

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المركز الجامعي لعين تموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : VOIRIE ET OUVRAGE D'ART

Thème :

ANALYSE DES PATHOLOGIES DES ROUTES DUE AUX PROBLEME GEOTECHNIQUE

Présenter par : BENAMMAR HAFIDA

AOUABDI MALIKA

Devant le jury composé de :

- | | |
|----------------------|--------------------------------------|
| ✓ Mr DJELIL MOHAMMED | CUBBAT (Ain Témouchent) Président |
| ✓ Mr HOUMADI Youcef | CUBBAT (Ain Témouchent) Encadreur |
| ✓ Mm BELABBACI ZYNEB | CUBBAT (Ain Témouchent) Examinatrice |

2019/2020

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous tenons à remercier le dieu miséricordieux de nous accorder, par la santé et la volonté pour recueillir les fruits des années d'études et de persévérance.

A mon professeur, mon encadreur monsieur HOUMADI YUCEF, un remerciement particulier et sincère pour tous vos efforts . Vous avez toujours été présent , que ce travail soit témoignage de ma gratitude et mon profond respect.

Nous avons eu le privilège de travailler parmi votre équipe et d'apprécier vos qualités et vos valeurs

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont fait preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles



Dédicace

Je dédie ce MODESTE travail :

Au roi de mon cœur, l'homme qui m'a guidé et soutenu durant toute ma vie pour que je réussisse

**la lumière qui a éclairé mon parcours pour arriver à ce stade mon très cher père bachir ,
et la femme qui a toujours veillé sur moi qui ma donné une bonne éducation et des
conseils nécessaires pendant les moments les plus critiques ma très chère mère houaria
je prie Dieu de les honorer et les rendre fiers de moi et de mon travail .**

A mon deuxième père qui ma oriente,encouragée et contribués de ce travail

A ma belle mère qui m' aide aussi durant cette année

**A mon marie qui ma donné toujours le courage et la confiance et mon petit bébé
mouhamed yasser**

A ma belle sœur ines et ma petite sœur assmaa

A mes chers frères, mes cousines et mes amis fatima ,khadidja de la chambre

A les deux familles aouabdi et massaoudi

A ma Binôme hafida

A tous ceux qui me sont chères mes amis et collègues de promo VOA 2019/2020

Malika

اهداء

الى كل من كلله الله بالهبة و الوفاق.... الى من علمني العطاء بدون انتظار.... الى من احمل اسمه بكل افتخار.... الى الذي كان له الفضل في نجاحي هذاارجوا من الله ان يمد في عمرك لتري ثمارا قد حان بعد طول انتظار.... ستبقى " كلماتك نجوما اهتدي بها اليوم و غدا و الى الابد.... الى " والدي العزيز

الى ملاكي في الحياة.... الى التي جعل الله الجنة تحت اقدامها.... الى التي حملتني و ضحت من اجل تربيته.... الى "رمز المحبة و الحنان التي لم تبخل علي يوما بنصيحة او دعوة سالحة.... الى اغلى الحبايب..... "امي الحبيبة

الى من حبههم بجري في عروفي.... الى اعز الناس عندي.... الى من عشت معهم ايام عمري.... الى اخوتي سنوسي فاطمة و هشام ".....حفظهم الله

الى كل الاهل و الاحباب و الاصدقاء الذين تميزوا بالوفاء و العطاءالى من معهم سعت..... الى من كانوا معي في طريق النجاح

الى من قاسمتني هذا الجهد صديقتي و رفيقة دربي....."ملكة "

الى كل اساتذتنا الكرام الذين قدموا لنا الكثير بانلن بنك جهودا كبيرة في بناء جيل الغد..... الى جميع اساتذتنا الافاضل

الى كل من وسعته ذاكرتي و لم تسعه مذكرتي

حفيظة

8-5-2) Essai consolidé drainé CD :	51
8-5-3) Essai consolidé non drainé CU :	52
8-5-4) Essai non consolidé non drainé UU :	53
9) La résistance au cisaillement (les paramètres résiduelle) :	54
10) Conclusion :	56
CHAPITRE 03 :	COMPACTAGE DES SOLS
1- Introduction :	58
2- Définition de compactage :	58
3 - THÉORIE DE COMPACTAGE	59
3-1- Les interactions entre les particules :	59
3 -2- La structure des sols compactés :	60
4- L'ENVELOPE DE LA COURBE DE SATURATION :	62
5 - Les paramètres influençant le compactage :	63
5-1 Influence de la teneur en eau :	63
5-2-Influence de l'énergie de compactage :	65
5-3-Influence de la granulométrie :	66
5-4- Influence de type de sol :	67
5-5- Influence de la méthode de compactage :	69
6- LES ESSAIS DE COMPACTAGE AU LABORATOIRE :	70
6-1- Le compactage par impact :	71
6-2- Compactage statique :	72
6-3- Compactage par pétrissage	74
6-4- Compactage par vibration :	74
7- LE COMPACTAGE DES SOL IN SITU :	76
7-1-Les engins de compactage :	76
8- AUTRES TYPES DE COMPACTAGE :	79
8-1- Compactage dynamique :	79
8-2- La vibroflotation :	79
8-3- <i>Les colonnes ballastées</i>	80
9-CONTROLE DE COMPACTAGE :	80
9-1-Les méthodes destructives :	81
9-2- <i>Les méthodes non destructives</i>	82
10- Les paramètres de contrôle :	83
11-LES PATHOLOGIES DE COMPACTAGE :	85

12- CONCLUSION :	86
CHAPITRE 04 :	Amélioration des sols par géo synthétique..... 88
1 - Que ce qu'un géo synthétiques :	88
2- Types de géo synthétique	88
a- Les produits perméables :	88
b- Les produits essentiellement imperméables :	91
3- Matières de fabrication de géotextile :	93
- Les produits naturels :	93
-Les produits chimiques organiques :	93
-les produits chimiques inorganiques :	93
4-Typologies de géotextile :	93
4 - 1- Géotextile non tissé :	93
4 - 2 - Géotextile tissé :	93
4 -3- Géotextile tricoté :	94
5-Principales Caractéristiques des géotextiles.....	94
6-Fonction des géotextiles :	95
6-1-Drainage :	96
6-2-Filtration :	96
6-3-Séparation :	97
6-4-Protection :	97
6-5-Renforcement :	98
6-6-Contrôle anti-érosion :	98
8-Renforcement des chaussées à l'aide des géotextiles :	99
8-1-Typologies des chaussées :	99
8-2-Pathologies des chaussées.....	100
8-3-Choix des géotextiles :	100
9- CONCLUSION :	102
CHAPITRE 05 : ETUDE DES DEUX CAS DE GLISSEMENT RN35 AU PK 18+500 ET AU PK 24+000.....	104
1) Introduction :	104
2) Glissement au RN35 au PK18+500 Ain Tolba – Ain Temouchent.....	104
2-1) Description du site :	105
➤ Contexte Géographique et topographique :	105
➤ Contexte Géologique :	105

➤ Contexte sismique de la région.....	106
➤ Contexte climatologique.....	108
➤ Contexte géomorphologie et hydrologie du site :.....	108
2-2) SIGNES ET DESCRIPTION DU GLISSEMENT	109
2-3) Reconnaissance du sol :.....	110
2-3-1) Essais géotechniques :	110
2-4) ANALYSE DES CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT	114
3) Les Solution propose s :	115
4) Glissement au RN101 au PK24+000 H'maina à Ain Témouchent.....	117
4-1) Localisation du projet :	117
4-2) Description du site :	117
• Contexte Géographique.....	117
• Contexte Géologique :.....	117
• Contexte géomorphologie et hydrologie du site :.....	118
4-3) SIGNES ET DESCRIPTION DU GLISSEMENT	119
4-4) Interprétation des résultats de tableau :.....	121
4-5) CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT :	124
4-6) LES SOLUTIONS PROPOSEE :	124
5) Application des géotextiles dans les travaux routiers :.....	125
6) Modélisation par le programme GEOSTUDIO :.....	127
7) CONCLUSION :	133
CONCLUSION GENERALE :	135
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	136

LISTE DES FIGURES :

Figure 1: pente naturelle.....	22
Figure 2: pente artificielle	22
Figure 3: instabilité des talus (cas des routes).....	23
Figure 4: phénomène d'écoulement.....	24
Figure 5: schéma illustre une coulée de boue [20].....	25
Figure 6: chute des blocs au niveau de la falaise de sidi boucif (béni saf).....	25
Figure 7: éboulement dans la route reliant bab el oued à chevalley à Alger. (le matin d'Algérie, 2018).....	26
Figure 8: effondrement de cavités souterraines.....	26
Figure 9: Affaissement sur la route nationale n°24, reliant BEJAIA à TIZI OUZOU (au village de TIGHREMT).....	27
Figure 10: phénomène de tassement, (Lemaire, 2016).....	27
Figure 11: fluage des talus, Stéphane.....	28
Figure 12: mouvement de terrain	28
Figure 13: Glissement plan (G.philipponnat, 1998).....	29
Figure 14: Glissement circulaire (rationnel).....	29
Figure 15: Glissement circulaire: A- à flanc de talus, B- au pied du talus et C- en profondeur [18].....	30
Figure 16: Glissement quelconque (aléatoire).....	30
Figure 17: principaux éléments de descriptif d'un glissement de terrain, selon EDEN 1973.....	35
Figure 18: la masse du talus découpé en tranches (HAMMADI? 2011).....	39
Figure 19: forces agissant sur la tranche n (G.PHILIPPONNAT, 1998).....	41
Figure 20: rupture circulaire.....	42
Figure 21: problème de mécanique de sol.....	44
Figure 22: les composants de sol.....	44
Figure 23: schéma de la boîte de cisaillement.....	45
Figure 24: la structure de rupture	46
Figure 25: diagramme de Mohr coulomb.....	47
Figure 26: enveloppe de rupture et cercle de Mohr cas pas de rupture	47
Figure 27: enveloppe de rupture et cercle de Mohr cas de rupture	48
Figure 28: appareille de l'essai de cisaillement triaxial.....	49
Figure 29: le graphique d'interprétation	49
Figure 30: la courbe intrinsèque CD	52
Figure 31: la courbe intrinsèque d'essai CU.....	52
Figure 32: la courbe intrinsèque d'essai UU.....	53
Figure 33: la courbe intrinsèque pour un sol pulvérulent.....	53
Figure 34: courbe de cisaillement d'une discontinuité à indentation régulière ($\sigma_3 > \sigma_2 > \sigma_1$).....	54
Figure 35: cisaillement d'une discontinuité à indentation régulière, lois de frottement pic et résiduel..	55
Figure 36: cisaillement d'une discontinuité naturelle	55
Figure 37: forces d'attraction et répulsion en fonction de la distance entre les particules (d'après Le Roux, 1972, cité par (Caamapum De Carvalho J, 1987).....	60
Figure 38: les effets du compactage sur la structure, d'après (Lambe, 1958).....	61

Figure 39: évolution de la structure d'une argile compactée en fonction de la teneur en eau et d'énergie de compactage (d'après Cabot et al, 1993, cité par (Cui, 2000)	62
Figure 40: la courbe de saturation	63
Figure 41: courbe typique du compactage d'un sol cohérent (Drnevich.V, 2007)	64
Figure 42: courbe typique de compactage d'un sol grenu (Drnevich. V, 2007)	65
Figure 43: l'influence de l'énergie de compactage sur la compacité d'une argile sableuse.....	66
Figure 44: l'influence de la nature du sol sur le compactage (Parsons et al, 1992 cité par Sarsby, 2013)	67
Figure 45:l'influence de type de sol sur le compactage (d'après MiltonKeynes, 1990), et cité par (NAGARAJ, 2005).....	68
Figure 46: l'influence de la méthode de compactage d'après (MESBAH, A 19)	70
Figure 47: matériel pour essai de compactage Proctor.....	72
Figure 48: dispositifs de l'essai de compactage statique (ECS) photo (a) et schéma de principe (b)...	73
Figure 49: dispositif de l'essai de compactage par pétrissage (HARVARD miniature).....	74
Figure 50: illustration de deux types de compactage au laboratoire	75
Figure 51: un rouleau lisse	76
Figure 52: la vibroflotation.....	80
Figure 53: phase d'exécution d'une colonne ballastée	80
Figure 54: quelque essai pour la détermination de la masse volumique	81
Figure 55: photo d'un nucléo densimètre [18].....	83
Figure 56: distribution normales de GAUSS.....	85
Figure 57 : le phénomène de feuilletage.....	85
Figure 58: les types des gégrilles (geoturf. com, s,d.).....	89
Figure 59: un géoespaceur.....	89
Figure 60: photo représentative d'un géotube.....	90
Figure 61: photo d'un géotextile alvéolaire	90
Figure 62: image d'un géofilet.....	91
Figure 63: image d'un géo synthétique bentonitique.....	91
Figure 64: image d'un géomembrane	92
Figure 65: image d'un géocomposite [20]	92
Figure 66: les types des géotextiles non tissé.....	93
Figure 67: les géotextiles tissés	94
Figure 68: les géotextiles tricotés [20]	94
Figure 69: fonction de drainage (MAMERI KAHINA, 2015).....	96
Figure 70:fonction de filtration (MAMERI KAHINA, 2015).....	97
Figure 71 : fonction de séparation (MAMERI KAHINA, 2015)	97
Figure 72: fonction de protection (MAMERI KAHINA, 2015)	98
Figure 73: fonction de renforcement (MAMERI KAHINA, 2015)	98
Figure 74: fonction d'anti érosion (MAMERI KAHINA, 2015)	99
Figure 75: application du géotextile dans les routes [20].....	99
Figure 76: typologies des chaussées (GUILBAUD, 2011)	100
Figure 77: comportement mécanique du géotextile	101
Figure 78: géotextile déformé	101
Figure 79 : Localisation du projet sur le réseau routier de la RN 35.....	104
Figure 80: schéma morphologique de glissement selon MNT	105

