possible de les classer en trois groupes :

- Famille de Kaolinite T-O ;
- Famille d'illite T-O-T ;
- Famille de Smectite T-O-T ;

I.2.5.1. Kaolinites (Kaolinite, Bertierine, Dickite, Nacrite, Halloysite) $(Si_4 O_{10}) AL_4 (OH)_8$

Ce sont des argiles dites peu gonflantes, la particule d'argile est formée d'un empilement de plusieurs feuillets, chaque feuillet à une épaisseur approximative de 7 \AA , et elle est composée d'une couche de silice et une couche d'alumine (Figure 1.10).

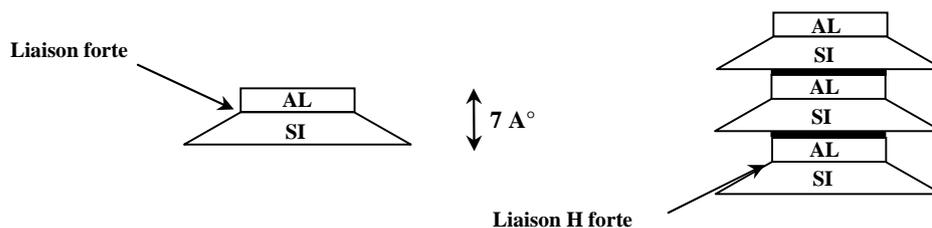


Figure. 1.10 Structure particulière de la kaolinite

Le contact entre feuillets se fait suivant un plan contenant des ions d'hydroxyles OH de l'octaèdre et d'ions d'oxygènes O^{2-} du tétraèdre. Les liaisons interfoliaires résultent de l'effet combiné de liaisons d'hydrogène et de la force Vander Waals confère un lien assez fort. Les feuillets sont soudés les uns aux autres par des forces de liaisons très importantes, rendant la kaolinite stable et insensible au gonflement (Wakim, 2005).

I.2.5.2 Illites $(K_i H_2 O)_2 S_{i8} (AL, Fe, Mg)_{4,6} O_{20} (OH)_4$

Ce sont des argiles dites potentiellement gonflantes. Les liaisons entre les feuillets sont moins fortes que celle des kaolinites. Le feuillet élémentaire de l'illite est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice, l'épaisseur d'un feuillet est environ 10 \AA (Figure 1.11). Des substitutions de AL^{3+} par Mg^{2+} et Fe^{2+} , ainsi que S_i^{2+} par AL^{3+} , sont possible ; le déficit de charge qui en résulte est composé par des cations de Potassium K^+ . La présence de ces cations contribue à renforcer les liaisons interfeuillets.

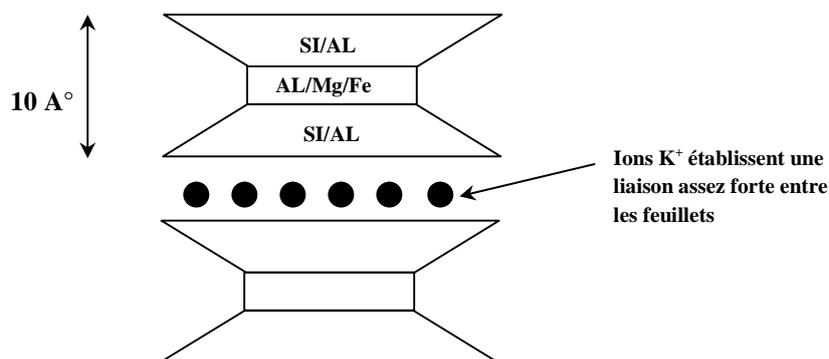


Figure 1.11 Structure particulière de l'illite

I.2.5.3 Smectites (Montmorillonites, Beidellite, Nontronite, Hectonite, Saponite, Saucnite) $(OH)_4 Si_8 (Al_{10,3}, Mg_{2,3}) O_{20}, nH_2O$

Les smectites Sont des argiles potentiellement gonflantes (Wakim, 2005). Le feuillet élémentaire est semblable à la structure d'illite d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice d'épaisseur de 10 \AA (Figure. 1.12). L'ion Al^{3+} est remplacé par un ion de Mg^{2+} dans les couches d'alumine. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des ions Ca^{2+} (montmorillonite calcique) ou par des ions Na^+ (montmorillonite sodique). La valence des ions de sodium étant plus faible que celles des ions de calcium, cette montmorillonite sodique qui aura la plus grande surface spécifique et la plus grande capacité d'échange cationique (*C E C*), d'où la grande faiblesse des liaisons entre feuillets. Ces argiles sont très sensibles à l'eau, et ont un fort potentiel de gonflement. Les liaisons entre feuillets sont moins fortes que celles des kaolinites et des illites, la faiblesse de ces liaisons leur confère de grandes surfaces spécifiques et un grand potentiel de gonflement (Mouroux et al., 1987).

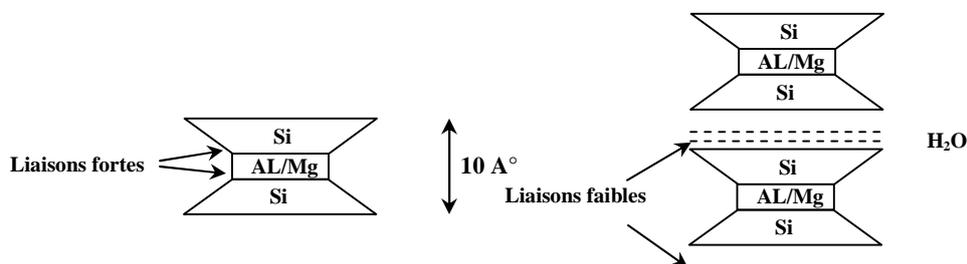


Figure 1.12 Structure particulière de la montmorillonite

I.2.5.4 Chlorites $(\text{OH})_4 (\text{Si,Al})_8 (\text{Mg,Fe})_6 \cdot \text{O}_{20}$

Il est nécessaire de citer les chlorites du fait que leurs propriétés se rapprochent des argiles, leur structure est plus complexe, et se compose de deux feuillets de micas entre lesquels s'insère un feuillet de *brucite*. L'eau peut alors pénétrer entre les feuillets, provoquant ainsi un accroissement de l'interdistance et donc un gonflement. Cependant, les édifices de brucite tendent à coller les feuillets les uns aux autres et donnent ainsi aux chlorites une certaine cohésion, contrairement aux feuillets des minéraux argileux, qui sont libres de glisser les uns par rapport aux autres (Figure. 1.13).

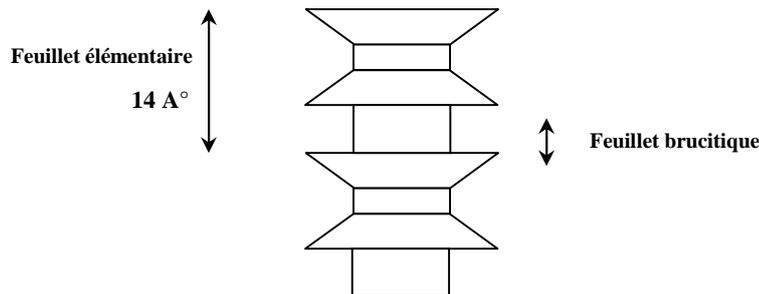


Figure 1.13 Structure particulière du chlorite

I.3 Caractéristiques des minéraux argileux

Les principales caractéristiques des minéraux argileux qui influent sur le gonflement sont :

I. 3.1 Capacité d'échange cationique (CEC)

La capacité d'échange cationique (CEC) mesure la capacité d'une argile à échanger les cations. Elle est exprimée en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles, et varie dans le même sens que la densité de charge spécifique. Pour les argiles ayant une valeur élevée de CEC, elles ont tendance à peu gonfler (Lefevbre et Lajudie, 1987).

I.3.2 Surface spécifique (S)

Les argiles sont composées de surface externe comprise entre les particules et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique donne un potentiel de gonflement plus important. La surface spécifique est donc le rapport de la surface d'un solide à son volume et exprimée comme suit :

$$S = \frac{\text{surface}}{\text{volume}}$$

I.3.3 Densité de charge spécifique (δ)

La densité de la charge spécifique est le rapport de la capacité d'échange cationique *CEC* à la surface spécifique *S* de la particule argileuse

$$\delta(\text{meq}/\text{m}^2) = \frac{\text{CEC}}{S}$$

Deux types de charge existent dans les milieux argileux :

- charge permanente ou structurelle liée aux substitutions ioniques (AL^{3+} pour S_i^{4+} dans la couche tétraédrique ; Mg^{2+} ou Fe^{2+} pour AL^{3+} dans la couche octaédrique) ;
- charge de surface variable selon le PH du milieu liée aux réactions chimiques qui se produisent à la surface des minéraux ;

La densité de charge spécifique renseigne sur le pouvoir de la particule d'argile à repousser les autres, cette répulsion étant la capacité de gonflement des minéraux argileux. Lefebvre et Lajudie (1987), ont effectué des essais de gonflement libre pour de différentes argiles avec de différentes densité de charge spécifique δ , et ont montré une baisse du potentiel de gonflement avec l'augmentation de δ , ce qui indique que l'augmentation de la densité de charge amplifiée le gonflement. Cette augmentation est due à l'attraction des ions, qui provoque une condensation de la double couche, d'où une diminution de son épaisseur.

Les principales caractéristiques de ces argiles se résument dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 Caractéristique des argiles (Bultel, 2001)

Non	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre de la particule (~m)	Épaisseur de la particule (~m)	Surface spécifique en m^2/g	C.E.C en meq/100g
Kaolinite	1 :1	100-200	0.1-4	1-10	10-20	3-15
Illite	2 :1	1-10	0.1-1	0.003-0.1	65-100	10-40
Semectite (montmorillonite)	2 :1	1	0.1	0.001	700-840	80-150
Chlorite	2 :1 :1	1	0.1	0.005	800	10-40

I.3.4 Gonflement interfolier et interarticulaires

L'analyse minéralogique montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillets sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets

voisins comme le cas de smectite, où l'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couche monomoléculaire. Il s'agit alors d'un gonflement interparticulaire et interfoliaire. Ce type de gonflement est réversible et présente une ampleur très importante. La pression de gonflement interfoliaire des bentonites est extrêmement élevée et elle atteint 400MPa pour la première couche, 110 MPa pour la deuxième et 27 MPa pour la troisième couche (Lal, 1999). Le gonflement est dit interparticulaire lorsque l'eau ne peut pénétrer à l'intérieur des feuillets argileux. Ce gonflement contrairement au gonflement interfoliaire, à une ampleur assez limitée mais il affecte toutes les familles des argiles. La pression de gonflement interparticulaire est faible, elle est de l'ordre de 2 MPa pour les bentonites (Lal, 1999).

I.4 Différents types d'eau

Le caractère polaire de la molécule d'eau lui confère la propriété d'être attirée par l'intermédiaire de ses extrémités positives à la surface négative des minéraux argileux. Cette attraction modifie les propriétés hydrodynamiques de l'eau, qui se localise entre les molécules d'eau et la surface argileuse (Wakim, 2005).

Trois types d'eau existent dans la matrice argileuse :

- Eau libre remplissant les macropores entre les particules, elle s'évapore par séchage à l'étuve à une température de 105 C° ;
- Eau liée occupant les espaces interfeuillets par des interactions chimiques et électriques, elles s'évaporent à une température de 200 C°. Sa densité et particulièrement sa viscosité sont plus élevées que celle de l'eau libre. Sa quantité dépend de la surface spécifique. D'après Hueckel (1992), 25 à 50% de l'eau interstitielle des roches argileuses est de type lié et cela été vérifié sur l'argilite de Lorraine où l'eau liée occupe plus de 50% en masse que celle de l'eau interstitielle (Figure.1.14) ;
- Eau cristalline se situant au niveau des feuillets argileux, elle a besoin d'une température de 550 C° pour s'échapper.

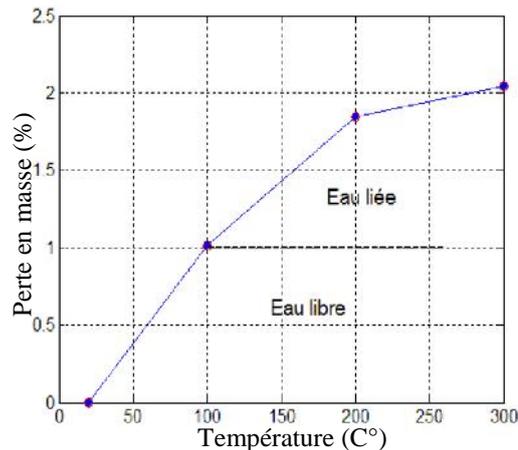


Figure 1.14 Distinction entre l'eau libre et l'eau liée pour l'argilite de Lorraine (Wakim, 2005)

I.5 Principales causes de gonflement

La recherche bibliographique à permis de mettre en évidence quatre principaux phénomènes expliquant les causes de gonflement :

- hydratation par adsorption ;
- hydratation par osmose ;
- hydratation par capillarité ;
- transformation chimique.

I.5.1 Hydratation par adsorption

Les argiles sont principalement caractérisées par un déséquilibre électrique dû à une substitution isomorphe de cations dans la structure octaédrique des feuillets (Wakim, 2005). Il résulte alors la formation de " la double couche diffuse " due à la fixation des cations échangeables qui s'installent à la surface des feuillets du fait des forces électrostatiques qui sont les suivants :

- 1- forces d'attraction généralement causées par les forces de Vander Waals entre les feuillets voisines ;
- 2- forces de répulsion ayant plusieurs composantes (interaction des doubles couches associées aux feuillets, énergie d'hydratation des cations compensateurs).

Ces deux forces décroissent rapidement avec la distance interparticulaire. Pareillement la force de répulsion, elle diminue avec l'augmentation de la concentration en électrolytes. Les variations de concentration des cations et en anions dans la double couche diffuse sont déterminées à partir des travaux de Poisson-Boltzmann, (1963).

Theng (1977), affirme que le gonflement est autant plus élevé que les potentialités de développement des doubles couches sont importantes. En effet, le rayon ionique hydraté varie avec le type du cation échangeable comme le montre le tableau 1.2.

Tableau 1.2 Dimension des cations hydraté et non hydraté (Iltis, 1979)

Cation compensateur	Rayon ionique A°	
	Non hydraté	Hydraté
Li ⁺	0.6	7.3
Na ⁺	0.95	5.6
K ⁺	1.33	3.8
Rb ⁺	1.58	3.6
Cs ⁺	1.67	3.6
Ca ²⁺	0.99	9.6
Mg ²⁺	1.08	10.8

Aboubaker et Mamoune (2004), ont montré l'influence du rayon hydraté de la solution chimique (KCl, NaCl et CaCl₂) sur le gonflement des argiles, leurs essais du gonflement libre témoignent du fait que le cation Ca²⁺ cause le plus grand gonflement, K⁺ le plus faible et Na⁺ est intermédiaire.

I.5.2 Hydratation par osmose

Lorsqu'une solution saline est séparée de l'eau pure par l'intermédiaire d'une membrane semi-perméable, l'eau pure a alors tendance à traverser la membrane pour diminuer la concentration de la solution. Ce phénomène est nommé osmose. La pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'arrivée de l'eau dans une solution saline est appelée "*La pression osmotique*" (Figure. 1.15).

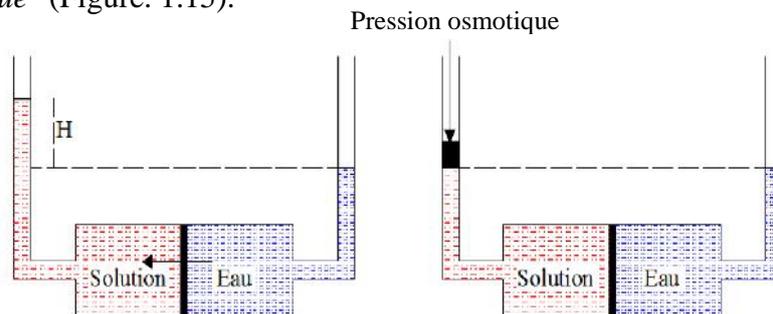


Figure 1.15 Phénomène osmotique idéale (Wakim, 2005)

Si la concentration de l'eau libre est inférieure à la concentration de l'eau entre les couches argileuses, il en résulte alors une migration des molécules d'eau des pores larges vers les particules argileuses entraînant une augmentation de la distance interfeuillet.

Inversement, il en résulte une pression osmotique d'attraction, en entraînant la contraction du matériau argileux. Le phénomène d'hydratation par osmose permet d'expliquer le fait que lorsque la salinité de la solution d'hydratation augmente, le matériau argileux gonfle moins (Wong et Wang, 1997).

I.5.3 Hydratation par capillarité

La capillarité est une caractéristique des matériaux non saturés de faible porosité. Elle se traduit par une extension de la phase liquide lors de la saturation ou par rétrécissement lors de la désaturation. La saturation des matériaux fins après une phase de drainage peut entraîner le piégeage de l'air par l'eau à l'intérieur du réseau poreux. Ce mécanisme engendre la compression de l'air responsable de la dégradation ou de la fragmentation des matériaux argileux (Harper et al., 1979). La capillarité dépend du phénomène d'adsorption, le film d'eau adsorbé diminue l'espace poreux et modifie par la suite la capillarité.

Dans l'hypothèse de pores cylindriques, la pression capillaire P_c est déterminée par la loi de Jurin :

$$P_c = \mu_a - \mu_w = \frac{2\sigma \cos \theta}{r_c} \quad (1.1)$$

μ_a et μ_w sont respectivement les pressions de l'air et l'eau, σ est la tension de surface eau-air et θ l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide (Figure 1.16). Cette relation implique qu'au niveau du ménisque, plus r est petit (rayon du capillaire cylindrique équivalent), plus la pression d'eau est inférieure à la pression d'air.

Couramment, les phénomènes capillaires et osmotiques sont réunis sous le nom de la « succion totale \mathcal{E}_t »,

$$\mathcal{E}_t = \mu_a - \mu_w + \dots \quad (1.2)$$

Où \mathcal{E}_t est la succion totale ou potentielle de la phase liquide, définie comme la somme de deux succions : matricielle, M , et osmotique, O , avec : $M = (\mu_a - \mu_w)$, différence des pressions entre l'air et l'eau à l'interface air- eau (Fredlund, 1991)

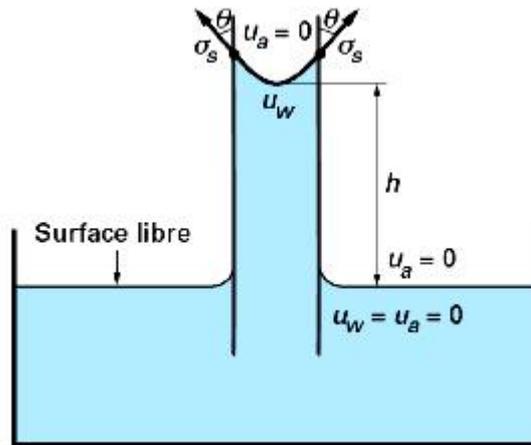


Figure 1.16 Illustration du phénomène de remontée capillaire dans un tube (Arairo, 2013)

La succion totale peut également être définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique. La loi de Kelvin qui suppose que le matériau est inerte vis-à-vis à l'eau (Arairo, 2013). Elle est exprimée par la formule suivante :

$$E_t = \frac{R.T}{V_m} \ln(a_s) \quad (1.3)$$

Avec : T : température absolue ; R : constante des gaz parfaits ; V_m : volume molaire de l'eau et a_s : l'humidité relative

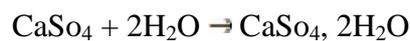
I.5.4 Transformation chimique

Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement :

- Transformation de l'anhydrite en gypse ;
- Oxydation de la pyrite ;
- Dissolution des carbonates dans l'eau.

I.5.4.1 Transformation de l'anhydrite (CaSO_4) en gypse ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$)

La transformation se produit sous certaines conditions de pression, de température et de teneur en eau et s'accompagne d'une variation de volume spécifique (Robert, 1990).



$$\text{Masse (g)} \quad 36 \quad + \quad 136 \quad \rightarrow \quad 172$$

$$\text{Volume (cm}^3\text{)} \quad 46 \quad + \quad 36 \quad \rightarrow \quad 74$$

Wittke (1978), a conclu que dans la nature deux cas sont susceptibles de se présenter :

- Dans un volume fermé contenant de l'anhydrite et l'eau nécessaire à la transformation, le gypse se forme avec la réduction de volume :

$$\Delta_v = \frac{74 - (46 + 36)}{46} \cdot 100 = 18\%$$

Par contre, si l'eau provient de l'extérieur, c'est-à-dire dans un système ouvert on observe un gonflement :

$$\Delta_v = \frac{Vol_gypse - Vol_anhydrite}{Vol_anhydrite} \quad \Delta_v = \frac{74 - 46}{46} \cdot 100 = 61\%$$

Dans la nature, les conditions sont plus proches de celle du système ouvert, c'est pourquoi on assiste généralement à un gonflement.

I.5.4.2 Oxydation de la pyrite (FeS₂)

C'est le processus le plus important de décomposition chimique des roches sédimentaires à granulométrie fine (Taylor, 1988). Cette oxydation conduit à la formation de l'acide sulfurique. L'acide réagit à son tour avec les carbonates de calcium. Cette réaction produit du sulfate et peut former du gypse dont la cristallisation provoque l'écartement du matériau argileux.

I.5.4.3 Dissolution des carbonates dans l'eau

La dissolution des carbonates dans l'eau rend l'argilite de plus en plus sensible à la variation de son état hydrique. A long terme, la dissolution des carbonates rend les matériaux argileux de plus en plus ductiles, une diminution des propriétés mécanique peut être envisagée.

I.6 Gonflement au sens physico-chimique

I.6.1 Modèle de la double couche

La particule d'argile présente généralement une charge nette négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Ce déficit de charge se traduit par la fixation des cations et par l'orientation des molécules polaires (d'eau par exemple) dans l'espace périphérique de la particule et éventuellement entre les feuillets. A l'attraction des cations par la surface des particules d'argile s'oppose la tendance des ions à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans d'eau. Le résultat de cette interaction est un nuage d'ions entourant la particule, appelée « *double couche électrique diffuse* » (Figure.1.17).

On a ainsi, autour de chaque particule, la formation d'une double couche d'origine électrique dite "couche de Gouy-Chapman", composée d'une :

- couche liée au solide ;
- couche diffuse en affinité avec cette particule.

En 1913 la théorie de Gouy-Chapman présentait l'inconvénient que le nombre d'ions est extrêmement élevé à proximité de la surface. Elle a été modifiée par Stern en 1924, pour prendre en compte une quantité finie d'ions aux abords de la particule argileuse. La couche de Stern consiste en une quantité d'ions finie à côté de la surface, tandis que la couche de Gouy est mobile. Cette dernière fait la transition entre la solution perturbée par la particule et la zone la plus éloignée, non perturbée (Figure.1.17).

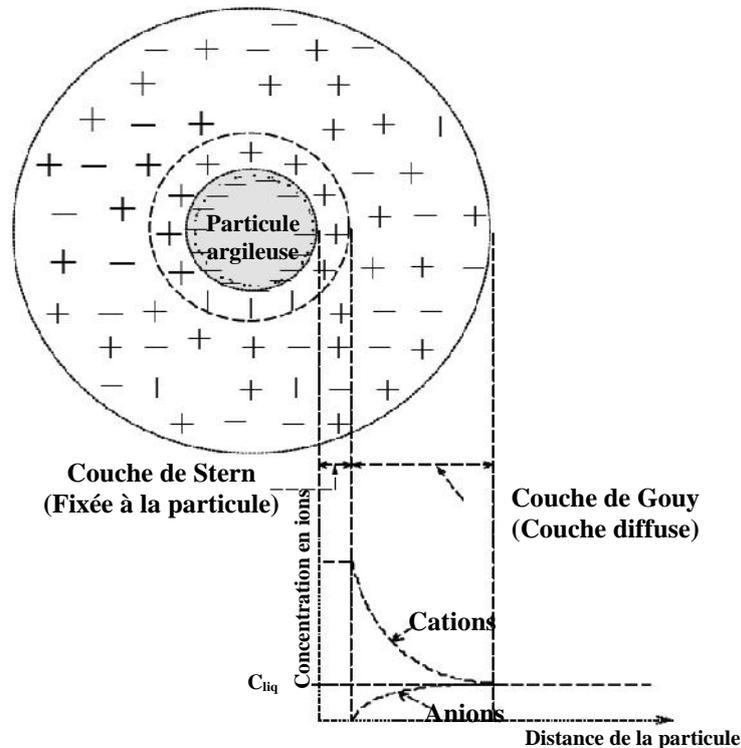


Figure 1.17 Schéma de la double couche d'eau entourant la particule argileuse (Bultel, 2001)

I.6.2 Application du modèle de la double couche

La théorie de la double couche développée par Bolt (1956) et Van Olphen (1963) se base sur l'étude d'interaction de deux plaquettes d'argile parallèle. Dans un sol saturé, l'épaisseur de la double couche associée à une particule est donnée par la relation :

$$\frac{1}{K_{dc}} = \sqrt{\frac{v_{liq} K_B T}{8f C_{liq} e^2 Z^2}} \quad (1.4)$$

où $\frac{1}{K_{dc}}$ est l'épaisseur de la couche en cm ; v_{liq} la constante diélectrique du milieu

liquide ; K_B la constante de Boltzmann ; T la température absolue en Kelvin ; e_c la charge électrique d'un électron, Z la valence des cations et C_{liq} la concentration ionique du milieu liquide (en ions/m³).

Le gonflement représente l'extension des doubles couches et se développe en particulier avec :

- la diminution de la concentration du liquide interstitiel C_{liq} ;
- la diminution de la valence des ions Z ;
- l'augmentation de la constante diélectrique v_{liq} ; et
- l'augmentation de la température.

I.6.3 Équilibre d'une particule argileuse dans un milieu saturé

Considérons deux particules argileuses considérées plates et parallèles. Quand elles sont immergées dans une solution électrolytique, elles sont soumises à des pressions extérieures sous forme de contraintes effectives σ' et aux forces électriques d'autre part (Figure.1.18). Les forces électriques sont composées de pression osmotique de répulsion P_R et de la force surfacique d'attraction P_A de Van der Waals qui décroît rapidement avec la distance $2d$ entre les particules (Bultel, 2001). Pour maintenir les particules à la distance $2d$, il faut que la contrainte nette $P_R - P_A$ équilibre la contrainte de compression σ' , et qu'elle soit répulsive d'où : $\sigma' = P_R - P_A$

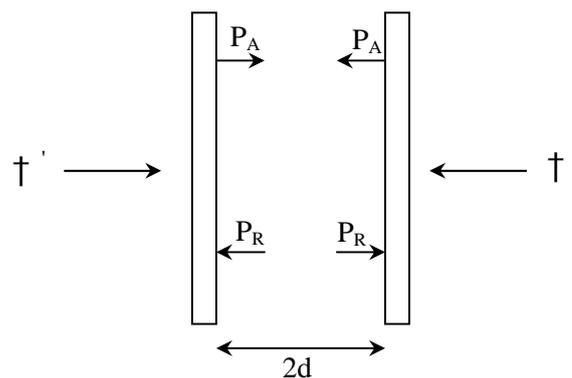


Figure 1.18 Forces agissant sur deux particules argileuses

Sridharan et Jayadeva (1982), ont constaté que, pour les matériaux argileux tels que la kaolinite ou la montmorillonite, la force d'attraction de Van der Waals était négligeable devant la pression osmotique de répulsion. Dans ces conditions, le mécanisme de gonflement s'explique de la façon suivante : Supposant que la contrainte effective vienne à diminuer,

l'équilibre ne peut être assuré que par une diminution de la pression osmotique de répulsion, c'est-à-dire, pour une minéralogie du sol et une composition du liquide interstitiel donnée, par un écartement des deux particules ; ceci tend par ailleurs à faire diminuer légèrement la force de Van der Waals. Ainsi, une diminution de la contrainte effective se traduit au niveau macroscopique par le gonflement des argiles.

En résumé, dans le gonflement des argiles saturées, la pression osmotique joue un rôle prépondérant. La théorie de la double couche fournit une interprétation intéressante des phénomènes physico-chimiques sur le plan qualitatif mais il faut rester prudent car cette hypothèse ne caractérise pas toujours la texture d'un terrain naturel qui peut être très variée. De plus, lorsque les argiles ne sont plus saturées, par suite d'une dessiccation par exemple, d'autres forces deviennent prépondérantes dans l'hydratation des argiles, notamment les forces d'attraction dues aux charges électriques, les forces de Van der Waals de tension capillaire et les forces dérivant de l'énergie d'hydratation des cations échangeables. L'ensemble de ces forces constitue la force de succion qui agit directement sur les molécules d'eau polaire par nature. La succion varie en sens inverse du degré de saturation S_r . Cette succion est faible pour les sols saturés et très forts pour les sols secs.

I.7 Gonflement au sens mécanique

Le phénomène de gonflement ou de tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau, et il est donc important de rappeler les bases de la mécanique des sols appliquée à l'état de contraintes dans un sol.

I.7.1 Contraintes dans un sol

Un sol est un système constitué de trois phases : solides (les particules solides) ; liquide (eau interstitielle) et une phase gazeuse (bulle d'air). Le sol est saturé si la phase gazeuse disparaît, c'est-à-dire si tous les vides interparticulaires sont occupés par l'eau interstitielle. Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale (géostatique ou surcharge extérieure), cette dernière se décompose en :

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad (1.5)$$

Avec μ la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores, et σ' la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide. Si le sol est sec, la pression interstitielle μ est nulle et on aura $\sigma = \sigma'$.

Si un élément de sol considéré est situé sous la nappe phréatique à une profondeur Z , la pression interstitielle est égale à la pression exercée par la colonne d'eau sus-jacente, soit :

$$u = \chi_w \cdot Z \quad (1.6)$$

Par contre, si elle se situe au-dessus de la nappe phréatique, il peut être saturé ou non, selon les caractéristiques du matériau qui le compose et la distance qui le sépare du toit de la nappe. L'attraction entre les molécules adjacentes à la surface d'un fluide (tension de surface) lui permet de s'élever dans un capillaire au-dessus de la ligne de pression atmosphérique, la hauteur du fluide dans un capillaire est donnée par la loi de Jurin (Arairo, 2013) :

$$H_{cap} = \frac{2\gamma_{cap} \cos \theta_{cap}}{\chi_{Fl} \cdot r_{cap}} \quad (1.7)$$

où ces paramètres sont précédemment définis. Ce phénomène permet à un sol de tenir l'eau au-dessus du toit de la nappe par l'intermédiaire de son réseau poreux.

Barden et al (1969), ont ainsi identifié au-dessus de la nappe une zone considérée comme saturée où le degré de saturation est proche de l'unité. La faible fraction d'air continue dans le sol est occluse entre les particules et ne perturbe pas l'écoulement d'eau. Dans ce domaine, les contraintes appliquées sur le squelette solide peuvent être définies par le principe de Terzaghi, la pression interstitielle u étant inférieure à la pression atmosphérique, on la définit comme négative et elle est égale à $-\chi_w \cdot Z$. Elle représente la succion capillaire du terrain.

Si l'élément de terrain n'est pas saturé, la pression interstitielle négative est en fonction de la pression d'eau u_w et la pression d'air u_a dans le sol. Bishop (1960), a proposé une pression interstitielle équivalente μ^* définie par :

$$\mu^* = u_a + X(u_w - u_a) \quad (1.8)$$

Où X est un coefficient qui dépend du degré de saturation du sol, X varie de 0 à 1 et est égal à 1 pour un sol saturé.

1.7.2 Gonflement dû à une modification de l'état de contrainte

Considérons un élément de sol saturé à l'équilibre, si une contrainte extérieure \uparrow_e est appliquée à cet élément de sol et que l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la

contrainte \uparrow_e est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial $t = 0$ on a

$$\left\{ \begin{array}{l} \sim = \uparrow_e \\ \uparrow' = 0 \end{array} \right\}$$

Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contrainte.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sim = 0 \\ \uparrow' = \uparrow_e \end{array} \right\}$$

Si la contrainte \uparrow_e est supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse et on a immédiatement

$$\left\{ \begin{array}{l} \sim = -\uparrow_e \\ \uparrow' = \uparrow_e \end{array} \right\}$$

La pression interstitielle devient négative (dans le domaine des succions) et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation d'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'absorption d'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau au squelette solide jusqu'à l'état final. Il est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle. Jusqu'à son annulation, le gonflement exprime quant à lui la diminution de succion $-\mu$.

I.8 Évolution de la structure des argiles en fonction des différentes sollicitations

La structure d'un sol est en état d'équilibre dans des conditions données, la modification des conditions hydriques et/ou mécaniques va provoquer une modification de cette structure. L'objectif de cette partie est de montrer comment la structure d'un sol argileux change en fonction de différents types de sollicitations.

a. Influence d'une sollicitation hydrique : humidification

Saiyouri (1996) montre que dans le cas de deux échantillons de montmorillonites une sodique et l'autre calcique, lors de l'humidification le gonflement libre s'exécute en deux phases : un gonflement intracristallin (ou intraparticulaire) et un gonflement intercristallin (ou interparticulaire). Le gonflement intracristallin correspond aux valeurs de succions supérieures à 6.92 MPa, composé d'un processus d'insertion de molécules d'eau couche par

couche dans l'espace interfoliaire générant un gonflement de la particule elle-même. Ce processus génère progressivement une microdivision des particules, faisant passer le nombre de feuillets au sein d'une particule à une centaine de feuillets, pour des fortes valeurs de succion ($s = 107$ MPa). Ce qui conduit à la création de sous particules qui agissent indépendamment les unes par rapport aux autres (Figure. 1.19). Ce processus est suivi, pour des succions inférieures à 6.92 MPa, d'un gonflement intercrystallin, produisant un éloignement progressif de ces sous-particules formées. Du point de vue de la structure interne des éprouvettes, le gonflement se traduit par une réduction de la macroporosité (Cui et al., 2002).

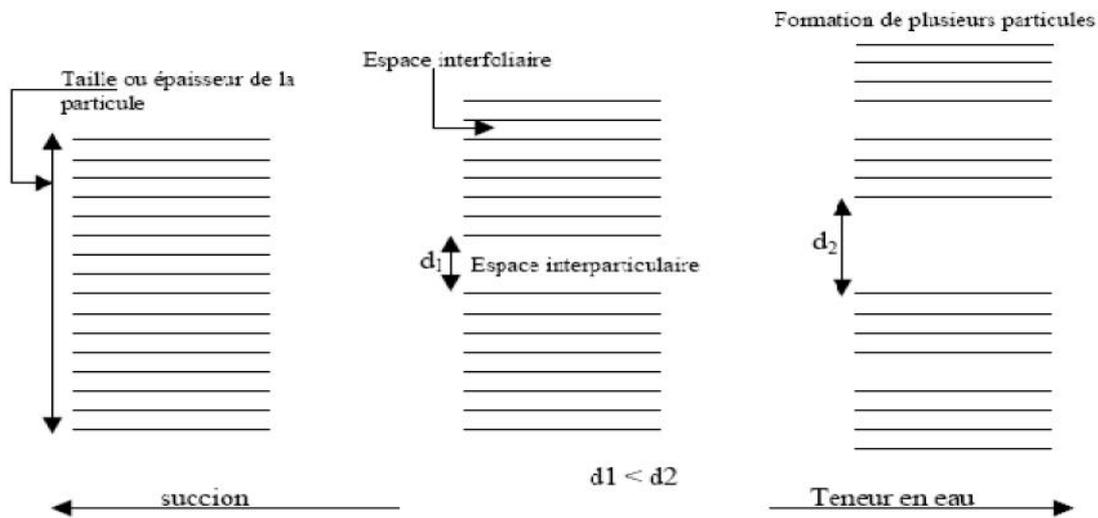


Figure 1.19 Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996)

b. Influence d'une sollicitation hydrique : dessiccation

Au cours de la dessiccation, les particules argileuses ont tendance à suivre en sens inverse le processus d'humidification qui est réversible. En revanche, la dessiccation tend à augmenter le nombre de feuillets par empilement élémentaire. Ainsi, d'après Tessier (1991), trois étapes successives peuvent être considérées au cours de la dessiccation d'une montmorillonite calcique. Tout d'abord entre 0 et environ 1 MPa, où l'augmentation de succion provoque le départ d'eau située entre les empilements élémentaires, ce qui a pour effet une diminution de la distance interfoliaire. Ce phénomène se poursuit entre 1 et 5 MPa environ, mais associé à une formation d'empilements élémentaires de plus grande taille comprenant un nombre de feuillets croissant. Au-delà de 5 MPa, l'état d'hydratation de l'espace interfoliaire change, l'eau interfoliaire tend à s'éliminer. Le nombre de feuillets par empilement élémentaire continue de croître. Le départ d'eau progressif provoque ainsi une

réduction de volume de la particule argileuse par diminution de la distance interfoliaire. Cette réduction du volume des particules argileuses produit une contraction macroscopique du matériau : c'est le phénomène de retrait. Cette contraction du matériau s'interrompt à partir d'un certain seuil de succion car l'air occupe tous les espaces des macropores et l'état de volume constant sera atteint, la teneur en eau correspondante étant la limite de retrait. Il y a de plus au cours de la dessiccation un développement de la macroporosité due à la contraction des agrégats.

c. Influence d'une sollicitation mécanique

Les travaux de Delage et al. (1984), sur une argile du Québec ont montré que la réduction d'indice des vides au cours d'une sollicitation mécanique était due à une réduction de la macroporosité, la microstructure reste pratiquement inchangée. En effet, l'application des contraintes extérieures tend dans un premier temps à rapprocher les agrégats, ensuite à les aplatir, puis à les souder si les sollicitations sont importantes.

d. Influence des caractéristiques physico-chimiques sur le gonflement

Les variations de volume des sols argileux ne sont pas seulement proportionnelles aux variations de leur teneur en eau, elles dépendent également de leur composition et de leur nature minéralogiques, c'est-à-dire de leur composition physico-chimique.

CHAPITRE II :
MÉTHODES D'IDENTIFICATION
ET MODÈLES DE
COMPORTEMENT DES SOLS
GONFLANTS

Chapitre II

Méthodes d'identification et modèles de comportement des sols gonflants

II.1 Introduction

Pour étudier le comportement des chaussées souples qui reposent sur les sols gonflants il est impérativement important de procéder une investigation de ces sols, soit par calcul direct des paramètres physico-mécaniques à partir des essais in situ et au laboratoire, soit par une estimation indirecte à partir des formules empiriques. En s'appuyant sur ces informations, des solutions technicoéconomiques devant être choisies, telles que le traitement des sols par ciment, la chaux ou par d'autres matériaux, et par élaboration de nouvelles méthodes de conception des chaussées. L'investigation de la subsurface définit les limites physiques des matériaux et leur vulnérabilité à changer leur volume dans les conditions ambiantes. L'identification des sols gonflants précise les couches de sol qui possèdent un potentiel de gonflement élevé, l'échantillonnage de ces formations doit être sélectionné par le laboratoire pour bien fournir des données exactes pour le bon dimensionnement du corps de chaussée.

Les déformations verticales sous la chaussée sont généralement toujours prises au sens de mouvement, qui commence presque au début des terrassements, et contenue jusqu'à l'équilibration des conditions hydriques du sol support. Le cycle du gonflement-retrait des sols support se localise généralement au périmètre de la chaussée qui est en relation avec les précipitations et les évapotranspirations. Les expansions locales peuvent être subies par la présence des mares et du mauvais drainage.

Les méthodes de classification des sols gonflants sont souvent des méthodes indirectes car elles recourent rarement à l'analyse minéralogique ou aux essais mécaniques, elle consiste à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression gonflement et quelques paramètres géotechniques comme les limites d'Atterberg, la teneur en eau et la densité sèche, qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Ainsi après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi des formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement de ces sols, c'est-à-dire d'estimer le gonflement et/ou la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variation hydrique ou mécanique et de juger ainsi de prendre en compte le phénomène ou non.

II.2 Classifications des sols gonflants

La quantification du phénomène de gonflement par les paramètres géotechnique est essentielle du point de vue de dimensionnement de la structure des chaussées. Les méthodes de classification des sols gonflants sont souvent des méthodes indirectes car elles recouvrent rarement l'analyse minéralogique ou les essais mécaniques. Elles consistent plutôt à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques, comme les limites d'Atterberg, la teneur en eau et la densité sèche, et rassemblent les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Ainsi après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi des formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement de ce sol, c'est-à-dire d'estimer le gonflement ou la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variation des conditions hydriques et par conséquent si le phénomène est à prendre en compte ou pas.

II.3.1 Définition des paramètres de gonflement

En toute rigueur, les paramètres mécaniques à déterminer pour caractériser les terrains gonflants ne sont pas les mêmes. Selon l'objectif choisi il faut soit empêcher le gonflement ; soit s'assurer qu'il se produira de façon progressive ou périodique ; soit construire l'ouvrage après achèvement du processus de gonflement. Devant cette complexité, c'est une approche macroscopique qui est adoptée dans la pratique quotidienne. Le gonflement peut être décelé par trois paramètres : la pression de gonflement, le gonflement libre et l'indice de gonflement. Ces paramètres ne peuvent pas être pris comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant, car ces dernières dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Ces éléments se définissent comme suit :

- La pression de gonflement d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être défini comme l'état de contraintes à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion ;
- Le gonflement libre d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contraintes nulles ou quasi nulles ;
- L'indice de gonflement traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné.

II.4 Méthodes indirectes de classification des sols gonflants

Il existe plusieurs méthodes indirectes d'estimation des paramètres de gonflement, comme le montre une synthèse récente effectuée par et Adem et Vanapalli (2015). Ceci consiste à conduire des corrélations entre le gonflement libre ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques. Ainsi, après la détermination de ces paramètres, l'emploi des formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement du terrain, c'est-à-dire d'estimer si ce potentiel est faible, moyen ou élevé, et si le phénomène est à prendre en compte ou non. Compte tenu de la structure minéralogique des différents types d'argile, la caractérisation de la surface spécifique d'argile représente aussi un élément essentiel pour différencier le potentiel de gonflement d'un matériau. Quelques approches empiriques sont détaillées ci-après.

II.4.1 Classification à base des limites d'Atterberg

Sur le plan microscopique, le gonflement est synthétisé par un mécanisme d'interactions physico-chimiques entre l'eau et le minéral argileux, qui est celui de la fixation des molécules d'eau pour l'hydratation des cations échangeables, et la compensation du déficit de charges électroniques du minéral. Sur le plan macroscopique, cette interaction eau-solide est régie par les limites d'Atterberg. En effet, l'indice de plasticité $I_p = w_L - w_p$, peut s'interpréter comme la quantité relative d'eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état plastique à l'état liquide. Ce passage correspond à la saturation progressive de la capacité d'absorption. Plus le sol possède de minéraux actifs dans l'interaction avec l'eau, plus il sera nécessaire d'ajouter de l'eau au sol pour qu'il devienne liquide. Dans le cas où une grande partie de cette eau sera absorbée par les particules, le matériau passe à un état pâteux, correspondant à la phase plastique.

Quand toute la capacité d'absorption du sol sera complète, alors l'eau en excès reste à l'état libre. Ceci rejoint la définition de l'activité de Skempton $A_c = \frac{I_p}{C_2}$ qui rapporte l'indice de plasticité du matériau à sa teneur en particules argileuses (C_2 : teneur en particules des dimensions intérieures à $2\mu\text{m}$), qui sont les seules qui interagissent avec l'eau. La définition de l'indice de plasticité I_p montre également que c'est un paramètre important dans les propriétés de rétention d'eau du sol et donc de gonflement. C'est la raison pour laquelle des corrélations ont été très tôt recherchées entre les limites d'Atterberg et les propriétés de gonflement des sols (Kormi, 2003).

II.4.2 Classification de Holtz et Gibbs

Holtz et Gibbs (1956) ont utilisé l'indice de plasticité pour classer les sols suivant leur taux de gonflement. Ils ont distingué quatre groupes de sols, comme le montre le tableau 2.1.

Tableau 2.1 Classification selon Holtz et Gibbs (Sridharan, 2000)

Holtz et Gibbs	I_p		Taux de gonflement
	Chen	Is 1498*	
<20	0-15	<12	Faible
12-34	10-35	12-23	Moyen
23-45	22-55	23-32	élevé
>32	>35	>32	Très élevé

* méthode de classification indienne

II.4.3 Classification de Seed, Woodward et Ludgren

Seed et al., (1962), ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement des sols compactés en se référant au pourcentage des particules argileuses et à l'activité du matériau A_c (Figure.2.1).

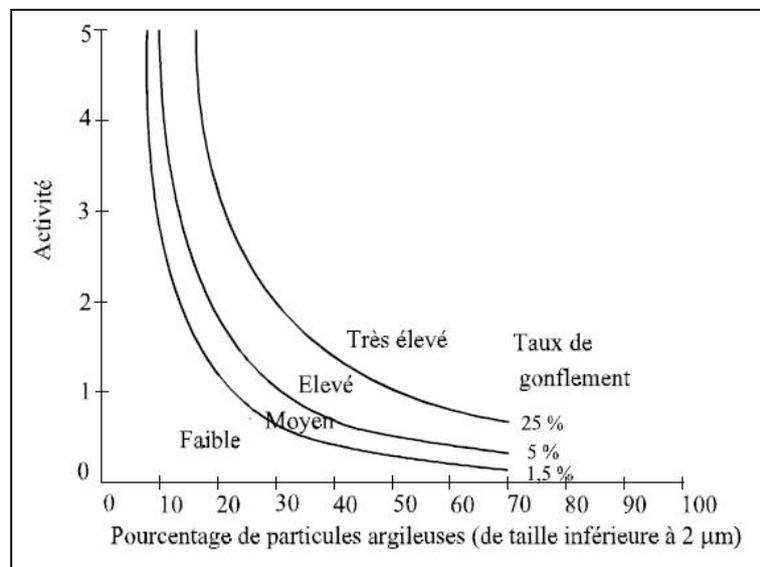


Figure 2.1 Diagramme de classification du taux de gonflement en fonction de l'activité et de la teneur en particules argileuses (Seed et al., 1962)

Pour estimer le taux de gonflement, les auteurs ont réalisé des essais de gonflement sur des échantillons confinés latéralement en présence d'eau sous une surcharge de 7 kPa. Les éprouvettes étant au préalable compactées selon les normes de l'Association américaine des

officiels de l'autoroute et du transport (*AASHTO*) à une teneur en eau optimale et à une densité sèche maximale, ils ont réussi, par l'analyse statistique à corrélérer le taux de gonflement ε_g , avec l'indice de plasticité, I_p , du sol conformément à l'expression suivante :

$$\varepsilon_g = 2.16 \times 10^{-3} (I_p)^{2.44} \quad (2.1)$$

Cette relation s'applique seulement au sol contenant une teneur d'argile de 8% à 65%. La comparaison de cette formule avec les résultats expérimentaux a abouti à une fourchette d'erreur d'environ 33% sur le taux de gonflement. Le tableau 2.2 donne la relation entre le taux de gonflement et l'indice de plasticité.