Figure 81: Marne argileux RN 35 PK 18+500	106
Figure 82 : degré des zones sismique (règles parasismiques Algérienne version 2003).....	107
Figure 83: localisation géographique du glissement (Extrait de la carte topographique de REMCHI à 1/50000eme	108
Figure 84: point de l'eau apparue au pied de remblai.....	109
Figure 85 : Exemples d'affaissement en escalier à l'aval de l'arrachement principal.	109
Figure 86 : les échantillons des sols carotte	113
Figure 87 : terrain en pente sur le côté amont RN35.....	115
Figure 88 : Drainage endommagé	Figure 89 : Gabion non-intacte.
Figure 90 : Localisation du point de glissement à partir de Google Earth	116
Figure 91 : Localisation géographique du site de Glissement au PK 24. (Google Maps).....	117
Figure 92 : Vue générale sur la morphologie du site (glissement N°2 au PK 24+000). (CTTP, 2014)	118
Figure 93 : La présence d'eau. (CTTP, 2014).....	118
Figure 94 : Fissures d'affaissement visible sur le remblai du côté amont. (CTTP, 2014)	119
Figure 95 : Fissures d'affaissement visible sur le remblai du côté aval (Glissement au PK 24+000). (CTTP, 2014).....	119
Figure 96 : Zone de fluage au niveau du talus aval de la chaussée (Glissement au PK 24+000). (CTTP, 2014).....	120
Figure 97 : Figure 72:Les signes visibles du glissement au PK 25+000. (CTTP, 2014).....	120
Figure 98 : cercle de glissement PK 24. (CTTP, 2014).....	122
Figure 99 : Plan d'implantation des essais in-situ du glissement au PK 24+000. (CTTP, 2014).....	122
Figure 100 : endommagements sur une chaussée	Figure 101 : géotextile dans la.....
	127

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: classification d'après la profondeur de la surface de glissement (office fédérale de l'environnement division prévention des charges, 2009).....	31
Tableau 2: classification selon l'activité (en fonction de la vitesse de glissement).....	31
Tableau 3: facteur de sécurité recommandée selon les risques liés au glissement [7]	43
Tableau 4: les avantages et les inconvénients de cisaillement à la boîte	48
Tableau 5: les types de l'essai triaxial	50
Tableau 6: type de comportement de sol.....	51
Tableau 7: essai Proctor normal et modifié selon la norme ASTM 1557 et D 698.....	71
Tableau 8: application de différents équipements de compactage sur différents types de sols (d'après Caterpillar Co, 1977, cité par (Holtz R D, 1999) [11].....	78
Tableau 9: exigence typique de pourcentage de compactage.....	84
Tableau 10: propriétés principale des géotextiles [20].....	95
Tableau 11: les différentes fonctions assurées par les principaux géo synthétiques	95
Tableau 13: les valeurs de coefficient d'accélération. ' RPA99/ VERSION 2003)	107
Tableau 14 : La synthèse des résultats des essais en laboratoire est présentée dans un tableau récapitulatif donné ci-dessous pour RN 35 PK 18+500	110
Tableau 15 : interprétation des résultats des essais R N 35.....	112
Tableau 16 : résultat essai pénétromètre	113
Tableau 17 : Les résultats préssiométrique Pour le glissement au PK 18+500.....	114
Tableau 18 : les résultats des essais en laboratoire. (LHCO, 2014).....	121
Tableau 19 : résultat d'essai sondage carotté pour RN 101 au pk 24+000.....	123

Résumé :

Les routes et autoroutes sont de la plus haute importance pour le développement économique d'un pays. Par ailleurs, le trafic répété de véhicules lourdement chargés, les conditions climatiques et les propriétés mécaniques des matériaux employés dans ces constructions peuvent entraîner une durabilité bien moindre des chaussées routières que ce qui était attendu, d'où vient la nécessité d'utiliser de nouveaux produits et techniques visant à améliorer les caractéristiques des chaussées afin de réduire les coûts de construction et d'entretien, parmi les produits récemment utilisés dans le renforcement des chaussées, on peut citer les géotextiles .

D'abord on a classé les différents mouvements de terrain , puis nous avons présenté les différents types de glissement et les différentes méthodes de calcul à l'équilibre, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'une pente pour les deux cas d'un glissement de terrain au niveau de la wilaya d'Ain Témouchent

Mots clés : les géotextiles, le renforcement ,pathologie

Abstract :

Roads and highways are of the utmost importance for the economic development of a country. In addition, the repeated traffic of heavily loaded vehicles, the climatic conditions and the mechanical properties of the materials used in these constructions can lead to a much lower durability of the road pavements than expected, hence the need to use again. products and techniques aimed at improving the characteristics of pavements in order to reduce construction and maintenance costs, among the products recently used in the reinforcement of pavements, we can mention geotextiles.

First we have classified the different ground movements, then we have presented the different types of landslide and the different methods of calculation at equilibrium, the objective of all these methods is to find the safety coefficient which is the most important parameter. more important to assess the stability of a slope for the two cases of a landslide at the level of the wilaya of Ain Témouchent

Keywords: geotextiles, reinforcement, pathology

ملخص :

تمثل حركة الطرقات السريعة اهمية بالغة بالنسبة للتنمية الاقتصادية لاي بلد. الا ان كثافة حركة السير المتكررة للمركبات الثقيلة, و فضلا عن تاثيرات الاحوال الجوية و الخصائص الميكانيكية للمواد المشكلة لجسم الطريق يمكنها ان تحد من ديمومة الطريق مقارنة بما كان مبرمج مسبقا, و من هنا كان ضروري استعمال مواد و تقنيات جديدة لتحسين خصائص الطريق و بالتالي تخفيض تكلفة الانجاز و الصيانة.

من بين هذه الواد المستعملة حديثا في تدعيم الطرقات نذكر الجيوسنتنتيك و التي تعد بافاق جديدة واعدة.

أولاً قمنا بتصنيف الحركات الأرضية المختلفة ، ثم قدمنا الأنواع المختلفة للانهيارات الأرضية وطرق الحساب المختلفة عند التوازن ، والهدف من كل هذه الطرق هو إيجاد معامل الأمان الذي يعد أهم عامل. الأهم هو تقييم استقرار المنحدر في حالتي الانهيار الأرضي في ولاية عين تموشنت.

الكلمات الرئيسية : جيوتكستيل، التعزيز ، علم الأمراض

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

L'un des principaux effets du développement économique d'un pays est sans aucun doute d'accroître les échanges de telle façon que les infrastructures de transport se trouvent, d'un moment à un autre, En particulier les routes pour cela il est nécessaire de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles, afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité de ces ouvrages.

Dans l'apparition de plusieurs type de dégradation, causé par les conditions climatiques et les propriétés mécaniques des matériaux employés dans ces constructions on a esprit orienté vers l'étude d'amélioration des qualités des chaussées dans nos routes par l'exploitation des nouveaux matériaux tel que les géo synthétiques.

Les méthodes de renforcement des sols se sont considérablement développées à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique. Ils se sont progressivement imposés comme des méthodes à la fois simples à la mise en œuvre et économiquement avantageuses par rapport à d'autres solutions plus traditionnelles (mur de soutènement, clouage, traitement par colonnes, palplanche ...) qui permettent d'améliorer les propriétés mécaniques des sols en fonction du type d'ouvrage que l'on cherche à réaliser.

Le travail que nous avons présenté dans ce mémoire a pour objet une étude géotechnique de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur les deux points sur la RN 35 au PK 18+500 et RN 101 au PK 24+000 qui sont situés à la wilaya d'Ain Temouchent

Le mémoire est divisé en deux parties :

La première partie consiste en une étude théorique sur les pathologies des chaussées, les problèmes géotechnique, le glissement de terrain, l'essai de cisaillement, le compactage et les géo synthétiques.

Dans la deuxième partie on a présenté le site étudié topographique, géologique, hydrogéologique et hydraulique puis on a exposé une étude géotechnique sur les deux points étudiés pour enfin proposer un système de confortement adéquat pour en remédier à ce phénomène

CHAPITRE 01 :

LES MOUVEMENT DES TERRAINS

1) Introduction :

La géotechnique est pour l'objet d'étude le comportement mécanique du sol, et ce, indépendamment des conditions pratiques d'emploi, donc il faut bien noter en effet que la plupart des problèmes des structures sont le résultat de l'ignorance de certain type d'action et pour cette raison on cherche des sols porteur et stable pour protéger notre ouvrage à des invasions ennemies .

Le mouvement de terrain étant un phénomène naturel pouvant être provoquée des dommages récurrents sur les infrastructures et habitations : chutes de blocs le long des itinéraires routiers alpins, coulées de boue urbaines, retrait-gonflement des sols argileux générant des désordres dans les bâtiments. Les mouvements de terrain les plus fréquents qui se produisent sur des régions sont d'extension limitée. Il peut s'agir de détérioration des structures (fissurations) ou de destruction (écroulements des bâtiments), dégradation des infrastructures (ponts, routes, voies ferrés,...etc.), ruptures des conduites d'eau, de gaz, et d'assainissement

Les glissements de terrain sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, L'extension des glissements de terrain est variable Ils peuvent provoquer des dommages importants.

Dans ce chapitre on présente les mouvements des terrains et leur classification en premier lieu puis on définit le glissement et les principales causes qui peuvent le mobiliser ce dernier

2) Mouvements de terrain :

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.)

3) Classification des mouvements des terrains :

La classification des mouvements de terrain basée sur le critère cinématique, c'est-à-dire la vitesse de déplacement de la masse de sol

3.1) Les pentes :

Une pente est l'inclinaison d'un terrain. Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé, évalué en mètres ou le pendage qui s'applique aux couches du sous-sol. La pente peut être une contrainte naturelle pour l'installation humaine : elle peut être le théâtre d'éboulements, d'avalanches ou de glissement de terrain. [1]

- Il existe deux types des pentes : les pentes naturelles et les talus artificiels

3.1.1) Penttes naturelles :

Les penttes présentant les variations géologiques et éventuellement des discontinuités, Ils se caractérisent l'évolution d'une falaise rocheuse et se distinguent par le Chutes de blocs (pierres), Eboulement Ecroulement. [2]

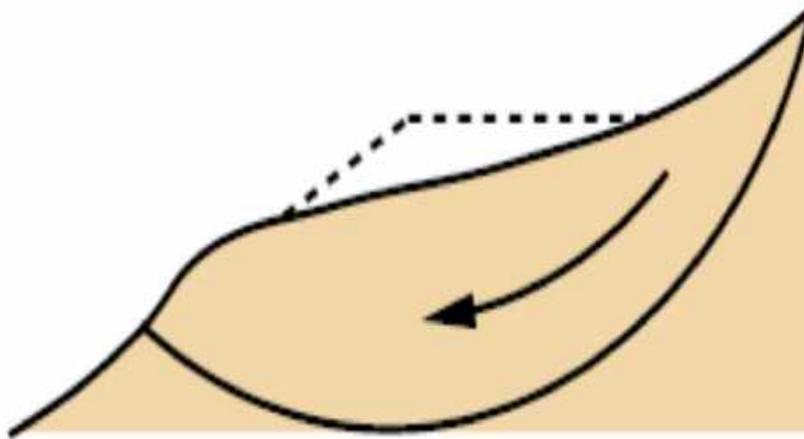


Figure 1: pente naturelle

3-1-2) Talus artificiel

Les talus artificiels sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

A -talus en déblai.

B -talus en remblai sur sol non compressible.

C -talus en remblai sur sol compressible. [3]

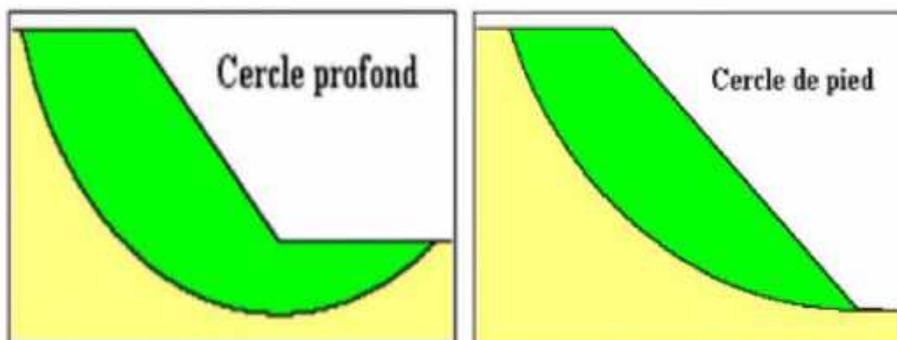


Figure 2: pente artificielle

4) Les causes des mouvements de terrains en pentes :

4-1) Les causes naturels :

Les facteurs influencent à la stabilité des pentes ce sont : la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau...). En particulier, la plupart des glissements affectant les grandes routes sont causés par les changements de la géométrie de la pente dus aux déblais et remblais. [5]



Figure 3: instabilité des talus (cas des routes)

4.1) Les causes dues à l'intervention humaine :

Les surcharges au sommet du talus

- a- Les déblais ou les excavations à la base du talus
- b- La concentration d'eau vers la pente
- c- c- La déforestation peut être naturelle. [5]

5) Types de mouvement de terrain :

On distingue deux grandes catégories : les mouvements lents et continus et Les mouvements rapides et discontinus

5-1) Les mouvements rapides et discontinus :

Les mouvements rapides qui sont extrêmement dangereux et peuvent entraîner des pertes en vie humaine et des biens matériels. Ils sont regroupent les écroulements, l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

5-1-1) Écroulement :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. Ils peuvent être dus à des causes internes au massif. Ces phénomènes se caractérisent par leurs vitesses de chute et d'une distance de transport. Le traitement des écroulements relève de la mécanique des roches. Les chutes de blocs sont des mouvements ponctuels en milieu rocheux fracturé et fissuré.

Les types des écroulements :

- Les écroulements rocheux par dislocation interne.
- Les écroulements de surplomb.
- Les écroulements par fluage.
- Les écroulements par glissement banc sur banc. [4]

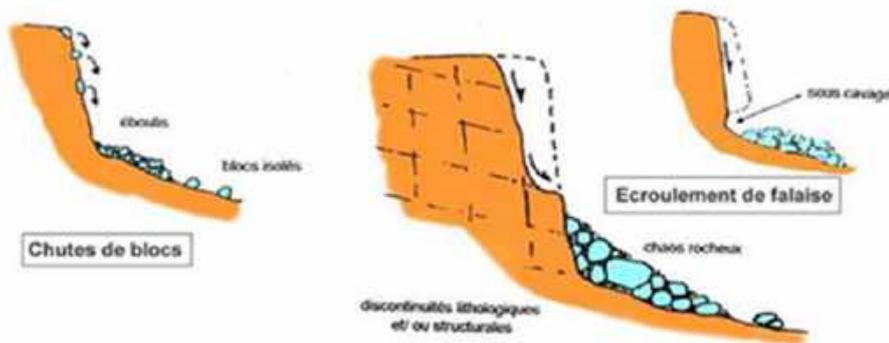


Figure 4: phénomène d'écroulement

5-1-2) Les coulées boueuses :

Le coulée c'est un mouvement rapide de la couche superficielle du sol, soumise à de forte précipitation, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. Ces coulées peuvent se produire à la suite d'une solifluxion ou d'un glissement de terrain. Ils sont prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

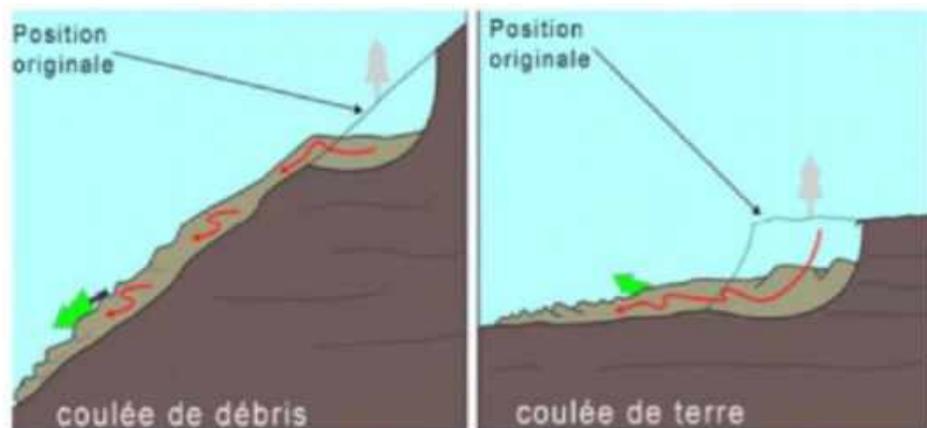


Figure 5: schéma illustre une coulée de boue [20]

5-1-3) Chutes de blocs :

Ce sont des phénomènes rapides ou événementiels, résultant de l'évolution de falaise, et mobilisant des blocs de roche. Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolées (pierre: $\emptyset < 50\text{cm}$; bloc: $\emptyset > 50\text{cm}$). Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération. [5]



Figure 6: chute des blocs au niveau de la falaise de sidi boucif (béné saf)

5-1-4) Les éboulements :

Sont des mouvements rapides de masses. Le matériel éboulé, qui s'est détaché du massif rocheux selon des surfaces de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), parcourt la plus grande partie de son déplacement dans l'air. Ces phénomènes peuvent être classés en trois catégories: chutes de pierres et de blocs, éboulements (au sens strict) et écroulements. En général, on peut les subdiviser en trois domaines: la zone d'arrachement, la zone de transit et la zone de dépôt. [5]



Figure 7: éboulement dans la route reliant bab el oued à chevalley à Alger. (le matin d'Algérie, 2018)

5-1-5) Les effondrements de cavités souterraines :

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. [5]

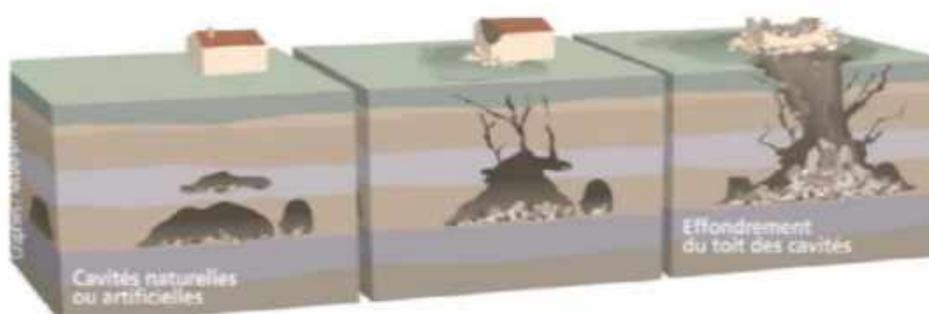


Figure 8: effondrement de cavités souterraines

5.2) Les mouvements lents et continus :

Les mouvements lents et continus sont des mouvements entraînant une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

5-2-1) L'affaissement

L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain .L'affaissement se produit sans ouverture de cavité, même si des failles et des fissures peuvent apparaître. Ils sont généralement consécutifs à l'effondrement de vide naturels.

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine. [5]



Figure 9: Affaissement sur la route nationale n°24, reliant BEJAIA à TIZI OUZOU (au village de TIGHREMT)

5-2-2) Le tassement :

Le tassement c'est un phénomène de diminution de volume de certains sols sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement.). Ce tassements affectent surtout des terrains vaseux, argileux ou tourbeux, s'appuyant sur des couches aquifères (sables, graviers, alluvions, colluvions, etc.). que l'augmentation et diminution de tassement dépendent de l'augmentation de pression de chargement et l'indice de vide tel que il existe une relation linéaire proportionnelle entre le tassement et la pression .[5]

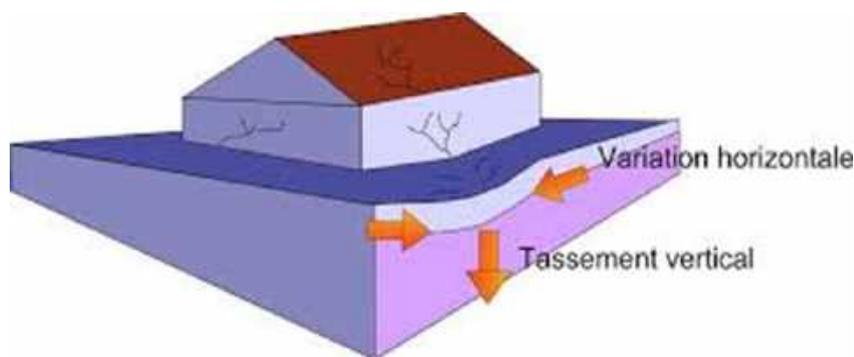


Figure 10: phénomène de tassement, (Lemaire, 2016)

5-2-3) Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Ce type de mouvement apparait lorsqu'un sol malléable est soumis à une charge importante en amont, souvent un massif rocheux. Il subit de la part de celle-ci une pression importante, qui va le pousser à fluer, et donc à gonfler.

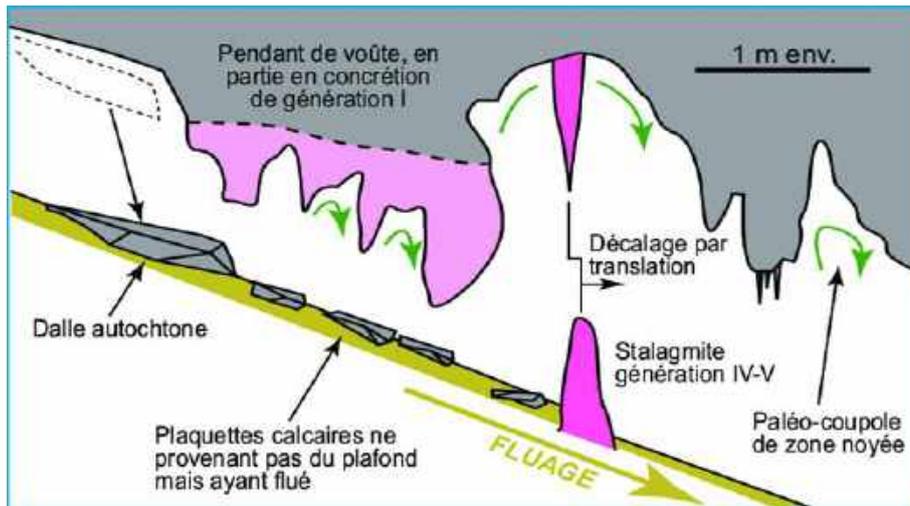


Figure 11: fluage des talus, Stéphane

6) Le glissement :

Le glissement de terrain est un aléa naturel qu'il s'agit un déplacement lent d'une masse de terrain cohérente sur une surface de rupture généralement courbe ou plane, il affecte les talus et les versants naturels. Ce phénomène (glissements de terrains) peut être la conséquence d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme) ou plus ou moins la conséquence directe d'actions de l'homme telles que travaux de terrassement ou déforestation.

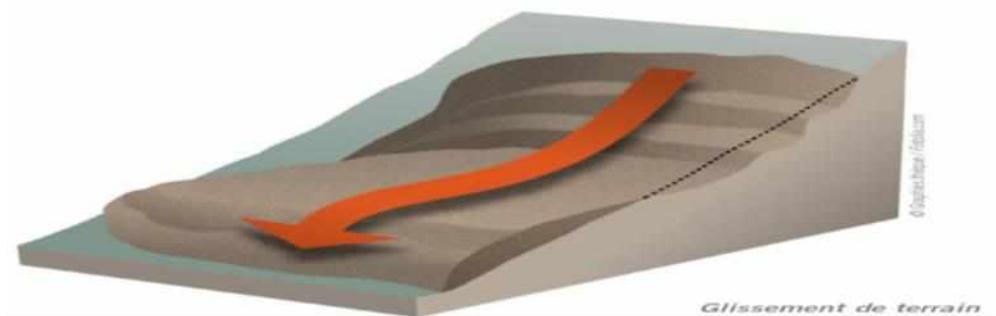


Figure 12: mouvement de terrain

6.1) Type de glissement de terrain :

6.1.1) Types en fonction de la surface de rupture

En se basant sur la surface de rupture, Robitaille et Tremblay (1997) distinguent trois principaux types de glissements :

- a- Les glissements plans
- b- Les glissements circulaires ou rotationnels

c- Le glissement quelconque (aléatoire) [5]

a- Glissement plane (translatif)

Est un mouvement au long d'une couche sensiblement mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques. L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaine de mètres. Il peut avoir le glissement à flanc de talus ou au pied de talus.

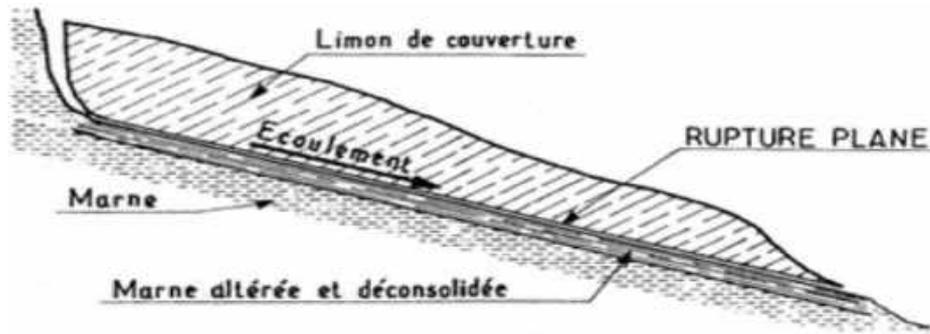


Figure 13: Glissement plan (G.philipponnat, 1998)

a- Le glissement circulaire ou rotationnel :

Dans ce cas de mouvement la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées. Habituellement, les glissements de type circulaire sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

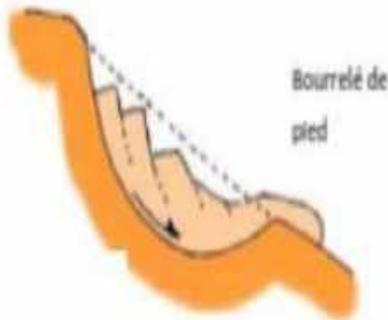


Figure 14: Glissement circulaire (rationnel)

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus. [5]

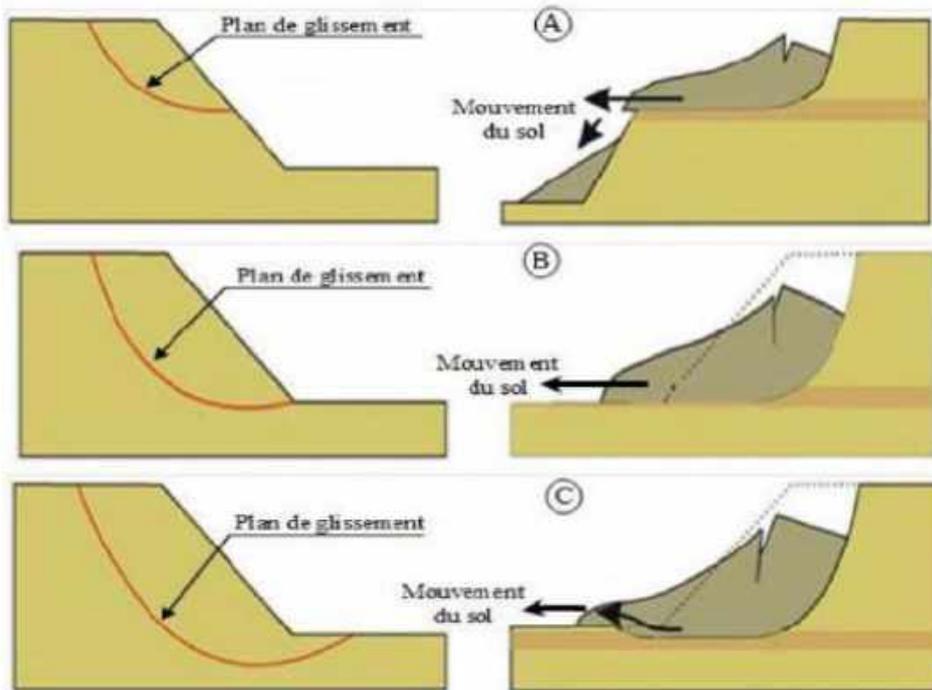


Figure 15: Glissement circulaire: A- à flanc de talus, B- au pied du talus et C- en profondeur [18]

c- Le glissement quelconque (aléatoire) :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la couche de glissement est de forme irrégulière. Il se forme selon combinaison des deux cas précédents. [4]

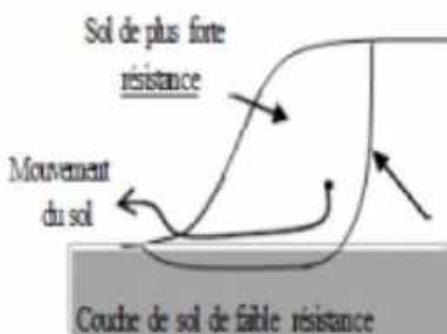


Figure 16: Glissement quelconque (aléatoire)

6.2) Classification des glissements de terrain :

Il existe deux paramètres pour classer le glissement : c'est la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement. [4]

6-2-1) Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. qu'un glissement actif peut se stabiliser par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple

6-2-2) Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0 – 2 m
Semi – profonde	2 - 10 m
Profonde	10 – 30 m
Très profonde	> 30

Tableau 1: classification d'après la profondeur de la surface de glissement (office fédérale de l'environnement division prévention des charges, 2009)

Glissement	Vitesse de glissement
Sub stabilité, très lent	0 – 2 cm/ an
Peu actif, lent	2 - 10 cm /an
Actif (ou lent avec phase rapide)	> 10 cm / an

Tableau 2: classification selon l'activité (en fonction de la vitesse de glissement)

6.3) Causes des glissements de terrains :

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui sont accumulées à partir des plusieurs expériences dans le domaine des glissements de terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain. Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchant peut être liée à un ou plusieurs stimuli externe (pluie intense séisme,... etc.). [9]

6.3.1) Nature et caractéristiques mécaniques des terrains :

Les terrains disposent au glissement sont les terrains à granulométries fines (silts, limons) , des argiles, surtout celles constituées de montmorillonite s'altèrent facilement en surface et

donnent lieu à des glissements ou à des coulées boueuses. La perte de résistance par remaniement des sols rencontrés dans les versants naturels joue un rôle très important dans les glissements de terrains, Les terrains affectés par de grands glissements anciens, dits fossiles, sont cependant fragilisés et donc sensibles à une perturbation d'origine naturelle ou humaine.