Tableau 2.2 Relation entre le taux de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962)

I_p	g (%)	Taux de gonflement
0-10	0-1.5	Faible
10-20	1.5-5	Moyen
20-35	5-25	Élevé
>35	> 25	Très élevé

II.4.5 Classification de Vijayvergiya et Ghazzaly

Komornik et David (1969), ont utilisé la ligne A, définie par Casagrande dans le diagramme de plasticité et l'équation $I_p = 0.73 (w_L - 20)$, pour classer les sols, qu'ils soient gonflants ou non (Figure.2.2). Vijayvergiya et Ghazzaly (1973), ont réalisé des essais supplémentaires de gonflement à l'œdomètre pour valider cette méthode de classification. Toutefois, une argile qui se situe au-dessus de la ligne A n'est pas nécessairement gonflante puisque les sols mous peuvent parfois y être arrangés.

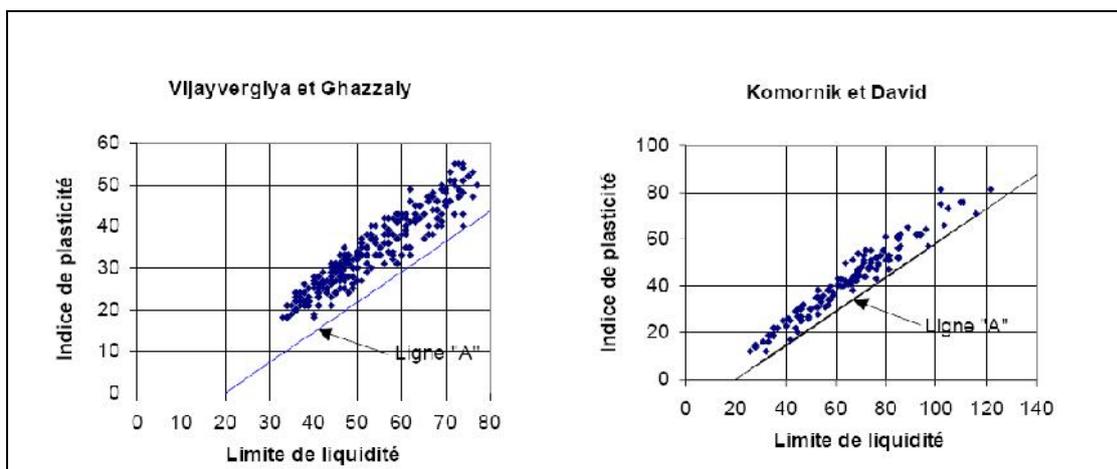


Figure 2.2 Caractérisations des sols gonflants (Merah, 2015)

II.4.6 Classification de Dakshanamurphy et Raman

Dakshanamurphy et Raman (1973), se sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposé par Casagrande (1948) pour fournir une classification du potentiel de gonflement. Le diagramme comprend la ligne A de séparation est divisé en 6 zones le long de l'axe des abscisses comme indique le tableau 2.3.

Tableau 2.3 Classification proposée par Dakshanamurphy et Raman (1973)

limite de liquidité w_L	Classification
0-20	Non gonflant
20-35	Gonflement faible
35-50	Gonflement moyen
50-70	Gonflement élevé
70-90	Gonflement très élevé
>90	Gonflement critique

II.4.7 Classification de Chen

Chen (1975), a proposé d'utiliser la limite de liquidité w_L pour quantifier le potentiel de gonflement des argiles. Cette méthode de classification des sols a été comparée avec la méthode de classification indienne Is 1498 dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4 Classification des taux de gonflement des sols en utilisant w_L (Chen, 1975)

w_L		Taux de gonflement
Chen	Is 1498	
< 30	20-35	Faible
30-40	35-50	Moyen
40-60	50-70	Élevé
>60	70-90	Très élevé

II.4.8 Classification de Williams et Donaldson

Williams et Donaldson (1980), ont développé un abaque à partir des travaux de Vander Merwe (1964) sur des sols sud-africains (Figure 2.3). L'application de cet abaque sur des sols de différents pays (l'Australie, la Jordanie et la Grèce) a permis de montrer son intérêt (Kormi, 2003).

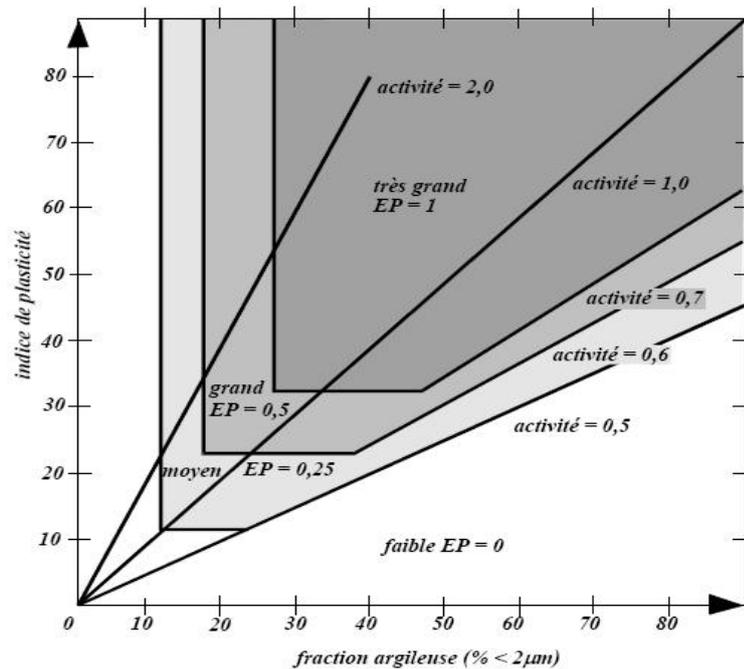


Figure 2.3 Abaqués de Williams et Donaldson avec estimation du potentiel de gonflement (Kormi, 2003)

II.4.9 Classification à base des limites de retrait

Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle qui évolue de manière linéaire, en fonction de la teneur en eau w jusqu'à une teneur en eau w_s définie comme la limite de retrait. En dessous de cette limite w_s le sol perd de l'eau sans grande variation de volume et il se désature. La limite de retrait et l'indice de retrait $I_s = w_L - w_s$ apparaissent donc comme des éléments fondamentaux pour l'étude des variations volumétriques des sols.

II.4.9.1 Classification d'Altemeyer

Altemeyer (1955), a proposé une classification des sols en fonction de la limite de retrait et ses résultats sont résumés dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 Relation entre taux de gonflement illimité de retrait (Altemeyer, 1955)

W_s	Taux de gonflement
< 10	Fort
10-20	Critique
>12	Faible

II.4.9.2 Corrélation et classification de Ranganatham et Satyanarayana

Ranganatham et Satyanarayana (1965), en s'inspirant des travaux réalisés par Seed et al., (1962), ont obtenu une relation qui relie le taux de gonflement ε_g , à l'indice de retrait I_s pour des sols naturels compactés à l'optimum Proctor et sous une charge de 7 kPa,

$$\varepsilon_g = 41.13 \times 10^{-5} (I_s)^{2.67} \quad (2.2)$$

Cette relation leur a permis de classer le taux de gonflement d'un sol en fonction de son indice de retrait (tableau 2.6)

Tableau 2.6 Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965)

I_s	Taux de gonflement
0-20	Faible
20-30	Moyen
30-60	Fort
>60	Très fort

II.4.10 Classification à base de la teneur en eau et la densité sèche

Deux paramètres expliquant l'état initial d'un sol paraissent intéressants à analyser : la teneur en eau w et la densité sèche γ_d . Sans être reliés directement au potentiel de gonflement, ces deux facteurs renseignent directement sur l'état initial du réseau poreux, et influent sur le gonflement comme l'ont illustré les différentes analyses au microscope électronique à balayage.

II.4.11 Relation de Vijayvergiya et Ghazzaly

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973), ont analysé un grand nombre de résultats d'essais et ont établi un abaque qui permet d'estimer le pourcentage de gonflement à partir de la teneur en eau initial (Figure 2.4). En plus, ils ont montré que, pour des sols remaniés, le taux de gonflement ε_g et la pression de gonflement σ_g (en kPa) d'un sol, sont des fonctions semi-logarithmiques linéaires décroissantes à la teneur en eau w , et linéaires croissantes au poids volumique sec γ_d (kg.m^{-3}), pour une limite de liquidité w_L donnée.

- si l'on ne connaît pas le poids volumique sec γ_d :

$$\begin{cases} \log \varepsilon_g = 0.033 W_L - 0.083W + 0.458 \\ \log \sigma_g = 0.033 W_L - 0.083W - 1.967 \end{cases} \quad (2.3)$$

- si l'on ne connaît pas la teneur en eau W :

$$\begin{cases} \log \varepsilon_g = 0.033 W_L + 0.00321 & - 6.692 \\ \log \sigma_g = 0.033 W_L + 0.00321 & - 5.154 \end{cases} \quad (2.4)$$

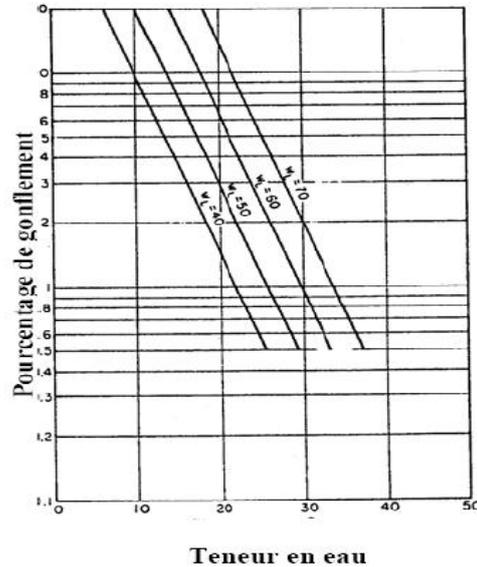


Figure 2.4 Corrélations des pourcentages de gonflement avec w_L et w (Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973)

II.4.12 Corrélation de Komornik et David

Komornik et David (1969), ont réalisé des essais de gonflement sur des argiles et des marnes provenant de la Palestine en respectant le mode opératoire établi par Seed et al., (1962). Les essais ont montré qu'une simple corrélation linéaire était possible à établir entre le gonflement libre et l'indice de plasticité :

$$g = 6.7 + 2.4 I_p \quad \text{pour les marnes}$$

$$g = 0.9 + 2.1 I_p \quad \text{pour les argiles}$$

La fourchette d'erreur obtenue est d'environ 25%. Quelques années plutôt les auteurs avaient proposé une estimation de la pression de gonflement (en kg. cm^{-2}) en tenant compte du poids volumique sec γ_d (en kg.m^{-3}) et la teneur en eau w (%) selon la relation :

$$\log g = 0.0208 W_L + 0.000665 - 0.0269 W - 1.868 \quad (2.5)$$

II.4.13 Relation de Brackley

Brackley (1983), s'est intéressé au gonflement des sols compactés et a élaboré une relation générale entre le taux de gonflement et les caractéristiques géotechniques du sol :

$$g = \left(5.3 - \frac{147e}{I_p} \log c \right) (0.525lp + 4.1 - 0.85w) \quad (2.6)$$

où la pression appliquée en kPa. L'état initial du sol est ainsi pris en compte par l'intermédiaire de e et w , ainsi que la pression de surcharge. La pression de gonflement g , qui est définie comme la pression correspondant à un taux de gonflement nul, est calculée à l'aide la formule suivante :

$$g = \left(5.3 - \frac{147e}{I_p} \log c \right) \quad (2.7)$$

De même, Chen (1975), s'appuyant sur les travaux de Kassif et Baker (1969), a conclu que la pression de gonflement n'est pas affectée par la teneur en eau, à condition que le poids volumique sec soit maintenu constant.

II.4.14 Méthode indienne de classification

La méthode indienne de caractérisation des sols gonflants est basée sur l'indice de gonflement libre I_{Fs} , défini comme suit :

$$I_{Fs} = \left(\frac{V_d - V_k}{V_k} \right) \times 100 \quad (2.8)$$

Où V_d est le volume final d'un échantillon de 10 g de sol sec dont la taille des grains ne dépasse pas 425 μ m, placé dans un pot de 100 ml contenant de l'eau distillée, et V_k est le volume final de 10 g du même échantillon mais placé dans un même pot contenant du kérosène. Le tableau 2.7 donne la comparaison entre la méthode Indienne, celle de Holtz et Gibbs (1956) et celle de Seed et al.,(1962).

Tableau 2.7 Comparaison de la méthode Indienne aux autres méthodes de classification (Sridharan et al, 2000)

Taux de gonflement	Limite de retrait	Indice de retrait	Indice de gonflement libre	Taux de gonflement méthode de Holtz et Gibbs*	Taux de gonflement méthode de Seed et al.**
Faible	>13	<15	<50	<10	0-1.5
Moyen	8-18	15-30	50-100	10-20	1.5-5.0
Élevé	6-12	30-60	100-200	20-30	5-25
Très élevé	<10	>60	>200	>30	>25

* Taux de gonflement obtenu dans un essai oedométrique après la mise en eau sous une surcharge de 7 kPa.

** taux de gonflement sur des échantillons confinés latéralement en présence d'eau sous une surcharge de 7kPa.

Cette méthode donne des indices de gonflement libre négatifs pour la kaolinite, et peut ainsi sous-estimer le taux de gonflement d'un sol gonflant contenant des pourcentages

importants de kaolinite. Pour éviter ce problème, Sridharan et Prakash (2000), se sont intéressés à la validation de cette méthode de classification en testant 32 échantillons de sol dont 16 de kaolinite de limites de liquidité w_L variant de 25 à 100 %, et les 16 autres de montmorillonite dont w_L est comprise entre 47 et 124 %. Ils ont abouti à définir un indice de gonflement libre modifié I_{FSM} comme étant le quotient de $Vd/10$ et avec lequel la classification des sols est donnée dans le tableau 2.8, avec :

$$I_{FSM} = \frac{Vd}{10} \quad (2.9)$$

Tableau 2.8 Classification du taux de gonflement des sols en utilisant l'indice modifié I_{FSM} (Sridharan et al, 2000)

I_{FSM} (cm ³ /g)	Type d'argile	Taux de gonflement
<1.5	Argiles non gonflante	Négligeable
1.5-2.0	Mélange d'argile gonflante et d'argile non gonflante	Faible
1.5-2.0	Argile gonflante	Moyen
2.0-4.0	Argile gonflante	Élevé
>4.0	Argile gonflante	Très élevé

II.4.15 Classification à base de la surface spécifique

Les limites d'Atterberg qui peuvent être déterminées à l'aide d'un matériel léger dans les laboratoires de chantiers, présentent l'essai de référence pour les sols argileux mais ne donnent pas une identification précise de la nature minéralogique des particules argileuses et de leur influence sur le comportement global du sol. La détermination de la surface spécifique des particules d'un sol offre une meilleure caractérisation de l'argilosité, puisque cette surface varie de façon très importante avec la nature des particules.

On notera qu'il existe deux types de surfaces spécifiques :

- surface spécifique externe associée au niveau interparticulaire et vaut 80 m²/g pour une montmorillonite et 70 à 140 m²/g pour une illite ;
- surface spécifique interne, associée au niveau interfoliaire et atteint 800 m²/g pour une montmorillonite alors qu'elle est quasiment nulle pour l'illite.

Afin de calculer la surface spécifique d'un sol argileux, différentes techniques ont été présentées. La plus simple et la plus usitée est la technique de l'essai au bleu de méthylène puisque les molécules de la solution de cette solution adhèrent aussi bien à la surface interne qu'à la surface externe des argiles. En rajoutant du bleu à une masse

déterminée de sol jusqu'à saturation complète, on peut déterminer le potentiel d'absorption qui est directement fonction de la surface spécifique des composantes argileuses et donc de l'activité de l'argile (TranNgoc Lan, 1977)

Il apparait donc une relation directe entre la quantité de bleu de méthylène absorbée et la phase argileuse du sol. Une relation entre la surface spécifique totale S_{st} et la valeur de bleu de la phase argileuse $VBS (0/2\mu m)$ a été mise en évidence par Gaillabaud et Cinot (1982) :

$$S_{st} = 21 VBS (0/2\mu m) \quad (2.10)$$

Les essais réalisés ont donné une surface spécifique totale de $54 \text{ m}^2/\text{g}$ pour la Kaolinite et $795 \text{ m}^2/\text{g}$ pour la montmorillonite. Finalement, on constate que l'essai au bleu de méthylène, en mesurant la surface hydrophile des argiles, représente un très bon indicateur du potentiel de gonflement d'un sol.

II.4.16 Comparaisons entre les différents potentiels d'expansion

Afin de voir si les différentes méthodes citées plus haut permettent d'obtenir des résultats comparatifs entre elles et surtout avec les observations du terrain, Johnson et Snethen (1978), ont testé 20 différents types sols gonflants, avec les méthodes présentées dans le tableau 2.9.

Tableau 2.9 Comparaisons entre les différentes méthodes de classification d'après Johnson et Snethen (1978) et Josa (1988)

Paramètres utilisés	Méthodes	Nombre de cas		
		Qui coïncident	Divergence mais favorable	Totalement défavorable
I_p	Seed et al (1962)	3	13	4
W_L, I_p	Dakshanamurty et Raman (1973)	5	13	2
W_s	Alemeyer (1955)	9	7	4
I_s	Ranganatham et Satyanarayana (1965)	5	13	2
W_{nat}, W_L	Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	9	8	3
W_{nat}, W_L, d_{nat}	Komornik et David (1969)	2	3	15

Les résultats obtenus par Johnson et Snethen (1978), montrent que la fiabilité des méthodes présentées varie beaucoup mais aucune ne donne une concordance générale avec l'ensemble des sites testés. En plus, les résultats montrent que les méthodes de classifications basées sur des valeurs ajustées par les limites d'Atterberg sont celles qui donnent des résultats les moins incohérents. Sridharan et al., (2000) ont voulu comparer les principales méthodes utilisées pour quantifier le potentiel de gonflement des argiles et de voir si elles permettent d'obtenir réciproquement des résultats compatibles. Ils ont appliqué ces méthodes sur 18 différents sols (9 de kaolinite et 9 de montmorillonite). Les résultats montrent qu'avec certaines méthodes (à base des limites de liquidité et de plasticité ainsi que de l'activité) la kaolinite est classée gonflante. Les résultats de classification sont présentés dans les figures 2.5 et 2.6.

La figure 2.5 montre que les essais œdométriques relatifs à l'ensemble des échantillons de kaolinite ont de faible potentiel de gonflement. Cependant, en considérant les critères de classification des sols fondés sur la limite de liquidité, l'indice de plasticité et l'activité, le potentiel de gonflement des échantillons de kaolinite varie de faible à très élevé.

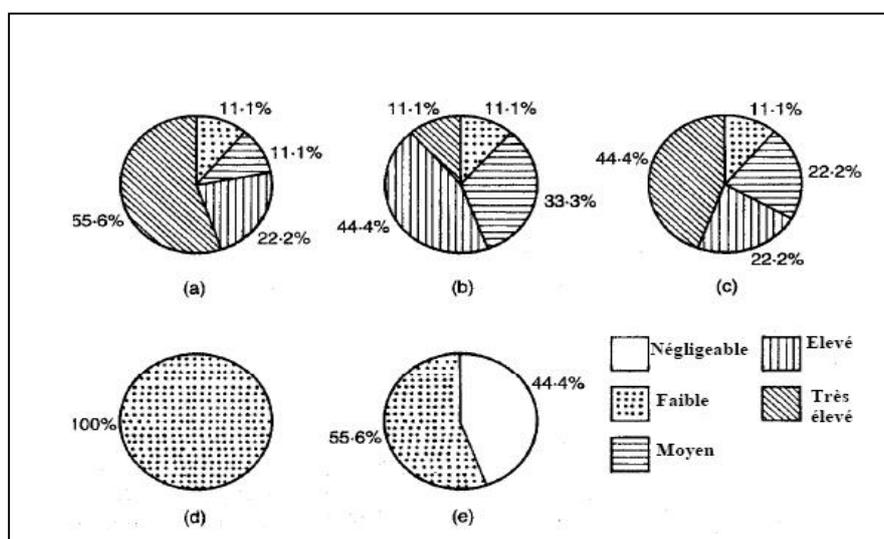


Figure 2.5 Distributions des échantillons de kaolinites conformément au critère de classification suivant : (a) Limite de liquidité ; (b) Indice de plasticité ; (c)Activité ; (d) Essai œdométrique ; (e) I_{FSM} (Sridharan, 2000)

La figure 2.6 présente les résultats de la classification des échantillons de la montmorillonite en utilisant différents critères de classification. Il est montré que la limite de liquidité, l'indice de plasticité et l'activité surestiment le potentiel de gonflement des échantillons en comparaison avec les résultats des essais œdométriques. Ces résultats

confirment la remarque de Chen (1975), qui affirme que les sols potentiellement gonflants présentent des indices de plasticité et des limites de liquidités importants, alors que ces derniers indices ne permettent pas de conclure qu'un tel sol est gonflant ou non.

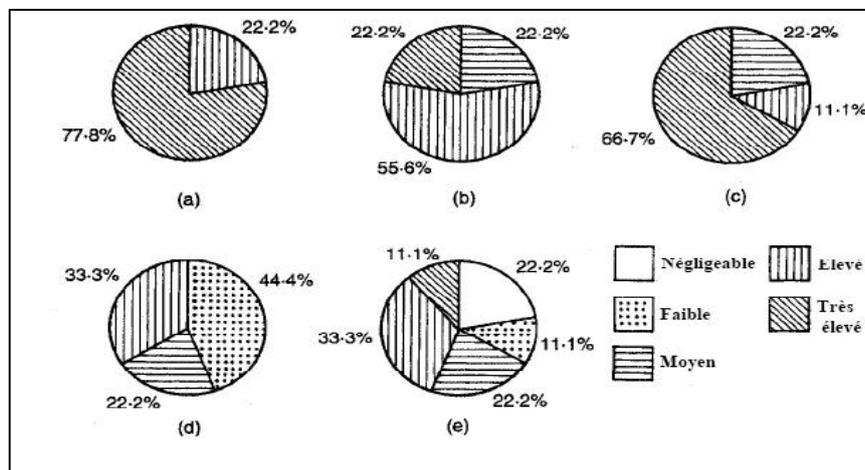


Figure 2.6 Distributions des échantillons de montmorillonite conformément au critère de classification suivant : (a) Limite de liquidité ; (b) Indice de plasticité ; (c)Activité ; (d) Essai œdométrique ;(e) I_{FSM} (Sridharan, 2000)

II.5 Essais de gonflement en laboratoire

Il existe un grand nombre d'essais de gonflement comme le montre une synthèse récente effectuée par Serratrice et Soyez (1996). Les principaux essais sont cités ci-dessous:

II.5.1 Essais œdométriques à pression imposée

II.5.1.1 Essai de gonflement libre (ASTM D45-95)

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon est soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, et laissé en contact avec l'eau. Puis, on procède par paliers de chargement avec stabilisation des déformations pour chaque palier (figures 2.7). La pression de gonflement est définie comme la contrainte qu'il faut appliquer pour que l'échantillon retrouve sa hauteur initiale. (Hardy, 1965, Sridharan, Rao et Sivapullaiah, 1986).

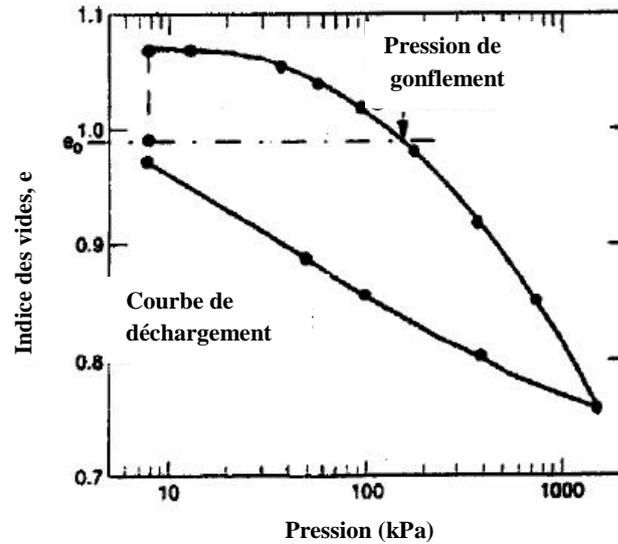


Figure 2.7 Essais de gonflement libre (Medjnoun, 2014)

II.5.1.2 Essai de gonflement à l'œdomètre double

Jenning et Knight (1957), ont utilisé la technique de l'œdomètre double pour étudier le phénomène de gonflement et l'effondrement des sols. Pour réaliser ce type d'essai, on utilise deux échantillons sur lesquels on applique une pression initiale de 1 kPa. Le premier échantillon est placé dans une cellule œdométrique et soumis à un essai de gonflement libre, tandis que la teneur en eau initiale est conservée pour le deuxième échantillon. On trace ensuite deux courbes donnant l'évolution des déformations (gonflement ou effondrement) des deux échantillons en fonction de la contrainte axiale. La différence entre les deux courbes permet d'estimer le potentiel gonflement du sol suite aux modifications des conditions hydriques (Figure 2.8).

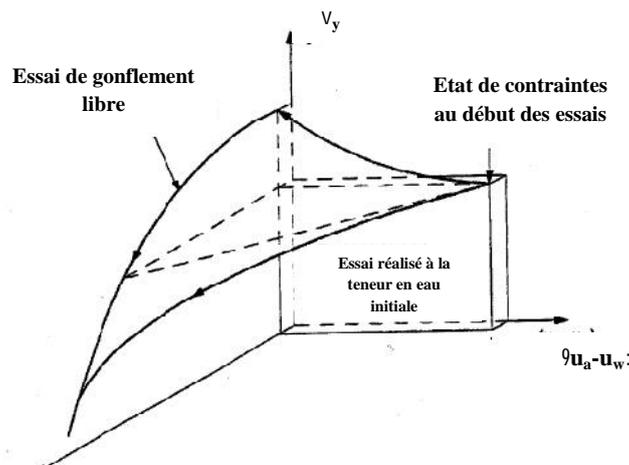


Figure 2.8 Chemins des contraintes pour l'essai de gonflement à l'œdomètre double (Jenning et Knight, 1957)

Plusieurs essais utilisant la technique de l'œdomètre double montrent que les deux courbes précédentes se superposent pour des valeurs de contraintes assez élevées, tandis que d'autres essais sur des échantillons ayant des degrés de saturation importants montrent que les deux courbes ne se rejoignent pas, en contrepartie que pour les faibles valeurs du degré de saturation, les deux courbes se coupent. C'est pour cela que Justo et al., (1984), ont suggéré de modifier l'interprétation de l'essai pour des échantillons presque saturés.

II.5.1.3 Essai de gonflement en parallèle, sous différentes pressions

Cette méthode consiste à préparer plusieurs échantillons, soumis à des chargements initiaux différents. Après l'imbibition on trace l'évolution des déformations (gonflement ou effondrement) à partir du moment de l'imbibition, en fonction de la contrainte axiale (essai œdométrique) ou moyenne (essai triaxial). La pression de gonflement est celle qui correspond à une déformation nulle. Le potentiel de gonflement est directement déterminé par la pente de la droite (Figure 2.9).

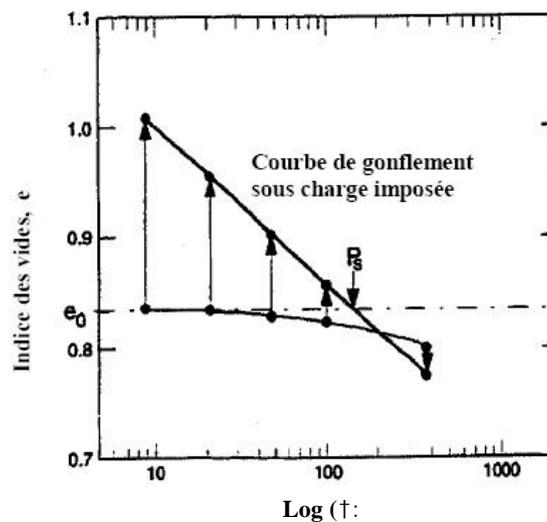


Figure 2.9 Essais de gonflement en parallèle (Shuai, 1996)

Cette méthode présente l'inconvénient d'utiliser plusieurs éprouvettes ce qui risque de créer une hétérogénéité des échantillons. C'est pour cela qu'il est mieux l'utiliser pour des matériaux remaniés. Cependant, le potentiel de gonflement n'est pas affecté par l'interaction entre les paliers de gonflement, comme c'est le cas pour l'essai de gonflement sous plusieurs paliers de chargement imposés. Cet essai permet de s'approcher le plus des conditions in situ (Sridharan et al, 1986). En effet, le gonflement vertical in situ se fait généralement sous charge verticale constante.

II.5.1.4 Méthode directe du Texas

Cette méthode a été décrite dans le manuel des procédures d'essais du département des routes du Texas (Texas Highway Department Manuel of Testing Procedures, Tex 124-E page 6) et est utilisée pour estimer le gonflement des sols non remaniés. Elle consiste à réaliser une série d'essais de gonflement en parallèle sur des échantillons prélevés à différentes profondeurs où chaque essai débute par l'application d'une pression correspondant à la pression in situ ou à la pression existante après la construction de l'ouvrage. Ensuite, l'échantillon est saturé. Une courbe regroupant les résultats des différents essais est ensuite tracée (Figure 2.10).

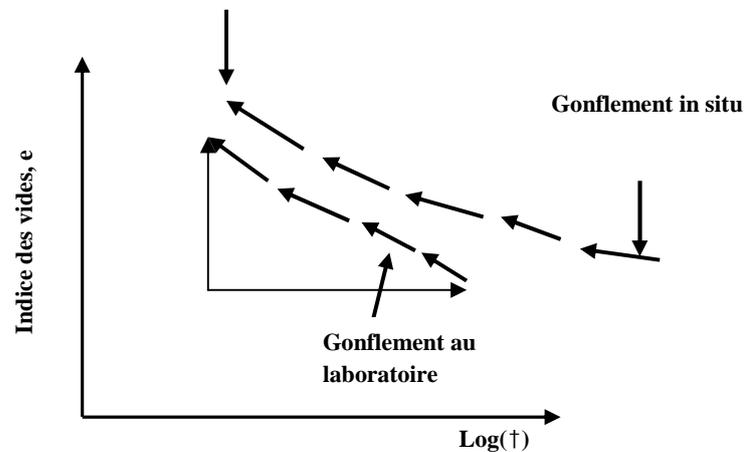


Figure 2.10 Méthode directe du Texas

La méthode a été appliquée par Jennings (1969), pour estimer le gonflement sous un bâtiment qui ne présentait que 50 % du gonflement observé. Fredlund et al., (1980), ont indiqué que la sous-estimation est due essentiellement à la non prise en considération du remaniement des échantillons.

II.5.1.5 Méthode chinoise

La méthode chinoise est décrite dans le code technique chinois pour la construction dans les zones en présence de sols gonflants (The chinese Technical for construction in expansif sol Region GBJ.112-87). Elle permet d'avoir des informations de référence pour analyser les déformations des fondations sur ou au contact des sols gonflants. La procédure consiste à utiliser un seul échantillon auquel une pression prédéterminée est appliquée. L'échantillon est ensuite soumis à l'imbibition. La pression prédéterminée est évaluée en fonction des conditions du site et devrait être légèrement plus grande que la pression de gonflement anticipé. Une fois l'équilibre atteint, on procède au déchargement de l'échantillon

par palier successif, suivant la procédure de l'essai œdométrique. L'intersection de la courbe déchargement avec la droite correspondant à l'indice des vides initial est définie comme étant la pression de gonflement (Figure 2.12).

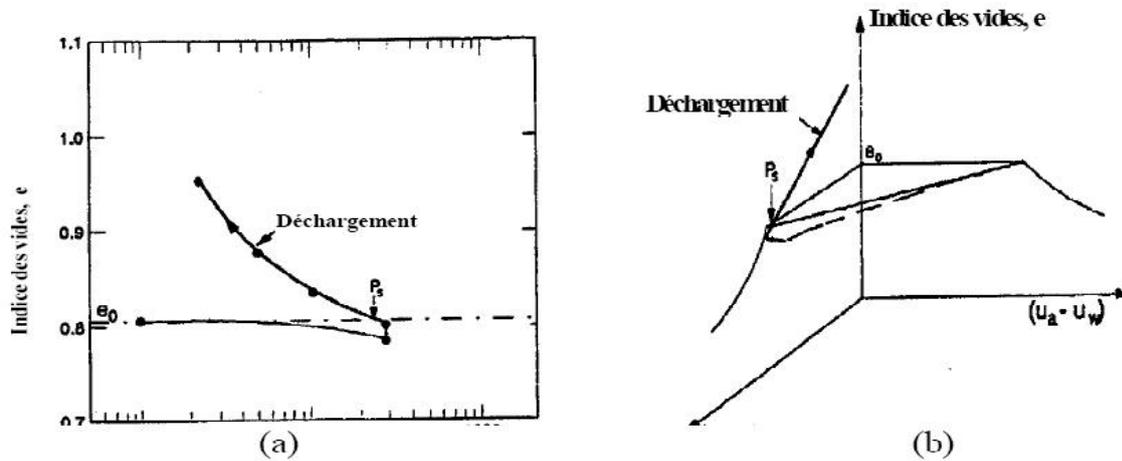


Figure 2.11 Méthode chinoise(a) représentation bidimensionnelle du cheminement (b) présentation tridimensionnelle (Shuai, 1996)

Cette méthode, la plus répandue en Chine, présente l'avantage de n'utiliser qu'un seul échantillon pour déterminer à la fois la pression de gonflement P_s et l'indice de gonflement C_g . Cependant des essais en laboratoire ont montré que la pression de gonflement dépend de la pression appliquée avant l'imbibition. De plus, la pression de gonflement obtenue en utilisant cette technique est inférieure à celle obtenue avec d'autres méthodes. Ceci peut être dû aux déformations plastiques qui se développent au cours de l'essai (Shuai, 1996).

II.5.1.6 Essai de gonflement à chargement par paliers (Huder et Amberg, 1970)

Huder et Amberg (1970), ont proposé une procédure où l'échantillon, placé dans un œdomètre, subit un cycle et demi de charge et décharge pour éliminer l'effet du carottage et de la mise en place dans l'œdomètre (chemin 1-2-3, figure 2.12). Il est ensuite mis en présence d'eau sous une contrainte . Après stabilisation du gonflement, l'échantillon est déchargé par paliers avec stabilisation à chaque palier (courbe 5). La différence entre ces deux courbes représente le potentiel de gonflement. La pression de gonflement peut être déduite par la prolongation et l'intersection des courbes 3 et 5.

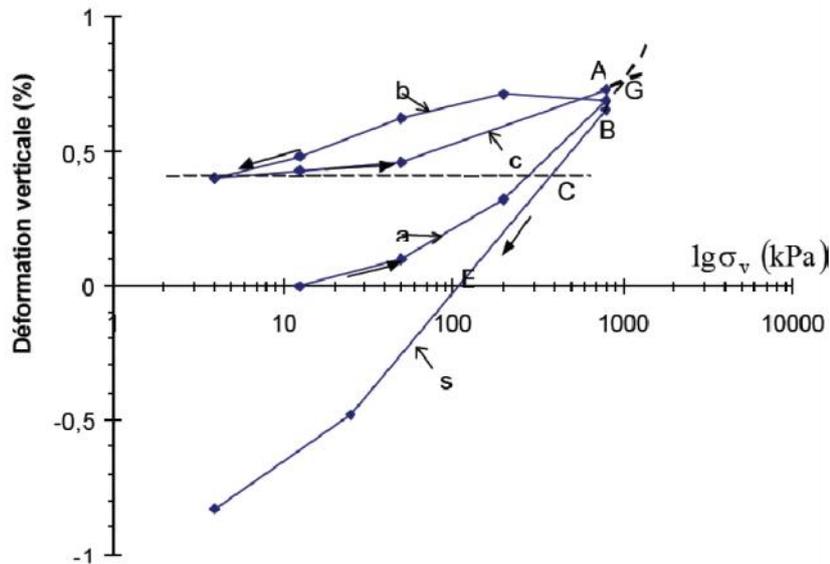


Figure 2.12 Essai de gonflement selon la méthode Huder et Amberg (1970)

Cette méthode a été adoptée par la société internationale de la mécanique des roches en 1989. Néanmoins elle présente des difficultés :

- 1- la cinétique très lente du gonflement ne lui donne pas le temps de se développer totalement sous chaque palier, ce qui reporte sa partie qui aurait dû se développer sous le palier considéré au palier suivant ;
- 2- la détermination de la pression de gonflement par extrapolation peut-être aberrante surtout quand celui-ci est trop important.

II.5.1.7 Essais de gonflement à volume constant ou méthode directe

La méthode de mesure du gonflement à volume constant consiste à exécuter un essai de gonflement tout en plaquant toute déformation de l'échantillon durant la phase l'imbibition. La pression de gonflement est obtenue en mesurant la contrainte axiale développée au cours de l'imbibition

II.5.1.7.1 Essai œdométrique à volume constant (ASTM D4546-94)

L'essai consiste à imbiber un échantillon placé dans une cellule œdométrique, en empêchant toute variation de volume jusqu'à ce que l'échantillon ne présente aucune tendance au gonflement. La pression atteinte est identifiée comme étant la pression de gonflement "non corrigé" (Figure 2.13).

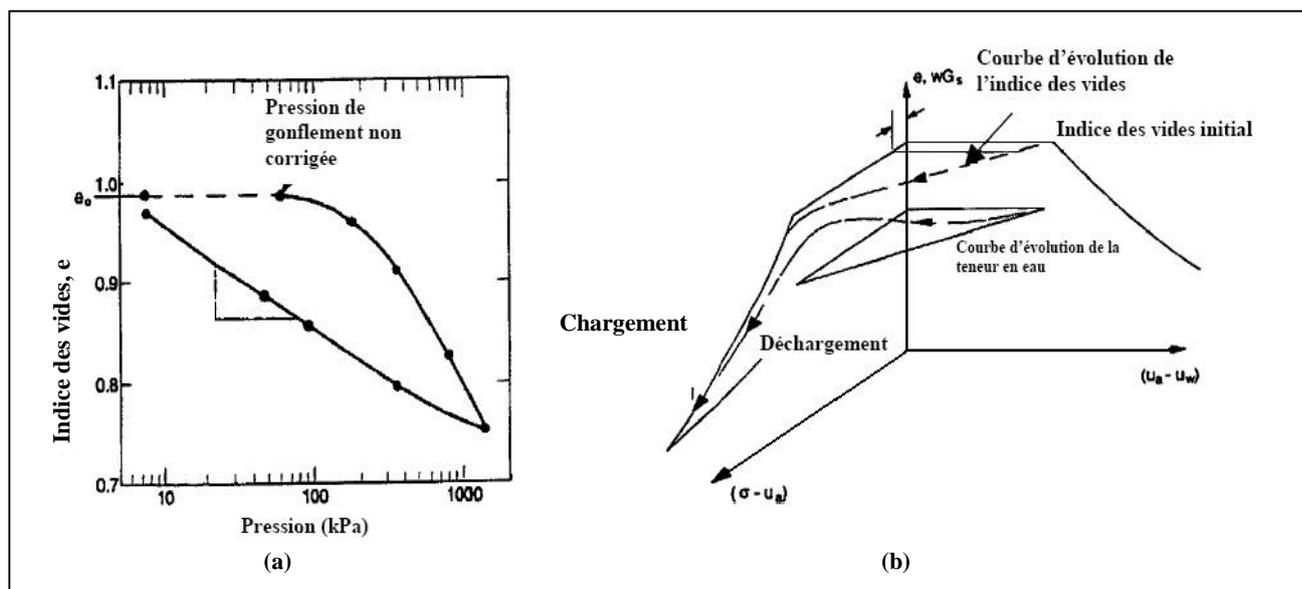


Figure 2.13 Chemin de contraintes d'un essai de gonflement à volume constant à l'œdomètre (Medjnoun, 2014)

La mesure de la pression de gonflement est souvent effectuée en utilisant des anneaux dynamométriques (Palit, 1953, Seed et al., 1962). L'appareil utilisé par Palit (1953), est composé d'une cellule de 76.2 mm de diamètre et 101,6 mm de hauteur, destinée à recevoir l'échantillon de sol. Le gonflement est empêché en utilisant un système composé d'un piston et d'un anneau dynamométrique qui permet de mesurer la pression d'une manière continue. Seed et al., (1962), ont utilisé un appareil similaire où la pression de gonflement est déterminée à l'aide d'un barreau dynamométrique remplaçant les anneaux. Ces techniques présentent l'avantage de mesurer directement la pression verticale appliquée par l'échantillon, cependant les anneaux dynamométriques sont déformables, ce qui permet une certaine déformation après l'imbibition, qui réduisent à leur tour la pression de gonflement mesurée.

II.5.1.7.2 Méthode de Sullivan et McClelland

Suivant la méthode de Sullivan et Mc Clelland (1969), on réalise un essai de gonflement à volume constant sur un échantillon initialement soumis à une pression constante imposée. Après que la pression de gonflement ait été atteinte, ils ont procédé à la décharge de l'échantillon et les déformations de gonflement sont déterminées de manière analogue à celle de la consolidation (Figure 2.14).

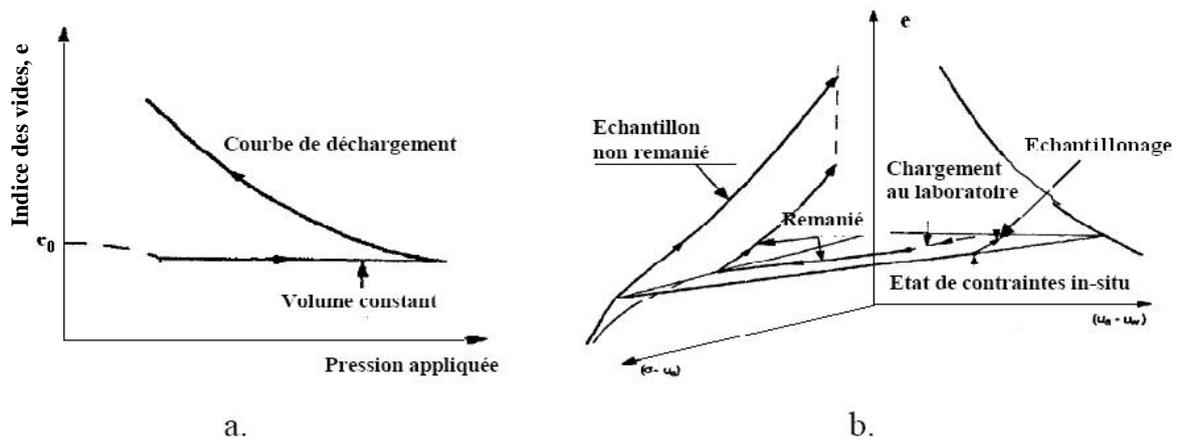


Figure 2.14 Méthode de Sullivan et Mc Clelland. Représentations des chemins suivis en (a) 2D et (b) 3D (Fredlund et al, 1980)

Des essais supplémentaires sont nécessaires pour différentes valeurs de densité et de teneur en eau initiale. On avance que le gonflement déterminé à l'aide de cette méthode est sous-estimé vu que le ramollissement de l'échantillon n'a pas été pris en considération.

II.5.1.8 Essai de gonflement à déformation contrôlée

Porter et Nelson (1980), ont étudié la relation entre la charge et les déformations dans les sols gonflants. Pour cela, ils ont adopté un essai dissemblable des autres types d'essais, en contrôlant les déformations. Ceci consiste à appliquer à l'échantillon une charge initiale dont la valeur est déterminée en considérant l'histoire des contraintes et les charges supplémentaires attribuées à la réalisation et la mise en service de l'ouvrage. Après atteinte de l'équilibre, l'échantillon est imbibé par empêchement de tout développement de gonflement (figures 2.15). La pression permettant d'éliminer toute tendance au gonflement de l'échantillon est dite pression de gonflement. On procède ensuite au déchargement par imposition d'incrément de déformation en mesurant la pression correspondante à la fin de chaque incrément.

Cette procédure est répétée jusqu'à l'atteinte d'une valeur de pression très faible. L'échantillon est soumis ensuite à des incréments de charge suivant un chemin de consolidation classique permettant de le ramener à sa hauteur initiale. Cette technique est recommandée par plusieurs chercheurs (Porter et Nelson, 1980). L'avantage de cette méthode est qu'un seul échantillon est nécessaire pour déterminer à la fois la pression et l'indice de gonflement. Cependant, elle présente des limites dues essentiellement à la non considération du ramollissement dû à l'échantillonnage.

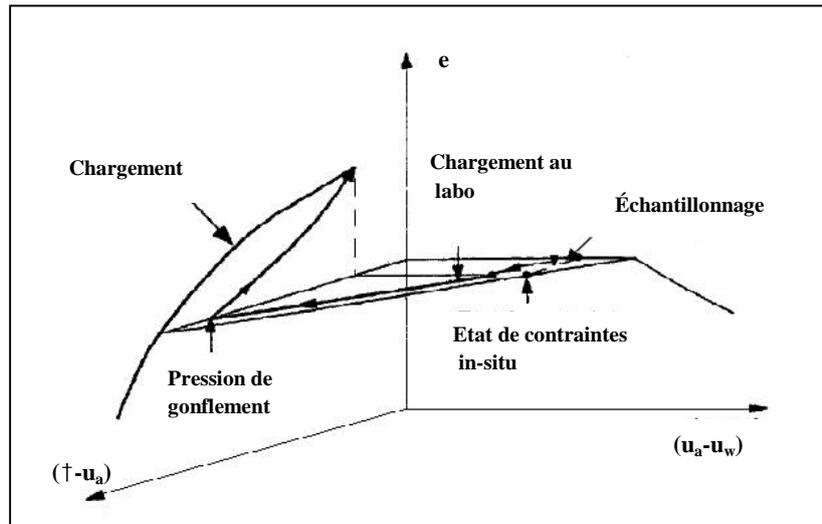


Figure 2.15 Méthode de Porter et Nelson dans un espace e-p-s (Porter et Nelson, 1980)

II.5.1.9 Essai de gonflement à l'œdomètre flexible

La pression de gonflement obtenue en laboratoire est en général supérieure à celle mesurée in situ (Steiner, 1993). Ceci peut s'expliquer par le fait que l'essai à l'œdomètre classique ne correspond pas aux conditions du terrain en place. En effet, suite aux changements des conditions hydriques et/ou mécaniques induisant le développement du gonflement, les déformations ont généralement des composantes horizontales.

Pour tenir compte de ce phénomène, Windal et al., (2001), ont développé une cellule œdométrique flexible. Ce dispositif permet de mesurer la pression latérale de gonflement d'un échantillon cylindrique tout en autorisant une certaine déformation radiale qui est contrôlée par la flexibilité de la cellule. Ceci permet l'étude d'un échantillon cylindrique soumis à l'imbibition, puis au déchargement, tout en autorisant une certaine déformation latérale de l'échantillon. Les schémas de ce dispositif expérimental ainsi que la cellule flexible sont présentés sur la figure 2.16.