a- La structure des terrains :

La tectonique conditionne aux instabilités Les discontinuités qui affectent les roches cohérentes Elles constituent des surfaces de faiblesse sur lesquelles se désigne la rupture Les joints sédimentaires sont eux aussi des surfaces de faiblesse qu'il faut prendre en compte.

b- La morphologie

La pente des talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité, elle s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la hauteur des versants et la présence ou non de l'eau pour déterminer le lieu de glissement6.3.2) Facteurs hydrauliques :

L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, il Vient à partir des infiltrations des eaux (des pluies, fonte des neiges, crues de cours d'eau à proximité... etc.) dans des fissures provoque par le retrait des sols argileux

6.3.2) Facteurs hydrauliques :

L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, il Vient à partir des infiltrations des eaux (des pluies, fonte des neiges, crues de cours d'eau à proximité... etc.) dans des fissures provoque par le retrait des sols argileux

6.3.3) Facteurs dynamique :

a) Tremblement de terre et vibrations

Les séismes vibrent des éléments du sol et modifient les conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place. Les vibrations (machines vibrantes, engins de terrassement, battage de pieux, etc.) peut être déclenche un glissement comme le glissement de Surte en Suède de 1950 qui s'est produit sur une argile sensible molle, il a été provoqué par les vibrations du battage des pieux (JACKOBSON, 1952). [4]

b) Mouvements tectoniques

Les mouvements tectoniques dans la croûte terrestre peuvent causer une augmentation de l'angle de la pente et depuis contribuer aux mouvements de pente. [4]

6.3.4) Facteurs mécaniques :

a) Les actions mécaniques externes

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, les surcharges sur un versant son influence sur la stabilité des terrains.

b) Terrassements

Les travaux de terrassement Parfois changent la pente naturelle (modification de la géométrie). La conséquence directe est que ce talus subit un déplacement. Les terrassements, en supprimant la butée de pied d'un versant, réduisent les moments stabilisateurs et ainsi le coefficient de sécurité qui engendre une instabilité. [4] [10]

c) Action de la pesanteur

L'action de la pesanteur en tant que facteur de mouvement, est intimement attachée à l'action anthropique, parce que le plus souvent l'homme varie les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied. La stabilité d'un bloc est donnée par le facteur de sécurité (F) qui est le

$$\text{rapport : } \frac{\text{les forces stabilisantes}}{\text{les forces déstabilisantes}}$$

Si $F < 1$ il y a rupture de l'équilibre

Si $F \geq 1$ il y a conservation de l'équilibre

d) Phénomène du retrait-gonflement

On explique l'influence de phénomène retrait – gonflement sur le glissement de terrain, à partir d'expérience réalisée par U. NASCIMENTO (1953) : Un échantillon d'argile est successivement desséché puis humidifié plusieurs fois de suite. Posé sur une surface horizontale, il conserve sa position. Mais sur une surface inclinée, il progresse doucement vers le bas, donc le retrait/gonflement de l'argile favorisent l'action de la pesanteur (reptation des talus). Sous un climat semi-aride, les massifs argileux prennent leur maximum de retrait et se fissurent très profondément (diminution de la résistance mécanique). Après, lorsque les pluies surviennent toutes les fissures se remplissent d'eau en causant le gonflement de l'argile, où la résistance au cisaillement diminue d'avantage et une coulée boueuse peut s'amorcer. [4]

6.3.5). Facteurs variables dans le temps

Les Facteurs variables dans le temps qui sont déclenchée l'instabilité et accélérer un mouvement conduisant à la rupture ce sont :

a- Les précipitations

- L'augmentation de la pression interstitielle dans les sols saturés entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol.
- La saturation des sols par descente d'un front d'infiltration influe aussi et fait augmenter le poids moteur.
- Une réduction de la consistance d'une argile causée par l'augmentation de la teneur en eau lorsque celle-ci se rapproche de la limite de liquidité w_l , le milieu passe de l'état plastique à l'état liquide et la résistance au cisaillement diminue.

• l'érosion modifie la forme géométrie du versant, et par suite un changement de la pente qui implique une diminution du coefficient de sécurité

b- La température

La température c'est un facteur déclenchant un glissement à partir des dilatations différentielles des pierres et blocs conduisant à la chute.

c- Le gel et dégel

Grace à la congélation et la décongélation du sol fin. Le gel s'accompagne d'une augmentation de volume de 9% environ, Le dégel s'accompagne de libération de grandes quantités d'eau et donne lieu à des glissements-coulées ou à des chutes de blocs et éboulements

d) L'action de l'homme

L'homme est déterminé comme une cause de glissement grâce:

- Les modifications de l'équilibre naturel des pentes
- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel; rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple).
- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles de déclencher des chutes de pierres et de blocs ou vibrations dues au trafic routier ou ferroviaire qui peuvent déstabiliser à la longue des versants.

6.4) Effets dommageables possibles des glissements de terrain :

6-4-1) Intensité forte

Les modifications importantes affectant le terrain conduisent à des mouvements différentiels notables du sous-sol. Les infrastructures sont fortement affectées (p.ex. routes coupées). Il se produit des ruptures de conduite

6-4-2) Intensité moyenne

Les mouvements de terrain causent des fissures dans les murs, mais cependant pas aux éléments de la structure qui garantissent la stabilité du bâtiment.

Les infrastructures subissent des dommages (déformations des routes et des conduites superficielles et souterraines). Les drainages peuvent se boucher

6-4-3) Intensité faible

De petits mouvements de terrain conduisent à des dommages légers (petites fissures, dégâts aux crépis). Les routes peuvent présenter des dommages insignifiants

6.5) Eléments descriptifs d'un glissement de terrain

• **Escarpe principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

- **Couronnes** : sont situées au-dessus de l'escarpement principal souvent peu affectées par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément la partie glissée ou se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Élément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flanc** : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures de traction** : s'apparaissent à la surface de la couronne, considérées comme un témoin de glissement [10]

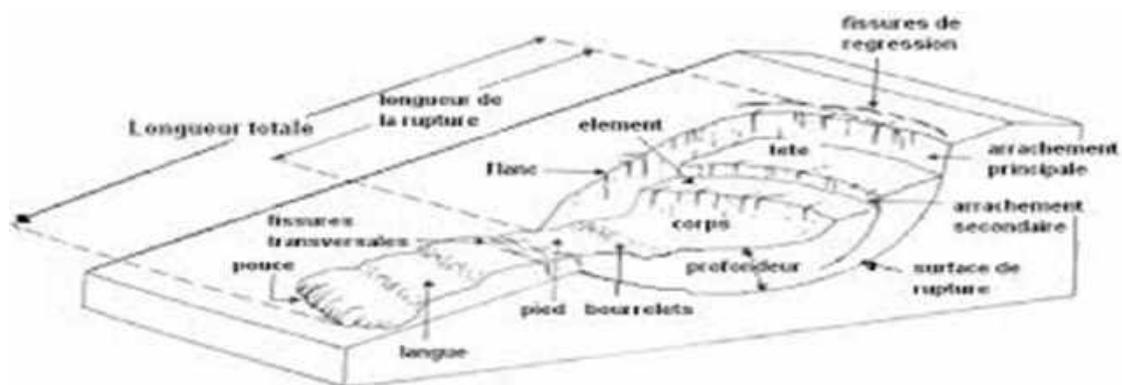


Figure 17: principaux éléments de descriptif d'un glissement de terrain, selon EDEN 1973

7) CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons distingué :

-les différents mouvements de terrain et leur classification, ils sont classés dans deux grande familles les mouvements rapides et discontinus qui sont regroupé écoulement, l'effondrement, les chutes des pierres , éboulement, et les coules boueuses.la deuxième familles les mouvements lents et continus sont regroupé l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le retrait –gonflement et le fauchage

-La définition d'un glissement et les différents types qui existent dans la nature. Aussi on a cité les facteurs majeurs de ce phénomène, ainsi que leur élément descriptifs dans le terrain.

*

CHAPITRE 02 :

ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

1) Introduction :

En géotechnique, on vérifie la stabilité des pentes dans les cas où les risques de glissement de terrain sont jugés élevés

Le calcul de stabilité peut être effectué un Sur versant ou un glissement est apparu dont l'intérêt du calcul tien ici aux points suivant : il permet d'analyser le mécanisme de la rupture en comparant l'importance relative des forces en présence et donc, parmi plusieurs causes possibles, de repérer celles qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture. Il permet aussi de définir les dispositifs confortatifs c'est-à-dire les forces à introduire pour ramener FS à une valeur >1 [4]

2) Le processus du glissement de terrain :

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique : si un versant est stable jusqu' à telle date, il faut rechercher le fait nouveau qui peu de temps avant l'apparition des désordres, a modifié l'équilibre antérieur : on peut découvrir ainsi des travaux de terrassement ou de construction, un déboisement intense, une pluviométrie exceptionnelle, un séisme. Mais le plus souvent, le fait nouveau n'a servi que de catalyseur. [5]

3) Les éléments de base de calcul :

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessitent de connaître :

- La géologie : nature des terrains et éléments sur les discontinuités ;
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités ;
- La géométrie en deux dimensions ou trois dimensions du talus ;
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements). [5]

4) Notion de coefficient de sécurité:

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité, chacune présente des avantages et des inconvénients. [1]

Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

4-1) La première définition

Le coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement

$$F_s = \frac{\sum \text{des moments résistants}}{\sum \text{des moments moteurs}} \quad (\text{définition de Fröhlich})$$

Cette définition suppose que la surface est circulaire (ellipsoïdale en 3D)

4-1-1) Méthode des tranches pour une surface de rupture circulaire:

La méthode des tranches a été introduite par Petterson (1916). Le massif instable est découpé en tranches verticales de largeur égale. Le bilan de l'équilibre de chaque tranche est réalisé puis sommé sur l'ensemble des tranches. Un bilan des équations disponibles et des inconnues permet ensuite de définir le nombre d'équations à ajouter au système pour qu'il puisse être à l'équilibre (force et moment). [10]

La méthode des tranches repose sur les hypothèses suivantes :

- La surface de rupture est un cylindre à section circulaire.
- Le sol a un comportement rigide plastique.
- Le critère de rupture de sol est celui de Mohr-Coulomb ($\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \phi'$) dans une analyse à long terme et ($\tau_{max} = cu$) dans une analyse à court terme. Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle. Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture, le moment moteur peut être exprimée comme : $M_m = \sum W_i a_i$ \longrightarrow Tel que : W_i est le poids de la i ème tranche. Et : a_i est la distance horizontale entre le centre du Cercle et le centre de la tranche i représentant le bras de levier du moment moteur, son expression analytique est : $a_i = r \sin \alpha_i$ Comme la montre la figure ci-dessous :

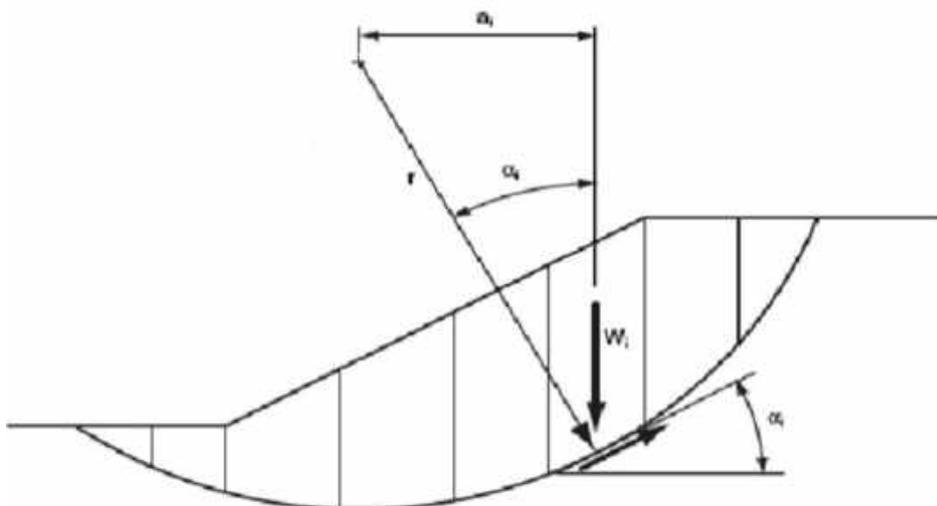


Figure 18: la masse du talus découpé en tranches (HAMMADI? 2011)

Ainsi, le moment moteur est : $M_m = r \sum W_i \sin \alpha_i$

Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement r sur la base de chaque tranche; la contrainte normale a sur la base de chaque tranche agit à travers le centre du cercle, et donc ne produit aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est :

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i$$

Où : r est le rayon du cercle et T_i est la force de cisaillement à la base de la i ème tranche.

Exprimant le moment résistant en fonction de la contrainte de cisaillement : $M_r = r \sum \tau_i \Delta l_i$

Avec : Δl_i est la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur.

4-2) Deuxième définition :

Cette définition notée que la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée. [5]

$$F_s = (\tau_{\max}) / \tau = \frac{\text{résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{résistance au cisaillement à l'équilibre}} \quad (\text{définition de bishop})$$

[4]

Où :

τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol.

τ : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Colomb.

$$\tau_{\max} = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable, elle est exprimée par :

$\tau = (c + \sigma \operatorname{tg} \phi)$ Ou c et ϕ sont la cohésion et l'angle de frottement du sol, respectivement, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effectives,

$$\tau = (c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi') / F_s$$

Où c' et ϕ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effectifs.

U est la pression interstitielle de l'eau.

4-2-1) Méthode de Bishop :

La méthode de Bishop est partagée en deux méthodes qui sont les suivantes :

Méthode détaillée :

Les composantes $V_n, -1+1$ des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB et influencent la réaction R_n comme la montre la figure ci-dessous. [10]

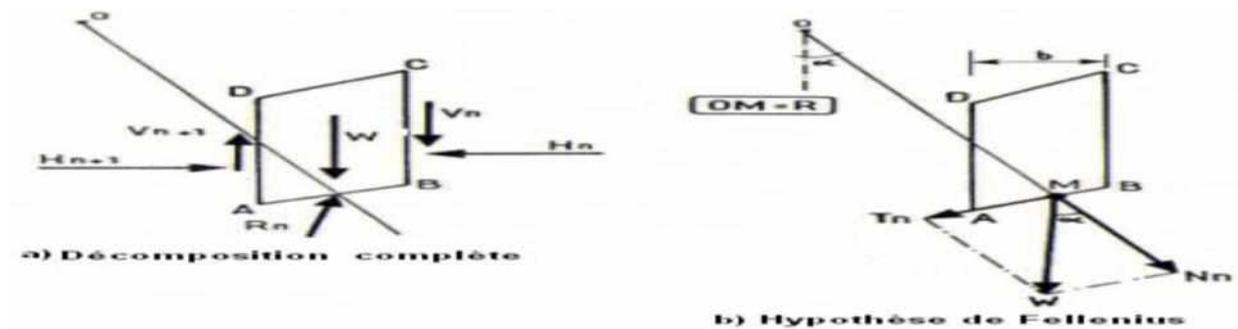


Figure 19: forces agissant sur la tranche n (G.PHILIPPONNAT, 1998)

En 1954, Bishop a publié une méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_s en tenant compte de ces sollicitations.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[w + (V_n - V_{n-1}) - \mu_n \cdot b] \tan \varphi + c \cdot i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi \cdot i}{F_s}}$$

Pour déterminer F_s il faut :

- Procéder par itération successive, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation. Définir $V_n - V_{n+1}$. Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux, les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer $V_n - V_{n+1}$

Est alors possible. Toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur (G.Philipponnat, 1998).