Figure 2.16 Photos de la cellule œdométrique flexible conçue par Windal (Windal, 2001)

II.5.1.10 Comparaison des différentes procédures d'essais

A la lumière de ce qui a été exposé auparavant, trois techniques principales peuvent être mises en œuvre pour déterminer la pression de gonflement. De nombreux auteurs ont essayé de comparer les différentes méthodes sur des sols équivalents, afin d'identifier celles qui sont les plus cohérentes avec des valeurs prises sur place. Toutefois, le problème de la normalisation des essais reste posé, de même que celui de la comparaison entre les valeurs des pressions de gonflement mesurées. Sridharan et al (1986), ont mené une étude exhaustive de comparaison des différentes méthodes. L'étude a conclu que (Figure. 2.17) :

- la méthode à volume constant donne des valeurs moyennes ;
- la méthode qui consiste à recharger par paliers l'échantillon surestime la pression de gonflement ;
- la méthode de mesure sous charge variable donne des valeurs faibles.

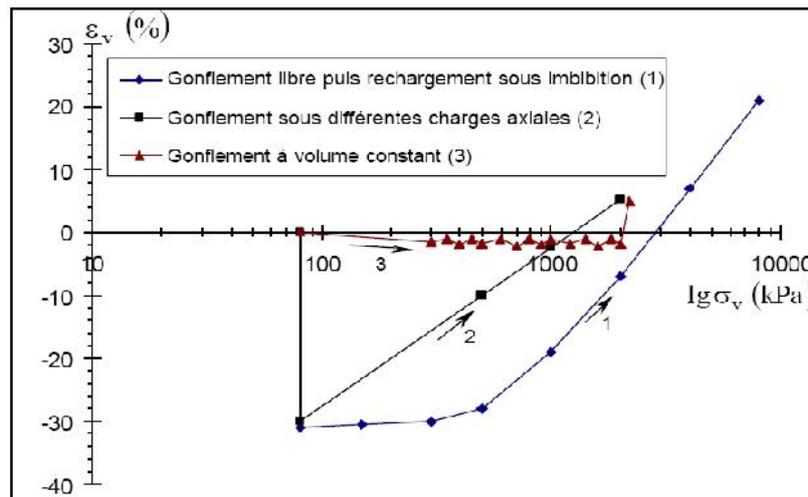


Figure 2.17 Différentes procédures d'essai de gonflement (Merah, 2015)

Les auteurs ont aussi montré qu'à partir de modes opératoires combinés, on peut obtenir d'autres valeurs différentes de pression de gonflement. Par exemple, si on réalise un essai à volume constant avec déchargement par paliers successifs suivis d'un essai de gonflement libre avec rechargement, la pression de gonflement obtenue est inférieure à celle donnée par la méthode du gonflement libre. On se rend compte de l'importance énorme du chemin de contraintes suivi au cours de l'essai. La pression de gonflement p_g n'est donc pas une grandeur intrinsèque du matériau mais dépend fortement du chemin de chargement.

En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant soient les plus proches de celle enregistrées sur le terrain (Erol, 1987). Khaddaj (1992), est arrivé aux mêmes conclusions et recommande l'utilisation systématique de la méthode à volume constant et ce pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation des différents échantillons (essai en parallèle) d'une part et, d'autre part, limiter les problèmes de mesures dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des œdomètres lors des essais de gonflement libre.

II.6 Modèles de comportement des sols gonflants

Les modèles utilisés pour décrire le comportement des sols expansibles consistaient à déterminer l'augmentation de volume à base des méthodes inspirée des tassements (Grob, 1972 ; Einstein et Bischoff, 1976). On distingue trois types de modèles : les modèles unidimensionnels, tridimensionnels et par éléments finis. Les deux premiers modèles s'appuient principalement sur les résultats des différents essais réalisés au laboratoire qui donnent une meilleure compréhension du phénomène de gonflement. Les modèles par éléments finis ont permis d'intégrer les aspects du gonflement sous forme tridimensionnelle (Wittke et Pierau, 1979) ou sous l'effet de l'anisotropie du sol (Froehlich, 1989). Ces méthodes numériques qui intègrent des lois de comportement dans leur base de calcul ne sont pas parfaites, ce qui induit de prendre leurs résultats de simulation avec réserves. Toutefois, grâce à ces méthodes, l'investigation est possible et permet de mieux comprendre le comportement des structures sollicitées par le gonflement avec lesquels elles sont en contact (Merah, 2015).

II.6.1 Modèles unidimensionnels

Les modèles unidimensionnels sont les applications directes des lois gonflement obtenues par les essais œdométriques, où les relations entre contraintes et déformations sont formulées. Ces lois adoptent comme hypothèse que les sols ont un comportement linéaire élastique et augmentent de volume lorsque les contraintes diminuent. L'expérience montre que la courbe donnant la déformation due au gonflement axial v_s en fonction du logarithme de la contrainte axiale σ_z est une droite (Figure 2.18), avec la relation semi-logarithmique suivante :

$$\varepsilon_s = K_s \lg \left(\frac{\sigma_z}{\sigma_g} \right) \quad (2.11)$$

où τ_g est la contrainte au-delà de laquelle il n'y a plus de gonflement (pression de gonflement d'Huder et Amberg), et K_s est le paramètre de gonflement qui décrit la pente de la droite correspondant à l'indice de gonflement. Cette relation n'est valable que pour des contraintes τ_z comprises entre τ_c et τ_g , où τ_c est la contrainte en dessous de laquelle il n'y a plus de gonflement, et généralement prise égale à 5 kPa. On considère que pour des contraintes supérieures à τ_g , il n'y a plus de gonflement. La formulation de la loi peut s'écrire comme suit :

$$\varepsilon_s = \begin{cases} 0 & \sigma_z > \sigma_g \\ K_s \lg\left(\frac{\sigma_z}{\sigma_g}\right) & \sigma_c < \sigma_z < \sigma_g \\ K_s \lg\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_g}\right) & \sigma_z < \sigma_c \end{cases} \quad (2.12)$$

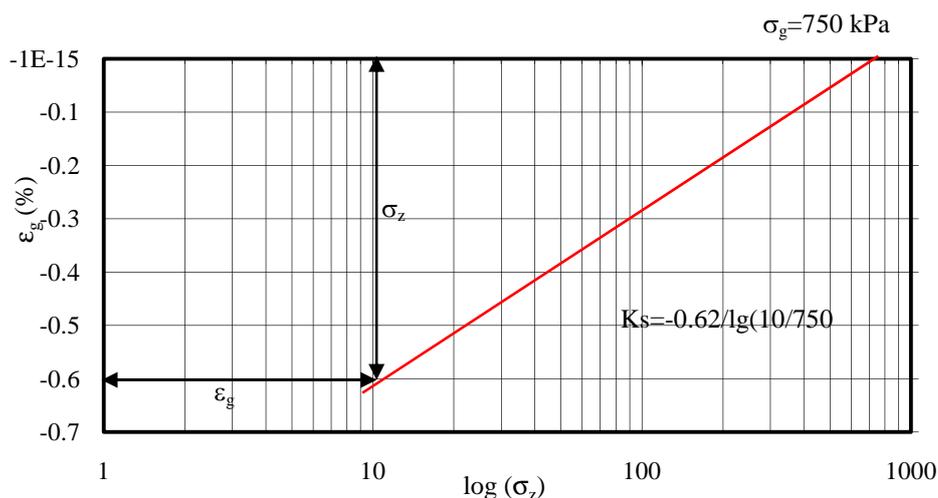


Figure 2.18 Relation entre les déformations de gonflement v_s et la contrainte axiale τ_z pour déformations latérales nulles, d'après Wittke, 1990

II.6.2 Méthodes analytiques

Les méthodes analytiques sont conçues pour représenter le déroulement des essais de gonflement qui permettent d'étudier le comportement des terrains expansibles. Plusieurs modèles ont été développés afin de mieux prendre en compte le gonflement, en particulier les approches comportementales basées sur la caractérisation phénoménologique de type Huder et Amberg.

II.6.2.1 Méthode de Grob (1972)

La méthode de Grob (1972), est une méthode de calcul du gonflement pour les tunnels et a été créée pour décrire le phénomène de gonflement à proximité des tunnels. La méthode de Grob calcule le soulèvement total d'un point situé sous le radier d'un tunnel suivant une procédure inspirée du calcul des tassements (Robert et Fabre, 1987). Elle consiste d'abord à discrétiser le sol en tranches d'épaisseur dz (figure 2.19). Puis, elle procède au calcul de l'augmentation d'épaisseur $U(dz)$ provoquée par le gonflement pour chacune de ces tranches. Le soulèvement total est obtenu en faisant la somme de ces $U(dz)$. L'augmentation d'une tranche d'épaisseur dz du terrain est donnée par l'équation d'Huder- Amberg comme suit :

$$\left(\frac{\Delta dz}{dz}\right) = -C_g l g \left(\frac{\sigma_v(z)}{\sigma_{v0}(z)}\right) \quad (2.13)$$

où C_g désigne l'indice de gonflement.

Le déplacement en surface est la somme des déplacements élastiques causés par le gonflement. Le soulèvement H du point P est obtenu en faisant la somme des Udz sur le terrain situé à la verticale du point P .

$$H = \int_{z_0}^{\infty} C_g L g \frac{\sigma_v(z)}{\sigma_{v0}(z)} dz \quad (2.14)$$

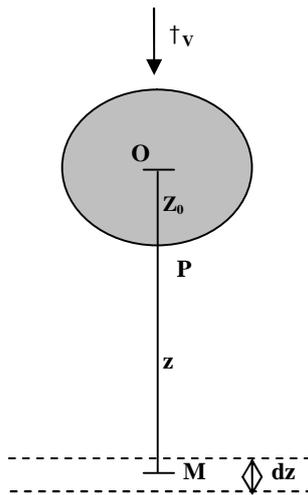


Figure 2.19 Calcul du gonflement par la méthode de Grob

La méthode de Grob présente des inconvénients et souffre de la simplicité de ses hypothèses. En effet, le gonflement n'est supposé se développer que dans une seule direction alors qu'il a un caractère tridimensionnel. En plus cette approche ne prend pas compte du

temps, et c'est donc impossible de simuler les étapes de construction. Une autre réserve très importante portant sur l'hypothèse de Grob estime la pression de gonflement égale à la pression géostatique. Cette hypothèse est valide dans l'application de l'essai de Huder et Amberg, justifiée par le fait qu'avant le creusement il n'y a pas de gonflement. Cependant, l'absence du gonflement in situ pourrait être due à ce que la contrainte verticale est supérieure ou inférieure à σ_g en l'absence d'eau.

II.6.2.2 Méthode d'Einstein-Bischoff-Hofman (1976)

Einstein, Bischoff et Hofman sont les premiers à avoir pris en compte le caractère tridimensionnel du gonflement du point de vue des contraintes, mais les déformations demeurent unidimensionnelles. En comparant des essais de gonflement libre à déformation radiale et empêchée, Einstein et Bischoff (1976) ont montré que la contrainte de confinement influe sur le gonflement. Des essais effectués sur des échantillons cylindriques identiques de marne montrent que la déformation axiale d'un échantillon confiné par une pression latérale est de 2%, et passe à 4.2% lorsque le confinement disparaît. À partir de ces constatations, les auteurs ont conclu que le fait de réduire le gonflement dans une direction a pour effet sa réduction dans les autres directions (Windal, 2001). Didier (1987) a conclu ce principe de manière contradictoire à partir des mesures réalisées par l'œdomètre avec différents confinements. Une fois ce principe est admis, ce n'est plus la contrainte axiale qui contrôle le gonflement mais la contrainte moyenne. Einstein et al., 1976, ont développé une méthode de dimensionnement des tunnels en terrain gonflant qui prend en compte la contrainte moyenne (figure 2.20). Ceci consiste à comparer le gonflement sous le radier avec l'essai œdométrique de Huder & Amberg.

Le comportement du sol étant considéré élastique, le premier invariant de contrainte dans l'œdomètre s'écrit :

$$I_{1G} = \frac{(1+\nu)}{(1-\nu)} \sigma_g \quad (2.15)$$

avec σ_g est la contrainte axiale exercée sur l'échantillon et ν coefficient de Poisson du terrain.

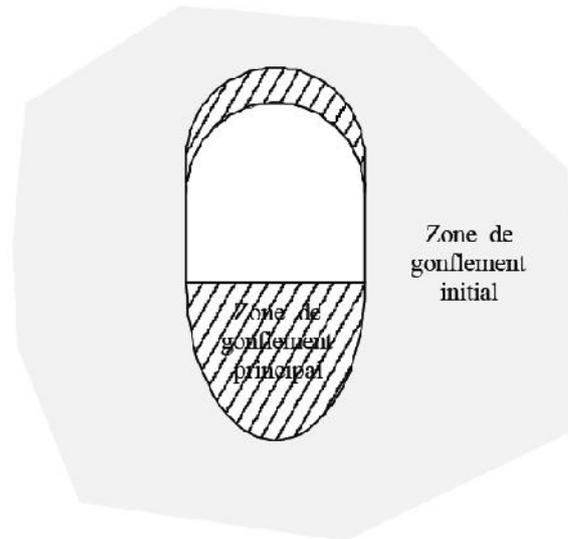


Figure 2.20 Zones de gonflement d'après Einstein et al., 1976

II.6.2.3 Méthode de Gysel (1987)

Gysel (1987) a développé une méthode analytique inspirée de la méthode des lignes caractéristiques qui déterminent les pressions exercées sur le revêtement d'un tunnel circulaire profond en terrain gonflant. En considérant l'état initial des contraintes anisotropes, il suppose que le comportement du sol est élastique et la répartition des pressions à l'interface tunnel-sol après gonflement est elliptique. Le gonflement, considéré comme réversible, est décrit par la loi Einstein et Bischoff (1976) en mode élastique :

$$\varepsilon_{vol} = k_g \left[1 - \frac{1}{lg\sigma_g} lg \left(\frac{(1-\nu)}{(1+\nu)} 3p \right) \right] \quad (2.16)$$

A partir du calcul analytique, le critère de gonflement permet de définir la zone susceptible de gonfler autour du tunnel, avec K_0 coefficient des terres au repos.

- Si $K_0 < 1$, la zone gonflante distinguée par deux bulbes, l'une se localise sous le radier et l'autre au-dessus de la voûte ;
- Si $K_0 > 1$ la zone gonflante est constituée de deux bulbes situés au niveau des piédroits.

Les deux paramètres \dagger_i et r représentent respectivement la pression de contact moyenne à l'interface terrain-revêtement et le coefficient d'ellipticité du chargement. A partir des formules analytiques, les deux graphes de la figure 2.21 correspondent aux courbes caractéristiques à l'équilibre au niveau du piédroit et de la voûte. L'intersection de ces réseaux

de courbes donne la solution du problème, avec $K_1 = \dagger_i(\tau)$ la courbe au niveau du piédroit et la courbe $K_2 = \dagger_i(\tau)$ au niveau de la clé de voûte.

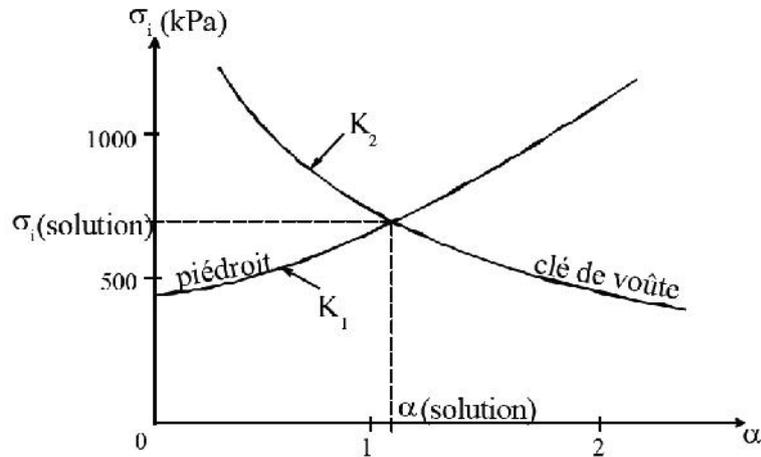


Figure 2.21 Tracée des courbes K1 et K2 (Bultel, 2001)

II.6.3 Modèles tridimensionnels

II.6.3.1 Modèle de Froehlich (1989)

L'observation des désordres générés par le gonflement des argiles qui affectent particulièrement les excavations a mis en évidence le caractère anisotrope du gonflement. Froehlich (1989) a développé un modèle simplifié de comportement linéaire élastique isotrope pour étudier le gonflement autour d'un tunnel. Sur la base des essais orientés confinés ou non, il a enregistré une forte anisotropie de gonflement. Il a constaté que le rapport de la déformation normale à la déformation parallèle aux couches peut atteindre une valeur de 10. A partir de ces résultats, il a développé un modèle simplifié qui prend en compte un gonflement normal à la stratification :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ij} &= \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} + k_i n_i n_j f(\sigma_n) \\ \sigma_n &= \sigma_{ij} n_i n_j \end{aligned} \quad (2.17)$$

avec
$$f(\sigma_n) = \begin{cases} \ln\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_g}\right) & \sigma_n \leq \sigma_g \\ 0 & \sigma_n > \sigma_g \end{cases}$$

n : contrainte normale à la stratification,

g : pression de gonflement,

k_i : indice de gonflement

ε_{ij} est la somme de la déformation élastique et celle due au gonflement. Dans ce modèle, le gonflement parallèle à la stratification est négligé. Les paramètres σ_g et K_i sont déterminés à partir d'essai de gonflement de Huder-Amberg.

II.6.3.2 Modèle de Kiehl (1990)

En effectuant des essais triaxiaux sur des roches argileuses gonflantes, Kiehl (1990) a constaté que le gonflement dans une direction dépend uniquement de la contrainte normale. En se basant sur ces résultats, il a développé un modèle de gonflement tridimensionnel prenant en compte le facteur temps. L'état initial pour cette loi de gonflement est un état de contrainte σ_0 sous lequel le gonflement s'est déjà produit. Le gonflement se produit suite à un déchargement qui modifie l'état de contraintes σ_0 en σ en respectant l'inégalité suivante :

$$\left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{0i}}\right) < 1 \quad i = 1, 2, 3 \quad (2.18)$$

où les σ_i sont les contraintes normales principales. La formulation mathématique de la loi de gonflement s'écrit comme suit :

$$\dot{\varepsilon}_{is} = \frac{1}{\eta_s} [K_s L_i(t) - \varepsilon_i^s(t)] \quad (2.19)$$

avec
$$L_i(t) = \begin{cases} \lg\left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{0i}}\right) \sigma_c < \sigma_i < \sigma_{0i} \\ \lg\left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{0i}}\right) \sigma_i < \sigma_c \end{cases}$$

et
$$\varepsilon_{is}(t) = 0 \quad \sigma_i > \sigma_{0i}$$

ε_{is} représente la déformation de gonflement dans la direction i et σ_c la pression en dessous de laquelle il n'y a plus de gonflement. K_s et η_s sont des paramètres caractéristiques du gonflement. Il suffit d'un essai œdométrique classique de type Huder-Amberg pour les déterminer.

II.6.4 Méthode numérique : méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis *MEF* est utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles. La méthode permet de calculer numériquement le comportement d'objets très complexes, à condition qu'ils soient continus et décrits par une équation aux dérivées partielles linéaire.

II.6.4.1 Modèle de Wittke (1979)

Wittke et Pierau (1979) ont généralisé le calcul du gonflement en tenant compte du caractère tridimensionnel des contraintes et des déformations, et ils ont introduit leur modèle de gonflement dans un code de calcul utilisant la méthode des éléments finis afin de déterminer les déformations et les contraintes suscitées par le gonflement sur des ouvrages souterrains (Bultel,2001). Ils déterminent l'état de contrainte primaire avant le creusement et celui secondaire immédiatement après le creusement et avant gonflement, ce qui permet d'obtenir le premier invariant du tenseur des déformations I_I . Le gonflement est assimilé à un phénomène élastique et isotrope et obtenu par une relation liant la déformation volumique I_I due au gonflement à l'état de contrainte tridimensionnel I_I .

$$I_{1\varepsilon} = K_i \lg \left(\frac{I_{1\sigma}(1-\nu)}{\sigma_g(1+\nu)} \right) \quad (2.20)$$

étant le coefficient de Poisson du matériau. Les paramètres σ_g et K_i sont obtenus à partir de l'essai de Huder et Amberg. Avec σ_g , la pression de gonflement et K_i , la pente de la droite obtenue en traçant la courbe de variation de I_I en fonction de I_I (figure 2.22).

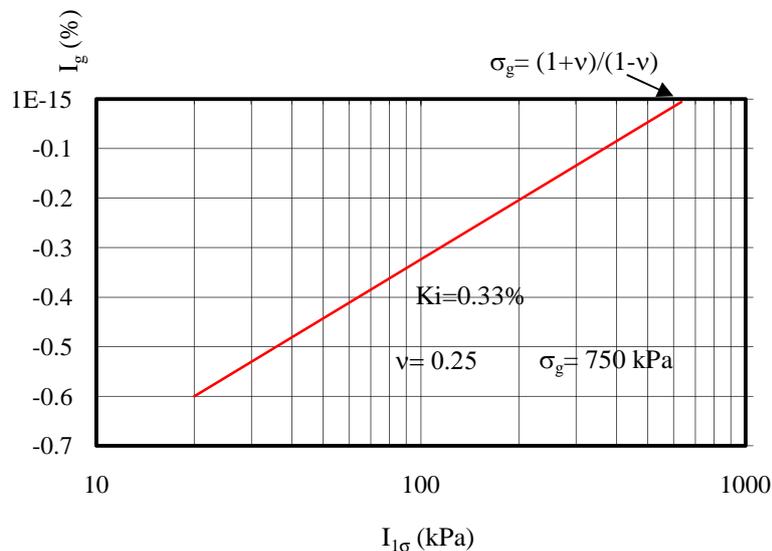


Figure 2.22 Déformation volumique de gonflement I_I en fonction du premier invariant des contraintes I_I d'après Wittke (1990)

Ces déformations sont réparties proportionnellement à la variation des contraintes principales entre les deux états, primaire et secondaire. Cependant les déformations de gonflement ne se développent pas entièrement à cause du confinement du sol. Les déformations et contraintes induites par le gonflement sont obtenues par un calcul itératif.

II.6.4.2 Méthode de Robert et Saïta (1997)

Robert et Saïta (1997) ont étudié le phénomène de gonflement pour les ouvrages souterrains à l'aide d'une méthode numérique dont le principe est de déterminer la pression de gonflement en tenant compte des variations de volumes engendrés par le radier. Le principe de cette méthode consiste à considérer une couche de terrain gonflant d'épaisseur H sous le radier juste à son interface, et à admettre que cette tranche de terrain se comporte exactement comme un échantillon mis à l'œdomètre. La variation d'épaisseur de cette couche H et la pression σ_a s'exerçant sur le radier sont donc liées par la relation de Huder & Amberg :

$$\frac{\Delta H}{H} = k_i \times \lg \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_g} \right) \quad (2.21)$$

avec σ_g , pression de gonflement au sens de Huder et Amberg.

Les auteurs n'ont pas modélisé le comportement de la couche gonflante mais ont appliqué sur son contour une pression Q_i permettant de simuler une augmentation ΔH_i qui a pour effet de créer une contrepression $(\sigma_a)_i$ sur le radier. Pour différentes valeurs de Q_i , plusieurs couples $((\sigma_a)_i, Q_i)$ ont été obtenus, ce qui permet de tracer une courbe sous la fonction suivante :

$$\frac{\Delta H}{H} = f[\lg (\sigma_a)_i] \quad (2.22)$$

Cette méthode a révélé dans le cas du tunnel de Lambsec, France, les résultats des valeurs de pression de gonflement sont contradictoires avec celles mesurées en laboratoire, in situ, et estimées par cette dernière méthode (Windal, 2001).

II.6.4.3 Modèle de Cam-Clay modifié (1965)

Les modèles élastoplastiques de l'université de Cambridge ont été élaborés par le groupe de recherche de mécanique des sols sous la direction du professeur Roscoe puis par ses collaborateurs. Les principaux modèles du comportement des argiles sont les modèles de : Cam-Clay (Roscoe et al., 1963), Cam-Clay modifié (Burland, 1965). Les modèles de Cambridge sont avant tout des modèles élastoplastiques avec écrouissage. A un instant donné, l'état de contrainte du sol est représenté par un point, soit dans l'espace (p, q, v) ou (p, q, e) soit (s, t, v) ou (s, t, e) avec p' et s sont les contraintes effectives moyennes, q et t les contraintes déviatoriques qui se calculent comme suit:

$$p = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (2.23)$$

$$q = \frac{\sqrt{2}}{2} [(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_1)^2]^{\frac{1}{2}} \quad (2.24)$$

$$s = \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_2) \quad (2.25)$$

$$t = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) \quad (2.26)$$

La courbe vierge ou courbe }' s'obtient lors d'un essai drainé de compression isotrope dans le plan ($v_v, \ln p'$). Les courbes de gonflement-rechargement ou courbes |' schématisent les cheminements des points lors d'un cycle de déchargement-rechargement (figure 2.23). Ces courbes sont analogues à celles obtenues à l'œdomètre.

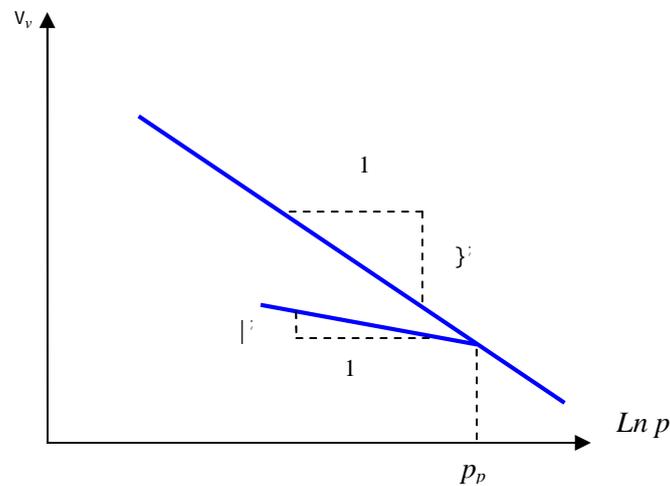


Figure 2.23 Surface d'état limite du modèle de Cam-Clay modifié

Le modèle Cam-Clay modifié est défini comme suit :

- Une surface d'état limite déterminée par quatre courbes : }', |', d'état critique et d'état limite ;
- L'hypothèse que la surface d'état limite (critère de plasticité) est le potentiel plastique ;
- Le sol est considéré isotrope élastique non linéaire à l'intérieur de la surface d'état limite, et conserve son isotropie lors de l'écroutissage ;
- La surface d'état limite est définie par les équations suivantes :

Courbe λ

$$e = e_\lambda - \lambda \ln s = e_\lambda - 0.435 C_c \ln s \quad (2.27)$$

Courbe κ

$$e = e_\kappa - \kappa \ln s = e_\kappa - 0.435 C_s \ln s \quad (2.28)$$

Dans le modèle, une relation logarithmique est supposée entre e et p' dans la compression isotrope vierge, qui peut être formulée comme :

$$e - e^0 = -\lambda \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \text{ (Compression isotrope vierge)} \quad (2.29)$$

Le paramètre λ est l'indice de compression isotrope de Cam-Clay, qui détermine la compressibilité du matériau en charge primaire. Lorsqu'on trace la relation de l'équation 2.19 dans le diagramme $(e - \ln p')$ on obtient une ligne droite. Durant le déchargement et le rechargement, une courbe différente est obtenue, qui est formulée comme suit :

$$e - e^0 = -\kappa \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \text{ (Déchargement et rechargement isotrope)} \quad (2.30)$$

Le paramètre κ est l'indice de gonflement isotrope de Cam-Clay, qui détermine la compressibilité du matériel lors de déchargement et rechargement. En fait, il existe un nombre infini de ces lignes de déchargement et rechargement dans le plan $(p'-e)$, et chacune correspond à une valeur particulière de la contrainte de préconsolidation p_p . La fonction de charge du modèle Cam-Clay modifié est définie comme suit :

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p_p) \quad (2.31)$$

La surface de charge ($f = 0$) représente une ellipse dans le plan $(p'-q)$ comme indiqué sur la figure 2.24. La surface de charge est la limite des états de contrainte élastiques. Les chemins de contraintes dans cette frontière donnent seulement des incréments de contraintes élastiques, alors que les chemins de contraintes qui essaient de traverser la frontière donnent généralement des incréments de contraintes élastiques et plastiques.

Dans le plan $(p'-q)$, le sommet de l'ellipse est coupé par une ligne d'équation :

$$q = Mp' \quad (2.32)$$

Cette ligne, appelée la ligne d'état critique *CSL* (Critical State Line), donne la relation entre p' et q en état de rupture (i.e. état critique)

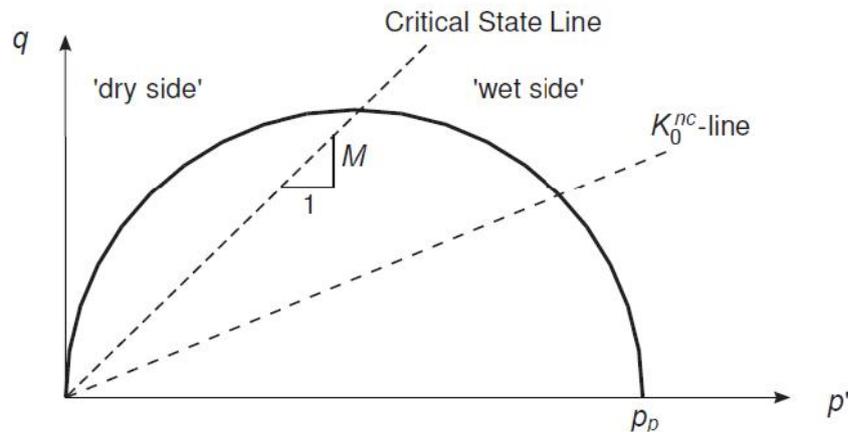


Figure 2.24 Surface de charge de modèle Cam-Clay modifié dans le plan p' - q (Zi-hang et Zhi-zhong, 2013)

II.6.4.4 Modèle de Barcelone pour les sols gonflants (1999)

Les modèles élastoplastiques proposés pour les sols non saturés ne permettent pas de prédire le comportement des sols gonflants. Ceci est dû principalement à la structure complexe de ces types de sols qui influent sur l'allure des cheminements de contraintes (Djonkamla, 2010). Le modèle de gonflement de Barcelone *BExM* (Barcelona Expansive Model) développé par Alonso et al. 1999, est l'extension du modèle de base de Barcelone *BBM* (Barcelona Basic Model) créé par Gens et Alonso, 1992. Le modèle *BExM* considère que les sols ont une structure à deux échelles :

- 1- La microstructure qui correspond aux minéraux actifs de l'argile ;
- 2- La macrostructure qui tient compte du reste de la structure du sol et de l'arrangement des particules.

Certaines hypothèses ont été prises en considération par le modèle :

- La microstructure reste saturée quelle que soit la succion, est le concept de contrainte effective est admis au niveau microstructural ;
- Les déformations de la microstructure sont purement volumétriques élastiques ;
- Le couplage entre la macrostructure et la microstructure se traduit par la création de déformations plastiques macrostructurales ε_{vM}^p à partir des déformations élastiques microstructurales ε_{vM}^e ;
- Le comportement de la microstructure est indépendant de celui de la macrostructure, mais l'inverse n'est pas vrai.

La première hypothèse implique que l'incrément de déformation microstructurale élastique ε_{vM}^e ne dépend que de l'incrément de la contrainte effective :

$$dp' = d(p - p_w) = d(p + s)$$

Il est possible de construire dans le plan (p, s) une ligne d'équation $p + s = c^{te}$ (avec p la contrainte nette et s est la succion). Cette ligne est orientée de 45° par rapport aux axes et représente l'état pour lequel il n'y a aucune déformation microstructurale. Cette ligne, appelée la ligne neutre NL (Neutral Line), sépare la zone de gonflement microstructural de la zone de retrait. L'ensemble des surfaces de charge introduites dans le $BExM$ est représenté sur la figure 2.25.a. Les deux surfaces, SI , augmentation de la succion (Suction Increase) et SD , diminution de la succion (Suction Decrease) sont parallèles à la NL et délimitent la zone des déformations élastiques de la macrostructure.

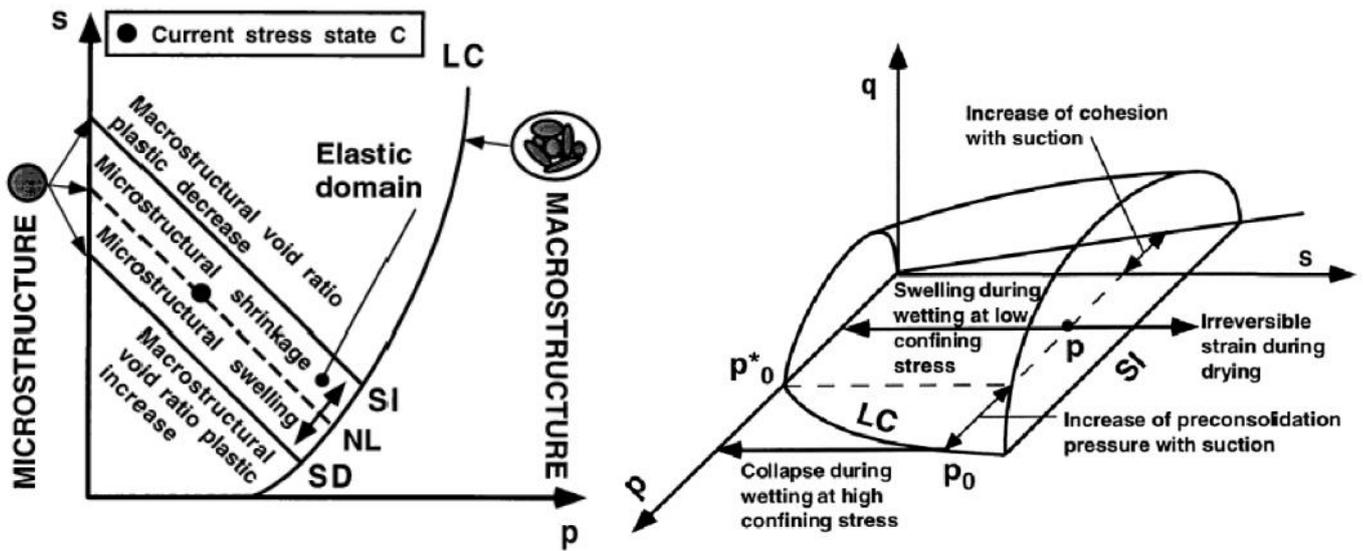


Figure 2.25 Surface de charge du BExM : a) dans le plan (s, p) ; b) dans l'espace (p, q, s) (Alonso et al., 1999)

Les auteurs ont supposé que pour des succions constantes la surface de charge dans l'espace (p, q, s) est une ellipse (figure 2.25.b) dont l'équation est définie par :

$$q^2 - M^2(P^* + k_s s)(p_0 - p) = 0 \quad (2.33)$$

où M est la pente de la courbe d'état critique, k_s est un paramètre qui décrit l'augmentation de la cohésion avec la succion et p_0 se calcule comme suit :

$$p_0 = \left[\frac{p_0^*}{p_c} \right]^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \text{ avec } \lambda(s) = \lambda(0)[r + (1-r)e^{-\beta s}] \quad (2.34)$$

avec $\lambda(s)$ la pente de la courbe de consolidation à une succion s , $\lambda(0)$ la pente de la courbe en consolidation saturée, p_0^* est la pression de préconsolidation, p_c pression de référence, r paramètre lié à la rigidité du sol égal au rapport entre $\lambda(s)/\lambda(0)$, β paramètre contrôlant le taux d'augmentation de la rigidité avec la succion et κ la pente de la courbe déchargement chargement dans le plan $(e-\ln p)$ (Adem et Vanapalli, 2015).

Les surfaces de charge SD et SI sont contrôlées par les deux variables s_h et s_0 qui sont respectivement des succions au-delà desquelles les déformations macrostructurales plastiques apparaissent lors de l'humidification et lors de la dessiccation, lorsque la contrainte moyenne nette est nulle. Deux expressions appropriées sont considérées pour K_m dépendant du type d'expansion du modèle :

$$K_m = \frac{e^{-\alpha_m(p'+s)}}{\beta_m} \quad \text{ou} \quad K_m = \frac{(1+e_m)(p'+s)}{\kappa_m} \quad (2.35)$$

où e_m et e_M sont les indices des vides microstructural et macrostructural respectivement (avec $e = e_m + e_M$), α_m est l'indice de compressibilité de la microstructure, β_m est un paramètre contrôlant le taux d'augmentation de la rigidité microstructurale du sol avec la contrainte totale et κ_m est un paramètre lié à la rigidité microstructurale du sol.

CHAPITRE III :
MÉTHODES DE
DIMENSIONNEMENT DES
CHAUSSÉES SOUPLES

Chapitre III : **Méthodes de dimensionnement des chaussées souples**

III.1 introduction

De tout temps on a eu besoin de circuler sans être tributaire des saisons, de la pluie, des crues, de la neige, etc. pour cela il faudrait d'abord franchir les cours d'eau, à gué parfois, et ensuite par les ponts. Comme les pentes raides ne peuvent pas être grimées par les chevaux, il faut modeler le terrain, et s'accrocher à flanc de colline. Ensuite l'automobile est apparue, elle s'est véritablement développée qu'il y a un demi-siècle, mais sa vitesse a rapidement exigé des courbes pas trop aiguës et des pentes régulières. Comme la construction des chemins de fer est apparue au paravent, les ingénieurs avaient à leur position de l'expérience et des spécifications géométriques des voies ferrées. Ils ont vite déversé les virages, rectifié les alignements et régularisé les courbes.

Avec cette rapidité de développement des routes, des techniques de construction et d'entretien ont rapidement évolué. Les ingénieurs ont cherché des explications valables aux phénomènes physiques et chimiques qui se manifestent dans les chaussées et interprété leurs dégradations, avec l'étude de leurs comportements vis-à-vis aux différentes sollicitations, et de connaître les causes de ces dégâts pour les contourner totalement ou partiellement et en prolongeant leurs durées de vie.

III.2 Historique de la chaussée

La roue, dont l'invention se perd dans l'histoire, est incontestablement l'instrument miracle du transport terrestre. Mais elle a ses inconvénients, quand bien même est munie de pneumatique. On circule sur les plages, mais quand le sable se dessèche il devient impraticable. On circule très bien sur les pistes argileuses bien nivelées, mais quand il pleut l'argile mouillée devient un borbier. Il est tentant de mélanger sable et argile pour avoir un mortier, qu'il soit insensible, du moins peu sensible à la sécheresse et à la pluie. Encore faut-il avoir du sable en régions argileuses ou de l'argile en régions sableuses. Lorsqu'il s'agit de petites quantités on accepte quelques transports, mais la route est une grosse consommatrice de matériaux et elle doit être résistante (Figure 3.1).

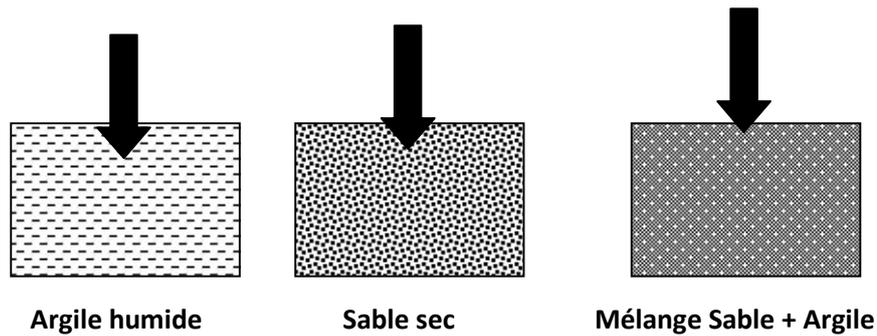


Figure 3.1 Comportement des différents sols

Par la suite, le matelas de pierres est apparu en s'interposant entre la roue et le sol. Cette couche de pierres exige des efforts de confection et de transport, et d'être rigoureusement insensible à l'eau. Évidemment, le dallage et le suprême luxe des romains, des gens riches et disposant d'esclaves, l'avaient adopté pour leur voie impériale. Posée sur un béton de chaux il a traversé les siècles (Figure 2.3). Aujourd'hui les esclaves sont remplacés par des engins de terrassement qui fonctionnent à l'électricité ou au mazout, et sont puissant et consciencieux, mais ils ne savent pas poser les dallages en pierre. Ceci d'ailleurs ne saurait convenir aux exigences de confort et l'adhérence des véhicules modernes (Jeuffroy et al, 1979).

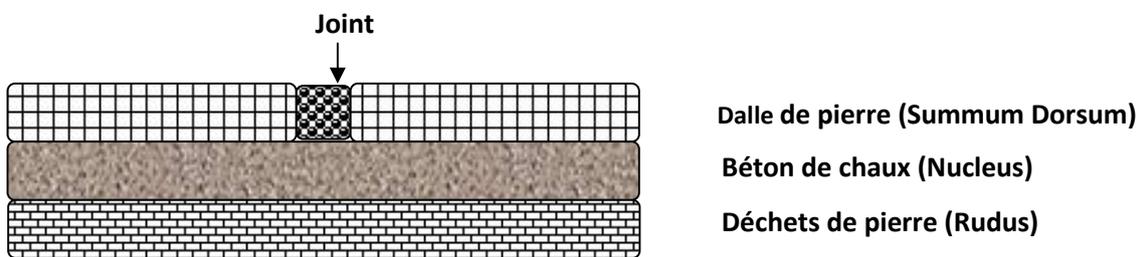


Figure 3.2 Schéma d'une chaussée romaine

L'idée du matelas de pierre a duré de nombreux siècles, mais a posé dès l'origine plusieurs problèmes :

- En surface, les jantes ne doivent pas déplacer les pierres, pour cela il faut remettre des pierres cubiques et les bloquer par un mortier, c'est le macadam à l'eau ;
- En fondation, la transition de la charge au sol est réalisée par ce qu'on appelait *hérisson*, mais il faut aussi le bloquer par cylindrage, en calant des blocs avec des éclats de pierre (Figure 3.3).

Dès que les charges s'intensifient, deux modes de dégradation apparaissent :

- Arrachement des pierres, qui créent des nids de poule à la surface ;
- Disparition subite des blocs entre les pierres du hérisson en cas de sol support trop argileux, engendrant des effondrements aux premières pluies, au passage des véhicules lourds (Figure 3.3).

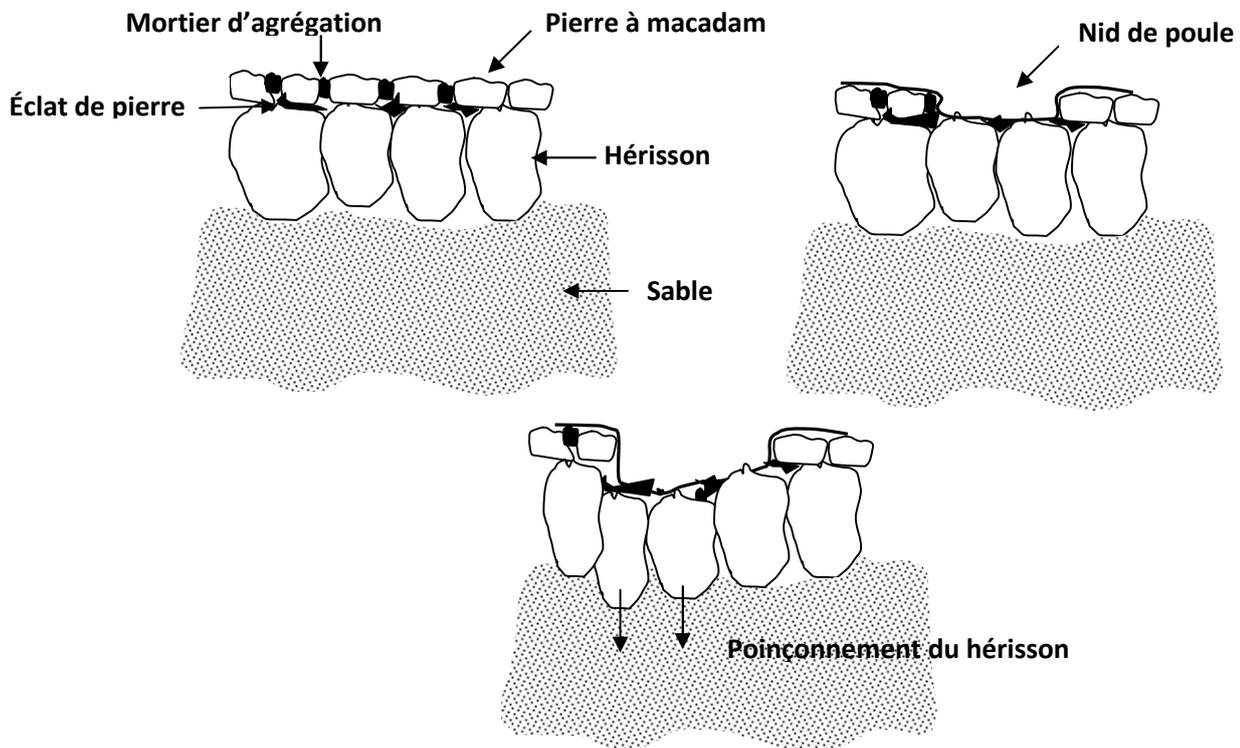


Figure 3.3 Modes de dégradation du macadam classique

Lorsque l'automobile est apparue, la poussière apparut à leur tour. Cette matière sèche, rendant inconfortable, voire dangereuse toute circulation un peu dense. Ensuite les vertus du goudron produit dans les cokeries à gaz et les hauts fourneaux sont découvertes et mis sur les routes. Très vite s'est aperçurent que ce goudron était glissant, ils lui adjoignirent des gravillons. Par la suite les enrobés sont apparus puis le bitume.

III.3 Constitutions d'une chaussée

Une chaussée est constituée de plusieurs couches mises en œuvre sur un sol terrassé appelé *sol support*, surmonté d'une *couche de forme* dont la fonction est double : permettre la circulation des engins pendant les travaux, et rendre le sol support plus homogène, et le protéger contre le gel durant l'exploitation de la chaussée. Ce corps de chaussée proprement dit est constitué de deux de couches : *couche d'assises* et *couche de surface*. L'assise de la chaussée qui est constituée de deux couche : la *couche de fondation* et par-dessus la *couche de base*. Ces couches sont généralement constituées de matériaux liés permettant à la chaussée

de résister aux charges induites par le trafic. La couche de surface est constituée de la couche de roulement (ou d'usure) qui subit directement les sollicitations du trafic et les agressions du climat et à laquelle s'ajoute éventuellement une couche liaison, chargée d'assurer la liaison entre la couche de roulement et l'assise. Ces différentes couches sont présentées dans la figure 3.4.