- **Méthode simplifiée**

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée l'équation précédente devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^m w \sin \alpha} \sum_{n=1}^m \frac{[w - \mu n \cdot b] \tan_{\phi}' i + c' i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan_{\psi}' i}{F_s}}$$

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme une valeur, le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. Le résultat est rapidement convergent. Evidemment, ce type de calcul se prête bien au traitement par ordinateur

4-3) Troisième définition :

Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions \tan_{ϕ}' / F et c' / F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface. [18]

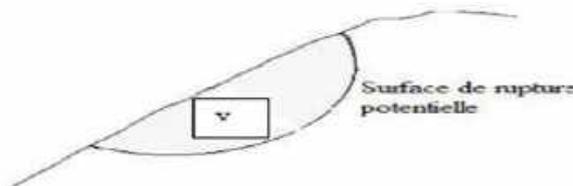


Figure 20: rupture circulaire

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive ».

4-3-1) Méthode de Fellenius :

La méthode de Fellenius, aussi dite méthode suédoise des tranches, est la première méthode des tranches à être développée. La simplicité de celle-ci a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main. [10]

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont négligées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité. La forme la plus simple de l'équation du

coefficient de sécurité en contrainte effective est exprimée par la méthode de Fellenius comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (c' + \mu n \cdot bn + w \cos^2 \alpha - \mu n \cdot bn) \operatorname{tag} \varphi' i}{\sum_{n=1}^m w \sin \alpha} \frac{1}{\cos \alpha n}$$

Remarque :

Le facteur de sécurité F_s à adopter de la nature de l’ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels. Dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si $F_s < 1$: la rupture est inévitable ;
- Si $F_s = 1$: le massif est en état d’équilibre ;
- Si $F_s > 1$: le milieu est en équilibre et le massif est stable. [5]

Mais, dans le cas des ouvrage importants ou la stabilité doit être assurée à tout prix, les recommandations exigent une valeur de facteur de sécurité minimal généralement de 1.4 à 1.5.

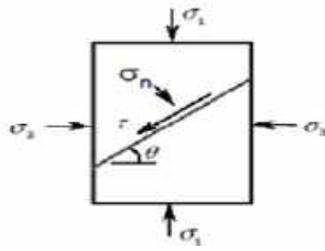
Le tableau suivant donne les différentes valeurs de FS requises pour certains ouvrages en fonction du risque.

Facteur de sécurité global		Risques humains		
		Négligeable	Moyen	Elevés
Risques Economiques	Négligeable	1.1	1.2	1.4
	Moyen	1.2	1.3	1.4
	Elevés	1.4	1.4	1.5

Tableau 3: facteur de sécurité recommandée selon les risques liés au glissement [7]

5) Résistance au cisaillement des sols :

La résistance au cisaillement T_f d’un sol est la contrainte maximale de cisaillement que le sol peut supporter sans entrer en rupture par glissement suivant une surface de discontinuité [13]



On définit la résistance au cisaillement des sols à partir de L'essai de cisaillement qui est parmi les essais qui se fait au laboratoire a partir des échantillons intacts prélevés par sondage carotté pour la définition (C et ϕ' : à long terme, C_u et ϕ_u à court terme).

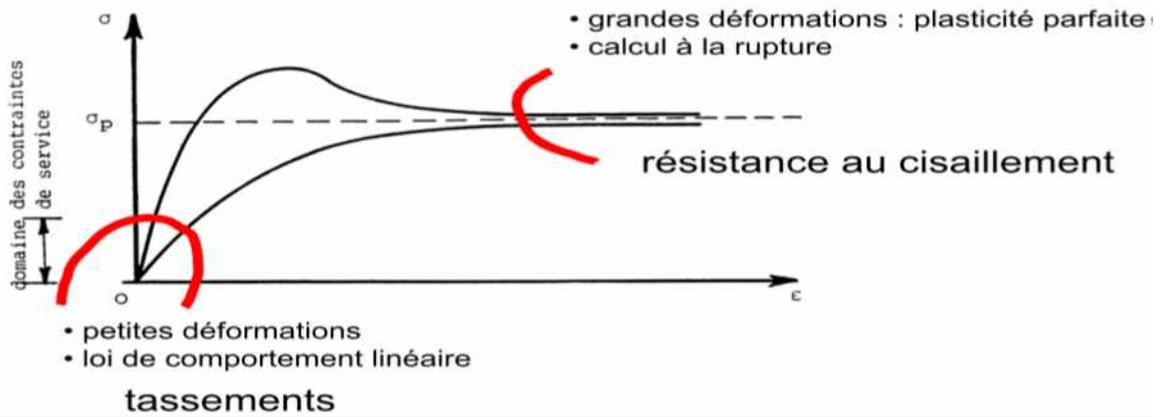


Figure 21: problème de mécanique de sol

Définition de sol :

Le sol est un matériau à trois phases [10]

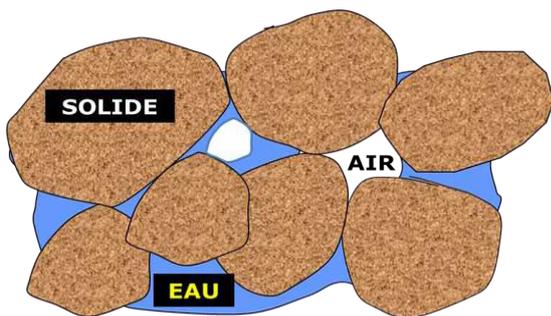


Figure 22: les composants de sol

6) Essai de cisaillement a la boite :

L'essai de cisaillement pour la détermination des caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C .

6.1) Procédure d'utilisation :

Pour un cisaillement direct rectiligne sur un plan imposé nous avons besoins :

- un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.
- une éprouvette de sol entre deux demi-boites
- effort normal
- déplacement horizontal à vitesse constante d'une des boites
- une force de cisaillement mesurée par un anneau dynamométrique fixé à la demi-boite supérieure.
- Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

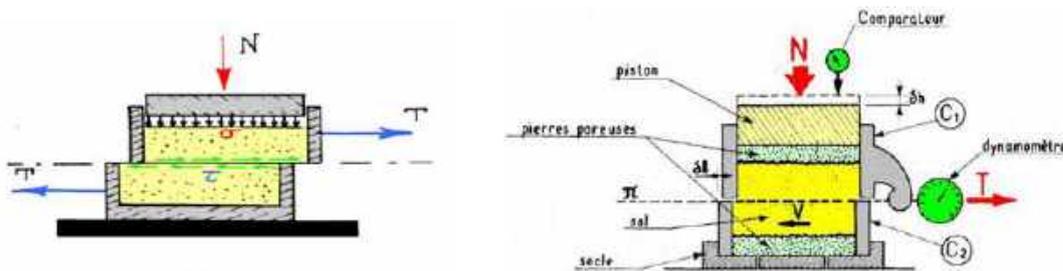


Figure 23: schéma de la boite de cisaillement

6-2) Mise en place de l'échantillon dans la boite :

- Les deux demi-boites étant verrouillées, on place successivement :
 - le fond de boite,
 - une pierre poreuse,
 - une plaque striée, les stries étant perpendiculaires au sens de cisaillement (les plaques perforées permettent les essais drainés, les plaques pleines sont utilisées pour les essais non drainés)
 - l'échantillon de sol,
 - une pierre poreuse,

- le piston.

6-3) Mise en place de la boîte sur la machine :

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte,
- Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro,
- Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relier à la boîte et compenser les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro,

7) La rupture par cisaillement :

Le cisaillement est la contrainte appliquée inférieures à la rupture. La rupture des sols manifeste généralement par cisaillement



Figure 24: la structure de rupture

7-1) La surface de rupture :

Les grains du sol glissent les uns par rapport aux autres le long de la surface de rupture, les grains ne s'écrasent pas

Au moment de la rupture, les contraintes de cisaillement(T) le long de la surface de rupture atteignent la résistance au cisaillement (T_f)

7-2) Critère de rupture de Mohr -coulomb :

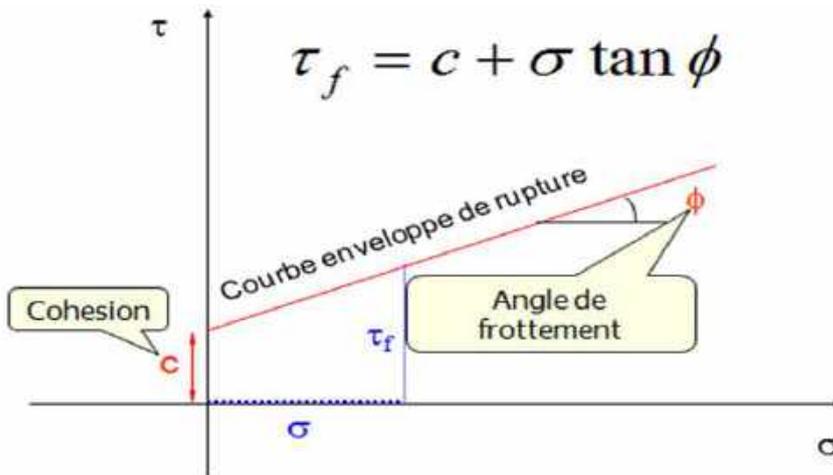


Figure 25: diagramme de Mohr coulomb

(T_f) est la contrainte de cisaillement maximal que le sol peut supporter, sous une contrainte normale donnée σ

c et ϕ sont des paramètres de la résistance au cisaillement. cette dernière sont élevée que ces paramètres sont élevés

7-3) L'enveloppe de rupture et cercle de Mohr :

L'échantillon du sol ne se rompt pas si le cercle de Mohr correspondant est contenu dans l'enveloppe

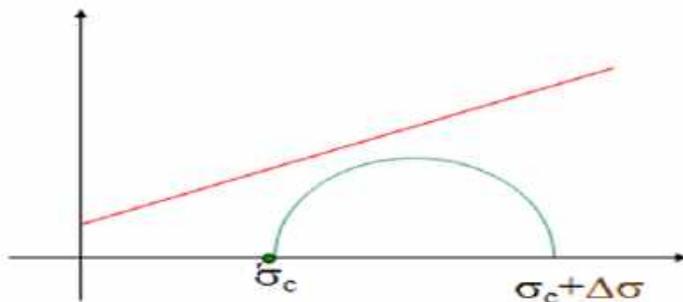


Figure 26: enveloppe de rupture et cercle de Mohr cas pas de rupture

- ✚ Si le chargement augmente le cercle de Mohr augmente, et la rupture manifeste quand le cercle de Mohr touche l'enveloppe

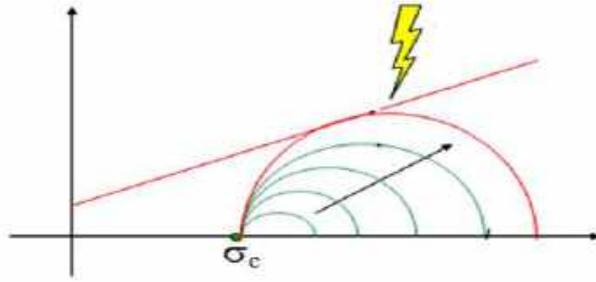


Figure 27: enveloppe de rupture et cercle de Mohr cas de rupture

7-4) Les avantages et inconvénients de l'essai de cisaillement direct :

Avantage	Inconvénient
Simple	Concentration de contraintes aux extrémités de la boîte
Rapide	Rotation des plans principaux
Economique	Pas de maîtrise de condition de drainage : a) Sol pulvérulent Drainage rapide Contrainte appliquée → contrainte effective b) Sol fin c) Cisaillement rapide → contrainte totale et comportement à court terme d) Cisaillement lent → contrainte effective et comportement à long terme

Tableau 4: les avantages et les inconvénients de cisaillement à la boîte

8) Appareille de l'essai de cisaillement triaxial :

- Eprouvette cylindrique de sol dans une gaine élastique étanche et déformable
- Pierre poreuse
- Communication avec burette graduée et capteur de pression interstitielle
- Robinet R : assuré ou non le drainage de l'échantillon
- Il faut laisser l'éprouvette sous la charge pendant 24 heures, afin que la pression interstitielle se soit dissipée.
- Une fois déchargée, l'échantillon doit être immédiatement soumis au cisaillement

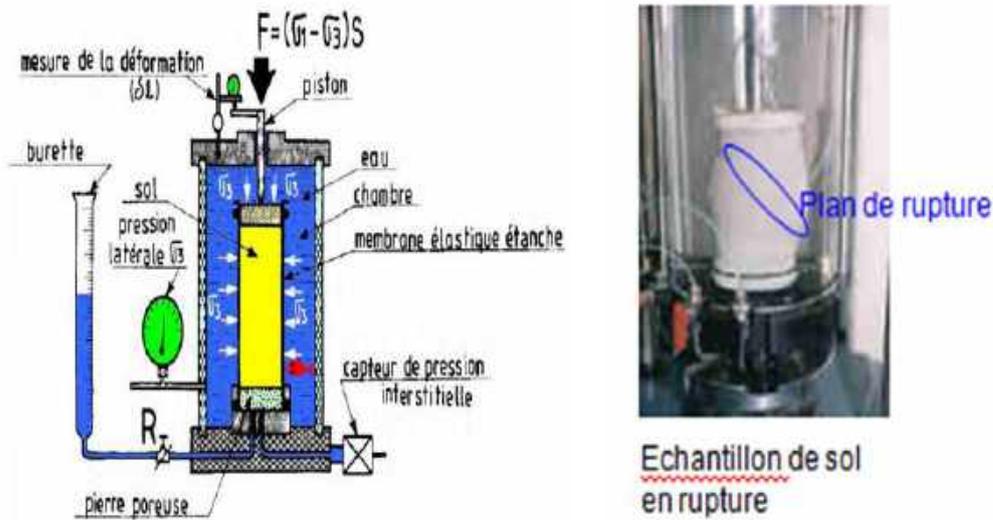


Figure 28:appareil de l'essai de cisaillement triaxial

8-1) Caractéristique principale de l'essai :