L'accotement est une zone s'étendant entre les limites de la chaussée et de la plate-forme. Cet accotement comprend une bande dérasée, appelée bande d'arrêt, qui est une zone dégagée de tout obstacle permettant la récupération des véhicules déviant de leur trajectoire, ainsi que l'évitement de collision multivéhicules. La *berme* est la partie non roulable qui assure la transition entre les structures stabilisées et les talus ou cunettes. Elle participe au dégagement visuel et porte certains panneaux de signalisation. Le *talus* est la partie pentue aux extrémités d'un profil en travers en déblai ou en remblai. Quant à la *cunette*, c'est un fossé peu profond engazonné ou revêtu et aux formes douces afin d'améliorer la sécurité, essentiellement utilisée en pied de talus ou de déblais pour récupérer les eaux usées de la chaussée, de l'accotement et du talus.

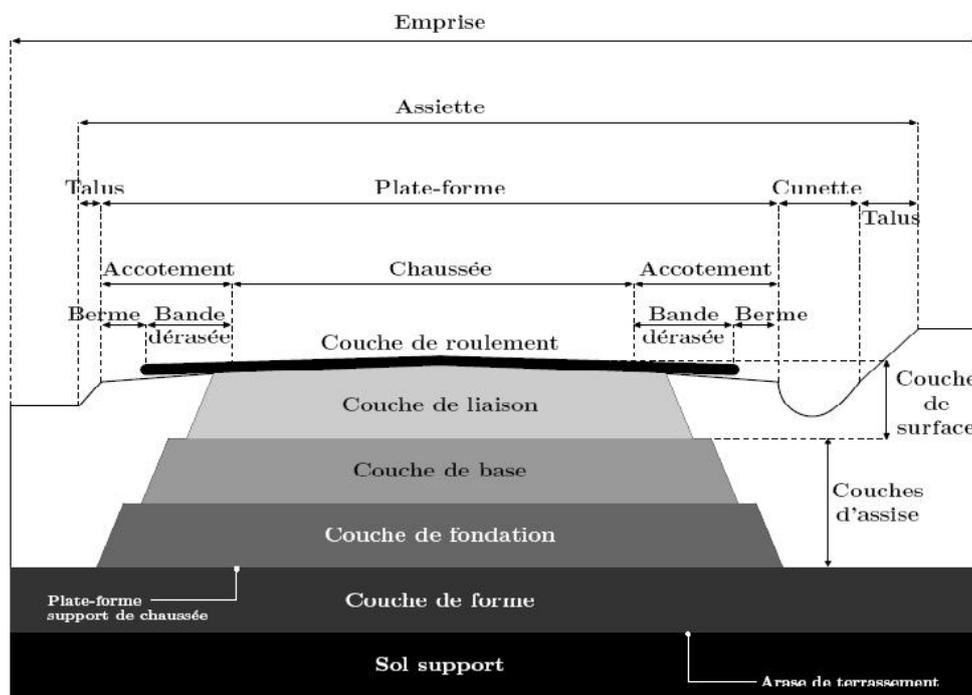


Figure 3.4 Profil en travers d'une chaussée (Lorino, 2004)

III.3.1 Sol support

C'est le matériau in situ préparé et compacté pour recevoir le corps de la chaussée. Le sol support est typiquement décrit par sa portance, d'où sa résistance de déformation sous une

charge externe. En général plus le sol résiste aux déformations, plus il peut supporter des charges critiques. Bien qu'il y a d'autres facteurs impliqués pour évaluer des propriétés du sol support (retrait, gonflement dans certains sols argileux), la rigidité et la résistance sont les caractéristiques les plus utilisées.

La performance du sol support dépend de trois caractéristiques de base :

1- Résistance

Le sol support doit être capable de supporter des charges transmises par la structure de la chaussée. Cette capacité portante est toujours affectée par le degré de compacité, la teneur en eau, et le type de sol. Le sol support qui peut supporter des grandes charges sans excès de déformation est considéré comme à un bon sol ;

2- Teneur en eau

La teneur en eau tend à affecter plusieurs propriétés du sol dont la capacité portante, le retrait et le gonflement, et peut être influencée par plusieurs facteurs comme le drainage, fluctuations de la nappe, infiltration. Généralement l'excès d'humidité engendre des déformations excessives ;

3- Retrait et/ou gonflement

Certains sols se rétractent ou gonflent en fonction de leur teneur en eau. De plus, les sols qui ont une bonne partie de fraction de fines sont susceptibles aussi de gelé dans les zones gélives. Ces trois phénomènes tendent à déformer et fissurer la chaussée.

III.3.2 Couche de forme

A court terme, la couche de forme doit garantir la traficabilité des engins approvisionnant les matériaux de la couche de fondation, permettre le compactage efficace de la couche de fondation, satisfaire les exigences de nivellement de la plate-forme support de la chaussée et assurer la protection de l'arase de terrassement vis-à-vis des agents climatiques en attendant de la conception de la chaussée (Figure 3.5).

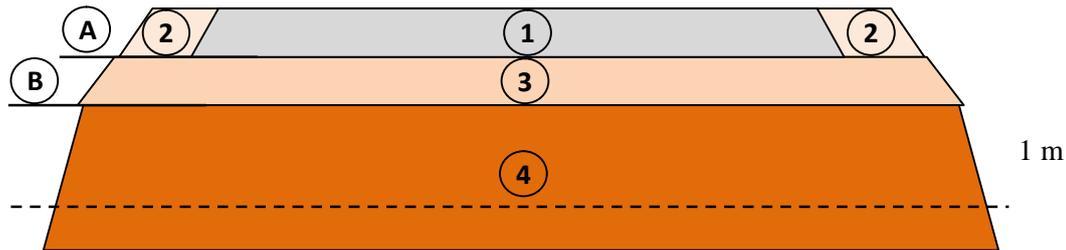


Figure.3.5 Définitions des termes de l'ensemble de la chaussée

- | | |
|--|--|
| 1- Chaussée | plate-forme A : support et de la chaussée PF |
| 2- Accotement | plate-forme B : arase de terrassement AR |
| 3- couche de forme CDF | |
| 4- partie supérieure de terrassement PST | |

A long terme, la couche de forme doit homogénéiser la portance du sol support pour concevoir les couches de la chaussées, de préserver la chaussée contre les fluctuations hydriques du sol support sensible à l'eau, de procurer une portance minimale qui peut être estimée avec une précision suffisante au stade du dimensionnement de la structure et d'améliorer la portance de la plate-forme pour optimiser le coût de l'ensemble des couches de la structure de chaussée.

III.3.3 Couche d'assise

On distingue généralement six types de couches d'assise qui peuvent être résumées comme suit :

Chaussées souples, dont les matériaux sont traités par un liant hydrocarbonaté ;

Chaussées semi-rigides épaisses, dont les matériaux sont traités avec un liant hydraulique (ciment, laitier, cendre volante) ;

Chaussées rigides, qui sont réalisées en béton de ciment ; ce type de chaussée à un comportement très particulier et son entretien est totalement différent aux deux premiers types ;

Chaussées bitumineuses épaisses, dont les matériaux sont traités avec un liant hydrocarboné (bitume) ;

Chaussées à structure mixte ; alliant une couche traitée aux liants hydrauliques et une couche traitée aux liants hydrocarbonés ;

Chaussées à structure inverse, alliant une couche traitée au liant hydraulique, une couche traitée aux liants hydrocarbonés et une couche non traitée (Figure 3.6).

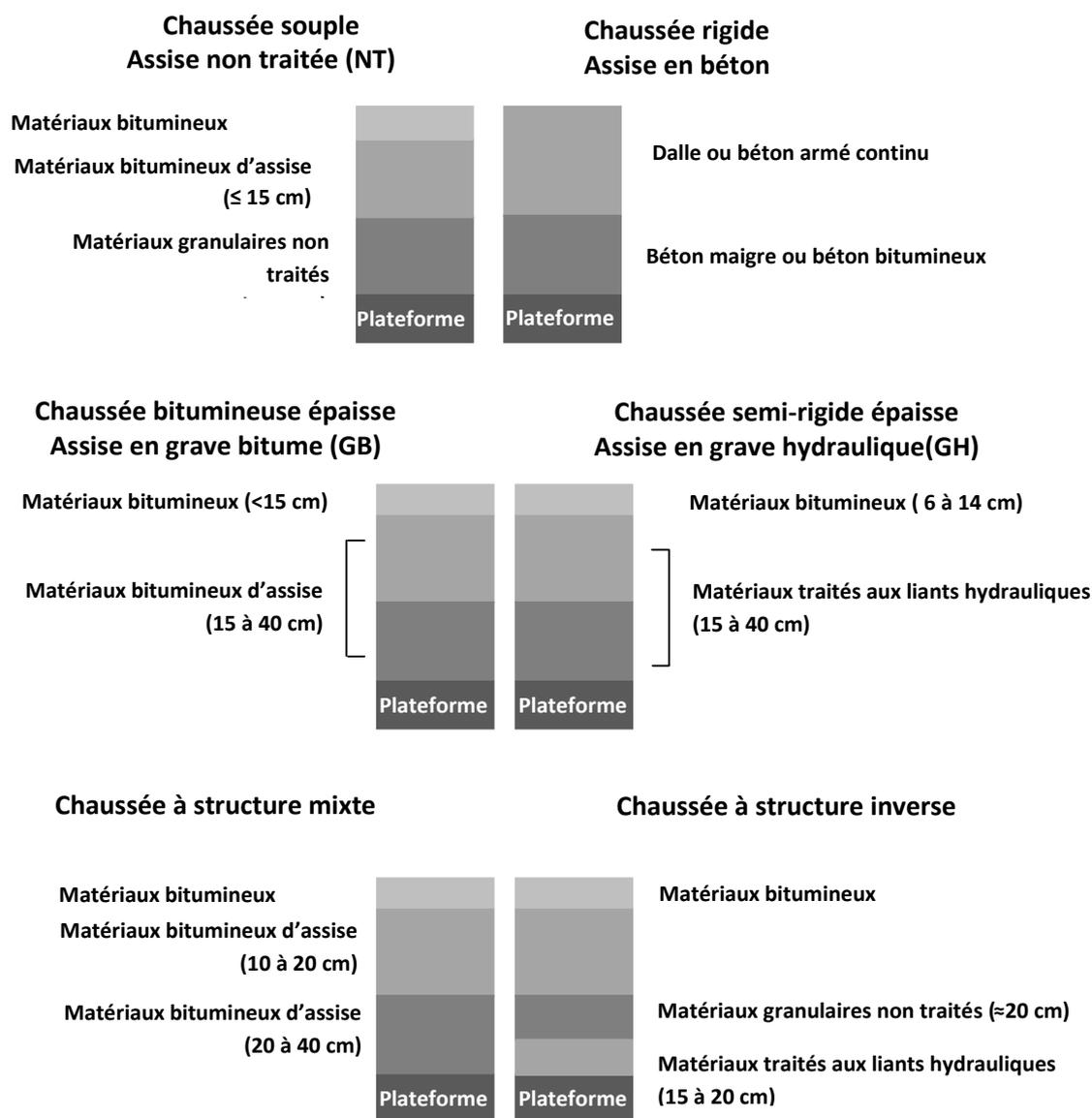


Figure 3.6 Familles des structures de chaussée

3.4 Couches de roulement

La couche de roulement est généralement constituée de béton bitumineux, mais pour les trafics faibles, on se contente quelquefois d'un enduit superficiel à base de bitume en émulsion ou fluidifié par un solvant. Concernant les types de matériaux bitumineux, on peut distinguer :

- **Enduits superficiels d'usure** : peuvent être soit en monocouche, bicouche, en grave laitier enduis coulé à froid (ECF) ;
- **Enrobés Coulés à chaud** : peuvent être soit en béton bitumineux ultra mince (BBUM), en béton bitumineux très mince (BBTM), en béton bitumineux mince

(BBM), en béton bitumineux semi grenu (BBSG), ou en béton bitumineux à module élevé (BBME) et drainant (BBD_r) ;

- **Enrobés coulés à froid** : Ce sont des enrobés coulés à froid, élaborés à partir de granulats de courbe granulométrique continue à une teneur en fines comprise entre 6 et 12 % et d'émulsion de bitume à un dosage de 9 à 14 % ;

III.4 Mécanisme de passage d'un véhicule sur une chaussée souple

III.4.1 Efforts verticales

Sous une roue de camion, les efforts sont dix à vingt fois plus élevés qu'une roue d'automobile avec une contrainte sur le sol de 700 kPa répartie sur un cercle de 0.25 m de diamètre avec la même charge à 30 cm à côté. On conçoit que les matériaux situés sous les roues subissent des efforts très différents lors du passage d'une voiture ou d'un camion. Dans ce cas les routes sont conçues pour les camions car ce sont eux qui les usent et non les véhicules légers.

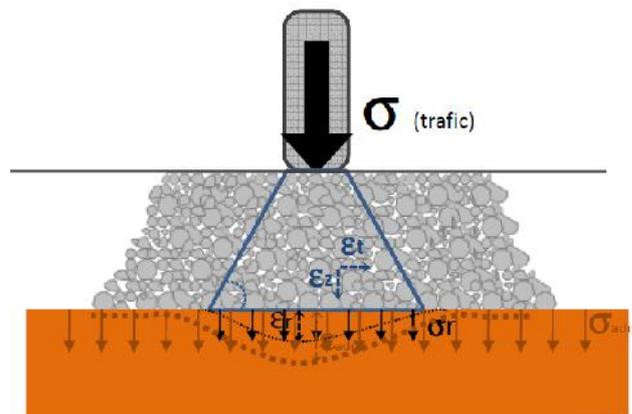


Figure 3.7 Déformations de la chaussée sous le passage d'un camion (Robert et Lafon, 2012)

Lors du passage d'un véhicule, il se passe deux choses imperceptibles mais qu'il faut bien comprendre (Figure 3.8).

- Le sol s'affaisse sous le pneu, c'est la déformation totale W_t ;
- Lorsque la roue s'éloigne, le sol remonte, mais jamais totalement ; il reste un enfoncement résiduel W_r ;
- La différence entre la déformation totale et résiduelle s'appelle la déflection d .

On peut reproduire ça de plusieurs façons. Si l'on charge et décharge une plaque appuyée sur le sol, ou en laboratoire, en comprimant et en décomprimant un échantillon de sol maintenu latéralement, on constate toujours le même phénomène :

- la déflection d est à peu près constante si on répète l'opération des centaines, voire des milliers de fois, à condition d'appuyer faiblement, avec une charge constante ;

- l'orniérage Wr est la déformation résiduelle qui augmente avec le nombre de passages des véhicules et l'intensité de leurs charges.

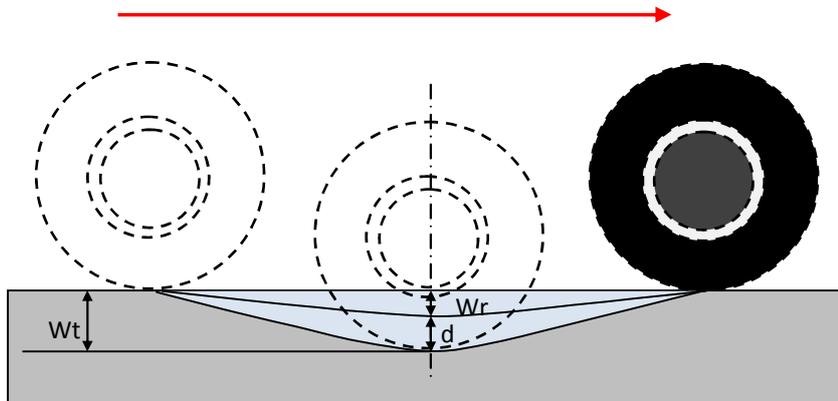


Figure 3.8 Principe de la déflexion d'un sol sous l'effet de passage d'une charge

III.4.2 Contraintes au passage d'une roue

Les sollicitations dues au trafic routier se résument aux chargements répétés à la surface de la chaussée (verticale et horizontale). La charge des véhicules n'est pas constante et les véhicules ne circulent pas toujours au même endroit. La Figure 3.9 illustre les contraintes produites en un point de l'assise en grave non traitée de la chaussée, sous le passage d'une charge roulante. Les contraintes verticales et horizontales sont positives dans la couche granulaire. Les contraintes de cisaillements s'inversent au passage de la charge produisant une rotation des directions des contraintes principales

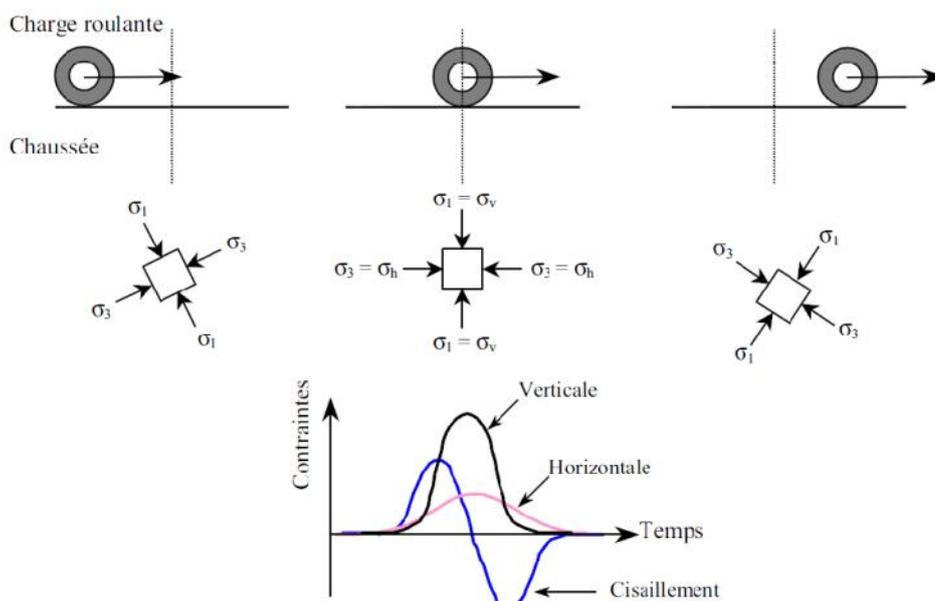


Figure 3.9 Rotation des contraintes principales lors du passage d'un véhicule (Xuan, 2013)

III.5 Méthodes de dimensionnement des chaussées souples

La chaussée est une interface entre le sol et les véhicules qui se déplacent à vitesse élevée à sa surface. Elle doit pouvoir distribuer la charge et transmettre au sol support une contrainte qui n'entraîne pas de déformations excessives à son niveau, atténue les mouvements différentiels qui proviennent du sol support, limite les déformations résultantes en surface et maintient ses qualités structurales (portance) et fonctionnelles (adhérence et l'uni) à long terme.

III.5.1 Facteurs pris en compte pour le dimensionnement des chaussées

Le dimensionnement d'une chaussée neuve ou l'élargissement d'une voie fait intervenir les paramètres suivants :

III.5.1.1 Vocation de la voie

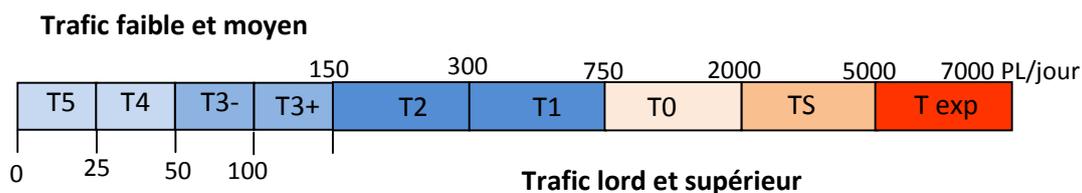
Pour chaque catégorie de voie communautaire, il existe une relation entre la situation géographique (centre ville, périphérie, zone rurale, ...) et la présence plus ou moins importante de réseaux enterrés. En effet, les voies de transit, interurbaines ou périurbaines comportent beaucoup moins de réseaux enterrés que n'en comportent les voies de desserte ou de distribution. Ce paramètre a une incidence non négligeable sur la politique d'investissement et d'entretien.

III.5.1.2 Trafic

Le trafic constitue un élément essentiel du dimensionnement des chaussées, le poids lourd transmet à la chaussée par l'intermédiaire des pneumatiques une pression sous forme d'une bulle. Les matériaux situés sous les roues subissent des efforts très différents lors du passage d'une voiture ou d'un camion. Seul ce dernier est pris en compte pour déterminer les classes de trafic.

Les classes de trafic sont définies par le trafic moyen journalier des poids lourds (charge utile supérieure à 5 t) qui circulent sur la chaussée et sont définies en quatre grandes catégories de routes (Figure 3.10).

- . Voiries à trafic léger regroupant les classes de T5 et T4 ;
- . Voiries à trafic moyen regroupant les classes de T3- et T3+
- . Voiries à trafic lord regroupant les classes de T2 et T1
- . Voiries à trafic supérieur regroupant les classes de T1, TS et T exp.



T = trafic initial = nombre de PL de charge utile > 5 t

Figure 3.10 Classification du trafic routier

III.5.1.3 Agressivité du trafic et le coefficient d'agressivité

Le terme *agressivité* désigne les dommages causés à une chaussée par le passage d'un ou plusieurs essieux. Pour dimensionner une chaussée, on doit impérativement tenir compte de l'agressivité du trafic qu'elle subit. Cette agressivité est due en grande partie au passage des véhicules du poids lourd. Les types d'agressivités que peut subir une route se résument comme suit :

Aggressivité d'un essieu : c'est le dommage relatif causé à un type de chaussée donnée par le passage d'un ou plusieurs essieux de poids P rapporté à l'essieu standard de référence (130 kN à roues jumelées).

Aggressivité d'un poids lourd : c'est la somme arithmétique des agressivités des essieux du poids lourd.

Aggressivité du trafic : c'est la somme arithmétique des agressivités de l'ensemble des poids lourds passant sur une chaussée.

Coefficient d'agressivité : permet de déterminer par une méthode simplifiée de calcul d'une chaussée, l'agressivité d'un trafic de poids uniquement par son nombre de passages de sans connaître les charges par essieu.

III.5.1.4 Environnement climatique

La température influe sur le comportement des différents types de chaussée, et l'état hydrique joue un rôle essentiel au niveau des possibilités de réutilisation des matériaux et au niveau de l'obtention de la qualité de compactage des matériaux constituant le sol naturel en place. Les effets de la température se manifestent dans :

- l'affection des caractéristiques mécaniques des matériaux bitumineux ;
- l'apparition des fissures de retrait des matériaux traités aux liants hydrauliques dus aux variations cycliques ;
- les déformations des dalles dues aux gradients thermiques dans les chaussées rigides.

Pour les chaussées bitumineuses, les calculs de dimensionnement sont faits le plus souvent en considérant pour matériau de chaussée une température constante équivalente.

III.5.1.5 Plate-forme support

Le choix des matériaux utilisables pour les couches de la chaussée, leurs conditions de mise en place et la spécification du sol support sont établis dans les guides de terrassements. En général, le sol support est décrit par une valeur de module de portance considérée comme significatif de l'état hydrique le plus défavorable. Il est reconnu que le drainage de la plate-forme et la couche de base est un facteur important pour la tenue de la chaussée. Dans les méthodes de dimensionnement, l'effet du drainage intervient, par son impact sur la portée de la plate-forme et dans le choix du module apprêté au sol support.

III.5.1.6 Qualité de la réalisation

Les ordres des méthodes de dimensionnement s'appliquent à des conditions pour lesquelles les prescriptions et les règles relatives à la confection et la mise en œuvre des matériaux sont respectées, celles-ci permettent d'assurer l'homogénéité des compositions et les caractéristiques mécaniques de la chaussée quelle soit souple, semi-rigide ou rigide.

III.6 Méthodes de dimensionnements des chaussées

L'évolution des méthodes de dimensionnement des chaussées a été très lente jusqu'à ces dernières années, et tous les cas ne sont d'ailleurs pas encore résolus. Antérieurement, il se faisait de manière absolument empirique et chaque auteur se basait principalement sur sa propre expérience et sur des résultats empiriques. Après un certain temps, des recherches de l'association américaine des autoroutes, *A.A.S.H.O.* (American Association of State Highways Officiels), ont permis de synthétiser les résultats d'expériences répétées sur six circuits de plusieurs kilomètres à proximité d'Ottawa (Illinois). Ces essais portent sur plus de 600 000 000 de mesures, ont coûté des dizaines de millions de dollars et constituent à la fois une banque de données d'une importance majeure. Toutefois, ces tests ont été menés dans des lieux bien précis, ce qui induit des facteurs de corrélation élevés parfois difficiles à établir sur terrain.

III.6.1 Méthode de Boussinesq (1885)

Dans le cas où le corps de chaussée n'est pas trop différent du sol support, la répartition de la pression est prise de la même manière que celle du sol. Ceci conduit à considérer la structure de chaussée comme un massif semi-infini, ce qui permet d'utiliser une méthode de dimensionnement simple. Avec l'hypothèse d'isotropie et d'élasticité linéaire, ce problème a été résolu par Boussinesq en 1885 (Dat Tran, 2004). Pour une charge circulaire de

rayon a et de pression q_0 la contrainte \uparrow_z à l'aplomb du cercle est maximale. A la profondeur z , elle se calcule comme suit :

$$\sigma_z = q_0 \left[1 - \frac{(z/a)^3}{(1+z^2/a^2)^{3/2}} \right] \quad (3.1)$$

Grâce aux résultats de Boussinesq, on peut calculer la profondeur H du sol où la pression verticale est suffisamment diffusée pour ne pas dépasser la valeur admissible. On peut ensuite faire correspondre une épaisseur de chaussée H_0 à l'épaisseur H par une règle simple qui tient en compte du module E_1 du corps granulaire et du sol support E_s . Autrement dit, nous pouvons écrire :

$$H_0 = H \cdot f \left(\frac{E_1}{E_s} \right) \quad \text{où} \quad f \left(\frac{E_1}{E_s} \right) \leq 1 \quad (3.2)$$

La détermination de la fonction f suppose que l'on dispose d'un modèle à bicouches

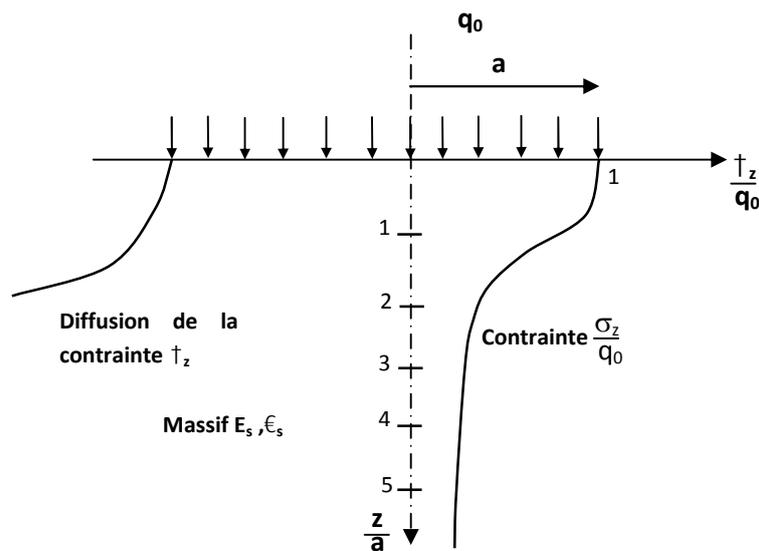


Figure 3.11 Diffusion des pressions dans un massif de Boussinesq

III.6.2 Modèle bicouche de Westergaard (1926)

Harald Westergaard a créé le premier vrai modèle dédié aux chaussées dont la simplicité (modèle bicouche en termes d'aujourd'hui) associée au génie mathématique de Westergaard lui permit d'exprimer les contraintes sous forme d'équations explicites simples et à la portée de tous. Ce modèle donne les contraintes et les déformations d'un système constitué d'une plaque reposant sur un sol assimilé à un ensemble de ressorts verticaux sans

connexions horizontales communément appelé fondation de Winkler, dont le déplacement vertical en un point est proportionnel à la pression verticale en ce point (Figure 2.12).

Cela implique que le sol réagit de manière élastique et uniquement dans le sens vertical. Or, le sol ne se comporte pas comme un massif élastique : il incrimine les déformations permanentes. La réaction du sol n'est donc pas strictement verticale : les contraintes se dispersent en profondeur et des contraintes de cisaillements ne sont pas à éliminer.

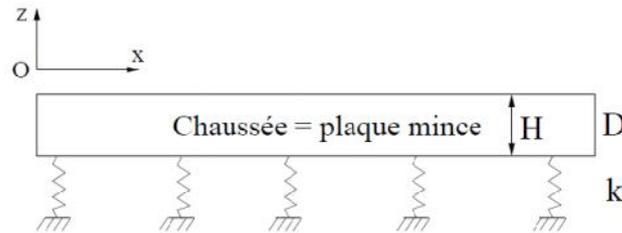


Figure 3.12 Schéma du modèle de Westergaad

III.6.3 Méthode Californian Bearing Ratio *CBR* (1938)

Cette méthode connue en 1938 est basée sur deux abaques complémentaires qui donnent l'épaisseur totale de la chaussée en fonction du *CBR* de la plate forme. C'est une méthode semi-empirique basée d'une part sur la résistance au poinçonnement du sol support (résistance appréciée par un essai normalisé, essai *CBR*), et d'autre part sur la méthode Boussinesq qui donne la répartition des pressions verticales en profondeur (Combere, 2008). Sous une charge P de rayon R , la figure 3.13.a présente la variation du facteur de contrainte verticale $\frac{\sigma_z}{P}$ en fonction de $\frac{z}{R}$. Comme base de calcul, la contrainte de sécurité est prise $\sigma_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ avec un enfoncement de 0,25 mm. L'indice *CBR* du sol est considéré, pour les enfoncements de 2,5 et 5 mm, à une vitesse de 1,27 mm/min. L'indice recherché est par convention la plus grande des deux valeurs.

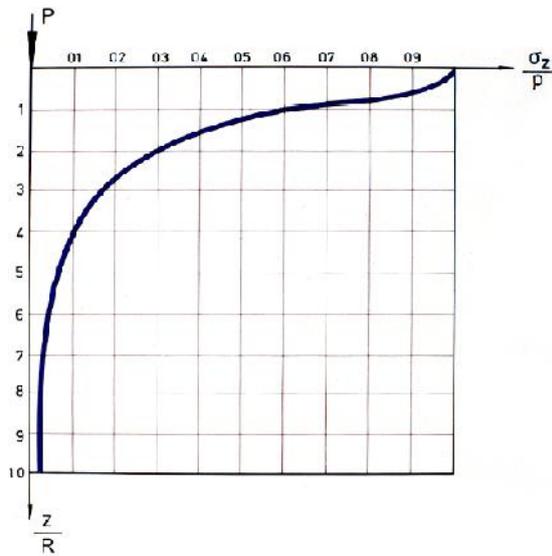


Figure.3.13.a Variations de $\frac{\sigma_z}{p}$ en fonction de $\frac{z}{R}$ (Combere, 2008)

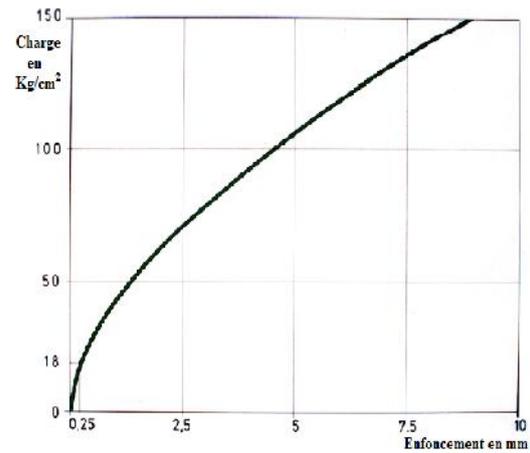


Figure 3.13.b Courbe charge - déformation du matériau californien (Combere, 2008)

On considère dans ces conditions que le matériau californien sera sollicité dans son domaine élastique dans le seuil de 18 kg/cm^2 . On a par conséquent :

$$p \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{R^2}{Z^2}\right)^{\frac{3}{2}}} \right] = \frac{\sigma_0}{100} \quad \text{avec } \sigma_0 = 18 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.3)$$

$$\text{d'où : } Z = \frac{R}{\left(1 - \frac{\sigma_0}{100}\right)^{\frac{2}{3}} - 1} \quad \text{avec } p = \frac{P}{\pi R^2} \quad \text{donc } R = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \quad (3.4)$$

La formule sera :

$$Z = \frac{\sqrt{P}}{\sqrt{\pi p \left[\left(\frac{1}{1 - \frac{\sigma_0}{100P}} \right)^{\frac{2}{3}} - 1 \right]}} \quad (3.5)$$

Le taux du travail maximum des matériaux, obtenu par application de la méthode *CBR*, vaut $18/70$ (arrondis $1/4$) du taux de charge qui produit dans le moule *CBR* pour un enfoncement de 0.1 pouce (2.5 mm).

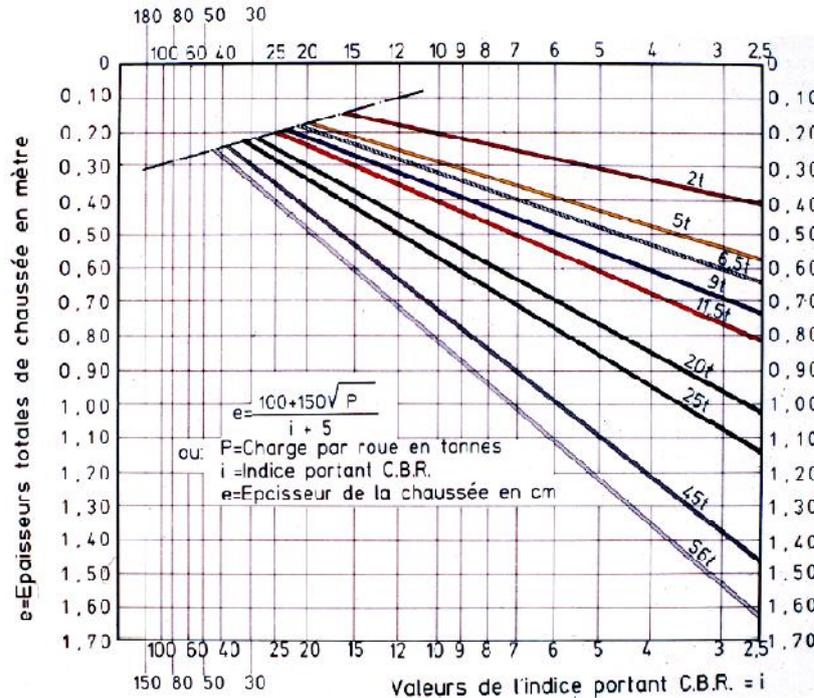


Figure 3.14 Abaque d'estimation de l'épaisseur de la chaussée à partir de l'indice *CBR* (Combere, 2008)

Ces abaques correspondent, de manière très proche, à la formule

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P}}{i + 5} \quad (3.6)$$

où e est l'épaisseur de la chaussée exprimée en cm, P , la charge par roue exprimée en t et i l'indice *CBR*.

Cette formule suppose que le sol est compacté sur une épaisseur d'au moins 15 cm à une teneur en eau optimale, avec une compacité de 90 à 100 % de l'optimum Proctor. On tiendra compte du volume total de trafic N qui représente la moyenne journalière de plus de 1.5 t. Dans ces conditions :

$$e = \frac{100 + \sqrt{P} \left(75 + 50 \log_{10} \frac{N}{10} \right)}{i + 5} \quad (3.7)$$

La valeur de P dépend naturellement des règlements de chaque pays et il est assez difficile d'obtenir une législation commune. La valeur $P = 6.5 t$ semble dans les limites admissibles.

III.6.4 Modèle multicouche de Burmister (1943)

Il a fallu attendre près de 20 ans avant de disposer d'un modèle pour les chaussées souples. C'est en 1943 que Burmister, professeur à l'Université de New York, publia sa solution du multicouche élastique. Son modèle est schématisé sur la figure 3.15. Le système multicouche de chaussée est supposé infini dans le plan, et repose sur le sol infini de Boussinesq. La charge est supposée de forme circulaire, ce qui facilite beaucoup le problème en le rendant axisymétrique. La résolution d'un problème d'élasticité en coordonnées cylindriques se réduit à la recherche d'une fonction de tension $w(r, z)$ à double Laplacien nul :

$$\nabla^2 \nabla^2 w(r, z) = 0 \quad (3.10)$$

Pour le problème de n couches, on recherche n fonctions définies dans chacune des couches i par $\nabla^2 w(r, z) = 0$, et par les conditions aux limites. En effectuant la transformation de Hankel d'ordre 0 sur les variables du problème, on obtient la solution :

$$\nabla^2 w(r, z) = 0$$

$$\phi_i^*(m, z) = y_i(m) [(A_i(m) + zC_i(m))e^{mz} - (B_i(m) + zD_i(m))e^{-mz}] \quad (3.11)$$

où $y(m)$ est une fonction arbitraire de m et $A_i(m)$, $B_i(m)$, $C_i(m)$, $D_i(m)$ sont déterminés par les conditions aux limites du problème. Par transformation de Hankel inverse, on aura :

$$\phi_i(r, z) = H_0^{-1} \phi_i^*(m, z) \quad (3.12)$$

Les champs de contraintes et de déplacements sont alors ensuite déduits des fonctions $w_i(r, z)$.

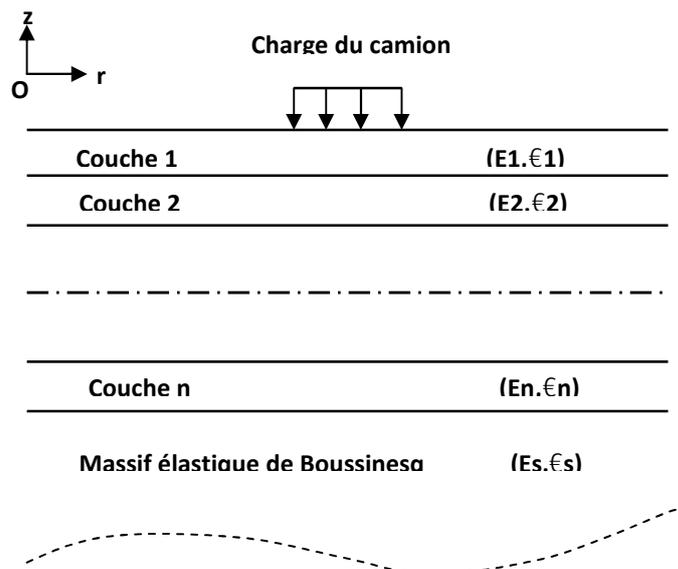


Figure 3.15 Schémas du modèle de Burmister

Par rapport aux modèles précédents, celui de Burmister présente plusieurs avantages, puisque :

- Toutes les couches sont traitées comme solides élastiques ;
- L'interface entre les couches peut être collée ou décollée, et une même structure peut comporter les couches collées ou décollées ;
- Le cas de charges multiples : jumelage, essieux tandem et tridem peut-être traité en additionnant les effets de charges élémentaires. C'est pourquoi plusieurs logiciels de dimensionnement l'utilisent comme noyau de calcul. On peut citer entre autres *ALIZE* du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), *Bistro* de la société Shell et *Chev 5L* de la société Chevron (Dat Tran, 2009).
- dans le cas des dalles en béton, il est notamment nécessaire de le compléter par un modèle aux éléments finis pour évaluer les conséquences des charges en bord ou en angle de dalle.

III.6.5 Modèle d'Odemark (1949)

La méthode de la hauteur équivalente a été développée par Odemark en 1949. Le principe de la méthode consiste à transformer un système de plusieurs couches avec des modules élastiques différents en un système équivalent homogène, où toutes les couches ont un même module pour pouvoir appliquer la théorie classique de Boussinesq sur le système (Murillas, 2010). Donc le module élastique doit être décroissant avec la profondeur, au moins par un facteur 2 pour deux couches adjacentes, et l'épaisseur des couches doit être au moins égale au rayon de la plaque de chargement (Figure 3.16).

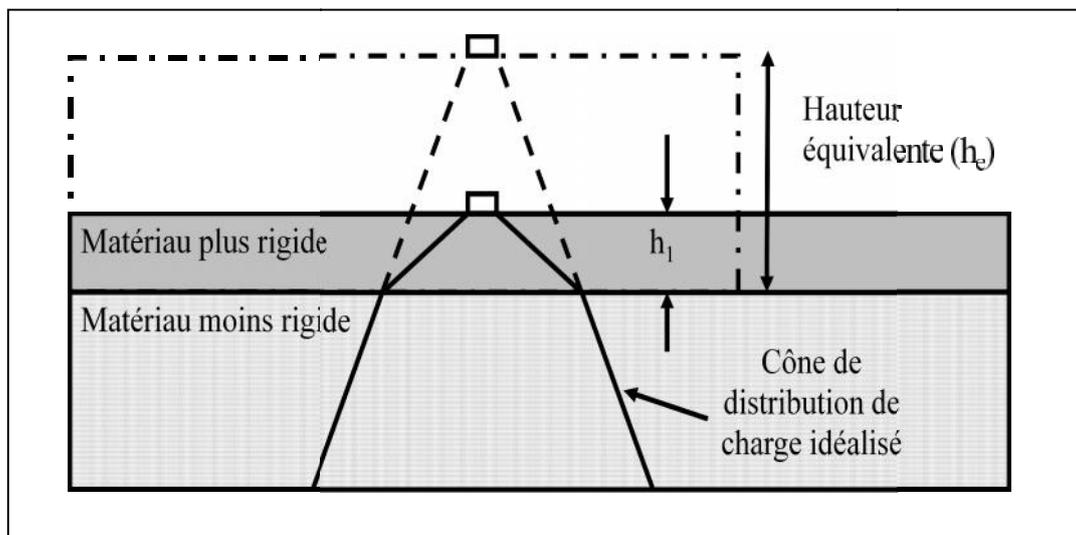


Figure 3.16 Principe des hauteurs équivalentes d'Odemark (Murillas, 2010)

Odemark a adopté les hypothèses de calcul suivantes :

- Lors du calcul les contraintes et/ou les déformations au-dessus de l'interface, le système est traité comme un demi-espace de module E_1 ;
- Lors du calcul les contraintes et les déformations au-dessous de l'interface, la couche supérieure est transformée en couche équivalente de module E_2 et de coefficient de poisson μ_2 (Figure 3.17) ;
- Pour que la rigidité demeure la même, l'expression $\frac{I \times E}{(1-\nu^2)}$ doit demeurer constante.

Avec I est le moment d'inertie.

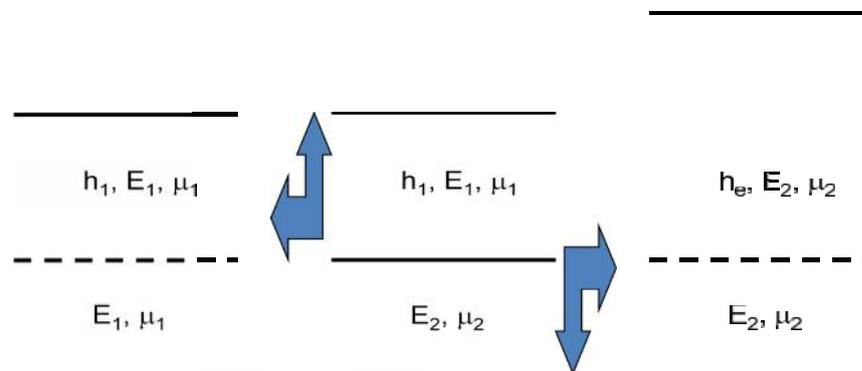


Figure 3.17 Approche de calcul d'Odemark (Murillas, 2010)

$$\frac{h_e^3 \cdot E_2}{1-\nu_2^2} = \frac{h_1^3 \cdot E_1}{1-\nu_1^2} \Rightarrow h_e = h_1 \left[\frac{E_1}{E_2} \times \frac{(1-\nu_2^2)}{(1-\nu_1^2)} \right]^{1/3} \quad (3.8)$$

où h_e est l'épaisseur équivalente. En introduisant un facteur de correction f on aura :

$$h_e = f h_1 \left[\frac{E_1}{E_2} \right]^{1/3} \quad (3.9)$$

Avec :

- $f = 0.9$ pour le système bicouches ;
- $f = 0.8$ pour le système multicouche ;
- $f = 1.0$ pour la première interface d'un multicouche ;
- $f = 1.1$ pour la première interface si le rayon de chargement $r > h$.

Une fois l'épaisseur équivalente est calculée on applique les équations de Boussinesq.

III.6.6 Méthode AASHTO (1993)

Fondée par l'association AASHTO (1959-1961), Cette méthode est empirique et dont l'objectif est d'établir une relation entre les caractéristiques structurales de la chaussée et l'évolution dans le temps du niveau de qualité de la chaussée exprimée en indice de fiabilité.

III.6.3.1 Facteurs considérés pour la conception de la chaussée

La méthode de conception *AASHTO* pour les chaussées souples prend en compte plusieurs facteurs pour dimensionner la chaussée.

III.6.3.1.1 Performance de la chaussée

Le concept de performance est basé sur les suppositions fondamentales suivantes :

- Confort et convenance de la route pour l'utilisateur ;
- Performance structurale (fissure, fatigue, orniéage) ;
- Performance fonctionnelle de l'uni.

III.6.3.1.1.1 Concept du niveau de viabilité

L'indice de variabilité (Pavement Serviceability Index) *PSI* est déterminé à partir du niveau de détérioration (fissure et rapiéçage) et du niveau l'uni (variation de la pente) avec une échelle subjective allant de 0 à 5, où il peut se calculer sous l'équation suivante :

$$PSI = 5.03 - 1.91 \text{Log}(1 + SV) - 1.38 RD^2 - 0.1(C + P)^{1/2} \quad (3.13)$$

Où : *SV* : Uni (Slop variation) ;

RD : Orniéage (Rut Depth) ;

C+P: Fissuration (Cracking and Patching).

L'indice de viabilité ΔPSI peut se calculer comme suit :

$$\Delta PSI = P_0 + P_t \quad (3.14)$$

Avec *UPSI* varie entre 1 et 5 ;

P₀ : indice de viabilité initial ;

- Pour chaussées rigides = 4.5 ;
- Pour chaussées souples = 4.2.

P_t : indice de viabilité terminal (entre 2.0 et 3.0) ;

Dans le cas de gonflement ou gel du sol support l'indice de viabilité se calcule comme suit :

$$\Delta PSI = \Delta PSI_{trafic} + \Delta PSI_{gonflement/gel} \quad (3.15)$$

Avec :

ΔPSI_{trafic} : Perte de la viabilité due au trafic ;

$\Delta PSI_{gonflement/gel}$: Perte de la viabilité due au gonflement et au gel du sol support.

III.6.3.1.2 Trafic

L'information sur le trafic, basée sur le nombre de l'application de la charge, est nécessaire pour le calcul et le dimensionnement de la chaussée. Les résultats de *A.A.S.H.O* ont montré que la détérioration de la chaussée due à l'effet du passage des charges représente, 18-*Kip* ($1 \text{ kip} = 4.448 \text{ kN}$), pour une charge équivalente axiale *ESALS*.