Un essai triaxial se divise en deux étapes :

Reproductions des situations critiques rencontrées dans les analyses de stabilité des ouvrages

- Consolidation ou non avant le cisaillement (avant le chargement axial)
- Condition de drainage ou non pendant le cisaillement (pendant le chargement axial)

8-2) Interprétation graphique des essais triaxiaux :

3 essais, 3 demi-cercle et on prend la meilleure ligne tangente

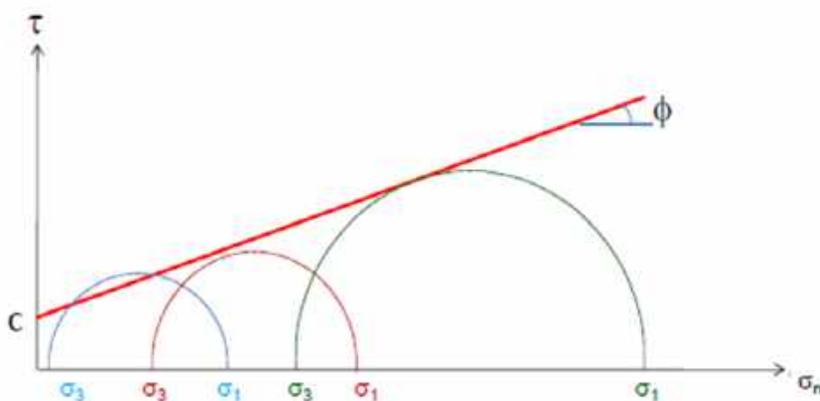
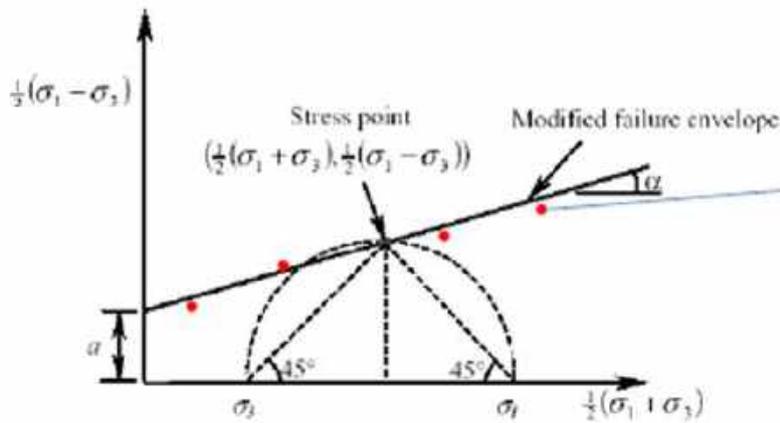


Figure 29: le graphique d'interprétation

Méthode interprétation alternative :

1. Tracer les points expérimentaux dans le plan $((\sigma_1 + \sigma_3)/2, (\sigma_1 - \sigma_3)/2)$.
2. Faire passer la meilleure droite (moindre carré.)

3. Déterminer la pente de la droite α et l'intercepté à l'origine a



$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = a + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \tan \alpha$$

$$\varphi = \sin^{-1}(\tan \alpha)$$

$$C = a / \cos \varphi$$

Remarque : c'est la plus facile de déterminer la meilleure droite qui passe par quelques points expérimentaux qu'une droite qui doit être tangente à quelque demi-cercles

8-3) Les différents types d'essai triaxial :

Le type d'essai dépend de la possibilité de drainage durant :

- L'application de la contrainte isotrope initiale
- Le cisaillement

Il existe trois types courants d'essai triaxial qui ont une signification pratique à savoir

Avant le cisaillement	Pendant le cisaillement	Le symbole
Consolidé	Drainé	CD
Consolidé	Non Drainé	CU
Non Consolidé	Non Drainé	UU

Tableau 5: les types de l'essai triaxial

8-4) Drainage des échantillons :

Comportement des sols	
Comportement à court terme – non drainé -	Comportement à long terme –draine -
Pas d'évacuation d'eau L'eau reprend une partie des contraintes Contrainte totale Comportement peu de temps après l'application des charges mesure des paramètres C_u et ϕ_u sollicitation très lente	L'eau interstitielle est partie Le squelette granulaire reprend la totalité des charges Contrainte effective Comportement longtems après l'application des charges Mesure des paramètres la cohésion effective C' et l'angle de frottement effectif ϕ' . Chargement très lent

Tableau 6: type de comportement de sol

8-5) Les essais triaxiaux CD, CU, UU pour les sols cohérents :

8-5-1) Consolidation :

Après avoir été prélevé in situ l'échantillon placé en cellule triaxiale est soumise à une pression isotrope σ_0 avec le circuit de drainage ouverte, ceci jusqu'à dissipation des surpressions interstitielles.

Le processus de consolidation peut prendre plusieurs semaines pour une éprouvette d'argile (temps de consolidation proportionnel au quart de la $\frac{1}{2}$ hauteur de l'échantillon $t = (H^2 \cdot Tv) / Cv$)

8-5-2) Essai consolidé drainé CD :

- ✚ Pas de surpression interstitielle durant tout l'essai $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$ ($\Delta u = 0$)
- ✚ Les robinets de drainage de l'échantillon sont ouverts, le drainage de l'échantillon s'effectue par ses faces supérieures et inférieures
- ✚ Cisaillement très lent pour éviter la génération d'une surpression interstitielle
- ✚ Augmenter la contrainte axiale jusqu'à la rupture très lentement
- ✚ Permet de mesurer C' et ϕ'
- ✚ Pour un sol normalement consolidé $C' = 0$ et $\phi' \neq 0$
- ✚ Pour un sol sur consolidé $C' \neq 0$ et $\phi' \neq 0$
- ✚ Pour les sables : vitesse de déformation axial de l'ordre de 0.5 mm/mn
- ✚ Pour les argiles : vitesse de déformation axial de 0.5 μ m/mn à 2 μ m/mn

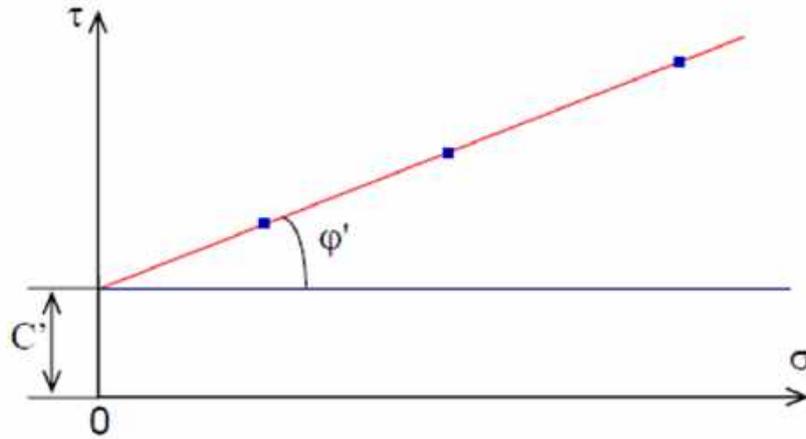


Figure 30: la courbe intrinsèque CD

8-5-3) Essai consolidé non drainé CU :

- ✚ Consolidar l'échantillon à une contrainte $\sigma_0 = \sigma_c$
- ✚ Cisailier l'échantillon sans drainage possible et en mesurant la pression interstitielle ou cours cisaillement permet d'en déduire les cercles de Mohr en contrainte effective
- ✚ Essai plus rapide que CD préférable pour la détermination de C' et ϕ'
- ✚ Pour les sables : vitesse de déformation axial de l'ordre de 0.5 mm/mn
- ✚ Pour les argiles : vitesse de déformation axial de 2 $\mu\text{m}/\text{mn}$ à 20 $\mu\text{m}/\text{mn}$ afin de maintenir la pression interstitielle uniforme dans l'échantillon

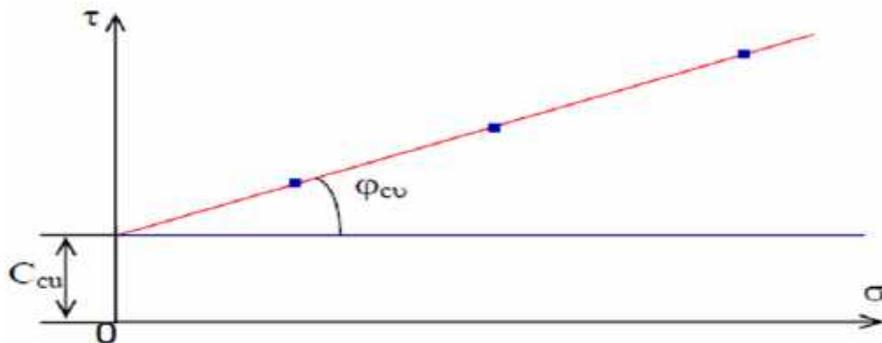


Figure 31: la courbe intrinsèque d'essai CU

Remarque : l'essai consolidé non drainé a deux buts :

-Déterminer la variation de λ de la cohésion non drainé CU en fonction de la contrainte de pré consolidation, cette cas l'essai peut être réalisé à l'appareille triaxial ou à la boite de cisaillement

-Déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme C' et ϕ' en mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture, cette cas l'essai est réalisé obligatoirement de l'appareille triaxial.

8-5-4) Essai non consolidé non drainé UU :

- ✚ Pour le terrain argileux peu perméable
- ✚ Utilisation des caractéristique C_u et ϕ_u pour le calcul de la stabilité des ouvrages juste après leur construction
- ✚ Contrainte total et à court terme

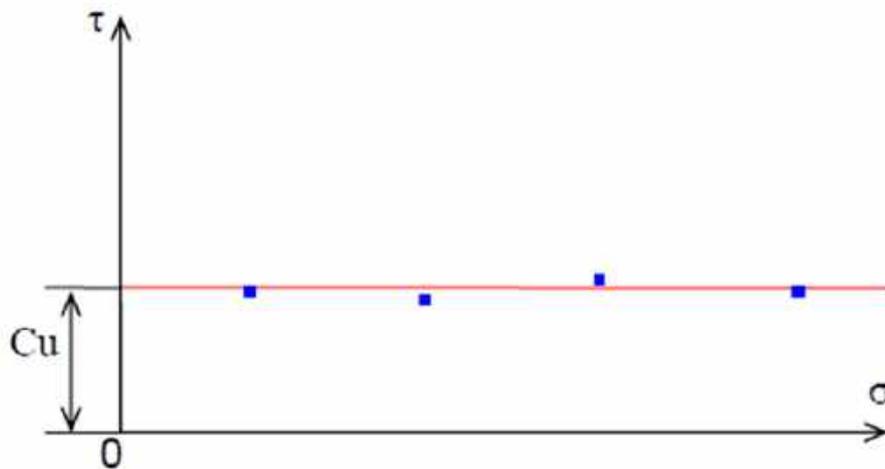


Figure 32: la courbe intrinsèque d'essai UU

8-6) pour les sols pulvérulents :

Les points relatifs à chaque pression normale sont alignés et la droite qui les joint passe par l'origine. 3 points suffisent en principe avec une approximation convenable

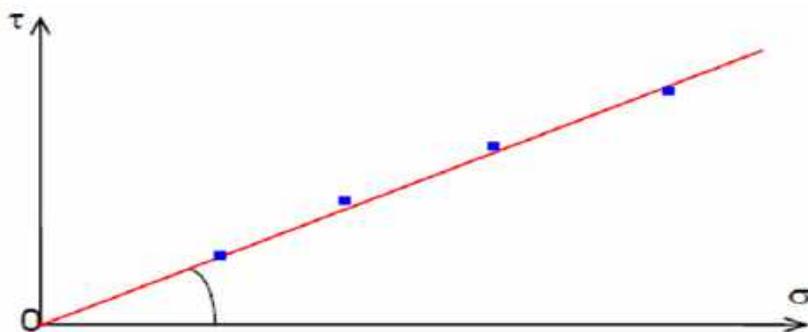


Figure 33: la courbe intrinsèque pour un sol pulvérulent

9) La résistance au cisaillement (les paramètres résiduelle) :

Au cours du déplacement longitudinal, la dilatance peut varier ; s'il y a écrêtement des dents, la dilatance diminue et le mouvement se poursuit parallèlement au plan moyen de la discontinuité. Pour des valeurs élevées de l'effort normal, on observe alors un pic de résistance correspondant à la rupture de l'indentation

La résistance de pic, notée x , la valeur maximale atteinte par la contrainte de cisaillement, qui correspond à la rupture des irrégularités des épontes.

La résistance résiduelle désigne la contrainte de cisaillement déterminée après la rupture des irrégularités ; elle caractérise le frottement des surfaces en contact

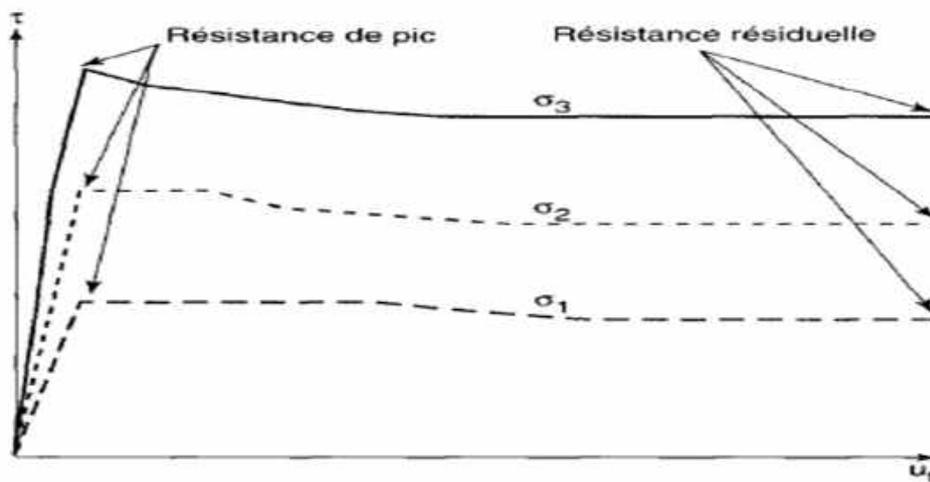


Figure 34: courbe de cisaillement d'une discontinuité à indentation régulière ($\sigma_3 > \sigma_2 > \sigma_1$).

En répétant l'essai pour différentes valeurs de la contrainte normale, on peut représenter dans le diagramme (τ , x), deux courbes:

- la courbe correspondant aux valeurs de pic r .
- la courbe correspondant aux valeurs de la résistance résiduelle r .

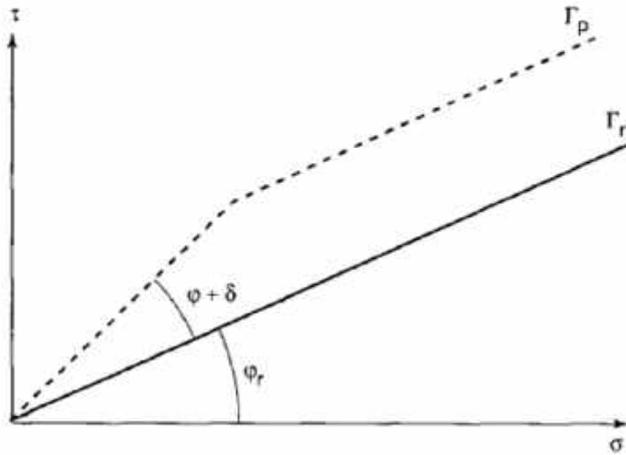


Figure 35: cisaillement d'une discontinuité à indentation régulière, lois de frottement pic et résiduel.

Les discontinuités naturelles comportent aux différentes échelles de nombreuses aspérités déformées très variables. La présence des aspérités engendre de la dilatance au cours du cisaillement, mais l'expérience montre que le déplacement initial n'a pas lieu suivant l'inclinaison des aspérités les plus redressées par rapport au plan moyen : il se produit suivant une direction moins inclinée. De plus l'écrouissage des aspérités entraîne une modification de l'angle de dilatance au cours du déplacement. Généralement les courbes (u_t, x) permettent de distinguer, pour une même valeur de la contrainte normale σ_n , deux phases :

- Une phase de cisaillement primaire correspondant à l'accroissement de la contrainte tangentielle jusqu'à une valeur de pic, puis à sa stabilisation à une valeur résiduelle ; au cours de cette phase la dilatance subit de fortes variations ; la résistance de pic x_p caractérise cette phase de cisaillement primaire.
- Une phase de cisaillement secondaire correspondant à une contrainte tangentielle stable représentative du frottement des surfaces ; la résistance résiduelle $x_r = G_n \tan \phi_r$ caractérise cette phase de cisaillement secondaire.

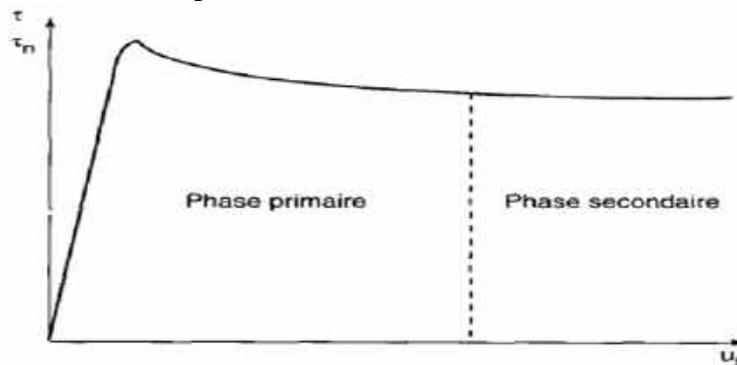


Figure 36: cisaillement d'une discontinuité naturelle

10) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié le glissement de terrain on a parlé sur le coefficient de sécurité et beaucoup plus on a précisé le cisaillement.

Il existe deux types d'essai de cisaillement : simple à la boîte et triaxial

- L'essai à la boîte rectiligne
- Les essais triaxiaux CD, CU, UU pour les sols cohérents

L'essai (CU) est beaucoup utilisé pour déterminer les caractéristiques à long terme d'un sol. On considère donc deux comportements extrêmes du sol : - Un comportement à court terme (C.T) : L'eau n'a pas eu encore le temps de s'évacuer et le sol se déforme à volume constant. Il s'agit alors d'un comportement non drainé (étude en contraintes totales).

Un comportement à long terme (L.T) : Au bout d'un temps assez long (fin de la consolidation primaire), l'eau libre s'est évacuée.

CHAPITRE 03 :

LE COMPACTAGE DES SOLS

1- Introduction :

Dans le génie civil nous pouvons distinguer deux (2) domaines d'application du compactage :

- Le domaine des chaussées ;
- Le domaine des grands terrassements, remblai, barrages etc...

Ces domaines se distinguent par le degré d'élaboration du choix, le traitement du matériau et plus essentiellement par l'énergie de compactage mise en œuvre par unité de volume de matériau.

Dans tous les cas, il s'agit, à partir d'un matériau donné d'obtenir un autre produit répandant à certaines caractéristiques ou exigences techniques et technologiques des constructions. (Hassaine, 1990).

Cependant, dans la pratique courante et traditionnelle, le compactage des sols se fait à l'optimum Proctor, c'est-à-dire que l'essai Proctor réalisé au laboratoire fournit la teneur en Eau optimale à laquelle il faut compacter le sol pour obtenir la densité sèche maximale.

Le but de ce chapitre est de présenter une bibliographie générale sur le compactage des sols. [11]

2- Définition de compactage :

Ce que l'on appelle "compactage" au sens strict correspond à la communication d'un certain procédé mécanique (force, vibration, combinaison des deux, chocs,...). Cette définition étant très limitative, il serait préférable de qualifier le compactage comme un ensemble d'opérations permettant d'obtenir, à partir d'un matériau donné, des caractéristiques appropriées aux fonctions à remplir

D'une manière générale, il est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant la texture du sol est resserré ce qui réduit les déformations, tassement, et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante.

Cette densification n'est pourtant pas un but en soi, elle n'est recherchée que parce qu'elle entraîne d'autres conséquences. Après le compactage, le sol acquière (Biarez, 1974)

- Une augmentation de la résistance au cisaillement ;
- Une augmentation du potentiel de gonflement ;
- Une augmentation de la densité ;
- Une diminution du retrait ;
- Une diminution de la perméabilité ;

- Une diminution de la compressibilité.

Ainsi, lorsque le volume des vides du sol se réduit, le sol est également moins déformable et donc son module d'Young (E) augmente. [11]

3 - THÉORIE DE COMPACTAGE

La théorie du compactage se compose :

3-1- Les interactions entre les particules :

Les interactions entre les particules d'un sol dépendent en grande partie de leur nature (granulaire ou colloïdale). Elles se font par contact direct des grains ou par l'intermédiaire de forces électromagnétiques. Dans le cas des sols granulaires, ce sont les interactions de contact qui prédominent ; par contre, dans le cas des argiles ce sont les interactions électromagnétiques entre particules et avec le milieu dans lequel elles se trouvent (Caamapum De Carvalho J., 1987).

(Lambe, 1958) a indiqué que les interactions dans les argiles dépendent de quatre types des forces :

-Les forces externes appliquées : elles se traduisent par des contraintes effectives qui dépendent de la surface de contact et de la déformabilité propre des particules.

-Les forces de contact : elles sont directement liées aux forces extérieures appliquées, et elles peuvent être des forces du type sol-sol, sol - air et sol - eau.

- Les forces d'attraction : elles sont essentiellement dues aux forces de Van der Waals.

- Les forces de répulsion : elles varient dans le même sens que la constante

Électrique, la dimension des ions hydratés, l'épaisseur de la double couche, le pH et l'adsorption d'anions ; mais, en sens contraire de la température, de la valence ionique et de la concentration électrolytique.

Cette théorie a été développée par Le Roux (1972), cité par (Caamapum De Carvalho J.,

1987). La (figure 37) montre les interactions en fonction de la distance entre les particules.

Ternes appliquées : elles se traduisent par des contraintes effectives qui dépendent de la surface de contact et de la déformabilité propre des particules.

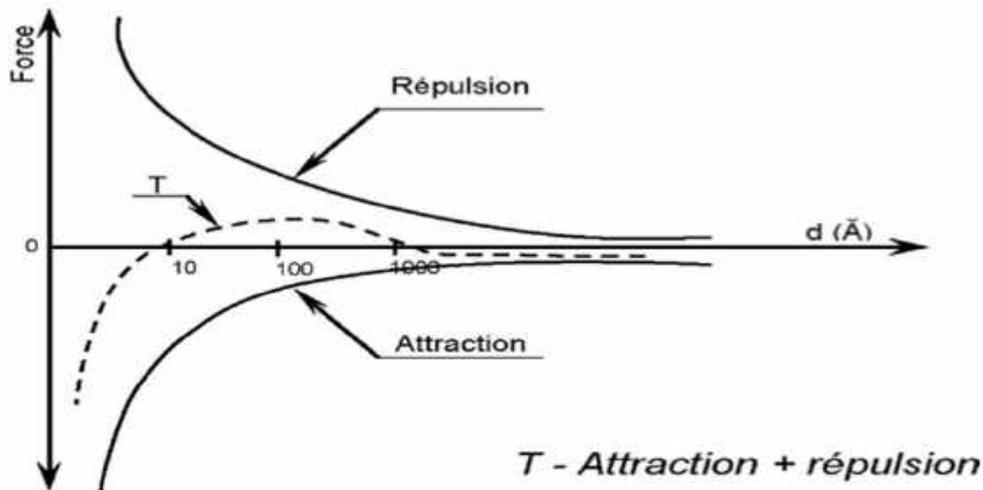


Figure 37:forces d'attraction et répulsion en fonction de la distance entre les particules (d'après Le Roux, 1972, cité par (Caamapum De Carvalho J, 1987)

3 -2- La structure des sols compactés :

La théorie du compactage est d'abord proposée par (Proctor, 1933), puis développée largement à partir des années 1930.

(Lambe, 1958) a expliqué la forme de la courbe de compactage en prenant en compte les interactions physico-chimiques du système sol-eau (figure 38). Il a indiqué :

- Pour le point A du côté sec, la quantité d'eau est insuffisante pour développer entièrement la double couche, et les forces d'attraction sont prédominantes, ce qui conduit à une structure floclée, à un arrangement désordonné des particules ;

- Du point A au point B, l'augmentation de la teneur en eau permet le développement de la double couche, ce qui provoque une augmentation des forces de répulsion. Ceci conduit à une structure de plus en plus orientée ;

- Pour le point C du côté humide, la double couche continue à se développer et les forces de répulsion à augmenter. La structure du sol devient encore plus orientée.

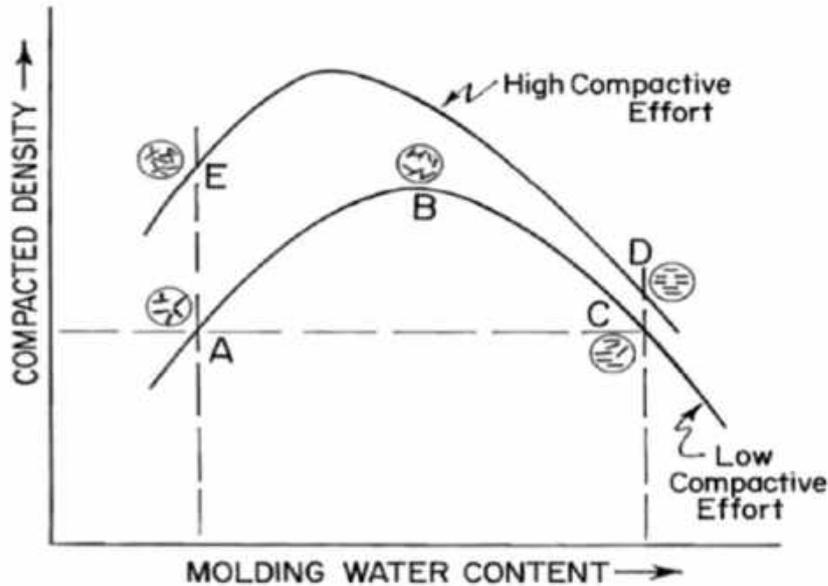


Figure 38: les effets du compactage sur la structure, d'après (Lambe, 1958)

Collins et McGown (1974) suggèrent que l'on peut décrire la structure d'un sol à l'aide de trois types d'unités de base :

- 1) L'arrangement des particules élémentaires (plaquettes) ;
- 2) L'assemblage des particules (agrégats) ;
- 3) Les espaces vides.

Li (1999) a indiqué qu'il semble que ce classement convienne très bien pour les sols fins non saturés.

Cabot et al (1993), cité par (Cui, 2000) ont étudié l'évolution de la texture de l'argile pendant le compactage (figure 39), et l'importance de maintenir une corrélation entre le degré de compactage et la teneur en eau. [11]

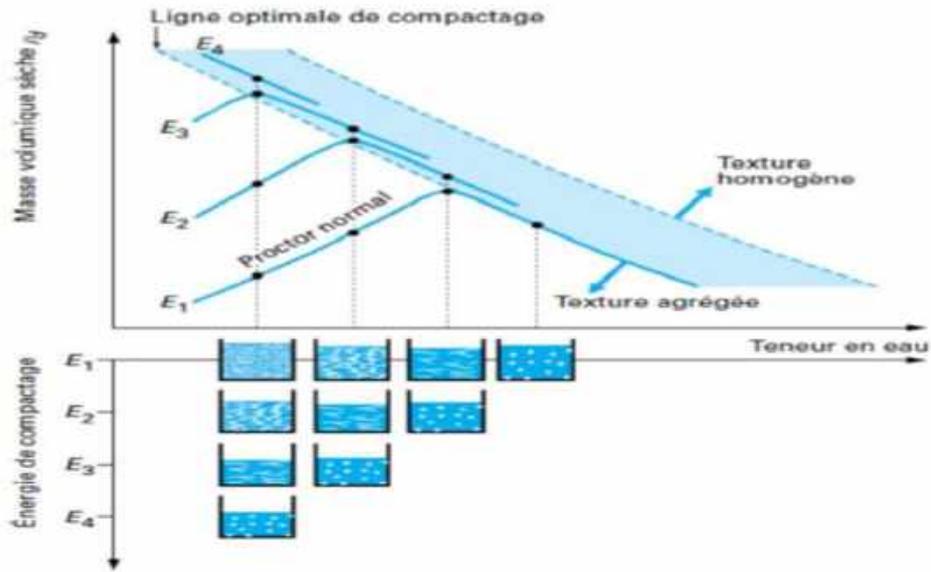


Figure 39: évolution de la structure d'une argile compactée en fonction de la teneur en eau et d'énergie de compactage (d'après Cabot et al, 1993, cité par (Cui, 2000))

4- L'ENVELOPE DE LA COURBE DE SATURATION :

-considérons un échantillon de sol sec ($\omega = 0$) et imaginons que lui soit appliquées des charges croissantes, son volume décroît et sa densité sèche γ_d/γ_w augmente et tend pour des pressions très grandes vers la densité de la matière constituant les grains nous serons alors en présence d'un sol dans lequel le volume d'air est devenu pratiquement nul