III.6.3.1.3 Sol d'infrastructure

Utilise le module réversible (de résilience) pour le caractériser des propriétés mécaniques du sol support.

$$M_r = 10.3 \times CBR \quad (3.16)$$

Où M_r en MPa (valable pour *CBR* saturé 10)

III.6.3.1.4 Matériaux construction

Les propriétés mécaniques des matériaux de chaussée sont présentées par le coefficient structural a , spécifique aux matériaux considérés et peut-être déterminé à partir des propriétés mécaniques du matériau, à savoir :

- Pour la couche de fondation : a_3 varie typiquement entre 0.06 et 0.14 ;
- Pour la couche de base : a_2 varie typiquement entre 0.06 et 0.14 ;
- Pour la couche de roulement : a_1 varie typiquement entre 0.02 et 0.45.

III.6.3.1.5 Qualité du drainage

Le drainage a un effet considérable sur la performance de la chaussée et est pris en compte par l'introduction d'un coefficient de drainage, m , qui reflète le temps requis pour évacuer l'eau de la chaussée.

La mesure du drainage de la *subsurface* est généralement basée sur le temps nécessaire pour que 50% de l'eau libre s'échappe de la couche drainante. L'équation de Casagrande pour estimer le temps du drainage à 50% est donnée comme suit :

$$t_{50} = (\eta_e \times L^2) / [2 \times K \times (H + L + \tan\alpha)] \quad (3.17)$$

Où :

t_{50} : temps pour 50% de l'eau libre s'évacuer de la chaussée ;

η_e : porosité effective (80% de la porosité absolue) ;

L : largeur de drainage (mètre) ;

K : constante de perméabilité (m/jour),

et \tan : inclinaison de la couche.

III.6.3.1.6 Niveau de fiabilité R%

Ce concept représente la probabilité que la conception permette d'atteindre un niveau de fiabilité $R = 67\%$, ce qui implique qu'il y a deux chances sur trois que l'objectif de la conception (durée de vie) soit atteint. La fiabilité de conceptions est prise en compte par l'introduction de deux paramètres :

- S_0 , qui présente l'écart type global des paramètres de conceptions et de la prédiction de la performance et varie de 0.4 à 0.5 pour les chaussées flexibles et de 0.3 à 0.4 pour les chaussées rigides.
- Z_R est le facteur de distribution normal qui est fonction du niveau de fiabilité désirée (Figure 3.18)

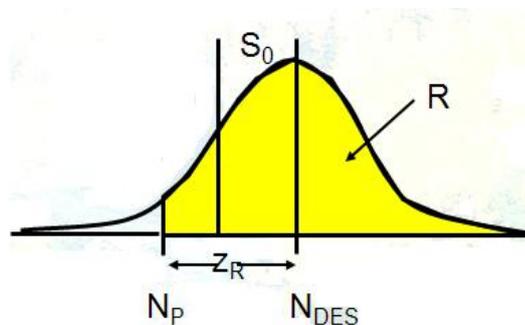


Figure 3.18 Estimations du niveau de fiabilité R% (AASHTO, 1993)

III.6.3.2 Calcul du nombre structural

L'épaisseur des différentes couches constituant la structure de la chaussée est déterminée à partir de l'équation (3.18) qui exprime le nombre structural (Mengue et al., 2015) :

$$SN = a_1 D_1 + \sum_{i=2}^n a_i D_i m_i \quad (3.18)$$

où:

SN : nombre structural ;

a_i : coefficients structuraux, pour les couches de revêtement, de base et de fondation respectivement,

D_i : épaisseur de la couche (cm) ;

m_i : coefficient de drainage de la couche (cm) ;

Avec la répartition des épaisseurs :

$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}, SN_1^* = a_1 D_1^* \quad SN_1$$

$$D_2^* \geq \frac{SN_2 \cdot SN_1^*}{a_2 m_2}, SN_1^* + SN_2^* > SN_2$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

Où a, D et m sont définie comme les valeurs minimales nécessaires ;

D* et SN* sont les valeurs actuelles utiliser, où ils doivent être supérieur ou égales aux valeurs nécessaires.



Figure 3.19 Procédure de détermination des épaisseurs des couches

III.6.3.3 Résolution de l'équation AASHTO

L'équation générale pour le dimensionnement des chaussées souples par la méthode AASHTO peut se calculer comme suit :

$$\begin{aligned} \log_{10}(W_{18}) = & Z_R S_0 + 9,36 \log_{10}(SN + 1) - \\ & -0,20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4,2-1,5} \right]}{0,40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5,19}}} + 2,32 \log_{10}(M_R) - 8,07 \end{aligned} \quad (3.14)$$

avec :

W_{18} : conception du trafic (18-kip essieu simple équivalent) ;

Z_R : facteur de distribution normal ;

S_0 : écart type global ;

SN : nombre structural ;

PSI : $P_i - P_t$; différence entre l'indice de service initial, P_i , et terminal, P_t .

M_r : module réversible

L'Abaque de la figure 3.20 montre un exemple de calcul pour dimensionner une chaussée souple, basé sur l'utilisation de la valeur moyenne pour chaque entrée.

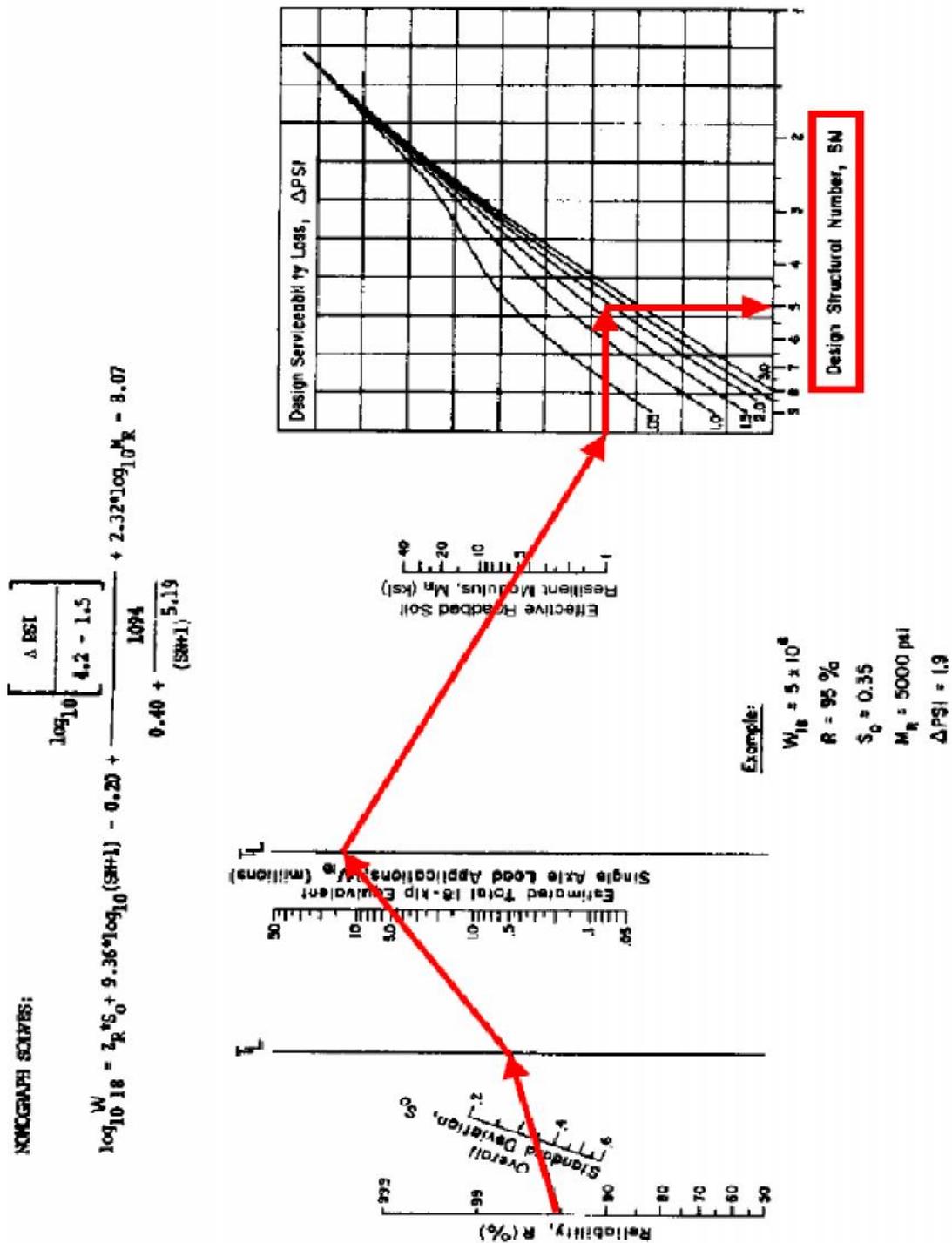


Figure 3.20 Solution par abaque de l'équation AASHTO pour chaussées souples (AASHTO, 1993)

III.6.6 Méthode Algérienne de dimensionnement des chaussées (1992)

Le dimensionnement des structures de chaussée Algérienne fait appel au choix de la politique de gestion du réseau routier définie par le maître de l'ouvrage en fonction de la hiérarchisation de son réseau routier. Concrètement, ceci se traduit par un classement en type de réseaux routiers regroupant des routes de mêmes catégories du point de vue trafic et

considérations socio-économiques. Les données de base pour le dimensionnement les structures de chaussées se résument ci-dessous.

III.6.6.1 Durée de vie

La durée de vie est en étroite relation avec la stratégie d'investissement retenu par le maître d'ouvrage et correspond à un investissement initial moyen à évaluer des durées de vie allant de 15 à 25 ans en fonction du niveau de réseau principal considéré.

III.6.6.2 Risque de calcul (r %)

Compte tenu du caractère probabiliste relatif au dimensionnement des chaussées dû à l'importance de la dispersion et du caractère aléatoire des essais de fatigue, l'objectif qui est retenu est que la probabilité d'apparition de dégradation avant une période donnée de X années soit inférieure à une valeur fixée. Cette probabilité de rupture est appelée *risque de calcul*, et la période de X années ou la durée de vie de dimensionnement. Les risques de calcul, r %, adoptés dans le dimensionnement des structures, sont en fonction du trafic et du niveau de réseau principal.

III.6.6.3 Données climatiques

Les données utilisées dans le calcul de dimensionnement des chaussées se rapportent comme suit :

III.6.6.3.1 État hydrique du sol support

L'état hydrique du sol est pris en compte à travers la portance du sol support. Cette portance est estimée à partir de essai de poinçonnement, *CBR*, dont les conditions d'imbibition (immédiat ou à 4 jours) sont liées à la zone climatique considérée.

III.6.6.3.2 Cycles saisonniers de température

Le calcul de dimensionnement est réalisé pour une température constante appelé température équivalente t_{eq} . Celle-ci est telle que la somme des dégâts endurés par la chaussée durant une année, pour une température attribuée, soit égale au dégâts que subirait la chaussée soumise au même trafic mais pour une température constante t_{eq} . Cette dernière se détermine par application du cumul des dommages. Les cycles saisonniers de température qui influent sur les caractéristiques mécaniques des matériaux bitumineux, grave bitumineux *GB*, béton bitumineux *BB*, et sable bitumineux *SB* sont pris en compte à travers la notion température équivalente.

III.6.6.4 Trafic

La connaissance du trafic, essentiellement celui du poids lourd intervient :

- Comme paramètre d'entrée dans le dimensionnement des structures de chaussées ;
- Dans le choix des caractéristiques intrinsèques des matériaux (*MDE*, *LA*) pour la fabrication des matériaux de chaussées.

Pour le calcul du dimensionnement proprement dit, c'est le trafic cumulé sur la durée de vie choisie qui est à prendre en considération. Ceci fait intervenir les notions d'agressivité des poids lourds et de trafic cumulé équivalent (*TCEi*).

III.6.6.4.1 Classe du trafic (*TPLi*)

La classe du trafic est déterminée à partir du trafic PL/j/sens compté en moyenne journalière annuelle, *MJA*, sur la voie la plus chargée, à l'année de la mise en service.

III.6.6.4.2 Calcul du trafic cumulé de PL (*TCi*)

Le *TCi* est le trafic cumulé de poids lourds *PL* sur la période considérée pour le dimensionnement (durée de vie), est calculé comme suit :

$$TCi = TPLi \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad (3.21)$$

Où

i : taux accroissement géométrique (pris égale à 4%) ;

n : durée du vie considérée ;

III.6.6.4.3 Calcul du trafic cumulé équivalent (*TCEi*)

Le trafic cumulé équivalent, *TCEi* est le trafic à prendre en compte dans le calcul du dimensionnement et correspond au nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considérée. En Algérie l'essieu de référence standard est l'essieu isolé à roue jumelée de 130kN (13 tonnes).

$$TCEi = TCi \times A = TPLi \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \times A \quad (3.22)$$

Où *A* : coefficient d'agressivité des poids lourds par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes.

III.6.6.5 Sol support

Le sol support de la chaussée est assimilé à un massif semi-infini élastique homogène et isotrope. Les caractéristiques mécaniques nécessaires pour la modélisation par le logiciel *Alizé III*, sont le module de Young *E* et le coefficient de poisson (Tableau 3.1)

Tableau 3.1 Classes de portance à long terme du sol support (Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves, 2001)

Classe de portance	S4	S3	S2	S1	S0
Module E(MPa)	15	25	50	125	200
CBR	3	5	10	25	40

III.6.6.6 Calcul des déformations admissibles

La déformation verticale ε_z , calculée par le code de calcul *Alizé III*, devra être limité à une valeur admissible $\varepsilon_{z,ad}$ qui est donnée par une relation empirique déduite d'une étude statistique de comportement des chaussées algériennes, avec :

$$\varepsilon_{z,ad} = 22 \times 10^{-3} (TCEi)^{-0.235} \quad (3.23)$$

Pour chaque classe de trafic $TCEi$, correspond une valeur de $\varepsilon_{z,ad}$. La vérification $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,ad}$ sera surtout à faire dans le cas des chaussées à matériaux non traités, car c'est le critère prépondérant dans le calcul de dimensionnement. Dans le cas des chaussées traitées au bitume et aux liants hydrauliques, la pression sur le sol support sera tellement faible que le critère $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,ad}$ sera pratiquement toujours vérifié.

III.7 Techniques de construction des chaussées souples sur sols gonflants

Durant les dernières décennies, les techniques qui limitent et contrôlent les variations de volumes du sol support ont été déterminées. En 1964 un rapport sur les techniques de construction sur sols gonflants a été réalisé par le département des autoroutes de l'état du Colorado, mais depuis ce temps quelques méthodes voire aucune n'a été ajoutée à la liste qui sont :

- Décapage du sol gonflant ;
- Application d'une surcharge ;
- Isolation du sol support de l'eau ;
- Humidification du sol ;
- Stabilisation par des adjuvants chimiques ;
- Stabilisation mécanique.

III.7.1 Décapage du sol gonflant

La technique consiste à enlever la couche de sol gonflant et de la remplacer par des matériaux non gonflants, c'est la méthode la plus évidente pour éliminer le problème de

gonflement. Dans quelques cas, cette approche est économique si le substratum gonflant est mince et le matériau à remplacer est disponible. Malheureusement ce n'est pas toujours le cas, car le creusement s'étend toujours en profondeur, et on ne peut pas excaver et remblayer toute la couche considérée, ce qui réduit légèrement le gonflement. Par conséquent, la profondeur nécessaire de creusement dépend du caractère du sol gonflant et du poids du remblai qui neutralise les forces de soulèvement de ces sols. Holtz (1965), suggère que le remplacement des sols imperméables avec des sols perméables va créer une zone d'accumulation d'eau, ou une zone de condensation d'humidité de l'air par hygroscopie (Snethen et al., 1975).

III.7.2 Application d'une surcharge

Le chargement des sols gonflants avec une pression plus grande que celle de gonflement est une méthode avec laquelle le gonflement peut être empêché. De quelques façons, le chargement des chaussées est généralement insuffisant pour empêcher le gonflement. Cette méthode est habituellement utilisée dans le cas des bâtiments où les structures qui imposent une grande charge bien fixe. Sallberg et Smith (1965), mentionnent que le dimensionnement des chaussées développées par la division des autoroutes de la Californie, se base partiellement sur la nécessité de bien charger la chaussée pour empêcher le gonflement du sol support (Snethen et al., 1975). L'utilisation de cette méthode est manifestement limitée pour les sols qui ont une faible pression de gonflement.

III.7.3 Isolation du sol support de l'eau

Puisque la fluctuation de la teneur en eau est le facteur majeur qui influe sur la variation de volume des sols gonflants, il est évident que si le sol est isolé de tout changement de teneur en eau (humidité), les modifications de volume peuvent être réduites voire éliminées. Dans ce contexte, les membranes imperméables jouent un rôle important pour limiter l'accès d'eau au sol support et de minimiser les changements des teneurs en eau (Figure 3.21)

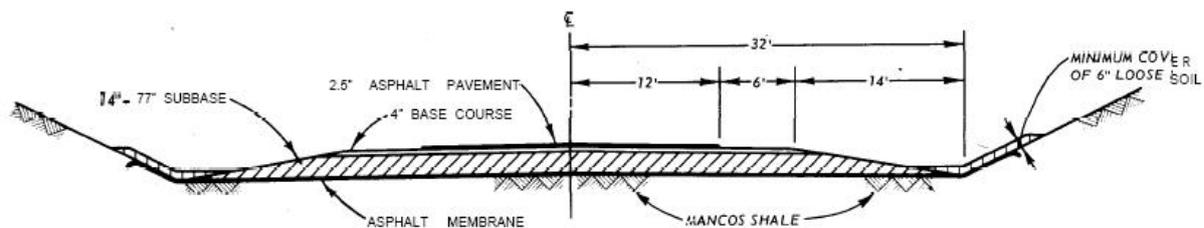


Figure 3.21 Application de la géomembrane sur le sol support et les tranchées (Snethen et al., 1975)

III.7.4 Humidification du sol (mouillage)

Le but de l'humidification est de permettre aux sols gonflants desséchés d'atteindre un équilibre anticipé pour la construction d'une route ou d'une structure. La méthode la plus efficace pour accélérer le gonflement avec cette technique est de former des mares autour de l'ouvrage. La question qui se pose est combien de temps faut-il pour immerger le sol et à quelle profondeur l'eau doit pénétrer.

III.7.5 Stabilisation par des adjuvants chimiques

La stabilisation chimique est utilisée comme méthode pour altérer la structure d'argile ou d'interrompre la combinaison argile-eau et de minimiser le gonflement. Dans la littérature plusieurs moyens ont été utilisés pour minimiser le potentiel de gonflement tels que la cimentation par la chaux, les cendres volantes, les ciments, l'échange d'ions (addition des sels bivalents ou trivalents), la fixation des cations dans les feuillets d'argile avec le potassium, la désactivation des sulfates avec l'ajout du calcium chlorhydrique, imperméabilisation (Silicones, bitume) et la cimentation (Silicate, carbonates, lignine, acide phosphorique). Toutes ces méthodes ont été essayées ou utilisées pour réduire le caractère gonflant des argiles. Cependant, et suite aux problèmes multiples, d'économie, d'efficacité et de praticabilité aucune de ces méthodes n'est recommandée à grande échelle pour le traitement des sols gonflants à l'exception de la chaux qui occupe une place privilégiée au point qu'il soit justifié dans de nombreux cas de la recommander exclusivement (GTR, 2000).

III.7.6 Stabilisation mécaniques (contrôle de compactage)

Plusieurs preuves expérimentales confirment que les conditions de compactage ont un effet considérable sur les caractéristiques de gonflements des sols expansifs (Snethen et al., 1975). Les figures 3.22 et 3.23, illustrent l'influence de la teneur en eau et l'intensité de compactage sur le comportement du gonflement. Ces résultats montrent que l'augmentation de la teneur en eau pendant l'arrosage pour obtenir une densité optimum décroît le gonflement et la pression de gonflement.

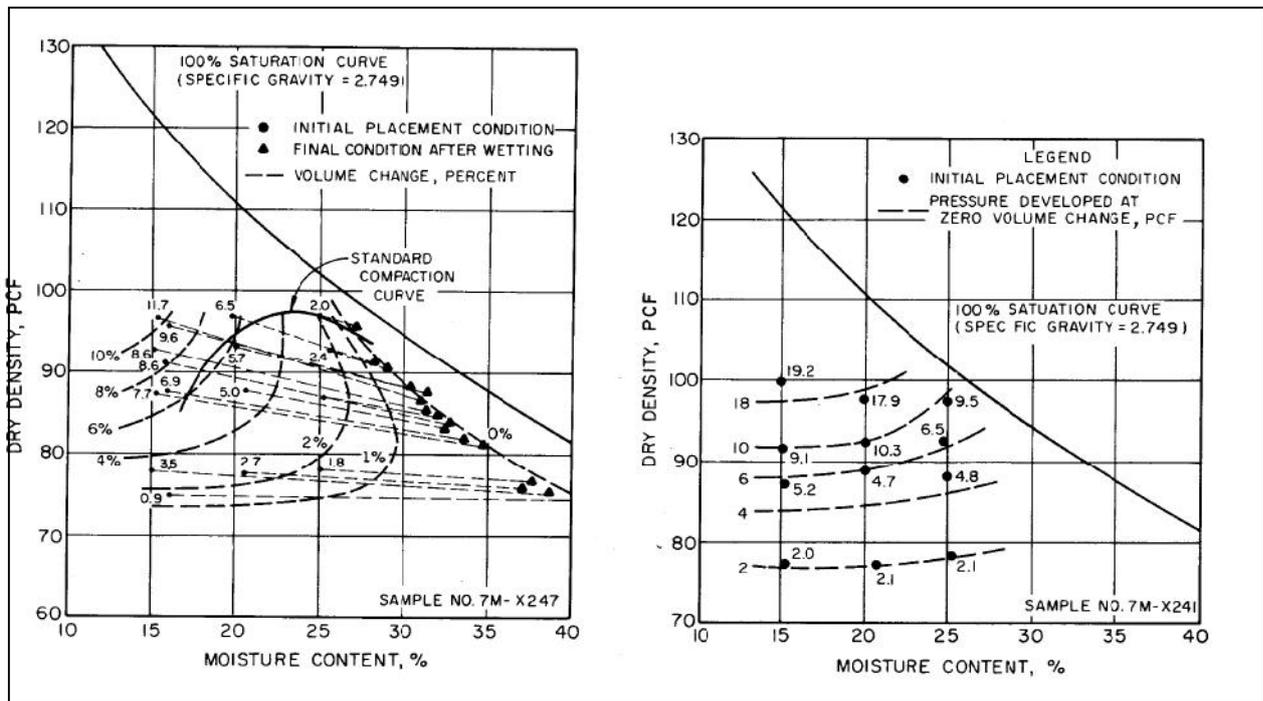


Figure 3.22 Pourcentage de gonflement en fonction de compactage sous une surcharge de 1 kPa (Snethen et al., 1975)

Figure 3.23 Pression de gonflement total en fonction des différents teneurs en eau (Snethen et al., 1975)

Cependant, l'augmentation de la densité à n'importe quel teneur en eau va accroître ou décroître le gonflement en fonction de la position de la densité voulue. Généralement l'augmentation de la densité engendre un accroissement du gonflement c'est pourquoi les faibles densités et les teneurs en eau élevée mènent à un faible gonflement. Seed et Chen (1959) ont remarqué que les sols compactés à sec sont exposés à un gonflement plus intense que ceux compactés à des teneurs en eau d'optimales.

La méthode de compactage influe aussi sur les caractéristiques de gonflement des sols expansifs. Les sols à structure dispersée (défloculée) gonflent moins que ceux à texture floculée pour les mêmes conditions de teneur en eau et de densité. Seed et al., (1962), montrent dans la figure 3.24 que le malaxage avec un comparateur à pied de montant pour disperser la structure d'argile donne moins de gonflement qu'avec un compacteur statique (cylindre non vibrant). D'après ces considérations, le gonflement ou la pression de gonflement peuvent être réduits en compactant le sol à moyennes ou faibles densités avec une teneur en eau au-dessus de l'optimum. Pour l'atelier de compactage, le malaxage est une action indispensable qui conduit à disperser la structure d'argile et pour cela le compacteur à pied de montant est le plus approprié.

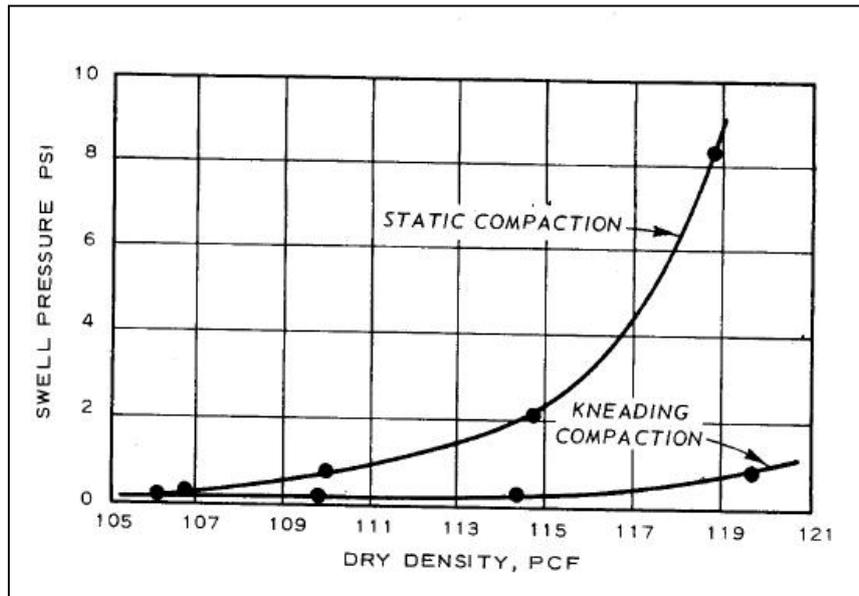


Figure 3.24 Effets du mode de compactage sur la pression de gonflement (Snethen et al., 1975)

III.7.7 Traitement par chaleur

La technique de traitement par chaleur a pour but de modifier la structure des sols gonflants et minimiser la variation de volume. Cette technique n'est pas bien étudiée et elle a été appliquée seulement dans les États-Unis d'Amérique. Néanmoins, c'est bien de comprendre que la chaleur peut causer des altérations considérables dans la minéralogie et les propriétés physiques des d'argile. Aymore et al., (1969), ont constaté que le caractère gonflant peut être réduit considérablement par traitement à une température ± 200 °C (Snethen et al., 1975).

CHAPITRE IV :

**ANALYSES ET ESTIMATION DE
LA PRESSION DE GONFLEMENT**

Chapitre IV

Analyses et estimation de la pression de gonflement

IV.1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'élaborer une synthèse des caractéristiques géotechniques les plus importantes des sols supports argileux de la ville de Tébessa afin de disposer d'une base complète pour l'analyse et la modélisation de leurs comportements vis-à-vis des chaussées souples. On s'attellera donc à récolter et analyser des différentes données géologiques, hydroclimatiques, minéralogiques et géotechniques. L'ensemble des essais conduits sur des échantillons de sols argileux est réparti en trois catégories pour fournir les trois types de caractéristiques :

1. Physiques
2. Chimiques
3. Mécaniques.

A la fin une analyse statistique a été effectuée afin d'élaborer une formule empirique pour estimer la pression de gonflement.

IV.2 Situation géographique de la zone d'étude

Les échantillons ont été prélevés à la ville de Tébessa qui se situe à l'est de l'Algérie, il s'agit d'un bassin d'effondrement entouré de montagnes d'altitude s'étalant entre 800 et 1600 m au-dessus de la mer. Elle est limitée au nord par la wilaya de Souk-Ahras, au sud par El Oued, à l'Est par les frontières Algéro-Tunisiennes et à l'ouest par les deux wilayas Oum El-Bouaghi et Khenchella avec une superficie de 21 000 km².



Figure 4.1 Situation géographique de la zone d'étude (D'après Google Earth)

IV.3 Géologiques de la région

L'étude géologique est indispensable si on veut déterminer la nature et la distribution des formations de la zone d'étude. La région est formée essentiellement en surface par des tufs calcaires et aussi par des argiles et des marnes qui sont les principaux matériaux affectés par le phénomène de retrait-gonflement. Pour les géologues, les argiles apportent des informations sur les conditions environnementales (sources, conditions de formation et diagenèse...). Dans le cycle géologique, les minéraux argileux sont restreints aux couches externes et sont principalement formés à partir de minéraux préexistants, par réactions de la croûte terrestre au contact de l'hydrosphère ou de l'atmosphère. Les argiles sont généralement absentes dans les roches magmatiques et métamorphiques, par contre elles sont abondantes dans les sols et les roches sédimentaires ainsi que dans les zones d'altération hydrothermale.

La figure 4.2 représente la carte géologique avec la distribution et la structure des différentes formations dans la région. Cette dernière fait partie d'un bassin d'effondrement contourné par une série de montagnes, composée essentiellement par les formations suivantes :

- Marnes et gypses ;
- Argiles ;
- Dolomies et calcaires.

La dégradation des formations argileuses et marneuses donne directement des sols fins plastiques susceptibles de changer de volume suite au changement de leurs états hydriques.

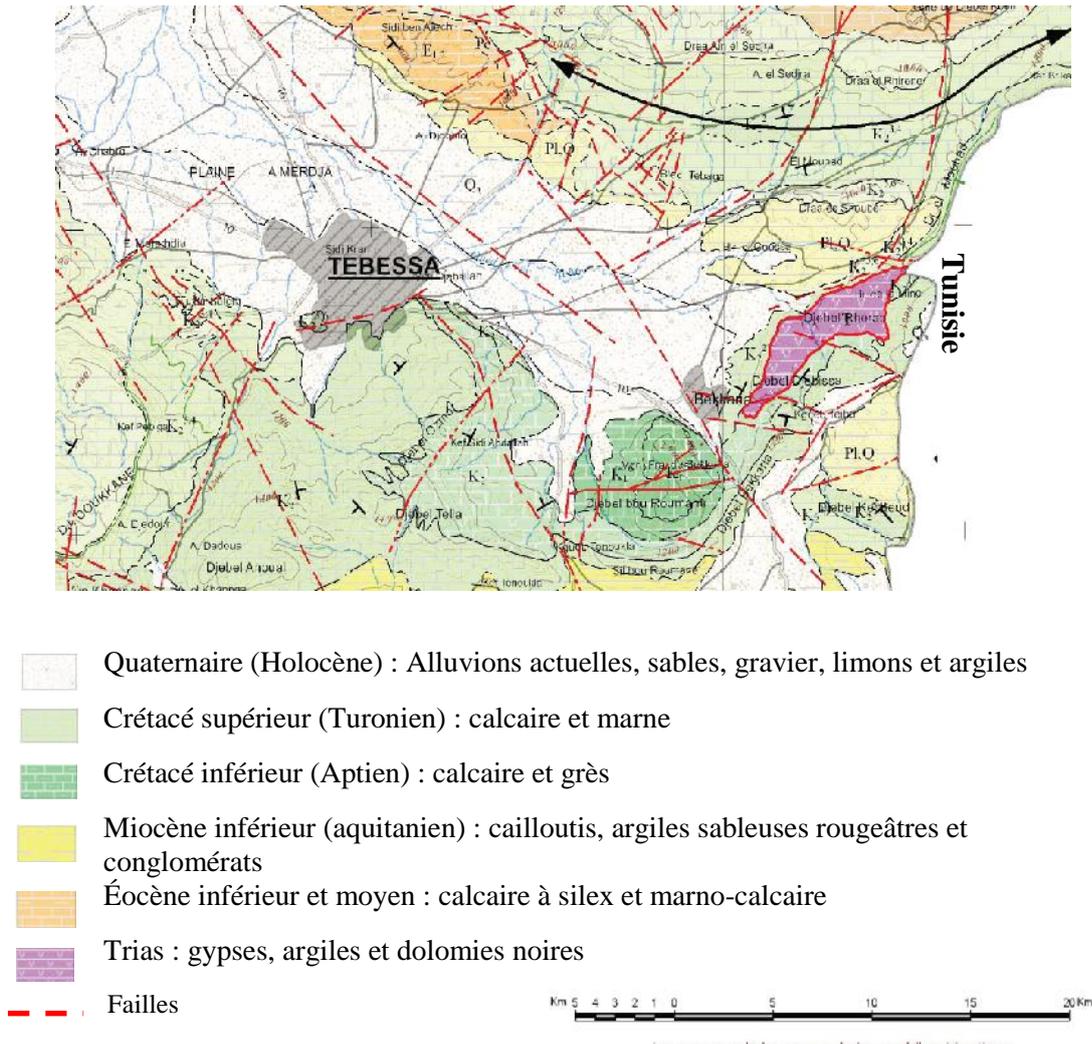
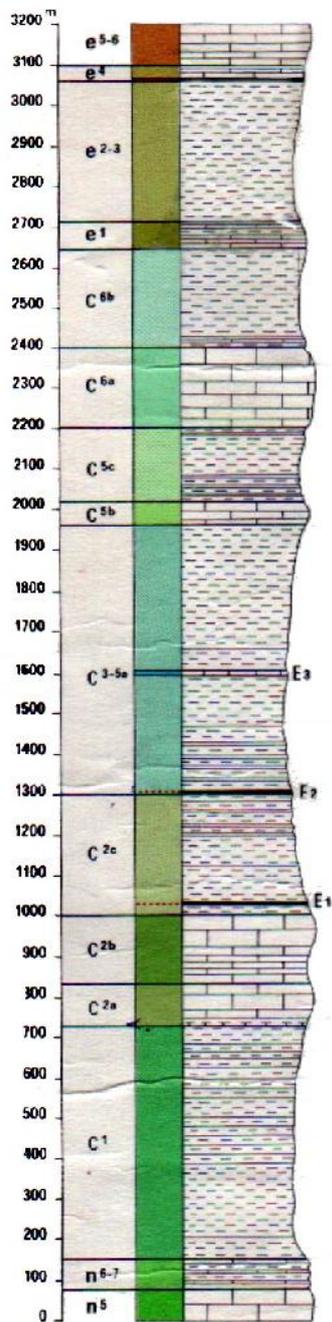


Figure 4.2 Carte géologique de la zone d'étude (ANRH, 2009)

IV.4 Lithostratigraphie de la région de Tébessa

L'étude stratigraphique de la région de Tébessa est essentiellement basée sur les travaux de recherches de plusieurs auteurs (Blés et Fleury, 1970 et J. M. Vila, 1980 et 1994).
Figure 4.3.

COLONNE LITHOLOGIQUE
(De l'Aptien au Lutétien)



LUTETIEN INFERIEUR-YPRESIEN : Calcaires massifs Nummulitiques, Silex à lumachelles siliceuses. (150 m environ)

PALEOCENE SUP : Calcaires argileux clairs, en petits bancs, à silex noirs. (20m en moyenne).

PALEOCENE : Marnes grises (200m en moyenne).

DANIEN : Calcaires argileux clairs, à passées de marnes grises. (75à100m)

- **MAESTRICHTIEN SUP** : Marnes grises. (150 m en moyenne).

MAESTRICHTIEN INF : Calcaires massifs grisâtres, en gros bancs. (200m).

CAMPANIEN SUP : Gris clair. (170m).

CAMPANIEN MOY : Calcaires crayeux clairs, en gros bancs. (75m).

CAMPANIEN INF : Marnes sombres à lumachelles à base. (600m).

TURONIEN SUPERIEUR (ANGOUMIEN) : Marnes sombres à intercalations de calcaires lumachelliques dans la moitié supérieure. (300 m)

LIGERIEN SUP : Calcaires massifs alternant avec des niveaux plus argileux en petits bancs. (200 m)

LIGERIEN INF : Même faciès que C^{2b} avec des niveaux marno-calcaire à débit « en plaquettes ». (100 m)

Figure 4.3 Description tectonique et structurale de la région de Tébessa (Berrah, 2017)

IV.5 Formation superficielle locale

La figure 4.4, extraite de la carte des sols permet de décrire les formations superficielles (sols) locales. On peut distinguer trois grandes classes :

1. Les sols calciques qui sont en général des marnes et des marno-calcaires, ou des argiles marneuses,
2. Les calcaires marquent leur présence avec une répartition dans toute la région ;
3. Les alluvions qui sont des formations détritiques pulvérulentes où la proportion des éléments fins agit sur leurs comportements mécaniques.

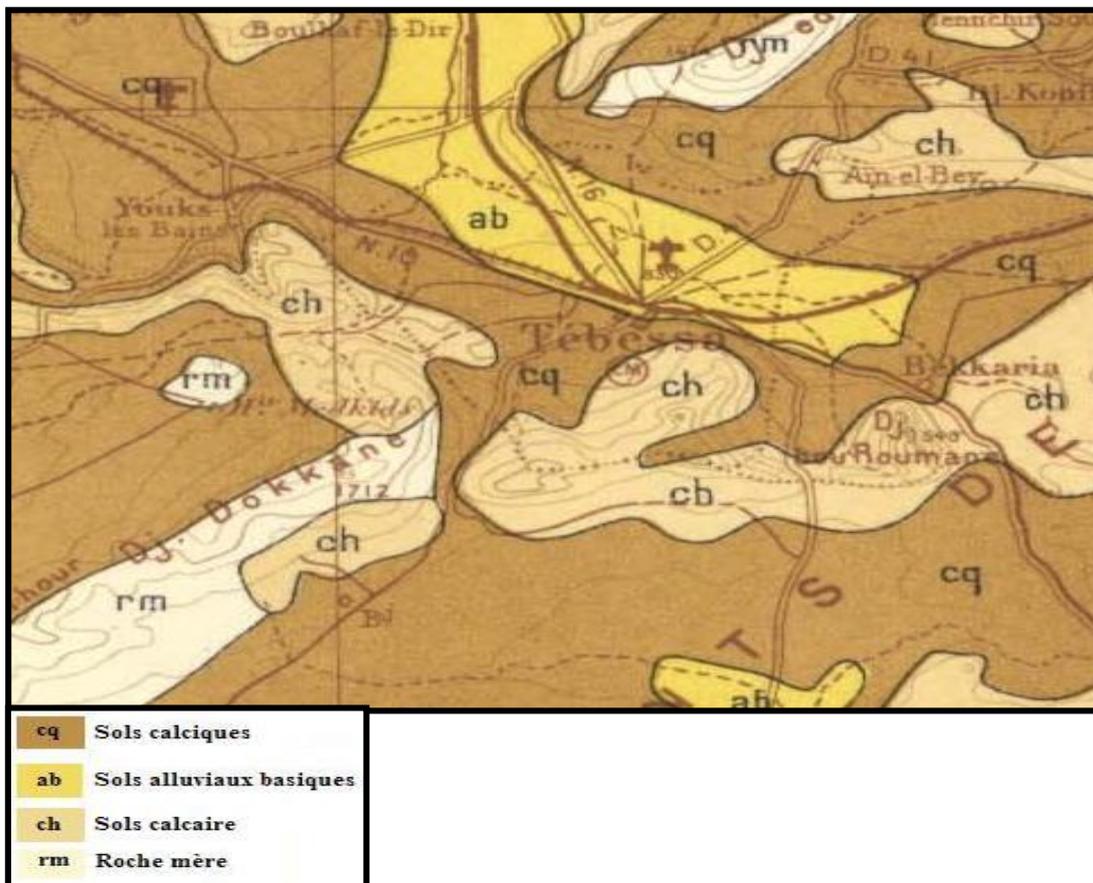


Figure 4.4 Extrait de la carte des sols de la ville de Tébessa à échelle : 1 / 50.000 (Berrah, 2017)

Un aperçu sur les différentes formations géologiques de la région d'étude permet de déterminer des zones dont les formations principales sont des argiles et des marnes à partir d'une description lithostratigraphique des âges existant dans la région. Parmi ces formations nous citons : le Mæstrichtien inférieur, qui est formé essentiellement par des marnes grises et des marno-calcaires, le Paléogène qui présente des formations d'argile et de gypse, le Pliocène caractérisé par l'abondance des argiles rouges. Les formations alluvionnaires sont marquées par la présence des argiles, des argiles caillouteuses, des dépôts de sable et limons.

Ainsi, la consultation des cartes et coupes géologiques issues des sondages carottés réalisés au niveau de la région étudiée affirme l'existence exclusive des formations argileuses et argilo-marneuses à faibles profondeurs qui, malgré leur hétérogénéité à l'échelle métrique, peuvent être considérées comme homogènes à l'échelle de la région d'étude, d'où on considère une seule unité lithologique dans notre secteur considéré et c'est plutôt la composition minéralogique qui devra servir de discrimination d'une formation ou de l'autre.

IV.6 Climat de la région

Le phénomène de retrait-gonflement d'un sol argileux ne peut être étudié sans la prise en compte des données hydroclimatiques de la région. Dans un contexte méthodologique classique, notre étude hydroclimatique se base sur des observations ponctuelles et des mesures in situ des différents paramètres climatiques relevés sur une longue période d'observation au niveau des stations climatiques. Nous exploiterons les données climatiques issues de la station météorologique de Tébessa sur une période de 10 ans s'étalant de 2004 à 2014.

IV.6.1 Données hydroclimatiques

La ville de Tébessa, comme toutes celles de la région des hauts plateaux de l'Algérie, se distingue par deux saisons : la saison sèche et chaude (avril à août) avec des précipitations presque nulles, et la saison moyennement pluvieuse et froide (septembre à mars) avec des précipitations plus au moins importantes. La figure 4.5 montre la répartition de la précipitation annuelle. Selon cette figure, le cumul de la précipitation annuelle maximale est de 596.1 mm en 2004. La variation climatique due principalement à la variation de la précipitation, mais aussi à la variation de la température moyenne qui varie de 4.9 à 28.8°C met les sols dans des états instables (figure 4.6), et l'humidité moyenne de 43.7% dans les périodes sèches à 82.3% dans les intervalles tempérés, qui influent à leur tour sur la partie supérieure des couches de sols argileux (figure 4.7).

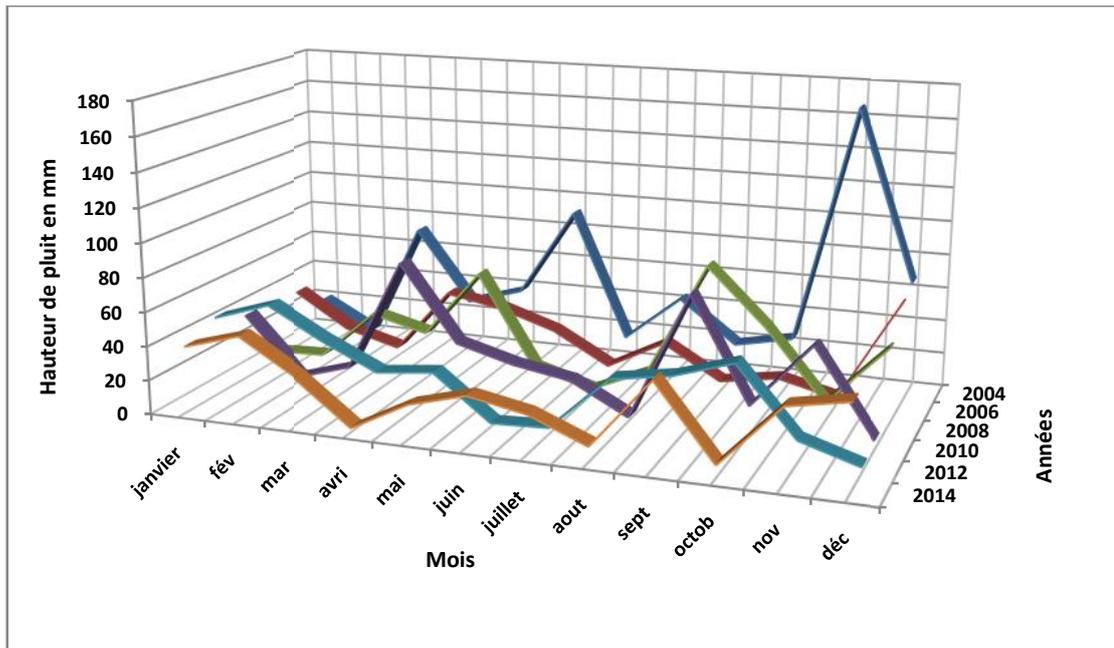


Figure 4.5 Répartition de la précipitation annuelle à la ville de Tébessa

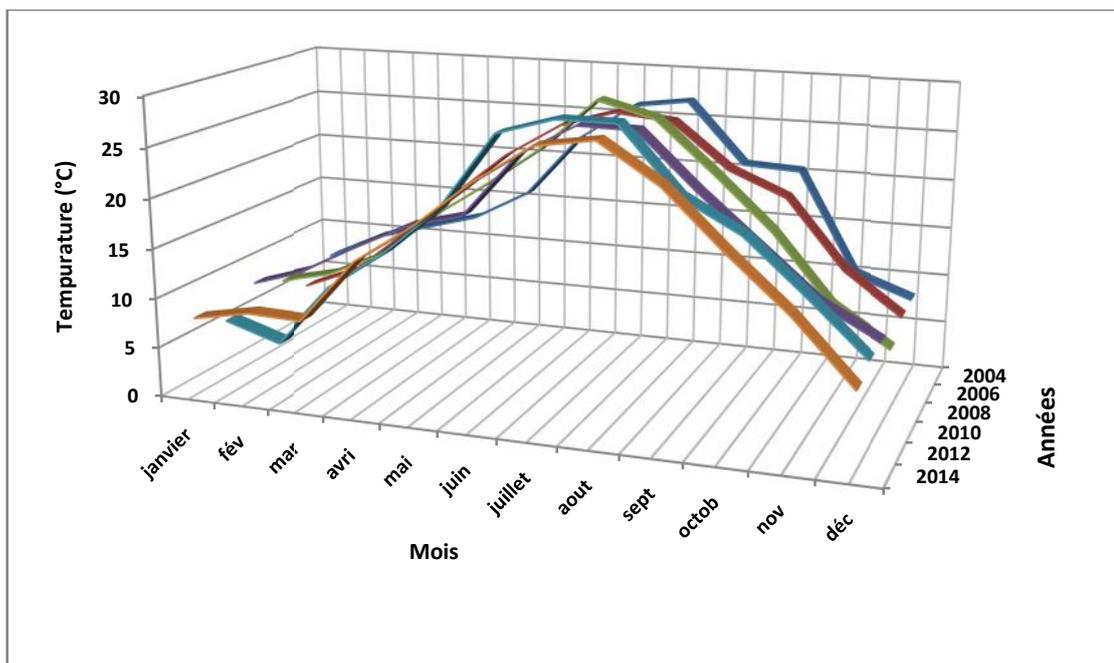


Figure 4.6 Répartition de la température moyenne annuelle à la ville de Tébessa

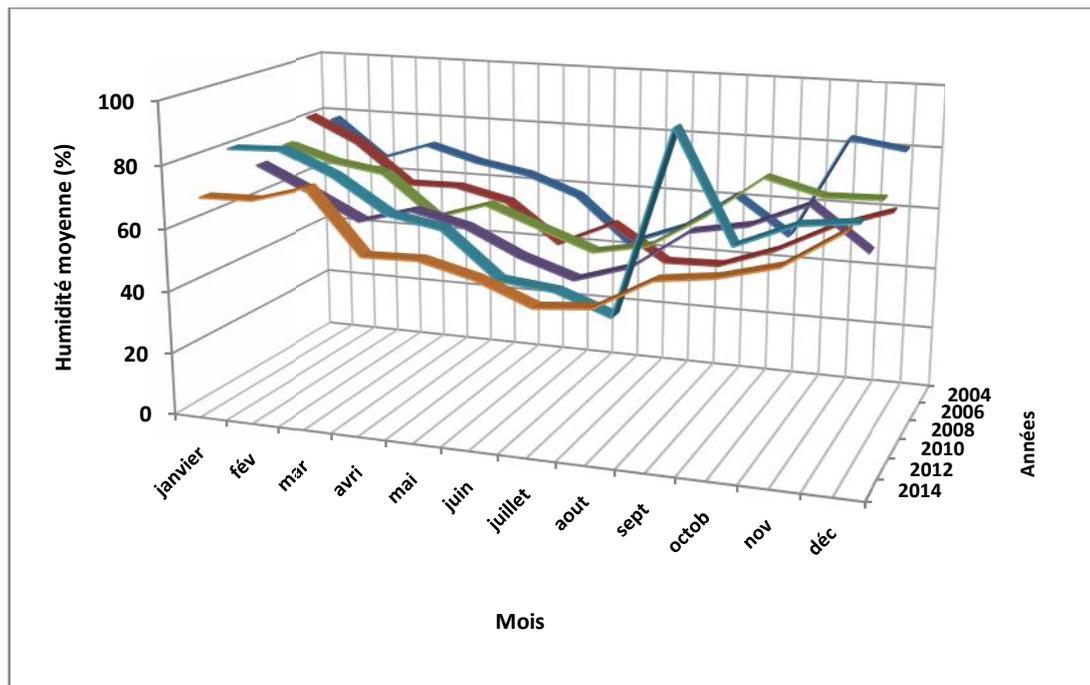


Figure 4.7 Répartition de l'humidité moyenne annuelle à la ville de Tébessa

IV.7 Hydrogéologique de la région

La plaine de Tébessa recèle trois niveaux d'eau (P1, P2 et P3) qui sont captés soit par des puits domestiques, cas du niveau *P1*, soit par des forages pour les deux restants. L'observation de la carte de la figure 4.8 montre une surface piézométrique irrégulière, la morphologie des courbes indique un écoulement de direction Sud-Est Nord-Ouest. Elle permet également d'identifier trois secteurs distincts :

- A l'Est, secteur de Bekkaria, l'espacement des courbes est presque régulier, avec des lignes de courant de direction Est-Ouest. L'alimentation de cette zone se fait par les bordures de la plaine. Le gradient hydraulique varie entre 0.003 et 0.005
- Au niveau de la zone de Tébessa la morphologie des courbes est assez régulière, due probablement au pompage des puits et des forages. L'espacement est plus important au Nord par rapport au Sud. Les gradients hydrauliques varient de 0.005 au nord à 0.1 au sud. On remarque une certaine alimentation de la nappe par les apports des bordures calcaires situées au sud de Tébessa.
- La région d'Ain Chabro, située à l'ouest de la zone d'étude, est caractérisée par une dépression de la surface piézométrique qui reflète une zone de drainage.

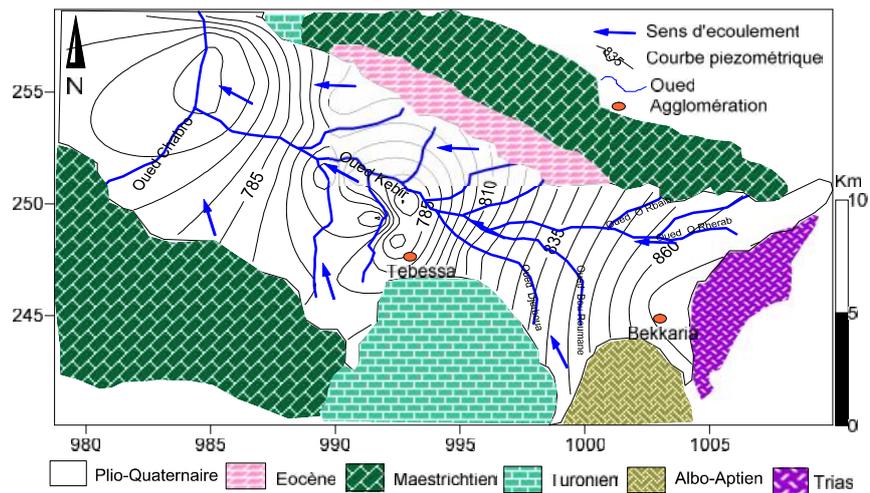


Figure 4.8 Carte piézométrique de la Nappe de Tébessa (Fahdi et al., 2014)

La nappe phréatique fluctue autour de 25 à 30 m, et on peut dire quelle est près de la surface où les sols seront quasiment non saturés, ce qui va causer des dégradations des ouvrages et les structures routières.

IV.8 Matériel et méthodes

Le problème de gonflement des sols et sa relation avec les propriétés géotechniques peuvent être étudiés par diverses approches. Dans ce travail de recherche, 40 échantillons ont été prélevés de la zone d'étude pour identifier les paramètres géotechniques du sol support, et connaître la pression de gonflement pour bien redimensionner la structure des chaussées flexibles existantes. Les essais ont été effectués sur des échantillons non remaniés obtenus à l'aide d'une foreuse rotative par alimentation hydraulique à des profondeurs allant jusqu'à 6 m, et selon la norme *BP X30-438*. Les sondages ont été effectués le long de certaines sections des routes nationales de la ville (RN10, RN16 et RN82) pour avoir des informations sur la formation des terrains, où la profondeur de la zone active variait 1 et 5 m.

Les emplacements des forages ont été délibérément choisis autour des sections où la chaussée a subi plusieurs dégâts en raison de gonflement (Figure 4.9). Les échantillons ont révélé que les sols sont des marnes argileuses, des limons d'argileux, des argiles et des marnes.

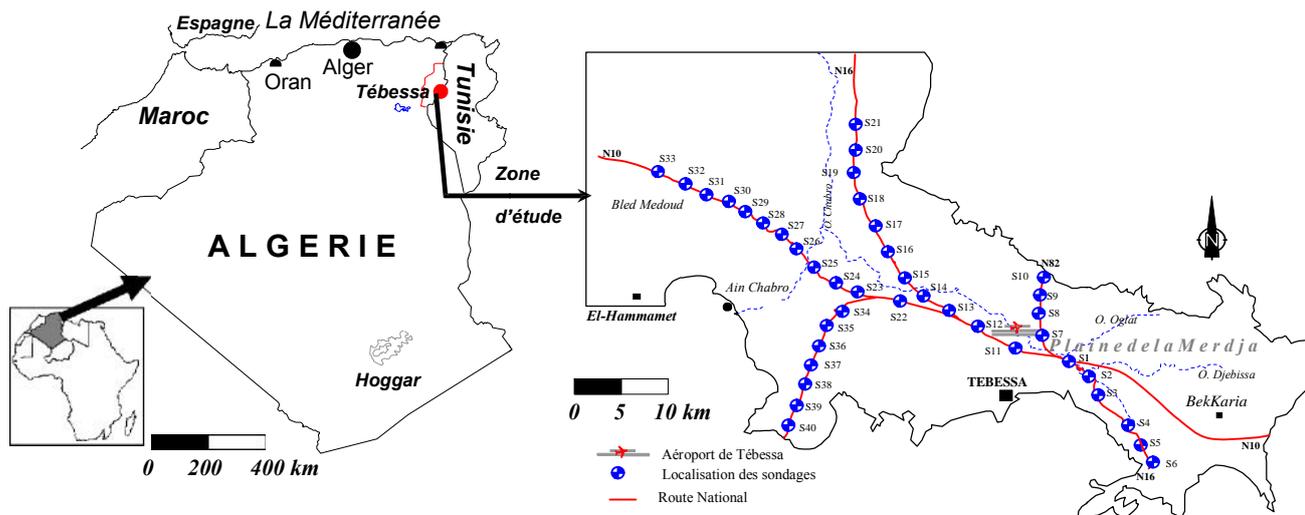


Figure 4.9 Implantation des sondages sur la zone d'étude

IV.8.1 Classification des sols selon GTR 2000 (NF P 11-300)

Le guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme (*GTR*) a été utilisé pour tester et classer les échantillons du sol support où les essais sont : fraction des particules inférieure de 0,080 mm ; teneur en eau ; densité sèche, limites Atterberg ; valeurs du bleu de méthylène et la teneur en carbonate (*GTR*, 2000). L'évaluation statistique des résultats des essais est récapitulée dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Données statistiques des propriétés physico-mécaniques et chimiques des échantillons testés

Propriétés	Nombre	Minimum	Maximum	Moyenne	déviaton
Particules <0.08mm (%)	40	53.78	97.2	86.89	9.86
Teneur en eau w (%)	40	11.71	28.55	19.14	3.85
Densité sèche ρ_d (Mg/m^3)	40	1.47	1.93	1.69	0.13
Limite de liquidité (%)	40	42	77	60	9.37
Limite de plasticité (%)	40	15	51	29.82	11.72
Indice de plasticité (%)	40	16	51	30.17	8.27
Valeur de bleu de Méthylène (cm^3/g)	40	2.08	10.86	5.12	1.99
Teneur en Carbonate (%)	40	6.56	74.20	41.16	17.10
Pression de gonflement (kN/m^2)	40	100	380	175.50	8.89

IV.8.1.1 Selon la granularité (NF P 94-056)

La granularité est la détermination de la dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol. Ce paramètre est déterminant pour préjuger les ateliers de terrassements utilisables et notamment pour évaluer l'épaisseur des couches élémentaires et les conditions

de malaxage éventuel avec un liant. C'est également un paramètre important à connaître pour apprécier la représentativité des essais de laboratoire. Toutefois la détermination de ce paramètre peut tolérer une certaine imprécision et en règle générale une estimation visuelle est suffisante.

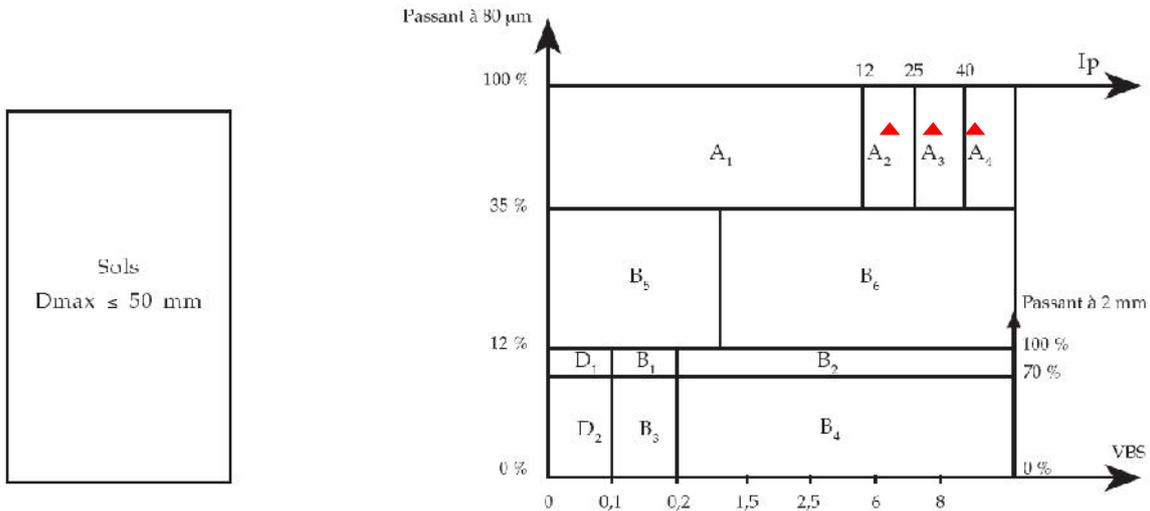


Figure 4.10 Classification des matériaux selon leur nature (GTR, 2000)

Les résultats des analyses granulométriques montrent que 100 % des sols analysés disposent des d'éléments de dimensions inférieurs à $80 \mu\text{m}$. Selon la méthode *GTR*, ces sols sont classés A2, A3 et A4, (A-7-6 selon la classification *AASHTO*), ce qui signifie que ce sont des argiles et des argiles marneuses, très cohérentes et presque imperméables à teneur en eau moyenne et faible, collent ou glissent à l'état humide, d'où difficulté de mise en œuvre sur chantier. S'ils changent de teneur en eau, c'est extrêmement lentement et avec d'importants retraits ou gonflements. Une augmentation de teneur en eau assez importante est nécessaire pour changer leur consistance (Voire Annexe 1).

IV.8.1.2 Selon l'indice de plasticité I_p (NF P 94-051)

C'est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols. Son interprétation est d'autant plus fiable que la proportion pondérale de la fraction $0/400 \mu\text{m}$ (fraction servant à l'essai) contenue dans le sol étudié est importante, et que l'argilosité de cette fraction est grande. D'après les résultats des essais, les valeurs des I_p varient de 16 à 51%, ce qui indique que ces sols sont moyennement à très argileux, et selon les auteurs seed et al., (1992), Holtz et Gibbs (1956) et Chen (1975), les taux de gonflement de ces sols sont moyennement à très élevés (Figure 4.11).

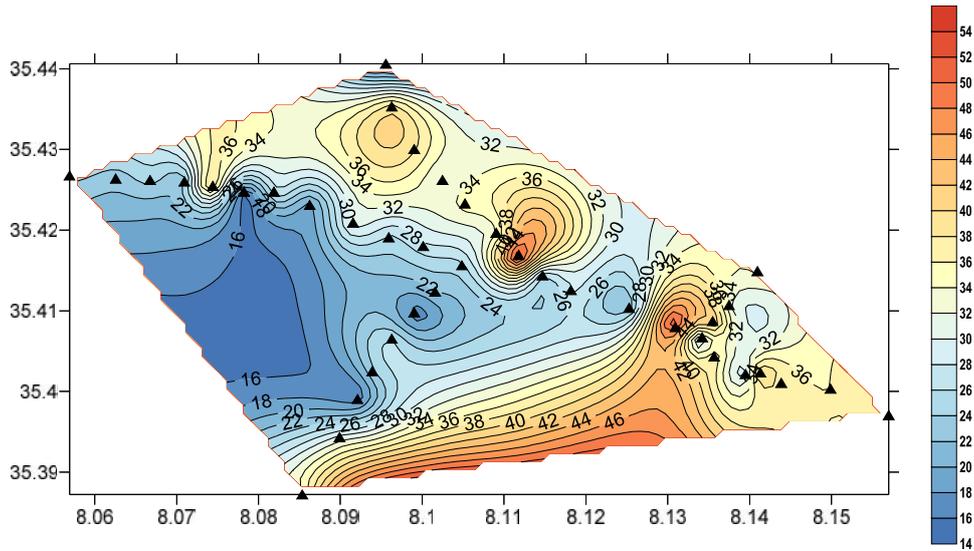


Figure 4.11 Répartition de l'indice de plasticité du le sol support

IV.8.1.3 Selon la valeur de bleu de méthylène VBS (NF P 94- 068)

C'est un paramètre qui permet de caractériser l'argilosité d'un sol. Ce paramètre représente la quantité de bleu de méthylène qui peut être adsorbé sur les surfaces externes et internes des particules de sol ou, autrement dit une grandeur directement liée à la surface spécifique du sol. Selon les résultats des essais, les VBS s'étalent entre 2 à 11 cm³/g, ce qui montre que ces sols sont des limons de plasticité moyenne et des argiles très plastiques (Figure 4.12)

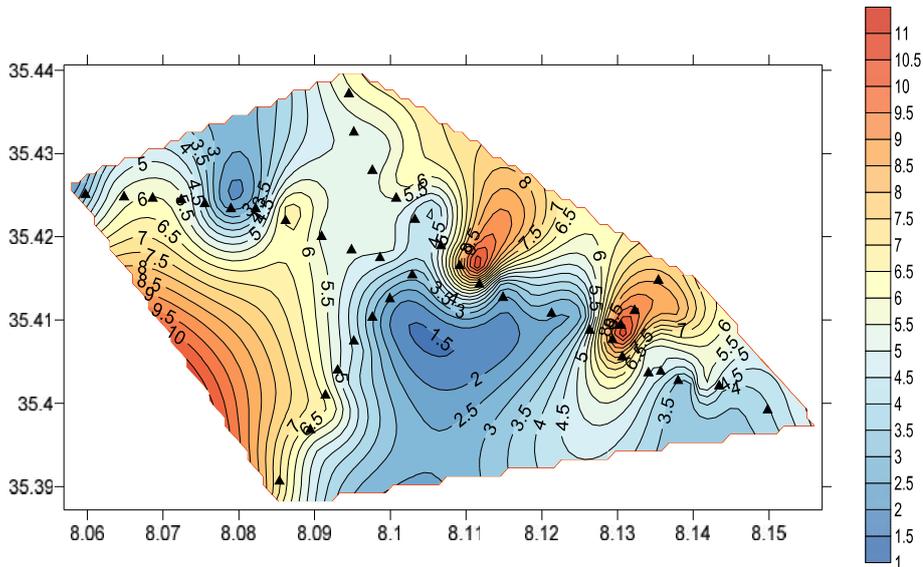


Figure 4.12 Répartition de VBS du sol support

IV.8.1.4 Selon la teneur en carbonate de calcium

L'essai consiste à déterminer le volume de gaz carbonique dégagé après attaque par l'acide chlorhydrique d'un gramme de matériau sec.

$$\% \text{CaCO}_3 = \frac{\text{Volume du CO}_2 \text{ dégagé par 1g d'échantillon}}{\text{Volume du CO}_2 \text{ dégagé par 1g de CaCO}_3 \text{ pur}}$$

Tableau 4.2 Teneur en CaCO₃ de quelques sols (Azzouz, 2006)

Teneur en CaCO ₃ (%)	État de sol
0-10	Argile
10-30	Argile marneuse
30-70	Marne
70-90	Calcaire marneux
90-100	calcaire

D'après la figure 4.13 la teneur en carbonate de calcium CaCO₃ varie entre 7 et 74 %, et selon le tableau 4.2 la majorité des sols de la zone d'étude sont des argiles marneuses et des marnes.

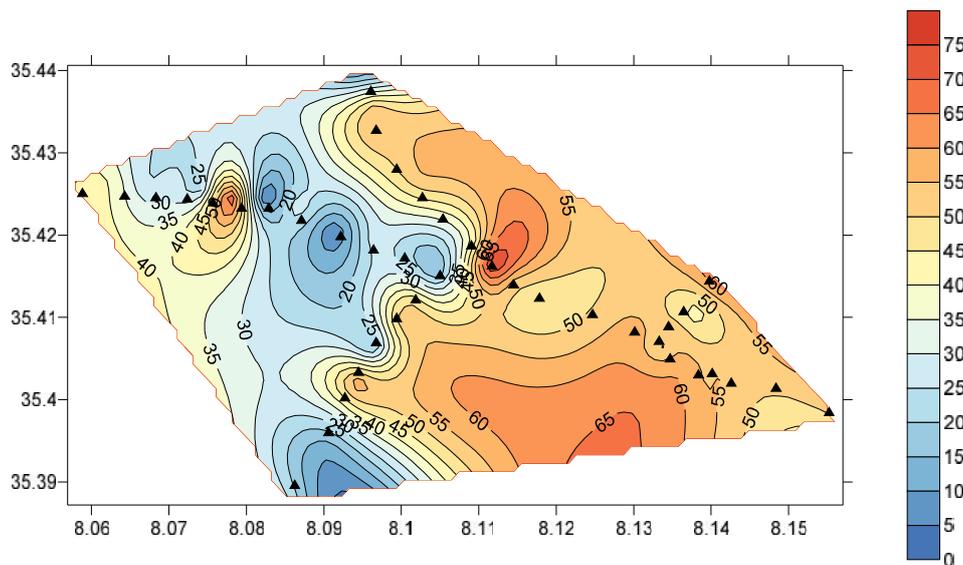


Figure 4.13 Distribution de la teneur en CaCO₃ du sol support

IV.8.1.5 Selon l'état hydrique

D'après la figure 4.14 et selon la classification de Costet et Sanglerat (1983), l'état hydrique du site est légèrement humide à humide ($14 < w\% < 29$). Cet état influe considérablement sur le comportement mécanique de ces types de sols (argiles, argiles marneuses et marnes) dès qu'il aura une variation de l'état hydrique causé par des

précipitations soudaine, ce qui explique clairement la présence du phénomène retrait-gonflement.

Tableau 4.3 Etat des sols à base de la teneur en eau (Costet et Sanglerat, 1983)

Teneur en eau (%)	État de sol
1-25	Légèrement saturé
25-50	Humide
50-75	Mouillé
75-99	Détrempé
100	Saturé

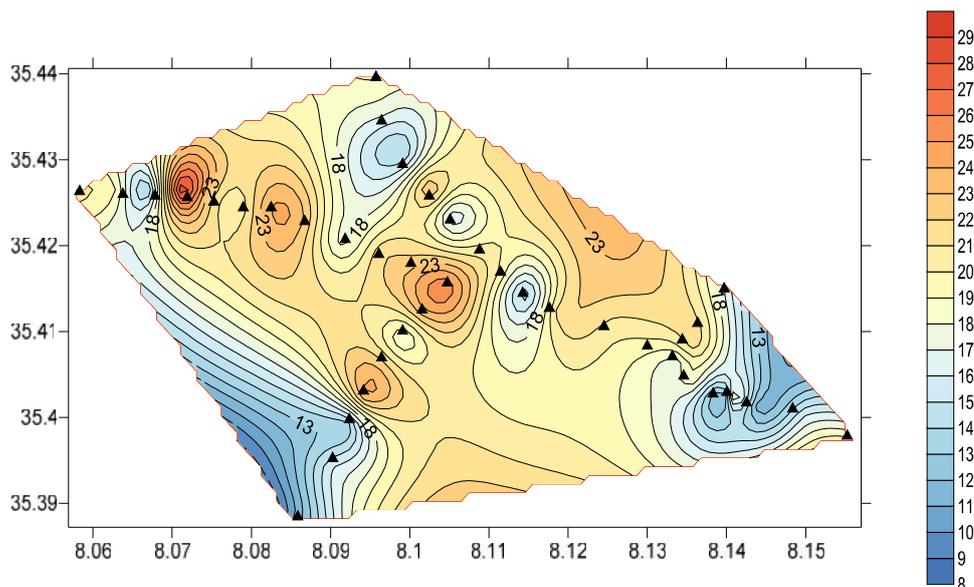


Figure 4.14 Répartition de la teneur en eau du sol support

IV.8.2 Selon la surface spécifique totale

La surface spécifique totale est la surface des grains solides sur laquelle le bleu de méthylène se fixe est donnée par :

$$s_{st} = (VBS/100) \times \left(\frac{N}{373}\right) \times 130 \times 10^{-20} \Rightarrow S_{st} = 21VBS \left[\frac{m^2}{g}\right]$$

D'où

VBS / 100 : fraction en % du bleu (< 2μ)

N : nombre d'Avogadro = 6.023 10⁺²³

373 : masse moléculaire du bleu de méthylène en gramme

130x10⁻²⁰ : surface en cm² d'une molécule d'eau.

D'après la figure 4.15 qui représente la répartition de la surface spécifique totale S_{st} qui varie entre 44 et 228 m^2/g et selon Morel (1996), les minéraux de la zone d'étude sont des argiles de type Illites et des montmorillonites (tableau 4.4).

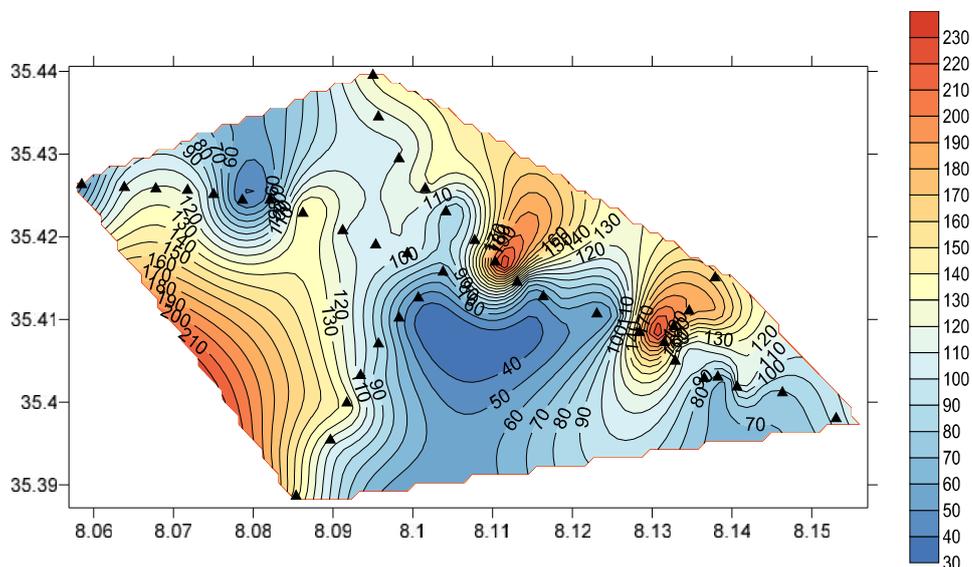


Figure 4.15 Répartition de la surface spécifique totale du sol support

Tableau 4.4 Surface spécifique et CEC de quelques minéraux argileux (d'après Morel, 1996)

Minéral	Surface interne (m^2/g)	Surface externe (m^2/g)	Surface totale (m^2/g)	CEC (milliéquivalent/100g)
kaolinite	0	10-30	10-30	5-15
illite	20-55	80-120	100-175	10-40
montmorillonite	600-700	80	700-800	80-150
vermiculite	700	40-70	760	100-150
chlorite	-	100-175	100-175	10-40

IV.8.3 Classification à base de la pression de gonflement

La figure 4.16 représente la distribution de la pression de gonflement P_g du sol support de la zone d'étude. Les résultats sont obtenus par l'essai œdométrique à gonflement libre et selon la norme XP P 94-091. La pression varie entre $100 < P_g < 380$ kPa. D'après le tableau 4.5 le sol support a une pression de gonflement moyenne à forte.

Tableau 4.5 Mesure directe de gonflement (Costet et Sanglerat, 1983)

Pression de gonflement P_g (kPa)	Type de gonflement
>1000	Très Fort
250-500	Fort
150-250	Moyen
50	Faible

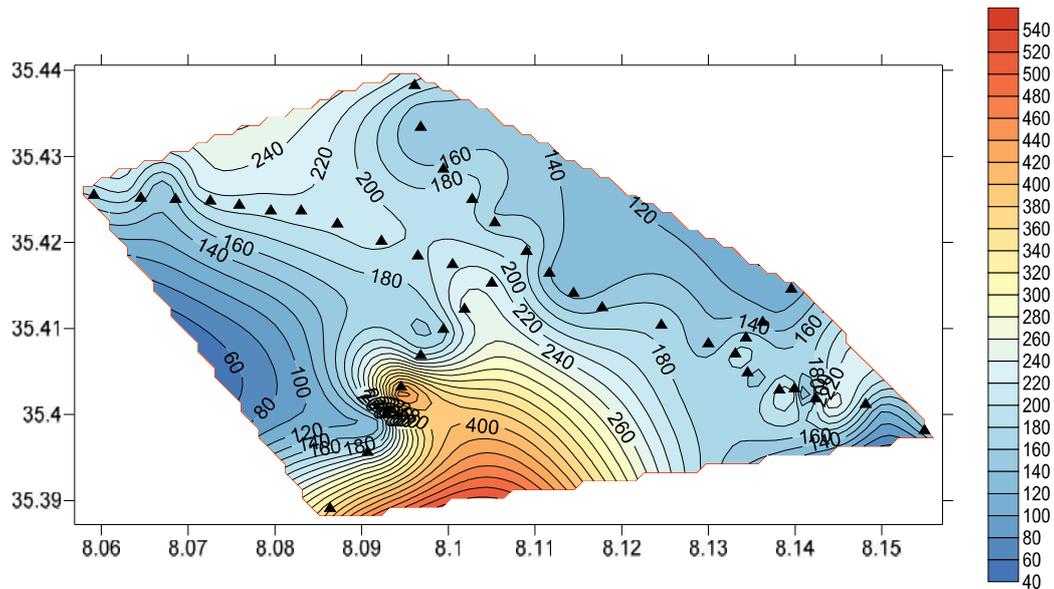


Figure 4.16 Distribution de la pression de gonflement P_g

IV.8.4 Classification selon l'abaque de Casagrande

La limite de liquidité w_L et l'indice de plasticité I_p sont utilisés non seulement pour déterminer la nature plastique des sols, mais également pour donner une idée sur le potentiel de gonflement, par le biais de l'abaque de Casagrande. L'examen graphique du nuage de points de la figure 4.17 montre que les sols sont dans la majorité des argiles inorganiques de plasticités moyennes à très élevées, et des limons organiques très plastiques.

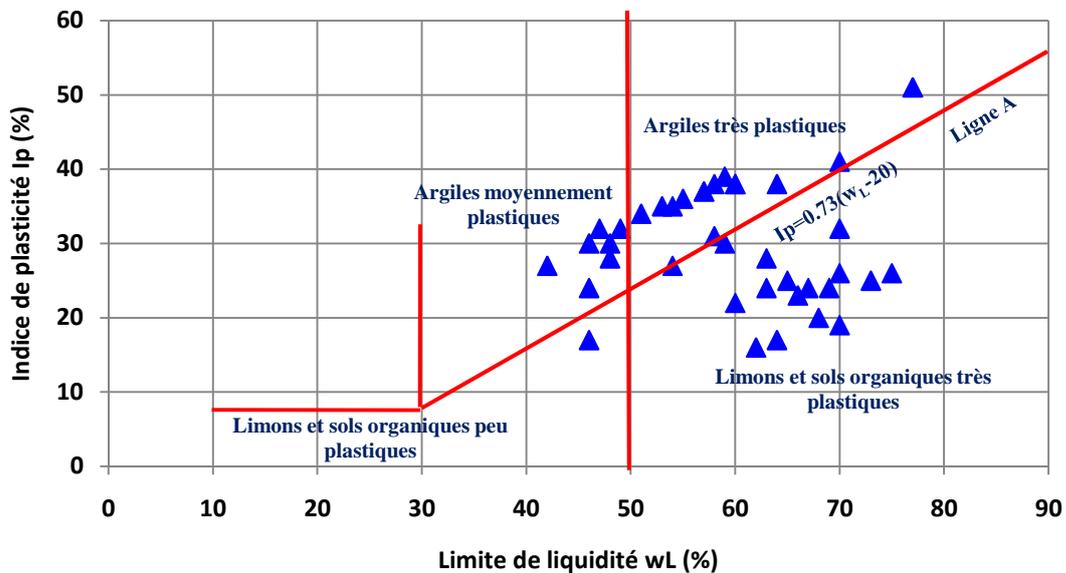


Figure 4.17 Classification du sol support à base de l'abaque de Casagrande (1948)

IV.8.5 Classification selon Dakshanamurthy et Raman

Dakshanamurthy et Raman (1973) se sont inspirés du diagramme de plasticité de Casagrande (1948) pour fournir une classification du potentiel de gonflement. L'examen graphique du nuage de points de la figure 4.18, montre que les sols ont un potentiel de gonflement s'étalant de moyen à élevé.

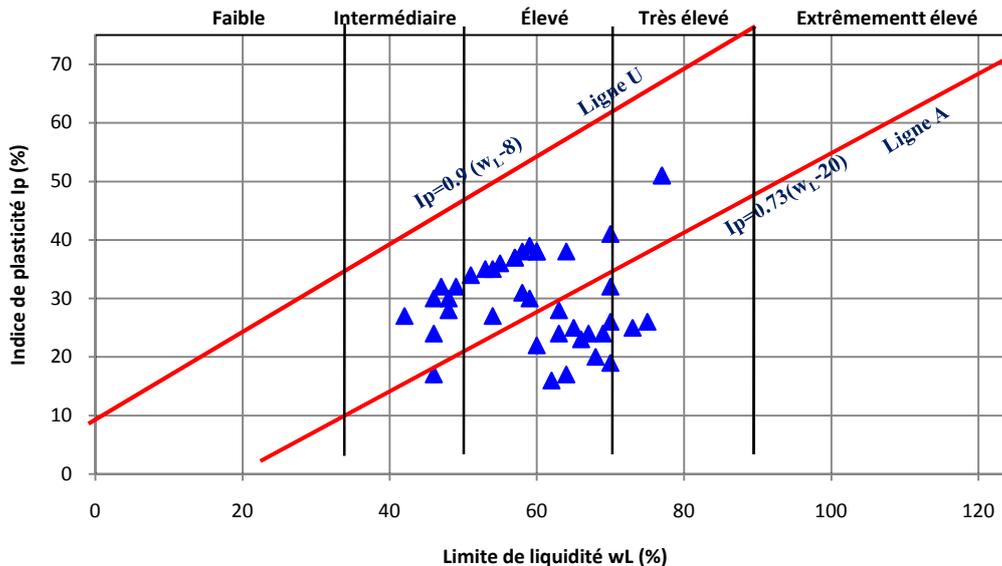


Figure 4.18 Classification du sol support de la zone d'étude basée sur Dakshanamurthy et Raman (1973)

IV.8.6 Classification par diffractométrie de rayon X

Le facteur prédominant qui détermine la susceptibilité d'une formation argileuse au phénomène de retrait-gonflement est lié à sa composition minéralogique. Une formation sera d'autant plus sensible au phénomène que sa fraction argileuse (au sens granulométrique) contient une forte proportion de minéraux argileux dits "gonflants". La détermination de la composition minéralogique d'une formation argileuse s'obtient directement par des analyses de caractérisation des minéraux argileux en laboratoire selon la méthode de diffractométrie aux rayons X (DRX). La DRX est une méthode d'analyse physico-chimique. Elle ne s'applique que sur la matière cristalline (minéraux, métaux, céramique...), mais pas sur la matière amorphe. La technique consiste à émettre des rayons X sur la matière cristalline.

Par conséquent, l'analyse par DRX a été utilisée pour obtenir une composition minéralogique semi-quantitative des argiles de Tébessa au moyen d'un diffractomètre de type PANalytical X'Pert PROX-Ray. Les résultats du test de la diffraction sur la poudre totale sont présentés sur la figure 4.19. La diffraction sur la poudre totale permet seulement

d'identification de la fraction argileuse gonflante (passant au tamis de 2 μ m), mais pas les types des minéraux argileux. Les résultats d'analyse représentés par des micrographies confirment que les sols supports sont des marnes argileuses avec 64% de calcite et 35% d'aluminosilicate. Le pourcentage de calcite contrôle la densité sèche du sol, alors que l'augmentation de la quantité d'aluminosilicate affecte notablement le comportement du sol.

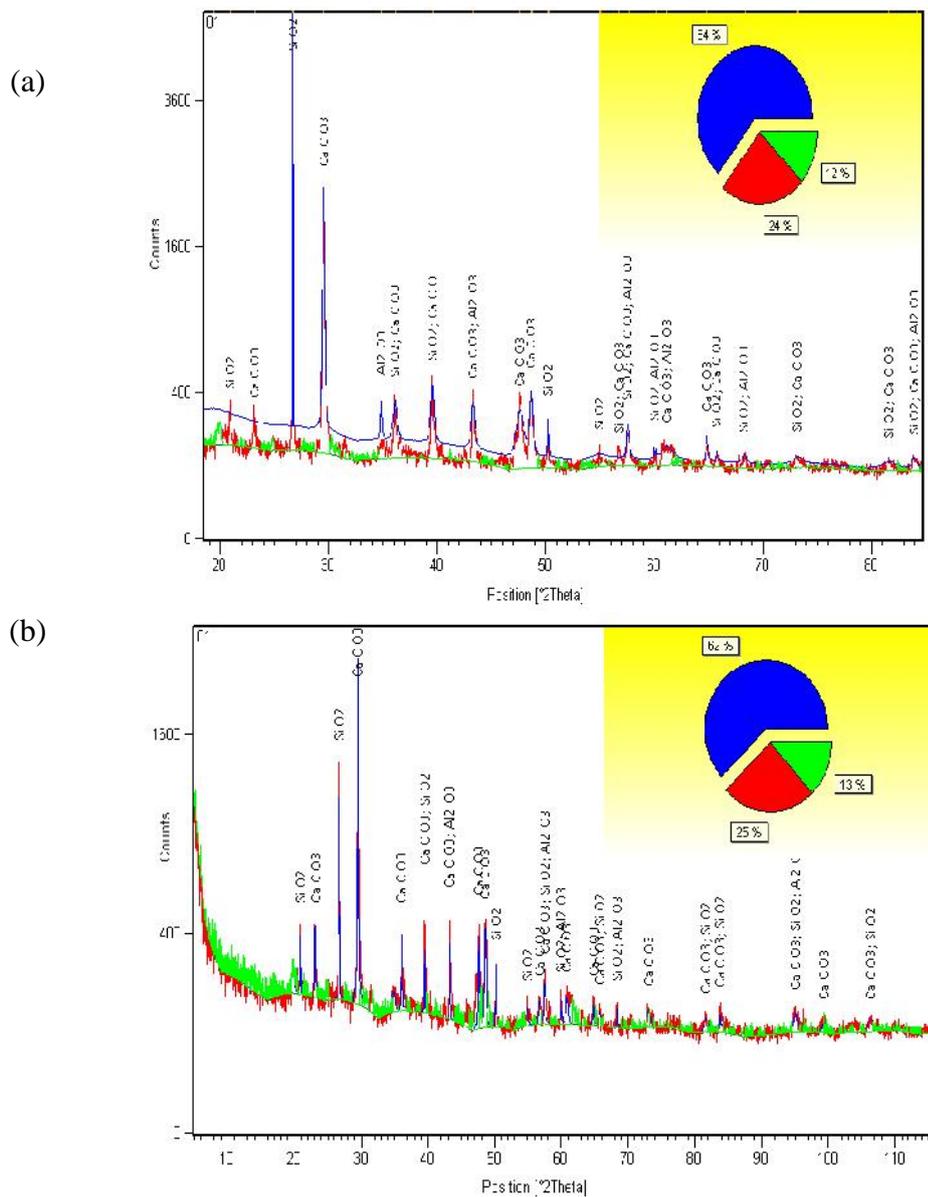


Figure 4.19 Identification par diffraction à rayon X des échantillons 11 et 37 (bleu : calcite, rouge : silicate, vert : aluminium)

IV.9 Analyses statistiques

Le but de cette approche est de discerner les paramètres de sol les plus influents sur la pression de gonflement et de la faire estimer. Le coefficient de corrélation R^2 et la régression linéaire simple ont été utilisés pour quantifier la liaison entre les variables géotechniques. Le tableau 4.6 illustre les coefficients de corrélations entre P_g et les particules inférieures à 0.080 mm C , la teneur en eau w , la densité sèche \dots_d , la limite de liquidité w_L , la limite de plasticité w_p , l'indice de plasticité I_p , VBS et la teneur en carbonate $CaCO_3$ respectivement, avec les modèles exponentiels, linéaire et logarithmique. La corrélation avec le modèle linéaire donne les valeurs les plus optimales pour C , w , PI et $CaCO_3$. Aussi LL , PL , PI , MBV et $CaCO_3$ ont une corrélation négligeable avec P_g . Les valeurs de R^2 pour w et \dots_d sont 0.549 et 0.717 respectivement et sont les valeurs les plus élevées de tous les paramètres.

En réalité, une augmentation de la pression de gonflement est due à l'augmentation de la densité sèche des argiles gonflantes. En outre, la teneur en eau affecte considérablement le comportement du sol et affecte les propriétés mécaniques du sol. Les résultats montrent que ces deux paramètres sont étroitement liés à la pression de gonflement, c'est-à-dire que la variation de ces paramètres provoque une variation notable du comportement des argiles de Tébessa.

Table 4.6 Résumé des résultats des coefficients de corrélation de P_g par rapport aux paramètres géotechniques

Propriétés	Coefficients de corrélation		
	Modèle exponentiel	Modèle linéaire	Modèle logarithmique
Particules <0.08mm (%)	- 0,023	- 0,026	- 0,019
Teneur en eau w (%)	0,541	0,549	0,541
Densité sèche \dots_d (Mg/m^3)	- 0,709	- 0,717	- 0,721
Limite de liquidité (%)	0.092	0.091	0.096
Limite de plasticité (%)	0,321	0,328	0,340
Indice de plasticité (%)	-0.210	-0.220	-0.216
VBS (cm^3/g)	-0,063	-0.080	-0.091
Teneur en Carbonate (%)	-0,305	- 0.315	-0,273

Pour comprendre la relation entre les paramètres du sol, la matrice de corrélation a été utilisée pour étudier la dépendance entre plusieurs paramètres géotechniques en même temps. Le tableau 4.7 étale les coefficients de corrélation entre chaque variable sous la forme d'une matrice. La dernière rangée de la matrice de corrélation décrit le niveau de régression entre P_g et d'autres paramètres géotechniques cités ci-dessus. Cela montre que w et w_p sont fortement corrélés positivement avec des coefficients de 0.74 et 0.57 respectivement. En outre, \dots_d est fortement corrélé négativement à P_g avec un coefficient de corrélation de $- 0,85$.

Table 4.7 Matrice de corrélation des paramètres géotechnique de la zone d'étude

Variabiles	<i>C</i>	<i>w</i>	<i>ρ_d</i>	<i>w_L</i>	<i>w_P</i>	<i>I_P</i>	<i>VBS</i>	<i>CaCO₃</i>	<i>P_g</i>
<i>C</i>	1								
<i>w</i>	-0,06	1							
<i>ρ_d</i>	0,07	-0,7	1						
<i>w_L</i>	0,03	0,22	-0,27	1					
<i>w_P</i>	-0,16	0,33	-0,24	0,71	1				
<i>I_P</i>	0,27	-0,21	0,03	0,12	-0,61	1			
<i>VBS</i>	0,27	-0,06	0,05	0,38	-0,13	0,61	1		
<i>CaCO₃</i>	0,19	-0,26	0,4	-0,27	-0,48	0,38	0,18	1	
<i>P_g</i>	-0,16	0,74	-0,85	0,3	0,57	-0,47	-0,28	-0,56	1

C : particules <0.08mm (%), *w* : teneur en eau (%), *ρ_d* : densité sèche (Mg/m^3), *w_L* : limite de liquidité (%), *w_P* : Limite de plasticité (%), *I_P* : Indice de plasticité (%), *VBS* : valeur au bleu des sols (cm^3/g), *CaCO₃* : teneur en carbonate (%), *P_g* : pression de gonflement (kN/m^2).

IV.9.1 Estimation de *P_g* par analyse de régression multiple

Le potentiel, le taux et de la pression de gonflement dépendent des caractéristiques des minéraux argileux, de la structure la texture, ainsi que d'autres aspects physico-chimiques du sol, tels que la valence des cations, la concentration en sel et la cimentation et la présence de la matière organique (Holtz et al., 2011). D'autres facteurs influant sur le changement de volume du sol, y compris la densité, les conditions de chargement et la teneur en eau ont été discutés plus tôt par Gromko (1974). De nombreuses méthodes ont été proposées pour la mesure et la prédiction du potentiel de gonflement sols (Seed et al., 1962, Van Der Merwe, 1964, Johnson et al.,1978, Fredlund et al.,1980, Tang et al.,2009, Abbas et Dhowian, 2010, qui peuvent être classés en deux catégories d'approches à savoir indirectes et directes (Al-Shamrani et al., 2003).

Les méthodes indirectes sont des approches statistiques basées sur des expressions empiriques ou semi-empiriques qui relient le pourcentage de gonflement ou la pression de gonflement aux paramètres du sol tels que les limites d'Atterberg, la teneur en argile, l'activité, le retrait linéaire, la teneur en eau, succion du sol ou par leurs combinaisons (Seed et al., 1962, Gromko, 1974). Les méthodes directes nécessitent la mesure de l'expansion au laboratoire par le biais des essais œdométriques.

L'analyse de régression multiple utilisée pour corréler la pression de gonflement mesurée avec les propriétés du sol a révélé le résultat suivant :

$$P_s = 396 - 272\rho_d + 1.78 w + 1.10 w_P + \varepsilon \quad (4.1)$$

Où v est le terme d'erreur aléatoire Gaussien à moyenne nulle. Cette erreur est causée par certaines conditions incertaines telles que le fait de relaxation des contraintes sur les carottes du sol pendant et après l'extraction.

Le coefficient de corrélation R^2 de l'équation 4.1 est de 0.879 et la valeur ajustée est 0.868. Le coefficient de corrélation ajusté, désigné par $R^2(adj)$ représente l'ajustement pour le degré de liberté dans l'équation estimée. Le test t ainsi que les p-valeurs correspondant pour l'équation 4.1 sont présentés dans le tableau 4.8. Chaque variable dans l'équation est significative tant sa p-valeur est inférieure à 0.05.

Table 4.8 Résultats de l'analyse de régression de l'équation 4.1

variables	Coefficient	t-statistique	p-valeur	FIV
Constant	395.68	8.08	0.000	
$\dots d$	171.69	7.76	0.000	1.95
w	1.7847	2.27	0.029	2.06
w_p	1.1024	5.81	0.000	1.11

Une méthode formelle pour détecter la présence de multicollinéarité (corrélation entre des prédicteurs) consiste en des facteurs d'inflation de la variance. Ces facteurs mesurent combien les variances des coefficients de régression estimés sont enflées par rapport à celles où les variables indépendantes ne sont pas linéairement liées. Certains auteurs tels que Neter et al., (1983) et O'Brien (2007) suggèrent une tolérance de détection formelle ou le facteur d'inflation de variance FIV pour la multicollinéarité, où FIV peut être calculé en utilisant la formule suivante :

$$VIF = \frac{1}{1-R_i^2} \quad (4.2)$$

Où R_i^2 est le même que R^2 . L'utilisation de FIV est le moyen le plus fiable d'examiner la multicollinéarité. En règle générale, si FIV est supérieur à 10 (ou supérieur à 5 pour être très conservateur), il y a un problème de multicollinéarité (O'Brien, 2007). En outre, le tableau 4.8 montre que les facteurs d'inflation de variance restants sont satisfaisants. Le facteur d'inflation de variance le plus élevé des variables prédictives est de 2,06. Cela signifie que l'erreur standard pour le coefficient de cette variable prédictive est de 1.43 c-à-d $\sqrt{2,06}$ fois plus grande qu'il le serait.

IV.9.2 Vérification de la nouvelle équation de pression de gonflement

Les valeurs estimées de la pression de gonflement par la nouvelle équation en fonction des valeurs mesurées sont représentées sur la figure 4.20. On remarque que les valeurs estimées se concordent bien avec les valeurs mesurées, et cela est confirmé par un coefficient de corrélation élevé qui vaut 0.878.

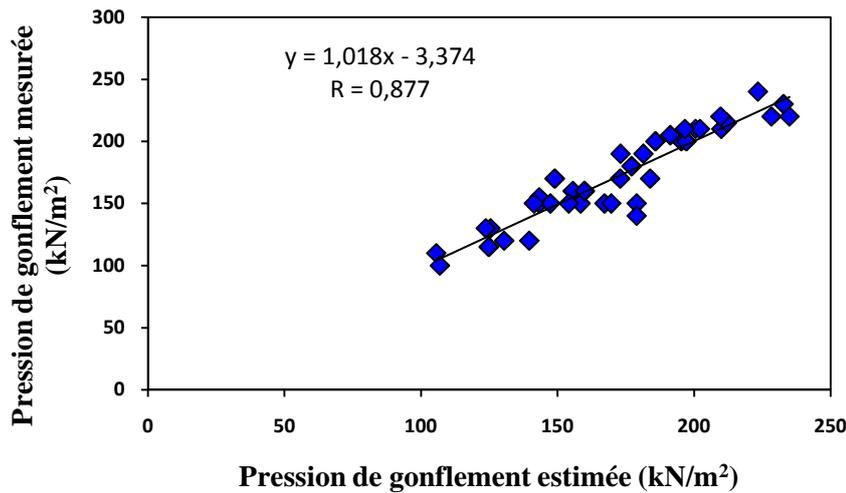


Figure 4.20 Valeurs mesurée en fonction des valeurs estimées de P_g des argiles de Tébessa

A la base des données géotechniques présentées dans ce travail, une comparaison a été effectuée entre la nouvelle équation et les équations développées par d'autres chercheurs tels que David et Komornik (1969) qui utilisent w_L, \dots_d et w , Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) qui ont utilisé deux modèles, le premier avec w_L et w , et le second en considérant w_L et \dots_d . Chen a employé seulement I_p dans son modèle (Djedid et al., 2013) et Türköz (2011) qui a développé un modèle en utilisant \dots_d et VBS . La figure 4.21 montre que les pressions de gonflement estimées par les deux équations de Vijayvergiya et Ghazzaly ont donné les résultats les plus approximatifs par rapport à la nouvelle équation, alors que la formule de Chen donne des estimations plus proches, mais avec quelques échantillons. L'équation de David et Komornik surestime P_g , contrairement au modèle de Türköz qui la sous-estime. Les courbes montrent que le nouveau modèle fournit la meilleure estimation de P_g par rapport aux valeurs calculées au laboratoire.

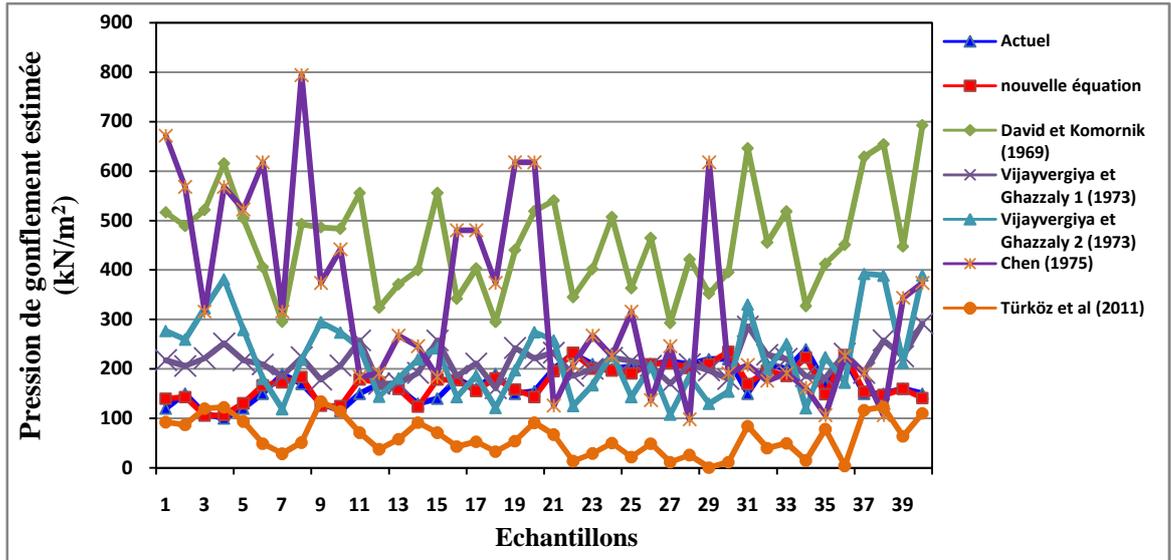


Figure 4.21 Valeurs estimées de P_g pour les argiles de Tébessa selon différents auteurs

IV.10 Conclusion

Les principales conclusions de cette étude peuvent être résumées comme suit :

L'analyse par *DRX* a révélé que les sols de la zone d'études sont des marnes argileuses avec 64% de calcite et 35% d'aluminosilicate. On a noté que la montmorillonite était abondante avec un faible pourcentage d'illite et de kaolinite. La composition minéralogique de l'argile affecte la pression de gonflement, où le pourcentage de calcite contrôle la densité sèche du sol et augmente considérablement la teneur en aluminosilicate. Une nouvelle équation pour estimer la pression de gonflement des sols support a été développée dans le but de l'utiliser dans la conception des chaussées pour éviter les dommages dus aux soulèvements excessifs. L'équation proposée a été obtenue par une analyse à régression multiple entre les résultats des essais de gonflement, mesuré par l'essai œdométrique à gonflement libre, et la densité sèche \dots_d , la teneur en eau w et la limite plastique w_P , de 40 échantillons collectés le long des sections de routes nationales de la ville de Tébessa. La performance de la modélisation a été contrôlée par la méthode *FIV* pour examiner la multicolinéarité. L'équation proposée présentait un coefficient de corrélation élevé R^2 de 0.887. Le modèle a prouvé sa performance d'estimation lorsqu'il a été comparé avec d'autres modèles cités dans la littérature.

CHAPITRE V :

**MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE
LA CHAUSSÉE**

Chapitre V : Modélisation numérique de la chaussée

V.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude du comportement d'un système de chaussée souple reposant sur un sol support gonflant, avec une élaboration d'un modèle numérique adéquat, conçu pour mieux comprendre le mécanisme des déformations induites par le sol support et leur influence sur le comportement des chaussées soumises à un trafic routier. L'autre but principal de cette simulation par éléments finis est d'appréhender les raisons qui rendent les déformations à se manifester dans des parties distinctes dans la chaussée, et de trouver la meilleure approche de simulation des contraintes et des déformations. En raison que chaque type de sol obéit à une loi de comportement bien définie, on a attribué à chaque élément de sol le modèle qui lui convient pour bien s'approcher de la réalité, d'où cette analyse en contrainte-déformation va génère une plateforme support pour le développement des futurs modèles en déformations permanentes.

Pour bien s'approcher le plus près de l'état réel de sol, le modèle numérique est inspiré d'une structure existante qui comprend un corps de chaussée de type souple et qui repose sur un sol support gonflant, la chaussée a subi des dégradations majeures après 6 mois de sa conception. La section d'étude de la chaussée dégradée se trouve au niveau la route nationale RN16 dans la ville de Tébessa, au nord-est de l'Algérie. Les couches de roulement et base détériorées ont été décapées et remplacées par de nouvelles couches, puis la chaussée est ouverte au trafic durant une même période de dégradation (6 mois). Les déflexions ont été mesurées par une station totale sous différente charge de trafic à savoir : 12.1 à 155.52 kcycles (cycle \times 1000) par des essieux standards à double roue de 80 kN. Le transfert de la pression des pneus à la chaussée est un problème tridimensionnel ; en effet, il a été calculé et résolu en conditions bidimensionnelles, où l'avantage est de réduire le temps et l'erreur de calcul (Barends et al., 2002). La modélisation a été effectuée par le code de calcul Plaxis, version 2012. Le comportement du matériau de la couche d'asphalte est simulé linéaire, par contre celui du corps de la chaussée et du sol support sont non linéaire.

V.2 Matériel et méthode

La structure de chaussée sélectionnée pour cette étude est illustrée à la figure 5.1. Cette structure a subi plusieurs déformations, notamment des fissures transversales, fissures

en carrelage le long des accotements et des ornierages à grand rayon de 0.06 m (figure 2.5). Par conséquent, la structure a été remplacée par une nouvelle chaussée dimensionnée à base de la méthode *CBR*. La structure de la chaussée est constituée d'une couche de roulement de 0.06 m en béton bitumineux, une couche base en grave concassé de 0.20 m, une couche de fondation en grave concassée de 0.20 m et une couche de forme en tuf calcaire de 0.20 m. L'ensemble de la structure repose sur un sol support expansible en argile limoneuse. La nouvelle section routière a été ouverte au trafic pour analyser les déformations. La charge du trafic est mesurée en fonction d'essieu standard de 80 kN transmis par une double roue sur une période de 6 mois et c'est la raison pour laquelle la chaussée a été détériorée durant la même période.

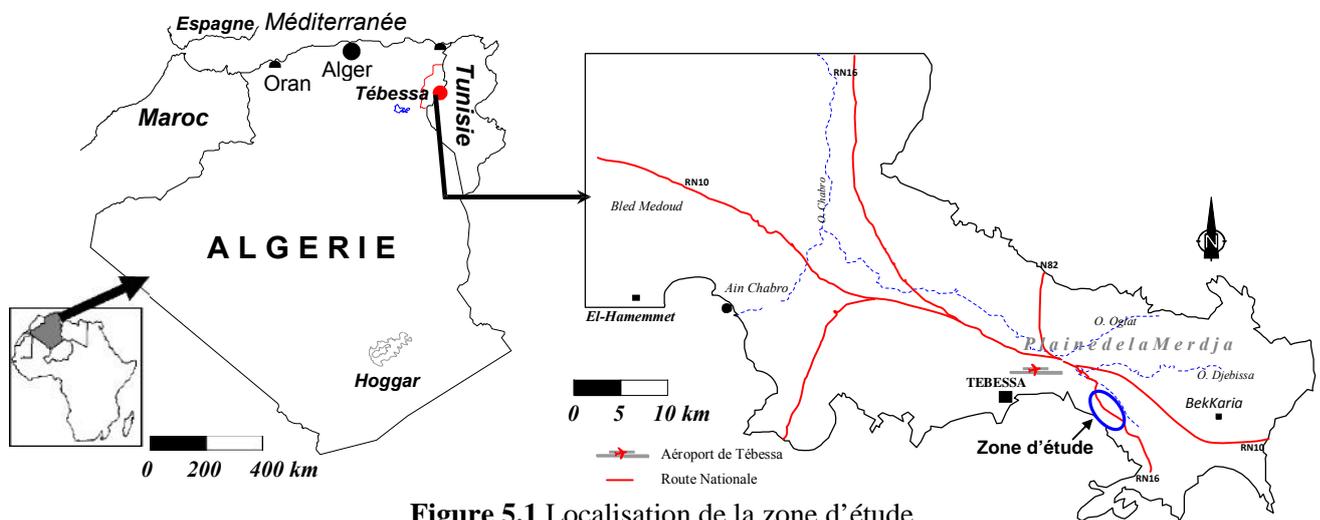


Figure 5.1 Localisation de la zone d'étude

Une station totale de type *Leica TS02 plus* a été utilisée pour mesurer les déflexions sur la couche de roulement aux distances : 0, 1, 2, 3, 4, 4.5 et 5 m, à partir du terre-plein central *TPC* au milieu de l'application de la charge du camion ; après 12.1, 18.2, 25, 920, 51, 840, 77,8, 103,680, 129,6 et 155,52 kcycles (figure 5.3). Les résultats des essais effectués au laboratoire et les mesures in situ sont représentés dans les tableaux 5.1 et 5.2.



Figure 5.2 État de la chaussée dégradée avant renouvellement

Tableau 5.1 Paramètres d'entrée du modèle

Matériaux	Asphalte	Couche de base	Couche de fondation	Couche de forme	Sol support
Épaisseur, m	0.06	0.2	0.2	0.2	5.0
Module de Young, MPa	5400	250–200	140–90	70	-
Coefficient de Poisson	0.35	0.35	0.35	0.25	-
Poids volumique, kN/m ³	25	21.2	22.0	20	18
Cohésion, kPa	-	30	20	9	100
Angle de frottement (°)	-	43	44	36	16
Angle de dilatance (°)	-	13	14	6	0
Indice de compression modifier, λ^*	-	-	-	-	0.086
Indice de gonflement modifier, κ^*	-	-	-	-	0.043
Pression de gonflement kPa	-	-	-	-	250
Déformation de gonflement, s (%)	-	-	-	-	9.7
CBR	-	55	55	45	5
Compacité C%	-	100	100	100	95

Tableau 5.2 Résultats des flexions mesurées sur terrain

Distances de TPC (m)	Déflexion (10^{-3} m)						
	18.2kcycles	25.92 kcycles	51.84 kcycles	77.8 kcycles	103.68 kcycles	129.6 kcycles	155.52 kcycles
0	8.8*	8.4	8.6	9.1	9.6	9.7	9.6
1	8.3	7.4	7.3	7.3	7.5	7.2	6.8
2	6.6	4.5	3.2	2.3	1.8	0.2	-1.2
3	3.3	-0.7	-4.5	-7.8	-12.3	-18.2	-24.3
4	0.2	-5.8	-13	-19.8	-28.9	-39.2	-50.5
4.5	-0.3	-7	-14.8	-22.1	-31.8	-42.9	-55
5	-0.3	-7.4	-15.3	-22.8	-32.8	-44.2	-56.9

* Remarque : le signe positif signifie que la déflexion est vers le haut et vice-versa.

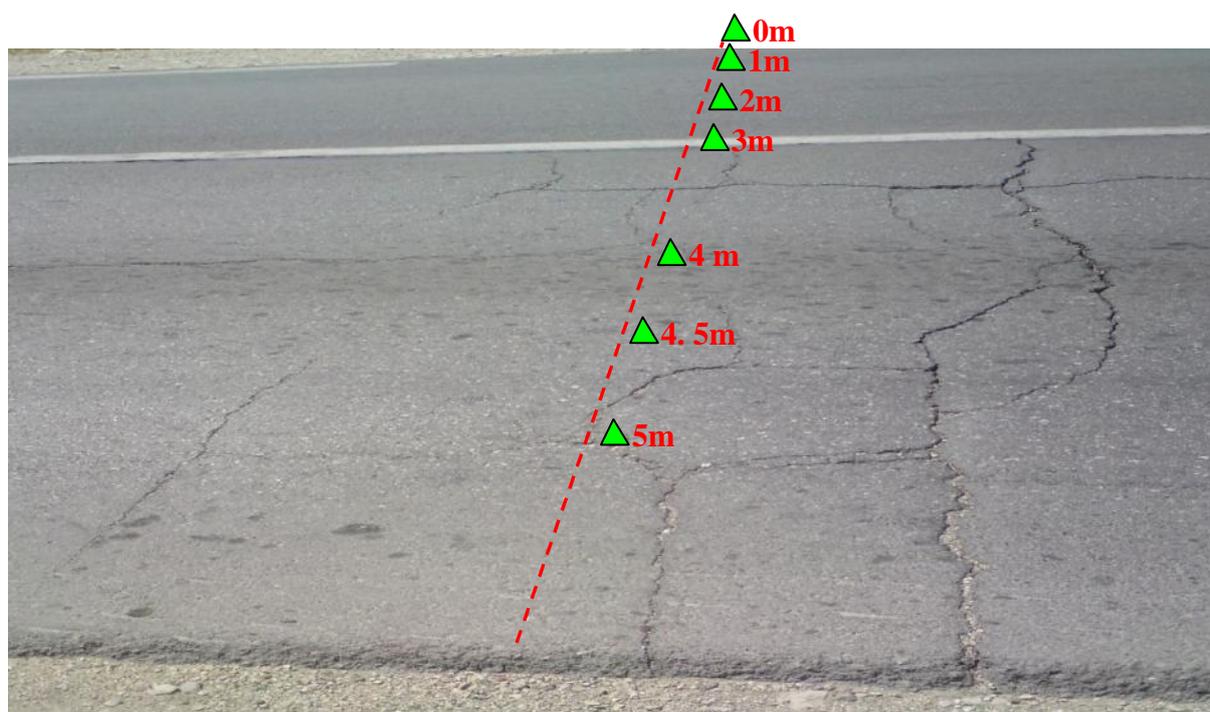


Figure 5.3 Mesure les déflexions sur la couche de roulement de la nouvelle chaussée après 6 mois

V .3 Analyses par éléments finis de la chaussée

La méthode *CBR*, basée sur une approche empirique est largement utilisée dans le dimensionnement des chaussées souples, et a comme inconvénient de ne pas tenir en compte de l'effet de la pression de gonflement. Par conséquent, les méthodes numériques telles que la méthode par éléments finis *MEF* présentent une bonne approche pour la simulation des conditions complexes des terrains comme que le retrait-gonflement et a pour avantage d'étudier leurs comportements. Dans la *MEF*, les couches de chaussée sont considérées comme solides continus (Hadi et Bodhinayake, 2003). Le domaine du solide continu est divisé en sous-domaines qui sont discrétisés à un certain nombre d'éléments de taille finie, puis l'assemblage de tous ces éléments représente un enjeu dans l'analyse numérique. Plusieurs modèles avancés de sols font compte que pour la simulation des variations de volume des sols en raison des fluctuations de la teneur en eau nécessitent la saturation du sol. Une telle analyse est considérablement plus difficile, en particulier lorsque la simulation comporte un système en multicouche comme c'est le cas d'une section de chaussée.

L'utilisation de la *MEF* est devenue une méthode privilégiée dans le calcul des contraintes et des déformations à l'aide d'ordinateurs qui procurent un calcul à une grande vitesse et avec la disponibilité et le développement fulgurant de nouveaux logiciels. En outre, cette méthode peut traiter le comportement non linéaire des matériaux. Dans la plupart des logiciels, la simulation la charge de trafic se fait de manière statique et l'incorporation de la charge de trafic comme charge dynamique est encore dans ses premiers stades de recherche (Cao et al., 2016).

Dans cette étude, la modélisation a été effectuée par la *MEF* en conditions bidimensionnelles axisymétrique et discrétisée par éléments triangulaires à 15 nœuds. La dérivation de la matrice de rigidité a pris en compte les facteurs suivants : la géométrie, degrés de liberté qui autorisent les déplacements des nœuds et les propriétés des matériaux. Le comportement des couches granulaires et le sol support est considéré plastique non linéaire avec conditions non drainées et drainées respectivement, tandis que la couche de roulement en béton bitumineux est simulée par une loi élastique linéaire. Les interfaces entre les couches sont prises entièrement collées. Le modèle proposé pour l'analyse avec le code de calcul PLAXIS v.2012 est illustré dans la figure 5.3, avec un niveau piézométrique à 0.50 m.

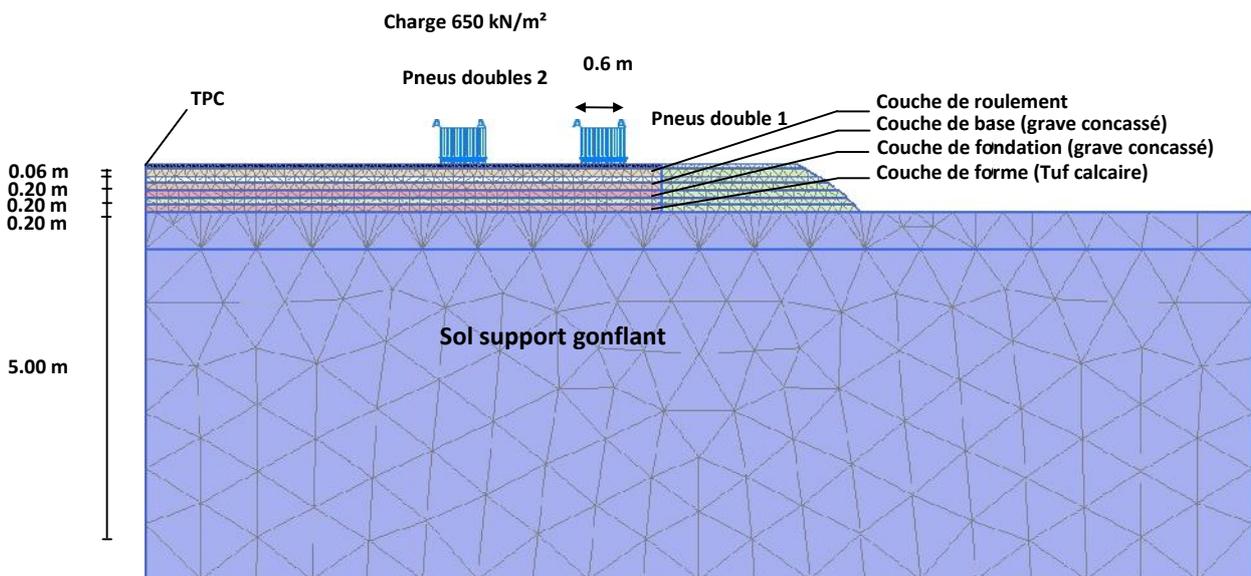


Figure 5.4 Discretisation et conditions aux limites du modèle numérique

L'effet dynamique du trafic est pris en compte par le facteur d'amplification dynamique de la charge supplémentaire. La pression transmise par les pneus a été simulée par une charge uniformément répartie.

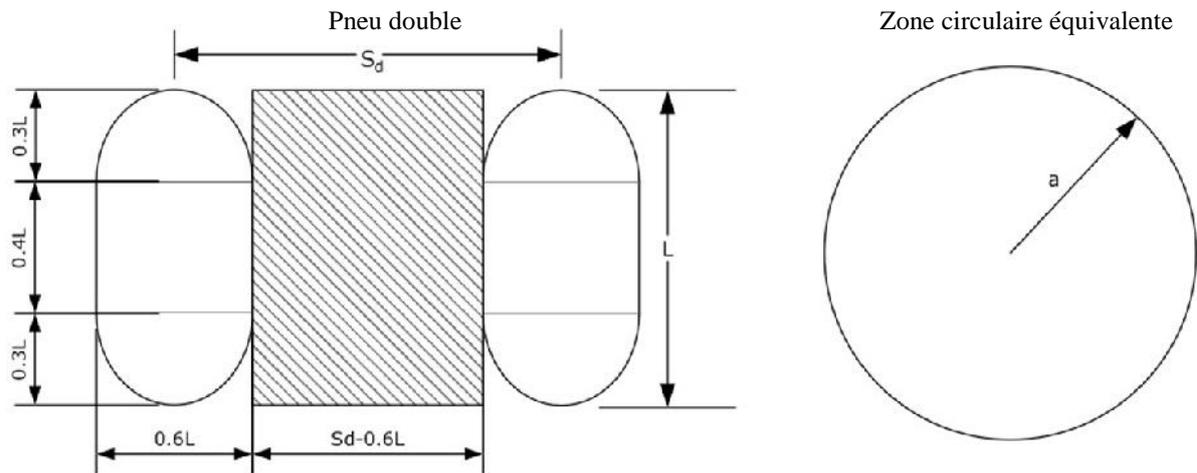
V.4 Conditions aux limites

Étant donné que les éléments triangulaires sont considérés dans la *MEF*, la rotation n'est pas autorisée pour tous les nœuds. Par conséquent, seuls deux degrés de liberté doivent être pris dans les conditions aux limites, d'où :

- Les déplacements verticaux et horizontaux des nœuds sur le plan inférieur du modèle sont empêchés.
- Le plan vertical passant par le *TPC* est considéré comme le plan de symétrie, donc les déplacements orthogonaux sur ce plan sont empêchés.
- Les déplacements horizontaux sur le plan vertical du modèle ne sont pas autorisés.

V.5 Zones de contact des pneus et contraintes associées

Il est nécessaire de connaître la zone de contact entre les pneus et la couche de roulement pour pouvoir simuler la charge des essieux. La figure 5.5 illustre la surface de contact des deux pneus qui pourrait être considérée comme un grand cercle équivalent. La surface de contact totale du cercle compris la surface des pneus plus l'espace entre eux. Il a été prouvé que la simulation la zone de contact des pneus avec un grand large cercle donne un résultat plus approximatif que par deux cercles séparés (Huang, 2004).



L : longueur de la zone de contact, S_d : Espacement entre les pneus, a : Rayon du cercle équivalent

Figure 5.5 Zone de contact des pneus doubles transformée en cercle avec rayon a (Huang, 2004)

La dimension de la zone de contact dépend de la pression de contact qui est égale à la pression des pneus. L'équation 5.1 définit la surface d'un pneu où P_d (en N) est la charge sur le pneu et q (en Pa) est la pression de contact. La surface du cercle équivalent peut être calculée en utilisant l'équation 5.2.

$$\frac{P_d}{q} = \pi(0.3L)^2 + (0.4L)(0.6L) = 0.5227L^2 \Rightarrow L = \sqrt{\frac{P_d}{0.5227q}} \quad (5.1)$$

$$\pi a^2 = 2 \times 0.5227L^2 + (S_d - 0.6L)L \quad (5.2)$$

où L est la longueur de la zone de contact, S_d espacement entre les pneus et a rayon du cercle équivalent.

En remplaçant L par son expression dans l'équation 5.2, on obtient la surface totale du cercle équivalent. L'espacement S_d est de 0.3 m, la charge sur les pneus doubles vaut 40 kN et la pression du pneu q est de 650 kPa. La charge axiale est transférée à par l'intermédiaire des pneus sous forme circulaire, donc la zone de contact doit être calculée en conditions bidimensionnelles. Pour calculer la surface de contact πa^2 on utilise l'équation 5.3 :

$$\pi a^2 = \frac{0.8521 P_d}{q} + S_d \sqrt{\frac{P_d}{0.5227q}} \quad (5.3)$$

On substituant P_d , q et S_d par ses valeurs on obtient :

$$\pi a^2 = \frac{0.8521 \times 20}{650} + 0.3 \sqrt{\frac{20}{0.5227 \times 650}} = 0.099 \text{ m}^2$$

Pour déterminer la pression sur la chaussée, la charge est divisée sur la surface calculée par l'équation 5.3, avec Pd égale à 40 kN on aura :

$$\frac{P_d}{\pi a^2} = 404 \text{ kPa} \quad (5.4)$$

À partir de l'équation 5.4, il est possible de calculer le rayon a de la surface circulaire.

$$a = \sqrt{\frac{0.155}{\pi}} = 0.178 \text{ m}$$

Ce rayon est utilisé dans la modélisation géométrique dans le contact des pneus. La charge (404 kPa) est multipliée par un facteur de 1.2, d'où le facteur d'amplification dynamique de la charge supplémentaire (EN 1991-2), est modélisé comme charge statique de 484.8 kPa.

V.6 Modèles constitutifs

Le modèle élastique linéaire a été utilisé pour simuler la couche d'asphalte, celui de Mohr-Coulomb MC dans le corps de chaussée et celui des sols mous SSM pour décrire le comportement du sol support expansible.

V.6.1 Modèle de Mohr-Coulomb (MC)

Coulomb a proposé un modèle de plasticité applicable en mécanique des sols. Il se compose de deux lignes symétriques dans le plan de Mohr (τ - σ), ayant un angle $\{\phi$ avec l'axe des contraintes normales. La fonction de charge est formulée en termes de contraintes principales comme suit :

$$F(\tau_{ij}) = (\tau_1 - \tau_3) - (\tau_1 + \tau_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad (5.5)$$

où τ_1 et τ_3 sont les contraintes principales, c la cohésion du sol et ϕ l'angle du frottement interne. Dans l'espace des contraintes principales (τ_1, τ_2, τ_3), la surface est définie par la

fonction F qui est une pyramide avec une section hexagonale ayant comme axe $\tau_1 = \tau_2 = \tau_3$ (figure 5.6)

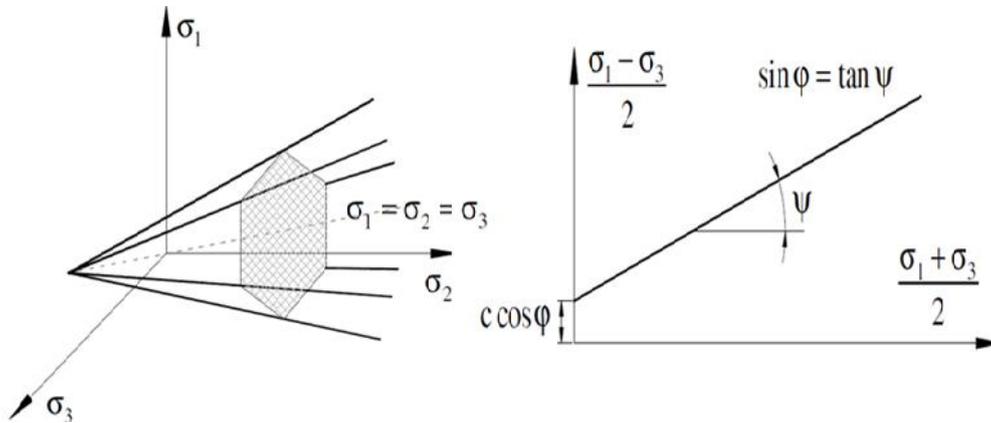


Figure 5.6 Modèle de Mohr–Coulomb

Le potentiel plastique est défini en fonction des contraintes principales comme suit :

$$G(\tau_{ij}) = (\tau_1 - \tau_3) - (\tau_1 + \tau_3) \sin \epsilon \quad (5.6)$$

avec ϵ l'angle de dilatance.

Le critère contient cinq paramètres mécaniques tels que le module élasticité E , le coefficient de Poisson ν qui sont des paramètres élastiques et c , ϕ et ϵ qui sont des paramètres plastiques.

V .6.2 Modèle de sols mous (Soft Soil Model, SSM)

Pour décrire le comportement du sol support, le modèle des sols mous (Soft Soil Model) a été utilisé, ce modèle est dérivé du modèle Cam-Clay (Al Husein ,2001). L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet de l'écroutissage que la pression moyenne génère dans les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Une surface de plasticité associée limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles. La fonction de charge du modèle est définie comme suit :

$$f = f' - P_p \quad (5.6)$$

f' est une fonction de l'état dans le plan (p', q) et P_p , la contrainte de préconsolidation qui est fonction de déformation plastique telle que :

$$f' = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} + p' \quad (5.7)$$

$$P_p = P_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (5.8)$$

où λ^* et κ^* sont respectivement l'indice de compression et de gonflement modifié, P_p^0 est la valeur initiale de la contrainte de préconsolidation et ε_v^p la déformation volumétrique plastique.

Contrairement au modèle *MC*, la surface de charge de type cap (état de contrainte équivalent à la contrainte de préconsolidation, c'est-à-dire équivalent au niveau maximal de contrainte qui a déjà été atteint auparavant) a été introduite dans le modèle *SSM* pour modéliser les déformations irréversibles par l'effet de la compression primaire isotrope. Cette limite de charge est décrite par une ellipse dans le plan p_0 - q comme illustré sur la figure 5.7. Le paramètre M de l'équation 5.7 détermine le sommet de l'ellipse. Ce paramètre est le rapport entre les contraintes horizontales aux contraintes verticales en compression primaire unidimensionnelle. Par conséquent, le paramètre M représente le coefficient des terres au repos K_0 .

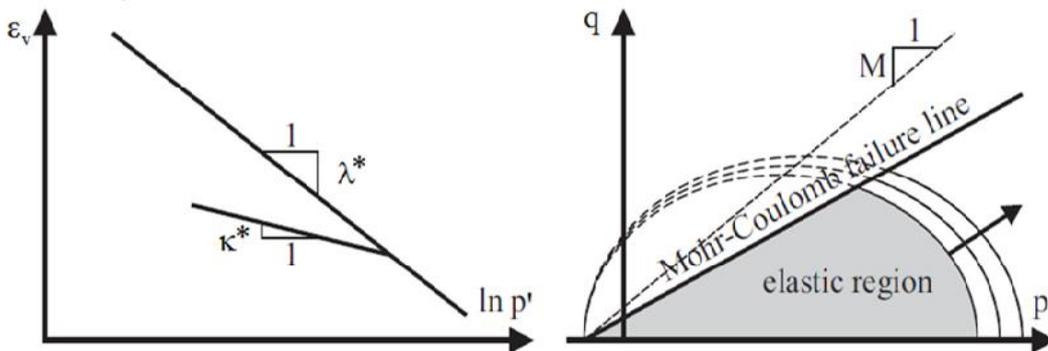


Figure 5.7 Modèle de sols mous ; $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$

Étant donné que le comportement des sols de gonflement est l'objectif principal de cette étude, le modèle *SSM* a été utilisé pour simuler la couche d'argile plastique puisque l'on y apprécie la dépendance des contraintes linéaire. Lorsque l'on trace la courbe de contrainte-rigidité à partir de l'essai d'œdométrie (chargement/déchargement), une ligne sous la forme $E_{eod} = \lambda^* p'$ émerge. Cela conduit à une relation logarithmique entre la déformation volumétrique ε_v et la contrainte moyenne effective p' , où la ligne en compression vierge s'écrit sous la forme suivante :

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p}{p^0}\right) \quad (5.9)$$

avec ε_v^0 , la déformation volumétrique initiale et P^0 , la contrainte moyenne initiale.

Puisque la déformation volumétrique, v_v a été utilisé au lieu de l'indice des vides, l'équation 5.9 utilise l'indice de compression modifié λ^* au lieu de l'indice de compression λ (Burland, 1965). Étant donné que l'indice de gonflement modifié λ^* décrit le comportement élastique durant le déchargement et le rechargement, par conséquent :

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln\left(\frac{p}{p^0}\right) \quad (5.10)$$

V.7 Résultats de la simulation

Pour la validation, il est donc important de comparer les résultats de la simulation numérique avec les mesures prises sur la structure de la chaussée (à grande échelle) pour s'assurer que le modèle est conforme avec le comportement structural.

V.7.1 Déplacements verticaux

Les déplacements calculés dans la direction verticale de certains nœuds sélectionnés, par le code d'éléments finis PLAXIS v.2012 sous charge statique de 484.8 kPa, et les déflexions mesurées par la station totale aux emplacements similaires lors de prise de mesure sur site après 12.1, 18.2, 25.920, 51.840, 77.8, 103.680, 129.6 et 155.52 kcycles sont présentés graphiquement dans la figure 5.8. Les valeurs des déplacements mesurés et estimés montrent que toutes les bulles de déflexion ont une tendance similaire. La simulation numérique avec des conditions saturées non drainées donne une valeur de déflexion maximale de 0.0074 m ce qui représente le huitième de celle mesurée sur site (0.06 m). Contrairement dans les conditions saturées drainées, la valeur de déflexion maximale est de 0.056 m, ce qui est plus proche de celle mesurée sur site. En outre la figure 5.8 montre que le soulèvement sur la chaussée est de 0.010 m ; de plus les déflexions mesurées au milieu de l'application de la charge du camion augmentent avec l'augmentation de la charge du trafic, tandis que les déflexions mesurées au-delà de 3 m ne montrent presque aucune signification. Cela montre que la charge de camion a créé un rayon d'efficacité entre 3 et 4 m du centre de *TPC*.

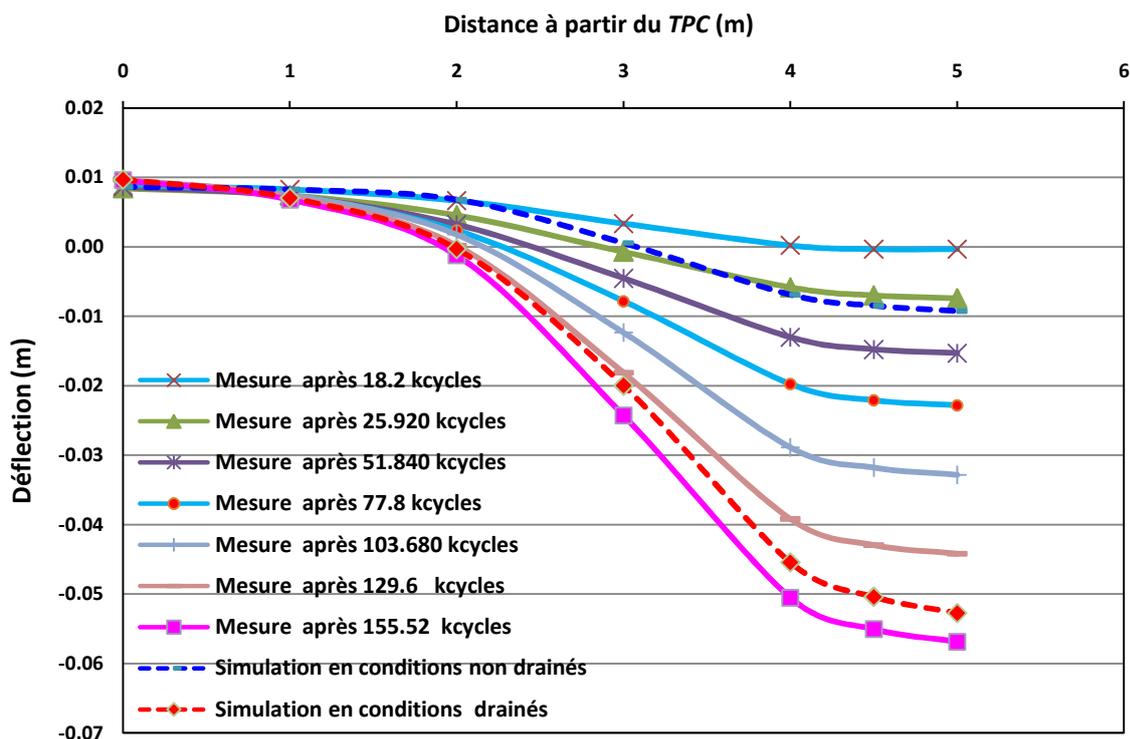


Figure 5.8 Déflexions mesurées et simulées de la couche de roulement

V .7.2 Déformations verticales

Lors de la conception des chaussées souples, leur serviabilité doit être admissible, et l'un de ces critères est de limiter le développement des ornières et les déflexions sur la chaussée. C'est assez facile de mesurer les déformations verticales mais il est très complexe de les prévoir. La figure 5.9 illustre le modèle de déformations verticales développées dans la chaussée pour les deux conditions drainées et non drainées. La figure 5.9.a représente la distribution de déformations verticale, v_{yy} dans les conditions saturées drainées avec une valeur maximale estimée à 0.055 m. Les déformations maximales sont concentrées dans la partie supérieure du sol support, et sont principalement générées par la pression de gonflement, ce qui a causé un soulèvement de l'ensemble de la structure (valeurs positives).

Sous la chaussée, les déformations sont inférieures à celles qui l'entourent du fait que de la surcharge du remblai a limité l'effet de la pression de gonflement. De plus, les déformations verticales situées sous les pneus sont totalement compressives (Valeurs négatives) et sont légèrement moins importantes que celle localisée dans le sol support. Les contraintes de compression sont au maximum sur le haut et le bas du corps de chaussée, associées à des déformations en traction intense, ce qui entraîne une fatigue prématurée de la structure. Les parties supérieure et inférieure des couches de la chaussée ont une importance

vitale pour apaiser les déformations induites provoquant des dégradations précoces de la structure (Akbulut et Aslantas, 2005)

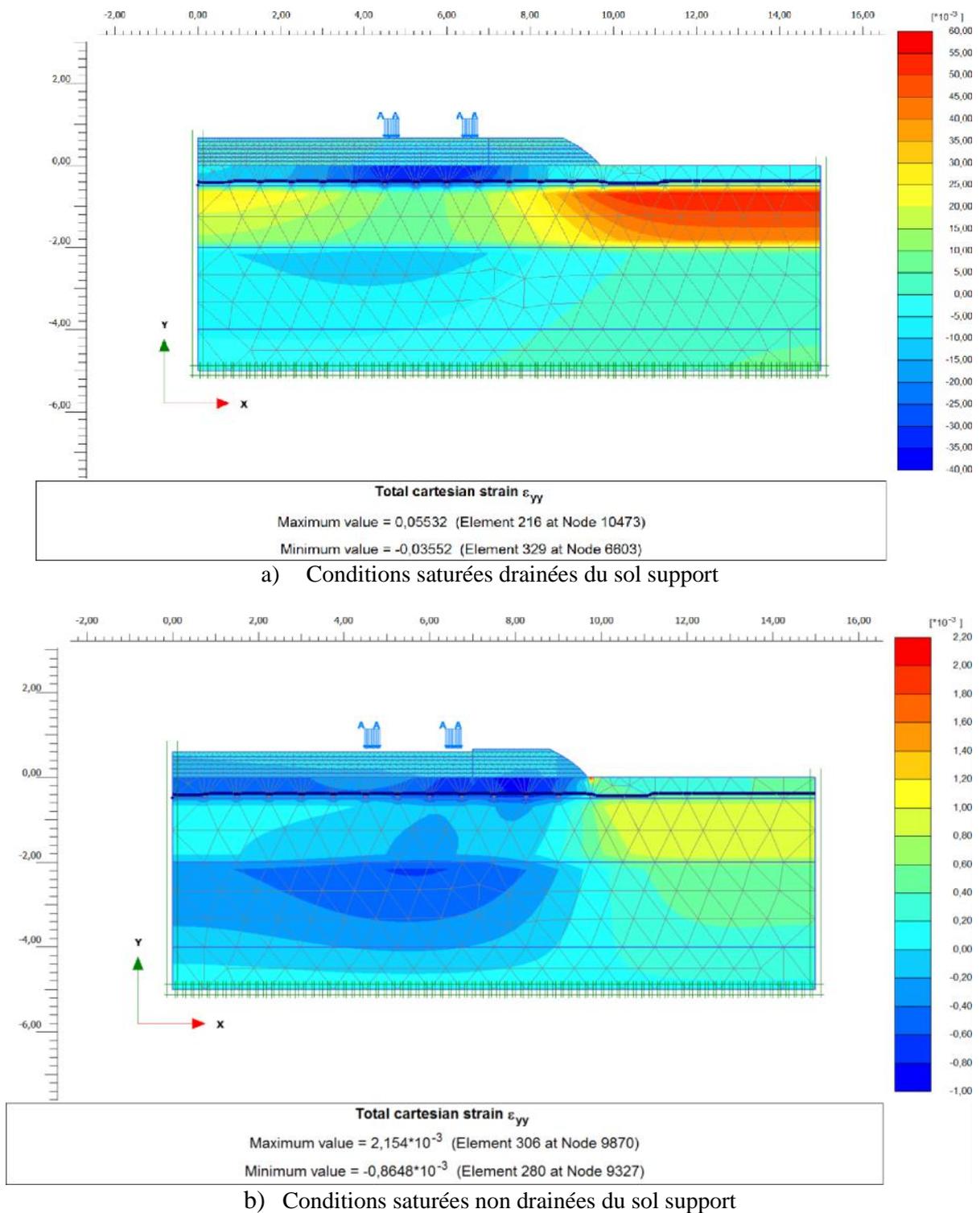


Figure 5.9 Déformations verticales correspondante dans le sol support et la chaussée

Dans les conditions saturées non drainées, le modèle déformations verticales, v_{yy} , développées dans la chaussée est différentes. La figure 5.9.b montre que la valeur maximale de la déformation verticale est de 0.02 m, où ces déformations sont inférieures à celles calculées dans les conditions drainées. Ces déformations sont également situées dans le sol support en dehors du remblai, mais sont moins accentués dans le corps de chaussée et les accotements. Notons au passage que la pression de gonflement induite par le sol support a un effet négligeable sur le corps de chaussée.

V.8 Conclusion

Dans la présente étude, une chaussée souple sur un sol support expansible a été simulée par le code d'élément fini PLAXIS v.2012. Le modèle numérique est inspiré d'une structure existante qui comprend un corps de chaussée souple qui reposant sur un sol support gonflant. La chaussée a subi des dégradations majeures après 6 mois de sa exécution. La section d'étude se trouve au niveau la route nationale RN16 dans la ville de Tébessa, au nord-est de l'Algérie. Les couches de roulement et de base détériorées ont été décapées et remplacées par de nouvelles couches, puis la chaussée est ouverte au trafic sur la même période de dégradation (6 mois). Les déflexions ont été mesurées par une station totale, sous différente charge de trafic de 12.1 à 155.52 kcycles par essieux standards à double roue de 80 kN. Le transfère de la pression des pneus à la chaussée est un problème tridimensionnel, en effet, il a été calculé et résolu en conditions bidimensionnelles.

Sur la base des résultats expérimentaux, un modèle de comportement non linéaire a été proposé pour estimer les déformations permanentes sous charge statique, et ce par l'utilisation de rapport de charge dynamique supplémentaire. L'étude paramétrique a été menée pour évaluer la charge de trafic et l'effet du gonflement induit par le sol support à la chaussée. Les principales conclusions de cette étude peuvent être résumées comme suit :

- Les mesures de déflexions au cours de l'essai expérimental montrent que toutes les bulles de déflexion ont une allure similaire, et ont créés des rayons d'efficacité entre 3 et 4 m du centre de *TPC* ;
- Par rapport aux résultats de l'essai expérimental in situ, la simulation numérique a révélé que, lorsque toutes les couches de la chaussée sont affectées par un modèle de comportement non linéaire sauf la couche d'asphalte, les valeurs de déflexions mesurées et simulées sont proches dans les conditions saturées drainées ;

- Dans conditions saturées drainées, les principales déformations sont concentrées dans la partie supérieure du sol support et sont principalement générées par la pression de gonflement, ce qui a causé un soulèvement de l'ensemble de la structure. Sous la chaussée, les déformations sont inférieures à celles qui l'entourent du fait que de la surcharge du remblai a limité l'effet de la pression de gonflement.
- Les déformations verticales situées sous les pneus sont totalement compressives et sont légèrement moins importantes que celle localisée dans le sol support. Alors que contraintes de compression sont au maximum sur le haut et le bas du corps de chaussée, associées à des déformations en traction intense, ce qui entraîne une fatigue prématurée de la structure ;
- La procédure de conception des structures de chaussées est principalement basée sur la méthode *CBR*, mais celle-ci ne prend pas compte de l'effet des déformations verticales dues au gonflement. Les résultats de la recherche montrent que cette méthode n'est pas utile pour dimensionnement des chaussées établies sur sols expansifs ;
- Le modèle numérique présenté dans cette étude a été validé par des essais expérimentaux. Il pourrait être utilisé comme un outil de base dans les problèmes complexes similaires d'interactions structure-pneu et sol-structure pour estimer le comportement des sols supports expansifs et concevoir les chaussées souples sur tels sols.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

L'objectif de ce travail de thèse est de mieux prendre le comportement des chaussées souples par rapport aux déformations induites par le sol support gonflant, et l'élaboration d'une équation qui estime la pression de gonflement dans la ville de Tébessa. Ceci a nécessité un programme expérimental colossal accompli au laboratoire et in situ. Cette étude comporte trois parties principales :

1. Une analyse bibliographique portant sur la compréhension du phénomène de gonflement, sa caractérisation en laboratoire par les méthodes d'estimation directe et indirecte et l'étalage des principales méthodes de dimensionnements des chaussées souples ;
2. Le développement d'une synthèse des caractéristiques géotechniques les plus importantes des sols supports argileux, et l'élaboration d'une nouvelle équation qui estime la pression de gonflement ;
3. L'étude du comportement d'un système de chaussée souple sol support gonflant, avec l'élaboration d'un modèle numérique adéquat, conçu pour mieux comprendre le mécanisme et les déformations induites par le sol support et leurs influences sur le comportement des chaussées soumises au trafic routier.

La revue bibliographique a mis en évidence la complexité du phénomène de gonflement qui fait intervenir plusieurs mécanismes physiques, chimiques et mécaniques d'interaction de la phase solide et de l'eau, à différentes échelles. Il est également vraisemblable que la structure de la phase solide (arrangement des particules, fissuration, etc.) conditionne le processus de gonflement, d'une part, et que le processus de gonflement soit lui-même accompagné, dans certains cas, de modifications de structure (réarrangement des particules, compensation de vides, etc.).

L'évolution des procédures d'essais de gonflement a surtout été instruite par des objectifs pratiques, conditionnés par les problèmes posés et la nécessité d'aboutir à une caractérisation des sols gonflants. Les méthodes indirectes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux sont très utiles à l'évaluation du potentiel de gonflement mais ne peuvent pas remplacer les essais en laboratoire en vue de la détermination des paramètres de gonflement, que sont la déformation ou la pression de gonflement. Dans la mesure où la

Conclusion générale

présente étude porte sur le comportement des chaussées souples sur sols supports gonflants, il est intéressant de préciser la procédure expérimentale adaptée à ce type structure. Les techniques de la construction sur ces sols sont diverses et chaque méthode a ses limites d'utilisation, à savoir le décapage du sol ; application d'une surcharge ; empêchement d'accès de l'eau, humidification et traitement par des adjuvants chimiques.

Les résultats des essais d'identification classiques et par *DRX* ont révélé que les sols de la zone d'études sont des marnes argileuses avec 64% de calcite et 35% d'aluminosilicate. On a noté que la montmorillonite était abondante avec un faible pourcentage d'illite et de kaolinite. La composition minéralogique de l'argile affecte la pression de gonflement, où le pourcentage de calcite contrôle la densité sèche du sol et augmente considérablement la teneur en aluminosilicate. Une nouvelle équation pour estimer la pression de gonflement des sols supports a été développée à la base d'une analyse à régression multiple entre les résultats des essais de gonflement, mesuré par l'essai œdométrique à gonflement libre, et la densité sèche \dots_d , la teneur en eau w et la limite plastique w_P , la performance de la modélisation a été contrôlée par la méthode *FIV* pour examiner la multicolinéarité. L'équation proposée présentait un coefficient de corrélation R^2 élevé estimé à 0.887.

Sur la base des résultats expérimentaux, un modèle de comportement non linéaire a été proposé pour estimer les déformations permanentes sous charge statique, et ce par l'utilisation de rapport de charge dynamique supplémentaire. L'étude paramétrique a été menée pour évaluer la charge de trafic et l'effet du gonflement induit par le sol support à la chaussée. Les principaux résultats de la simulation peuvent être résumés comme suit :

- Les mesures de déflexions au cours du d'essai expérimental, montre que toutes les bulles de déflexion ont une tendance similaire, et ont créés des rayons d'efficacité entre 3 et 4 m du centre de *TPC* ;
- Par rapport aux résultats du test expérimental in situ, la simulation numérique a révélé que, lorsque toutes les couches de la chaussée sont affectées par un modèle de comportement non linéaire sauf la couche d'asphalte, les valeurs de déflexions mesurées et simulées sont proches, dans les conditions saturées drainées ;
- Dans les conditions saturées drainées, les principales déformations sont concentrées dans la partie supérieure du sol support, et sont principalement générées par la pression de gonflement, ce qui a causé un soulèvement de l'ensemble de la structure.

Conclusion générale

Sous la chaussée, les déformations sont inférieures à celles qui l'entourent, le fait que de la surcharge du remblai a limité l'effet de la pression de gonflement.

- Les déformations verticales situées sous les pneus sont totalement compressives et sont légèrement moins importantes que celle localisée dans le sol support. Alors que les contraintes de compression sont au maximum en haut et au bas du corps de la chaussée, accompagnées par des déformations intenses en traction, ce qui induit une fatigue prématurée de la structure ;
- La procédure de conception des structures de chaussées est principalement basée sur la méthode *CBR*, mais cette méthode ne tient pas compte de l'effet des déformations verticales dues au gonflement. Les résultats de la recherche montrent que cette méthode n'est pas utile dans de tels types de sol ;

Le modèle numérique présenté dans cette étude a été validé par des essais expérimentaux. Il pourrait être utilisé comme un outil de base dans les problèmes complexes similaires d'interactions structure-pneu et sol-structure pour évaluer le comportement des sols supports expansifs et de concevoir les chaussées souples pérennes.

Plusieurs perfectionnements restent cependant nécessaires à ces travaux, notamment :

- L'intégration des paramètres minéralogiques dans la formule de l'estimation de la pression de gonflement ;
- L'augmentation de nombres des échantillons pour avoir un coefficient de corrélation R^2 plus performant ;
- Pour le modèle numérique, l'utilisation d'autres lois de comportements dans les couches de la chaussée à savoir les modèles viscoplastiques dans la couche de roulement, et avec des pressions de gonflement plus importantes dans le sol support.
- Incorporation de la charge de trafic comme charge dynamique ;
- Nous espérons voir l'intégration des modèles de comportement des sols non saturés dans le code de calcul Plaxis pour augmenter la capacité d'analyse numérique.

Références bibliographiques

- AASHTO. Guide for Design of Pavements Structures. 1993. American Association Of state Hightway and transportation Officials, pages 5- 52
- Abbas, M.F., Dhowian, A.W., 2010. The Prediction of Heave in Expansive Soils. 63rd Canadian Geotechnical Conference 1st Joint CGSCNCIPA Permafrost Specialty Conference. 1673–80
- Ali, H.A., Tayabji, S.D., 2000. Using transverse profile data to compute plastic deformation parameters for asphalt concrete pavements. *Trans Res Rec: J Trans Res Board* 1716:89–97
- ANRH, 2009. Extrait de la carte géologique de la région de Tébessa. Agence national des ressources hydriques
- ASTM, 1994. Soil and Rock: Sec. 4, V. 04.08, American Society for Testing and Materials, Designation: D-4546.
- Abduljawwad, S.N., 1994. Swelling behavior of calcareous clay from the eastern province of Saudi Arabia. *Quarterly Journal of Engineering Geology* 27, 333–351
- Aboubeker. N., et Mamoune. S.M., 2004. Stabilisation des sols gonflants par des sels. *Colloque International de Géotechnique*, pages 415–422, Beyrouth
- Adem, Hana H., and Sai K. Vanapalli. 2015. Review of Methods for Predicting in Situ Volume Change Movement of Expansive Soil over Time. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 7(1): 73–86. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.11.002>.
- Akbulut, H., Aslantas, K., 2005. Finite element analysis of stress distribution on bituminous pavement and failure mechanism. *Mater Des* 26:383–387. doi:10.1016/j.matdes.2004.05.017
- Al Husein, M., 2001. Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques, Thèse Doctorat, Laboratoire Sols Solides Structures Université d'Alep-Syrie, pages 114-117
- Al-Hadidy, A., Yi-qiu, T., 2009. Mechanistic analysis of ST and SBS-modified flexible pavements. Elsevier Scientific Publishing, *Construction and Building Materials* 23, 2941–2950
- Alonso, E.E, Vaunat, J., and Gens, A., 1999. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology* 54, pp.173-183
- Al-Shamrani, M. A., Dhowian, A.W., 2003. Experimental study of lateral restraint effects on the potential heave of expansive soils. *Eng. Geol.* 69, 63–81 .doi:10.1016/S0013-7952(02)00248-X
- Altemeyer, W.T., 1955. Discussion Report 516. *Proceedings of A.S.C.E.*, n°81, 658
- António, J., Gérard, D., 2006. Calculating hydraulic conductivity of fine-grained soils to leachates using linear expressions. Elsevier Scientific Publishing, *Engineering Geology* 85, 147–157

Arairo, W. 2013. Influence des cycles hydriques de la dessiccation et de l'humidification sur le comportement hydromécanique des géomatériaux non saturés. Thèse de Doctorat. École doctorale : Mécanique, Energétique, Génie civil et Acoustique de Lyon (MEGA)

Azzouz. F.Z., 2006. Contribution a l'étude de la stabilisation Chimique de quelques argiles gonflantes de la Region de Tlemcen. Thèse de Magister. Faculté des Sciences de l'Ingénieur Département de Génie Civil Université de Tlemcen, Algerie

Barbour S.L., et Fredlund D.G. 1989. Mechanisme of osmotic flow and volume change in clay soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 26 : 551-562

Barden, L., Madedor, A.O., Sides, G.R., 1969. Volume change characteristics of unsaturated clays. *Journal of soil mechanics and foundation engineering*, ASCE, vol 95, SM1, pages 33-51

Banu, S., Mustafa, I., Mustafa, A., Fikret, V., 2009. Prediction of swelling pressures of expansive soils using artificial neural networks. Elsevier Scientific Publishing, *Advances in Engineering Software* 41, 647-655

Barends, F.B.J., Steijger, P.M.P.C., 2002. *Learned and applied soil mechanics out of Delft*. CRC Press, Delft university of Technology, Boca Raton

Berrah, Y., 2017. Etude mécanique et minéralogique des sols gonflants de la région de Tébessa N.E Algérie. Thèse de Doctorat. Faculté des sciences de la terre, Département de géologie. Université Badji Mokhtar – Annaba

Blés, J.L., Fleury, J.J., 1970. Carte géologique de l'Algérie au 1/50000: feuille n_178, Morsott, avec notice explicative de taille e. Service de cartes Géologique et Sonatrach, Division d'hydrocarbure. Direction des explorations, Alger, Algérie

Bishop, A.W., 1960. The principle of effective stress, *Technisk Ukeflad*, No. 39

Bolt, G. H., 1956. Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays: *Geotechnique* VI, 86-93

Bolt, G.H., 1955. Analysis of the validity of the Gouy-Chapman theory of the electric double layer. *Journal of Colloid Science*, 10: 206-218

Boussak. H., 2015. Effet de la température sur les performances des céramiques contenant la bentonite de Maghnia. Thèse de Doctorat. Faculté des Sciences de l'Ingénieur .Université M'hamed Bougara-Boumerdes, Algerie.

Brackley, I.J.A., 1975. Swell pressure and free swell in compacted clay. *Proceedings of the 3trdInternational conference on expansive soils*, Haifa, pages. 169-176.

Brodeur, M., Carrier, J., Durand, J.M., Fauteux, É., Fortin., S. 2002. Manuel d'identification des dégradations des chaussées souples. Catalogage avant publication de la Bibliothèque nationale du Canada, ISBN 2-551-21654-0

Bultel, F., 2001 .Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse de Doctorat, l'école nationale des ponts et chaussées, thèse de doctorat, pages. 9-45

Burland, J.B., 1965. The yielding and dilation of clay (correspondance) Géotechnique Vol.15 : 211 – 214

Burmister, D. M. 1943. The theory of stresses and displacement in layered systems and application of the design of airport runways. Proceedings of the Highway Research Board, vol. 23

BPX 30-438., 2009. Déchets : Guide de bonnes pratiques pour les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques de sites d'installation de stockage de déchets. AFNOR. Association Française de Normalisation

Colorado Department of Highways and University of Colorado. (1964). A review of literature on swelling soils. Colorado State Department of Highways, 65 pp

Cao, Z., Han, J., Xu, C., Khatri, D.K., Corey, R., Cai, Y.2016. Road surface permanent deformations with a shallowly buried steel reinforced high-density polyethylene pipe under cyclic loading. Geotext Geomembr 44(1):28–38. doi:10.1016/j.geotexmem. 2015.06.009

Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves ., 2001. Hypothèse et données de dimensionnement. Fascicule 3, CTTTP, organisme national de contrôle technique des travaux publics, Algérie

Chen, F.H., 1975. Foundations on expansive soils. Elsevier Ed., pages 279

Chenevert, M.E., 1973. Shale control with balanced activity oil continuous muds. Journal of Petroleum Technology, pages 1309–1316

Combere, M., 2008. Problématique du dimensionnement des chaussées souples au Burkina Faso. Mémoire d'ingénieur, école supérieure polytechnique département de génie civil, université Cheikh Anta Diop de Dakar, Sénégal, 123 pages

Costet, J., et Sanglerat, G., 1983. Cours pratique de mécanique de sol. Troisième édition. Tome 1, plasticité et calcul de tassement, 263 pages. Tome 2, calcul des ouvrages, 244 pages. Dunod Paris

Cui, Y.J., Yahia-Aissa, M., Delage, P., 2002.A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. Engineering geology, vol. 64, pp. 233-250

Dakshnamurthy, V., Raman, V.,1973. A simple method of identifying an expansive soil. Soils and Foundations, Vol. 13, No 1, pages. 97-104

Dardaine, M., & et Gatabin, C., 1986. Pression de gonflement d'argiles et de mélanges à base d'argile hautement compactées. Mesures préliminaires. Note technique c.e.a.,sesd/86.42

Dat Tran, Q., 2004. Modèle simplifié pour les chaussées fissurées multicouches. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées et `a la division MSC, 156 pages

- David, D., Komornik, A., 1980. Field behaviour of unloaded piles in swelling clays. Proceedings of the 4th international conference on expansive soils, Denver, pages. 43- 49
- Didier, G., Soyez, B., Heritier, B., Perez L., 1987. Etude à l'oedomètre du gonflement des sols, Proc. 9th ECSMFE, Dublin, vol. 5.5, pp. 549-552
- Diop, M., 2002. Conception de structures routières sur marnes et argiles gonflantes étude de cas :Bargny-Diamnkno. Mémoire d'ingénieur, école supérieure polytechnique département de génie civil, université Cheikh Anta Diop de Dakar, Sénégal, 133 pages
- DeWindt, L., van der Lee, J.,et Schmitt, J.M., 2005.Modélisation en géochimie des eaux. Techniques de l'Ingénieur
- Djedid, A., Ouadah, N., 2013. Indirect Estimation of Swelling Clay Soils Parameters. Electron. J. Geotech. Eng. 18
- Djonkamla, Y., 2010. Caractérisation et simulation numérique du comportement volumétrique de sols argileux gonflants de N'djaména. Thèse Maître ès Sciences, département de génie civil faculté de science et génie université Laval Québec. Canada
- Edith, P., Patricia, G., Christian, L., 2002. ECOUL: an interactive computer tool to study hydraulic behavior of swelling and rigid soils. Elsevier Scientific Publishing, Computers & Geosciences 28, 1107–1118
- Einstein H.H., Bischoff N., 1976. Dimensionnement des tunnels en roche gonflante. Symposium de mécanique des roches, Minneapolis-Minnesota, U.S.A
- EN 1991-2, 2002. Actions on structures, Part 2: traffic loads on bridges. European Committee for Standardization
- Erol, O., Dhowian, A., Yousseff, A., 1987. Assessment of oedometer methods for heave prediction. Proceedings of the 6th International conference on expansive soils, New Dehli, pages. 99-103
- Fehdi, C., Rouabhia, A., Mechai, A., Debabza, M., Abla, K., & Voudouris, K.,2014. Hydrochemical and microbiological quality of groundwater in the Merdja area, Tébessa, North-East of Algeria. Applied Water Science, 6(1), 47–55. <http://doi.org/10.1007/s13201-014-0209-3>
- Fredlund, D.G., Hasan, J.U., Filson, H., 1980. The prediction of total heave. Proceedings of the 4th International conference on expansive soils, Denver, vol. 1, pages 1-17
- Fredlund, D.G., Xing, A., 1994. Equation for the soil-water characteristics curve. Canadian Geotechnical Engineering Journal, no. 31, pages 521-532
- Froehlich, J.A., 1989. Géologie et constructions des tunnels : gonflement des roches argileuses. Rock at great depth, Maury & Fourmintaux edition, pages 537–544

- Gens, A., Alonso, E.E., 1992. A framework for the behavior of unsaturated expansive clays. *Can. Geotech. J.* 29, pp.1013-1032
- GTR., 2000. Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme. Edition du SETRA-LCPC, Bagneux, Fascicule I&II, Paris
- Gysel, M., 1987. Design of tunnels in swelling rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, n°20, pp. 219-242
- Grob H., 1972. Swelldruck in Belchen tunnel. *International Symposium on Underground Openings*, Lucerne, pp. 99-119
- Gokhale, K.V.G.K., et Jain, K.K., 2000. Anisotropic swelling in black cotton soil. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, (5), pages 63–71.
- Guide technique. 2000. Réalisation des remblais et des couches de forme, Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Pages 211
- Gromko, G.J., 1974. Review of expansive soils, In: *Proceedings, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division*. ASCE. 100(GT6), 667–687
- Guillermo, T., A lvaro, G., Rafael, D., 2006. Energy consumption comparison for different asphalt pavements rehabilitation techniques used in Chile. *Elsevier Scientific Publishing, Resources, Conservation and Recycling* 49, 325–339
- Hadi, M.N.S., Bodhinayake, B.C., 2003. Non-linear finite element analysis of flexible pavements. *Adv Eng Softw* 34(11–12):657–662. doi:10.1016/S0965-9978(03)00109-1
- Harper, T.R., Appel, G., Pendleton, M., Szymanski, J.S., et Taylor, R.K., 1979. Swelling strain development in sedimentary rock in northern New-York. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 16(5), pages 805–816
- Holtz, W.G., 1965. Volume change in Expansive Clay Soils and Control by Lime Treatment, *Proceedings, Second International Research and Engineering conference on Expansive Clay Soils*, Texas A&M University, college station, Tex, Aug, pp 239-354
- Holtz, R.D., Kovacs, W.D, Sheahan, T.C., 2011. *An Introduction to Geotechnical Engineering*. 2nd, Prentice- Hall
- Huder, J., Amberg, G., 1970. Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. *Schweizerische Bauzeitung*, No 45, pp. 975-980
- Huang, Y., 2004. *Pavement analysis and design*, 2nd edn. Pearson Education, New Jersey
- Hueckel. T.A., 1992. Water-mineral interaction in hygromechanics of clays exposed to environmental loads: a mixture- theory approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 29, pages 1086–1071
- Hyunwook, K., William, G., 2009. Finite element cohesive fracture modeling of airport pavements at low temperatures. *Elsevier Scientific Publishing, Cold Regions Science and Technology* 57, 123–130

Iltis, M., 1979. Contribution à l'étude du traitement des argiles gonflantes en cours de forage. Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, pages 110

Ilık, Y., 2006. Indirect estimation of the swelling percent and a new classification of soils depending on liquid limit and cation exchange capacity. Elsevier Scientific Publishing, Engineering Geology 85, 295–301

Jennings, J.E., 1969. The prediction of amount and rate heave likely to be experienced in engineering construction on expansive soils. Proceedings of the 2nd International conference on expansive clay soils, Texas A&M Univ, pages. 99-109

Jennings, J.E., Knight, K., 1957. The prediction of total heave from the double oedometer test. Symposium on expansive clays, South African Institute Of Civil Engineers, Johannesburg, vol. no. 9, pages. 13-19

Jeuffroy, G., Sauterey, R., 1979. Notions élémentaires sur le comportement des chaussées. Revue générale des routes et des aérodromes, supplément au numéro 549

Johnson, L.D., and Snethen, D.R. 1978. Prediction of potential heave of swelling soil. ASTM, Geotechnical Testing Journal, 1(3): 117–124

Josa., 1988. Un modelo elasto-plasticado para suelos no saturados. Thèse de doctorat - Universitat Politecnica de Catalunya – Barcelone

Johnson, L.D., 1989. Horizontal and vertical swell pressures from triaxial test : feasibility study. Geotechnical Testing Journal, 12(3), pages 117–124

Justo, J.L., Delgado, A., Ruiz, J., 1984. The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory. Proceedings of the 5th international conference on expansive soils, Adelaide, pages 67-71

Kabbaj, M., 1981. Contribution à l'étude des propriétés mécaniques et du gonflement anisotrope d'une bentonite compactée. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, pages 105

Keita, M., 2008. Dégradations sur les routes. Séminaire international conjoint, aspects techniques de l'entretien routier, pages 7-8

Khaddaj, S., 1992. Étude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres. Thèse de Doctorat - Université des Sciences et Techniques – Lille

Kiehl J.R., 1990. Ein dreidimensionales Quellgesetz und seine Anwendung auf den Fels Hohlraumbau , Proc. 9th Natn. Felsmechanik Symp., Aachen Germany, pp. 185-207

Komine, H., et Ogata, N., 1996. Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite. Canadian Geotechnical Journal, 33, pages 11–22

Komornik, A., David, D., 1969. Prediction of swelling pressure of clays, In: Proceeding, ASCE.J. Soil. Mech. Found. Div.95 (SM1), 209–225

- Kopperian, S., Tiller G, Tsong M. 1986. interactive micro computer version, user's manual. Report no FHWA-TS-87-206, US: Federal Highway Administration
- Kormi, T., 2003. Modélisation numérique du gonflement des argiles non saturées. Thèse de Doctorat, l'école nationale des ponts et chaussées, pages. 20-57
- Lal, M., 1999. Shale stability: Drilling fluid interaction and shale strength. Society of Petroleum Engineers, (54356)
- Leena, K., Rainer, L., 2004. Modelling of the stress state and deformations of APT tests. VTT Technical Research Centre of Finland. In: Proc. of the 2nd International Conference on Accelerated Pavement Testing 26.9
- Lefevbre, I., et Lajudie, A., 1987. Détermination des capacités d'échange des argiles, corrélation avec certaines propriétés physico-chimiques. Note technique C.E.A, SESD/87.11
- Lin, C. L., 2000. Effect of wet-dry cycling on swelling and hydraulic conductivity of gcls. journal of geotechnical engineering, vol. 126, n° 1, pp. 40-49
- Lorino, T., 2004. Autopsie d'une chaussée, Paris, école Nationale des Ponts et Chaussées édition, Division ESAR, Section AGR, pages 83
- Mehmet, S., Suna, S., Ahmet, S., 2006. Fuzzy logic modeling of deflection behavior against dynamic loading in flexible pavements. Elsevier Scientific Publishing, Resources, Construction and Building Materials 21, 1406–1414
- Mengue, E., Mroueh, H., Lancelot, L., Medjo Eko, R. Dimensionnement d'une assise de chaussée à base d'un sol latéritique traitée au ciment à différents dosages. Rencontres Universitaires de Génie Civil, May 2015, Bayonne, France. <hal-01167731>
- Merah, C., 2015. Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants. Thèse de Doctorat. Faculté des sciences de la terre, Département des mines. Université Badji Mokhtar – Annaba
- Medjnoun, A., 2014. Analyse, caractérisation, prévision et modélisation du comportement des argiles gonflantes. Thèse de Doctorat, Faculté de Génie de Construction Département de Génie Civil, Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie
- Morel, R., 1996. Les sols cultivés. Lavoisier, Paris
- Mouroux, P., Magron, P., et Pinte, J.C., 1987. La construction économique sur sols gonflants, Manuels et Méthodes. Number 14. Orléans, Bureau de Recherches Géologiques et Minières édition
- Murayama, S., et Yagi, N., 1966. Swelling of mudstone due to sucking of water. First Congress of Rock Mechanics, pages 495–498, Lisboan
- Murillas, A., 2010. Application de méthodes et d'outils mécaniste-empiriques pour la conception et la réhabilitation des chaussées. Thèse maître es sciences. Faculté des études supérieures de l'Université Laval dans le cadre du programme de maîtrise en génie civil, pages 17- 23

- Neter, J., Wasserman, W., Kutner, M. H., 1983. Applied Linear Regression Models. Richard D, Irwin, Inc, Homewood, Illinois
- NFP 94- 050: Détermination de la teneur en l'eau pondérale des matériaux- Méthode par étuvage. AFNOR. Association Française de Normalisation
- NFP 94- 051., 1993. Détermination des limites d'Atterberg la limite à la coupelle –limite de Plasticité au rouleau. AFNOR. Association Française de Normalisation
- NF P94-056., 1996. Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage. AFNOR. Association Française de Normalisation
- NFP 94- 068., 1998 Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux. AFNOR. Association Française de Normalisation
- NFP 94- 078 Détermination d'indice CBR. AFNOR. Association Française de Normalisation
- NFP 94- 093 Détermination des références de compactage d'un matériau. AFNOR. Association Française de Normalisation
- O'Brien, R.M. 2007. A Caution Regarding Rules of Thumb for Variance Inflation Factors. Qual. Quant. 41, 673–690. doi:10.1007/s11135-006-9018-6
- Onaisi, A., Durand, C., et Audibert, A., 1994. Role of hydration state of shales in borehole stability studies. Eurock 94, pages 275–284.
- Palit, R.M., 1953. Determination of swelling pressure of Black Cotton Soil – A method. Proceedings of the 5th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Zurich, pages 170-172
- Picoux, B., ElAyadi, A., Petit, C., 2008. Dynamic response of a flexible pavement submitted by impulsive loading. Elsevier Scientific Publishing, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29, 845–854
- Porter, A.A., Nelson, J.D. 1980. Strain controlled testing of expansive soils. Proceedings of the 4th International conference on expansive soils, Denver, vol. 1, pages 34-44
- Ranganatham., Styanarayana., 1965. A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays. Proceedings of the 6th international conference of soil mechanics and foundation engineering, Montréal, pages 92-96
- Riss J., Grolier J., 1997. Mathématiques pour les sciences de la terre, Édition. Masson, pages 300
- Robert, M., Lafon, JF., 2012. ROUTES, Matériaux, Durabilité des chaussées. Tome I, université Paule Sabatier, Toulouse III. France
- Robert, A., 1990. Les tunnels en terrains gonflants, Formation continue. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris. France

Robert, A., Fabre D., 1987. Rapport sur le gonflement. Comité Français de Mécanique des Roches - Groupe de Travail : Rupture en souterrain

Robert, A., Saitta, A., 1997. Modélisation numérique des effets du gonflement dans les ouvrages souterrains. Tunnels et ouvrages souterrains, vol 143, pp. 301-306

Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Thurairajah, A., 1963. Yielding of clays in states wetter than critical. Géotechnique, vol13, 3, pp.211-240

Saad A. Aiban., 2006. Compressibility and swelling characteristics of Al-Khobar Palygorskite, eastern Saudi Arabia. Elsevier Scientific Publishing, Engineering Geology 87, 205–219

Saiyouri, N., 1996. Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées, Thèse de l'École Centrale de Paris

Sallberg, J.R. and Smith, P.C., 1965. Pavement Design Over Expansive Clay: Current Practices and Research in United States , Proceedings, First International Research and Engineering conference on Expansive Clay Soils , Texas A&M University, college station, Tex, Aug, pp 208-238

Seed, H.B., Chan, C.K., 1959. Structure and strength characteristics of clay. Journal, soil mechanics and foundationd division, American society of civil engnieers, vol 85, SM5, pages 87-128

Seed, H.B., Mitchell, J.K., Chan, C.K., 1962. Studies of swell and swelling pressure characteristics of compacted clays. HBR Bull, vol. 313, pages. 12-39

Serratrice, J.F., Soyez, B., 1996. Les essais de gonflement. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, no 204, pages. 65-85

Shimada, H., Ichinose, M., et Matsui, K., 2002. An experimental study of swelling strain in some argillaceous rocks by means of an improved unconfined swelling test. Rock Engineering Problems and Approaches in Underground Construction. Jean & Moon edition. ISBN 89-953134-0-4, pages 227-234

SETRA., 1982. Recommandation pour l'assainissement routier. Service d'Études techniques des routes et autoroutes. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Pages 65

SETRA., 1994. Conception et dimensionnement des structures de chaussée. Guide technique, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Pages 259

SETRA., 2006. Assainissement routier. Guide technique, service d'Études techniques des routes et autoroutes. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Pages 91

Shuai, F., 1996. Simulation of swelling pressure measurements on expansive soils. Thèse de doctorat, University de Saskatchewan, Saskatoon, Canada, pages 228

Snethen. D.R., Townsend. F.C. Johnson. L.D., Patrick. D. M., and Vedros P. J., 1975. Review of Engineering Experiences with Expansive soils in Highway Subgrades. US Army

Engineer Water Ways Experiment Station, FHWA, 009751, USA

Sridharan, A., Gurtug, Y., 2003. Swelling behaviour of compacted fine-grained soils. Elsevier Scientific Publishing, *Engineering Geology* 72, 9–18

Sridharan, A., Sreepada Rao, A., et Sivapullaich, P.V., 1986. Swelling pressure of clays. *Geotechnical Testing Journal*, 9(1), pages 24–33

Sridharan, A., Prakash K., 2000. Classification procedures for expansive soils. *Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng*, 2000, pages. 235-240

Steiner, W., 1993. Swelling Rock in Tunnels: Rock characterisation, effect of horizontal stresses and construction procedures. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, vol. 30, no. 4, pages. 361-380

Tang, A.M., Cui, Y.J., Trinh, V.N., Szerman, Y., Marchadier, G., 2009. Analysis of the railway heave induced by soil swelling at a site in southern France. *Eng. Geol.* 106, 68–77 . doi:10.1016/j.enggeo.2009.03.002.

Taylor, R.K., 1988. Coal measures mudrocks: composition, classification and weathering processes. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 21, pages 85–99

Tessier, D., Lajudie, A., Petit J.C., 1992. Relation between the macroscopic behaviour of clays and their microstructural properties, *Applied Geochemistry Suppl. Issue N°1*, 151-161

Theng, B.K.G., 1977. Formation and properties of clay polymer complexes. New-York, Elsevier edition

Thooft, K., Vanfroyenhoven, K., 2009. Numerical simulation for a test pile. *Deep Foundation and Auger Piles*, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47556-3

Tran, N.L., 1977. Un nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, no. 88, pp. 136-137

Tran, N., 2009. Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière. Thèse de Doctorat, Département Génie Civil et Environnemental de l'École des Mines de Douai, pages 189

Türköz, M., Tosun, H. 2011. The use of methylene blue test for predicting swell parameters of natural clay soils. *Sci. Res. Essays*. 6, 1780–1792 .doi:10.5897/SRE10.629.

Vijayvergiya, V.N., Ghazzaly, O.I., 1973. Prediction of swelling potential for natural clays. *Proceeding of the 3rd international conference of expansive soils*, vol. 1, Haïfa, pages. 227-236

Vila, J.M., 1980. La chaîne alpine de l'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens. Thèse de Doctorat e`s sciences, Université Pierre et Marie curie, Paris VI

Van Der Merwe, D.H., 1964. The prediction of heave from the plasticity index and the percentage clay fraction of soils. *J. S. Afr. Inst. Civ. Eng.* 6, 103– 107

XP P 94-091., 1995. Sols : reconnaissance et essais - Essai de gonflement à l'oedomètre - Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvette. AFNOR. Association Française de Normalisation.

Wakim, J., 2005. Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses. Thèse de Doctorat, l'école Nationale Supérieure des Mines de Paris, thèse de doctorat, pages. 9-29

Williams, A.A.B., Donaldson, G.W., 1980. Building on expansive soils in South Africa. Proceeding of the 4th International Conference of Expansive Soils, Denver, pages. 834-844

Windal, T., 2001. Étude en laboratoire du gonflement des sols : mise au point d'un oedomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel. Thèse de doctorat, Université des sciences et technologie de Lille. France

Wittke, W., 1978. Fundamentals for the design and construction of tunnels located in swelling rock and their use during construction of the turning loop of the subway Stuttgart. Institute R.W.T.H University, Aachen, Germany

Wittke, W., Pierau B., 1979. Fundamentals for the design and construction of tunnels in swelling rock. 4th International Congress on Rock Mechanics, Montreux

Wong, R.C.K., and WANG, E.Z., 1997. Three dimensional anisotropic swelling model for clay shale – a fabric approach. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(2), pages 187–198

Xuan, N.H., 2013. comportement hydromécanique des matériaux granulaires compactes non saturés. Thèse de doctorat, université de INSA de Strasbourg, (ED n°269)

Zi-hang, D. A. I., Zhi-zhong, Q. I. N., 2013. Numerical and theoretical verification of modified cam-clay model and discussion on its problems. J. Cent. South Univ, 20(11), 3305–3313. <http://doi.org/10.1007/s11771-013-1854-7>

Annexe 1

SOLS FINS

Classe A

Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe
D _{max} 50mn et tamisat à 80µm > 35 %	A sols fins	VBS 2,5 ou 12	A	Ces sols changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur w est proche de w _p . Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement court, mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Dans le cas de ces sols fins peu plastiques, il est souvent préférable de les identifier par la valeur de bleu de méthylène VBS, compte tenu de l'imprécision attachée à la mesure de l'Ip.	IPI 3 ou w _n 1,25 w _{OPN}	A ₁ th
			3 < IPI 8 ou 1,10 w _{OPN} w _n < 1,25 w _{OPN}	A ₁ h		
			8 < IPI 25 ou 0,9 w _{OPN} w _n < 1,10 w _{OPN}	A ₁ m		
			0,7 w _{OPN} w _n < 0,9 w _{OPN}	A ₁ s		
		w _n < 0,7 w _{OPN}	A ₁ ts			
		12 < I_p 25 ou 2,5 < VBS 6	A ₂	Le caractère moyen des sols de cette sous - classe fait qu'ils se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outils de terrassement (si la teneur en eau n'est pas trop élevée). Dès que l'Ip atteint des valeurs 12, il constitue le critère d'identification le mieux adapté.	IPI 2 ou Ic 0,9 ou w _n 1,3 w _{OPN}	A ₂ th
			2 < IPI 5 ou 0,9 < Ic 1,05 ou 1,1 w w < 1,3 w	A h		
			5 < IPI 15 ou 1,05 < Ic 1,2 ou 0,9 w _{OPN} 1,1 w _{OPN}	² A ₂ m		
			1,2 < Ic 1,4 ou 0,7 w _{OPN} w _n < 0,9 w _{OPN} Ic > 1,4 ou w < 0,7 w	A ₂ s		
		25 < I_p 40 ou 6 < VBS 8	A ₃	Ces sols sont très cohérents à teneur en eau moyenne et faible, et collants ou glissants à l'état humide, d'où difficulté de mise en œuvre sur chantier (et de manipulation en laboratoire). Leur perméabilité très réduite rend leurs variations de teneur en eau très lentes, en place. Une augmentation de teneur en eau assez importante est nécessaire pour changer notablement leur consistance.	IPI 1 ou Ic 0,8 ou w _n 1,4 w _{OPN}	A ₃ th
			1 < IPI 3 ou 0,8 < Ic 1 ou 1,2 w _{OPN} w _n < 1,4 w _{OPN}	A ₃ h		
			3 < IPI 10 ou 1 < Ic 1,15 ou 0,9 w _{OPN} w _n < 1,2 w _{OPN}	A ₃ m		
1,15 < Ic 1,3 ou 0,7 w _{OPN} w _n < 0,9 w _{OPN}	A ₃ s					
I_p > 40 ou VBS > 8	A ₄	Ces sols sont très cohérents et presque imperméables : s'ils changent de teneur en eau, c'est extrêmement lentement et avec d'importants retraits ou gonflements. Leur emploi en remblai ou en couche de forme n'est normalement pas envisagé mais il peut éventuellement être décidé à l'appui d'une étude spécifique s'appuyant notamment sur des essais en vraie grandeur.	Ic > 1,3 ou w _n < 0,7 w _{OPN}	A ₃ ts		
	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique.		A ₄ th			
			A ₄ h			
			A ₄ m			
		A ₄ s				

Les paramètres inscrits en caractères gras sont ceux dont le choix est à privilégier.

Classe B

SOLS SABLEUX ET GRAVELEUX AVEC FINES

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN REMBLAI →

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN COUCHE DE FORME →

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous-classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	
D _{max} 50 mm et tamisat à 80 µm 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	- tamisat à 80 µm 12% - tamisat à 2 mm > 70% - 0,1 < VBS 0,2 ou ES > 35	B Sables silteux...	Matériaux sableux généralement insensibles à l'eau. Mais, dans certains cas (extraction dans la nappe...), cette insensibilité devra être confirmée (étude complémentaire, planche d'essais,...). Leur emploi en couche de forme nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (friabilité des sables FS).			FS 60	B	
							FS > 60	B ₁₂	
						IPI 4 ou w _n 1,25 w _{OPN}	B ₂ th	FS 60	B ₂₁ th
								FS > 60	B ₂₂ th
						4 < IPI 8 ou 1,10 w _{OPN} w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₂ h	FS 60	B ₂₁ h
								FS > 60	B ₂₂ h
						0,9 w w < 1,10 w	B m	FS 60	B ₂₁ m
								FS > 60	B ₂₂ m
						0,5 w w < 0,9 w	B ₂ s	FS 60	B ₂₁ s
								FS > 60	B ₂₂ s
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
					w < 0,5 w	B ts			
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	
							FS > 60	B ₂₂ ts	
							FS 60	B ₂₁ ts	

Classe B (suite)

SOLS SABLEUX ET GRAVELEUX AVEC FINES (suite)

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN REMBLAI →

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN COUCHE DE FORME →

Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe
D _{max} 50 mm et tamisat à 80 µm 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	- tamisat à 80 µm 12% - tamisat à 2 mm 70% - VBS > 0,2 ou ES 25	B Graves argileuses (peu argileuses)...	La plasticité de leurs fines rend ces sols sensibles à l'eau. Ils sont plus graveleux que les sols B et leur fraction sableuse est plus faible. Pour cette raison, ils sont en général perméables. Ils réagissent assez rapidement aux variations de l'environnement hydrique et climatique (humidification - séchage). Lorsqu'ils sont extraits dans la nappe, il est assez peu probable, en climat océanique, que leur état hydrique puisse s'améliorer jusqu'à devenir "moyen". Leur emploi en couche de forme sans traitement avec des LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angelès, LA, et/ou Micro Deval en présence d'eau, MDE).	IPI 7 ou $w_{OPN} < 1,25 w_n$	B ₄ th	LA 45 et MDE 45	B ₄ th
					7 < IPI 15 ou	B h	LA > 45 ou MDE > 45	B ₄ th
					0,9 w w < 1,10 w	B m	LA 45 et MDE 45	B ₄ h
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₄ h
					0,6 w_{OPN} $w_n < 0,9 w_{OPN}$	B ₄ s	LA 45 et MDE 45	B ₄ m
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₄ m
				LA 45 et MDE 45	B ₄ s			
				LA > 45 ou MDE > 45	B ₄ s			
		$w_n < 0,6 w_{OPN}$	B ₄ ts	LA 45 et MDE 45	B ₄ ts			
				LA > 45 ou MDE > 45	B ₄ ts			
				LA 45 et MDE 45	B ₅ th			
				LA > 45 ou MDE > 45	B ₅ th			
		IPI 5 ou $w_n < 1,25 w$	B ₅ th	LA 45 et MDE 45	B ₅ th			
				LA > 45 ou MDE > 45	B ₅ th			
		5 < IPI 12 ou 1,10 w w < 1,25 w	B ₅ h	LA 45 et MDE 45	B ₅ h			
				LA > 45 ou MDE > 45	B ₅ h			
		12 < IPI 30 ou 0,9 w_{OPN} $w_n < 1,10 w_{OPN}$	B m	LA 45 et MDE 45	B ₅ m			
				LA > 45 ou MDE > 45	B ₅ m			
0,6 w_{OPN} $w_n < 0,9 w_{OPN}$	B ₅ s	LA 45 et MDE 45	B ₅ s					
		LA > 45 ou MDE > 45	B ₅ s					
w < 0,6 w	B ts	LA 45 et MDE 45	B ₅ ts					
		LA > 45 ou MDE > 45	B ₅ ts					
		IPI 4 ou $w_n < 1,3 w_{OPN}$ ou $Ic < 0,8$	B ₆ th					
4 < IPI 10 ou 0,8 < $Ic < 1$	B ₆ h							
10 < IPI 25 ou 1 < $Ic < 1,2$ ou 0,9 w_{OPN} $w_n < 1,1 w_{OPN}$	B ₆ m							
0,7 w_{OPN} $w_n < 0,9 w_{OPN}$ ou 1,2 < $Ic < 1,3$	B ₆ s							
w < 0,7 w ou $Ic > 1,3$	B ts							
		- tamisat à 80 µm compris entre 12 et 35% - VBS > 1,5 ou $I_p > 12$	B Sables et graves, argileux à très argileux	L'influence des fines est prépondérante ; le comportement du sol se rapproche de celui du sol fin ayant même plasticité que les fines du sol avec toutefois une plus grande sensibilité à l'eau due à la présence de la fraction sableuse en plus grande quantité.				

Classe C

SOLS COMPORTANT DES FINES ET DES GROS ELEMENTS

Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique et le comportement									
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous-classe fonction de la nature	Caractères principaux										
<p>$D_{max} > 50\text{mm}$ et tamisat à $80\ \mu\text{m} > 12\%$ ou si le tamisat à $80\ \mu\text{m} > 12\%$ la VBS est $> 0,1$</p>	<p>C Sols comportant des fines et des gros éléments</p>	<p>Matériaux anguleux dont la proportion de la fraction 0/50 mm dépasse 60 à 80% et Matériaux roulés La fraction 0/50 mm est un sol de la classe A</p>	<p>C_1A_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...</p>	<p>Le comportement des sols de cette classe peut être assez justement apprécié par celui de leur fraction 0/50 mm. L'évaluation de la proportion de la fraction 0/50 mm est cependant nécessaire dans le cas des sols constitués d'éléments anguleux. Celle-ci peut se faire visuellement par un géotechnicien expérimenté dès que le D_{max} du sol dépasse 200 mm. L'identification des sols de cette classe doit être précisée à l'aide d'un double symbole de type C (A) ou C (B), A ou B étant respectivement la classe de la fraction 0/50 mm du matériau considéré.</p>	<p>Le sous-classement, en fonction de l'état hydrique des sols de cette classe, s'établit en considérant celui de leur fraction 0/50 mm qui peut être un sol de la classe A ou de la classe B. Les différentes sous-classes composant la classe C sont :</p> <table border="1"> <tr> <td> C_1A_1 C_1A_2 C_1A_3 C_1A_4 </td> <td> C_2A_1 C_2A_2 C_2A_3 C_2A_4 </td> <td>état th, h, m, s ou ts</td> </tr> <tr> <td> C_1B_{11} C_1B_{12} C_1B_{31} C_1B_{32} </td> <td> C_2B_{11} C_2B_{12} C_2B_{31} C_2B_{32} </td> <td>Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique</td> </tr> <tr> <td> C_1B_1 C_1B_{22} C_1B_{41} C_1B_{42} C_1B_{51} C_1B_{52} C_1B_6 </td> <td> C_2B_2 C_2B_{22} C_2B_{41} C_2B_{42} C_2B_{51} C_2B_{52} C_2B_6 </td> <td>état th, h, m, s ou ts</td> </tr> </table>	C_1A_1 C_1A_2 C_1A_3 C_1A_4	C_2A_1 C_2A_2 C_2A_3 C_2A_4	état th, h, m, s ou ts	C_1B_{11} C_1B_{12} C_1B_{31} C_1B_{32}	C_2B_{11} C_2B_{12} C_2B_{31} C_2B_{32}	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique	C_1B_1 C_1B_{22} C_1B_{41} C_1B_{42} C_1B_{51} C_1B_{52} C_1B_6	C_2B_2 C_2B_{22} C_2B_{41} C_2B_{42} C_2B_{51} C_2B_{52} C_2B_6	état th, h, m, s ou ts
		C_1A_1 C_1A_2 C_1A_3 C_1A_4	C_2A_1 C_2A_2 C_2A_3 C_2A_4	état th, h, m, s ou ts										
		C_1B_{11} C_1B_{12} C_1B_{31} C_1B_{32}	C_2B_{11} C_2B_{12} C_2B_{31} C_2B_{32}	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique										
		C_1B_1 C_1B_{22} C_1B_{41} C_1B_{42} C_1B_{51} C_1B_{52} C_1B_6	C_2B_2 C_2B_{22} C_2B_{41} C_2B_{42} C_2B_{51} C_2B_{52} C_2B_6	état th, h, m, s ou ts										
<p>Matériaux anguleux dont la proportion de la fraction 0/50 mm dépasse 60 à 80% et Matériaux roulés La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B</p>	<p>C_1B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...</p>	<p>On peut encore très utilement compléter cette identification en indiquant la valeur du D_{max} présent dans le sol. Ainsi, par exemple, un sol classé : $C^{400}(A)$ correspond à un sol roulé ou anguleux ayant plus de 60 à 80% d'éléments $< 50\text{mm}$, dont les plus gros éléments ont une dimension de 400 mm et dont la fraction 0/50 mm est de type A_3.</p>												
<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm 60 à 80%. La fraction 0/50 mm est un sol de la classe A.</p>	<p>C_2A_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...</p>	<p>Le comportement des sols de cette classe dépend aussi de la fraction 50/D présente et ne peut plus être assimilé à celui de la seule fraction 0/50 mm. L'importance de cette influence est toujours difficile à évaluer (fonction de la continuité granulométrique et de l'angularité des éléments grenus) en raison des difficultés pratiques qu'il y a à réaliser des essais de laboratoire sur ces matériaux. Il est néanmoins utile, comme pour les C de préciser l'identification des sols de cette classe à l'aide d'un double symbole de type C (A) ou C (B), A_i ou B_i étant respectivement la classe de la fraction 0/50 mm du matériau considéré.</p>												
<p>Matériaux anguleux comportant une fraction 0/50 mm 60 à 80%. La fraction 0/50 mm est un sol de la classe B.</p>	<p>C_2B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...</p>	<p>De même cette identification pourra être très utilement complétée par l'indication du D_{max} présent dans le sol (Cf. classe C). Des essais en semi ou vraie grandeur seront souvent nécessaires pour caler l'interprétation des mesures réalisées sur la fraction 0/50 mm.</p>												

Classe D

SOLS INSENSIBLES A L'EAU

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN REMBLAI _____

← NIVEAU DE CLASSIFICATION NECESSAIRE POUR L'EMPLOI EN COUCHE DE FORME _____

Classement selon nature					Classement selon le comportement		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous-classe fonction de la nature	Caractères principaux	Valeurs seuils retenues		Sous-classe
VBS 0,1 et Tamisat à 80 µm 12%	D Sols insensibles à l'eau	D _{max} 50 mm et tamisat à 2 mm > 70%	D ₁	Ces sols sont sans cohésion et perméables. Leur granulométrie, souvent mal graduée et de petit calibre, les rend très érodables et d'une "traficabilité" difficile.	Leur emploi en couche de forme sans traitement aux LH nécessite, par ailleurs, la mesure de leur résistance mécanique (Los Angelès, LA, et/ou micro Deval en présence d'eau, MDE) ou friabilité des sables (FS).	FS 60	D ₁₁
			FS > 60	D ₁₂			
		D _{max} 50 mm et tamisat à 2 mm 70%	D ₂	Ces sols sont sans cohésion et perméables. Après compactage ils sont d'autant moins érodables et d'autant plus aptes à supporter le trafic qu'ils sont bien gradués.		LA 45 et MDE 45	D ₂₁
			LA > 45 ou MDE > 45	D ₂₂			
		D _{max} > 50 mm	D ₃	Matériaux sans cohésion et perméables, inadaptés au malaxage en vue d'un traitement répondant à une qualité "couche de forme". En partie supérieure des terrassements ils peuvent poser des problèmes de réglage, de traficabilité et d'exécution de tranchées diverses.		LA 45 et MDE 45	D ₃₁
			LA > 45 ou MDE > 45	D ₃₂			