-Si l'on fait la même opération sur des éprouvette du même sol mais à des teneurs en eau variables, on conçoit que les densités sèches tendent dans chaque cas, pour des pressions suffisantes élevés vers des limites bien définies, ces limites sont représentatives d'état de matériaux plus ou moins humides mais ne contenant plus d'air, c'est-à-dire en définitive des matériaux

-Si l'on porte un diagramme $\frac{\gamma_d}{\gamma_w} = f(w)$, les points figuratifs de ces états permettent de tracer une courbe dite de saturation

$$V = V_s + V_\omega + V_a$$

$$V = (M_s) / (\rho_w + G_s) + M_w/\rho_w + V_a$$

$$V = (M_s) / (\rho_w G_s) + \omega/100 \quad M_s/\rho_w + V$$

$$V/M_s = 1/\rho_w (1/G_s + \omega/(100)) + V_a/M_s$$

$$V/(M_s) (1 - V_a/V) = 1/\rho_w (1/G_s + \omega/100)$$

$$V/M_s (1 - A) = 1 / (\rho_w) (1/G_s + \omega/100)$$

$$\rho_d / (1 - A) = G_s / (1 + \omega/100 G_s)$$

$$\rho_d = (\rho_w G_s (1-A)) / (1+\omega/100 G_s) \rho_w$$

$$\rho_d/\rho_w = \rho_s / (\rho_w + \omega \rho_s)$$

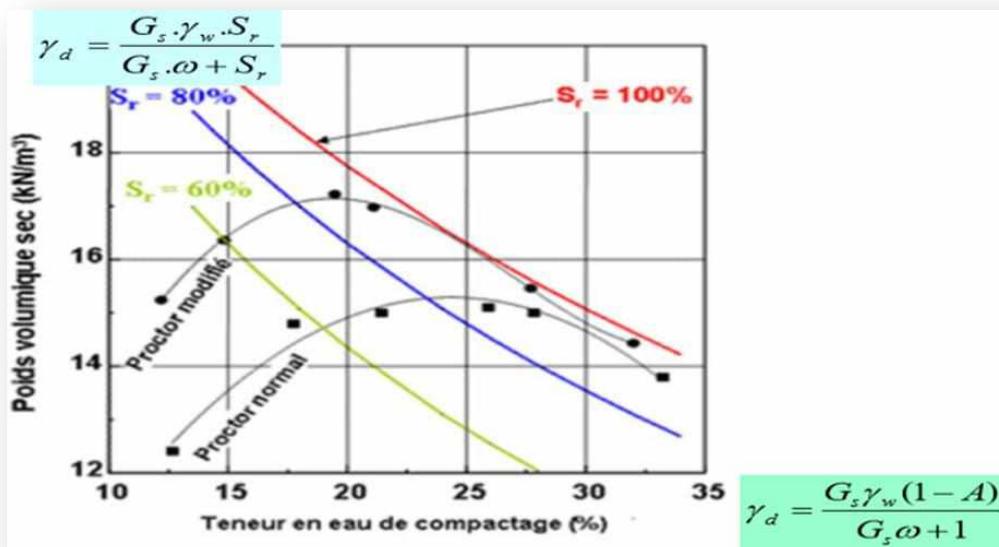


Figure 40: la courbe de saturation

5 - Les paramètres influençant le compactage :

À partir de 1930, il est devenu nécessaire de mieux comprendre le phénomène de compactage et son influence sur les propriétés du sol afin de mieux contrôler le compactage et de développer les engins de compactage, et c'est à l'ingénieur américain R. Proctor

(1933) que l'on doit les premières études, (Djedid.A, 1998).

Le compactage est influencé principalement par :

5-1 Influence de la teneur en eau :

La teneur en eau joue un rôle très important dans la conduite du compactage et suivant sa valeur, on obtient des résultats plus ou moins satisfaisants pour une même dépense d'énergie. Lors d'un essai de compactage, si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement (figure 41), la variation du poids volumique sec γ_d en fonction de la teneur en eau ω , on obtient une courbe en cloche. (Drnevich.V, 2007) a indiqué que :

- ✓ Si la teneur en eau est faible, le sol est rigide et difficile à comprimer. Ainsi, on obtient une faible densité et une haute teneur en air ;
- ✓ Si la teneur en eau augmente, l'eau agit comme un lubrifiant, provoquant un ramollissement du sol qui devient plus déformable, ce qui aboutit par la suite à des densités plus élevées et des quantités plus faibles d'air contenu

- ✓ Si la teneur en eau est encore augmentée, une étape est atteinte lorsque l'eau et l'air en combinaison ont tendance à maintenir les particules du sol séparées, et empêcher toute diminution appréciable de la teneur en air. Les vides totaux,

Cependant, continuent à augmenter avec la teneur en eau et donc la densité sèche

Du sol diminue

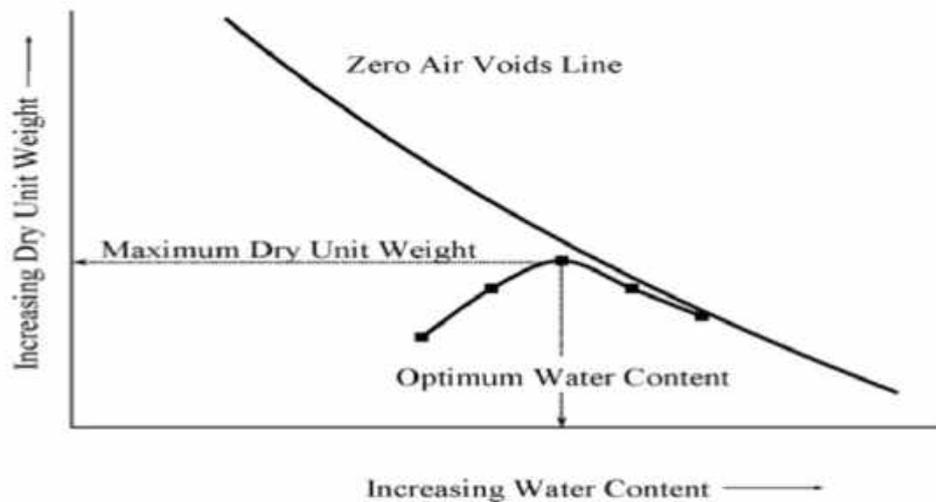


Figure 41: courbe typique du compactage d'un sol cohérent (Drnevich.V, 2007)

On note aussi que, pour les sables secs ($\omega < 1\%$), il est possible d'atteindre des poids volumiques secs supérieurs à ceux obtenus à l'optimum par séchage du sol: ce qui permet de compacter à sec (figure 42). Ce type de compactage est très utile dans les régions arides.

Dans le cas des sols argileux, ce phénomène est toujours beaucoup plus complexe.

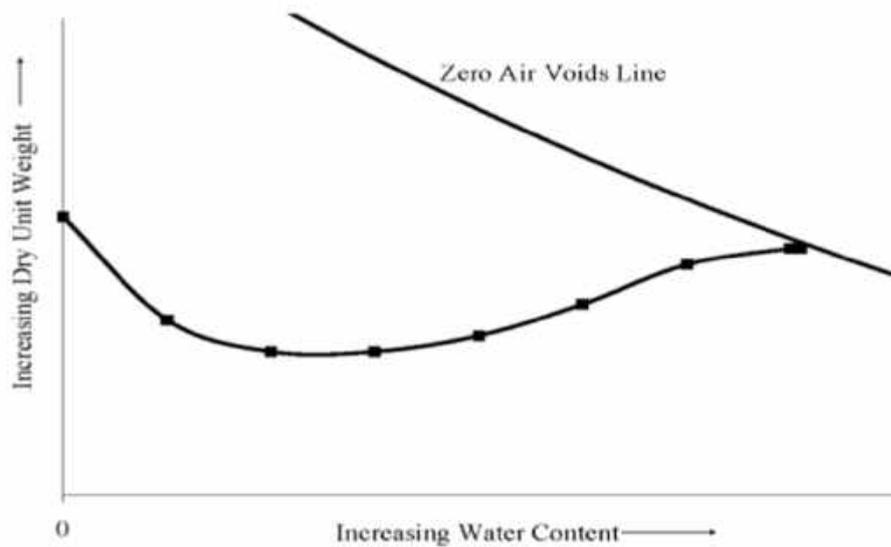


Figure 42: courbe typique de compactage d'un sol grenu (Drnevich. V, 2007)

5-2-Influence de l'énergie de compactage :

Carter et Bentley (1991), ont effectué plusieurs essais de compactage sur un même échantillon, avec des énergies de compactage croissantes au laboratoire par des essais

(Proctor Normal et Modifié), suivant la norme britannique (B.S.I), qui est équivalente à la norme (A.A.S.H.T.O). Les courbes Proctor correspondantes sont présentées sur la (figure 43)

Les résultats montrent que, pour le même type de sol, l'augmentation de l'énergie de compactage engendre une augmentation de la densité sèche maximale du sol et parallèlement une diminution de la teneur en eau optimale.

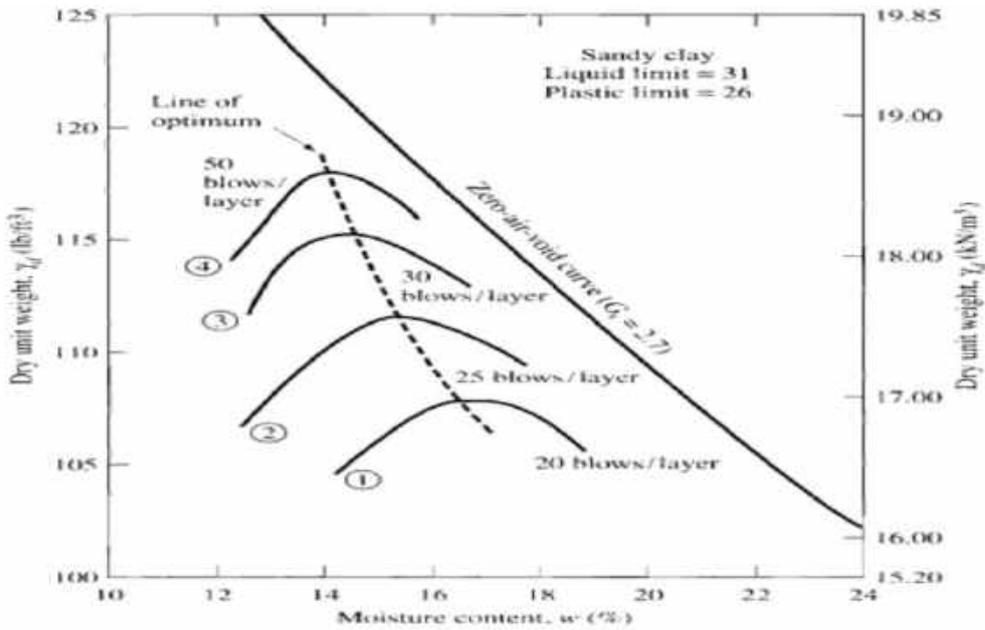


Figure 43: l'influence de l'énergie de compactage sur la compacité d'une argile sableuse

5-3-Influence de la granulométrie :

Parsons et al. (1992), cité par (Sarsby, 2013) ont étudié systématiquement le compactage des cinq sols suivant l'essai Proctor Normal. Les allures (figure 44) des courbes de compactage varient avec la composition granulométrique des sols. Une granulométrie uniforme (sables) conduira à une faible compacité, alors qu'une granulométrie étalée (sol bien gradué) présente un maximum très marqué, et elle permettra l'obtention d'une compacité élevée.

Donc il est observé expérimentalement (Parsons et al., 1992) qu'après un ensemble des essais de compactage sur cinq échantillons de sols, l'optimum Proctor est très net tant que la granulométrie du sol est étalée. La présence de particules de différentes tailles améliorent le compactage en permettant aux particules fines de s'incruster dans les vides laissés par les plus grosses. Les argiles plastiques sont ceux qui donnent, en général, les densités sèches les plus élevées.

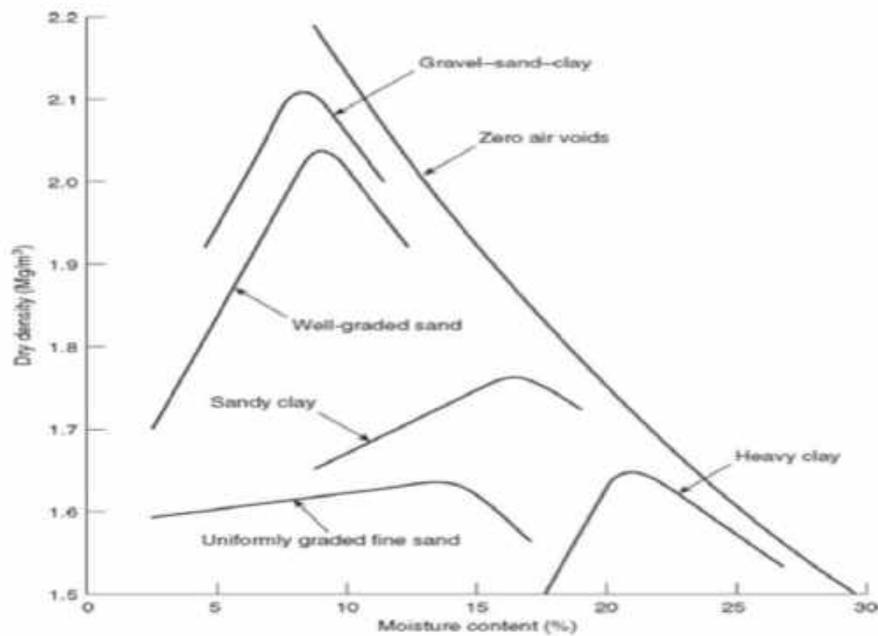


Figure 44: l'influence de la nature du sol sur le compactage (Parsons et al, 1992 cité par Sarsby, 2013)

5-4- Influence de type de sol :

Williams et al, (1949), cité par (Zhong-Sen, 2015), ont trouvé que le type de sol peut

Influencer de façon importante la courbe de compactage, la densité sèche diminue avec l'augmentation de la limite de liquidité, mais la teneur en eau optimale augmente avec la limite de liquidité.

Milton Keynes (1990), cité par (NAGARAJ, 2005) a présenté les relations entre la teneur en eau optimum et la limite de liquidité (figure 45-a), ainsi la relation entre la densité sèche optimum maximum et la limite de liquidité (figure 45- b), pour différents sables fins, publiés par différents auteurs : (McRae, 1958; Johnson et Sallberg, 1960; Foreman et Daniel, 1986;

Sridharan et al, 1990; Benson et Trast, 1995) et compactés par la méthode Proctor Standard. Les résultats assez complets cités par (NAGARAJ, 2005) montrent l'influence de sol sur la courbe de compactage (figure 45)

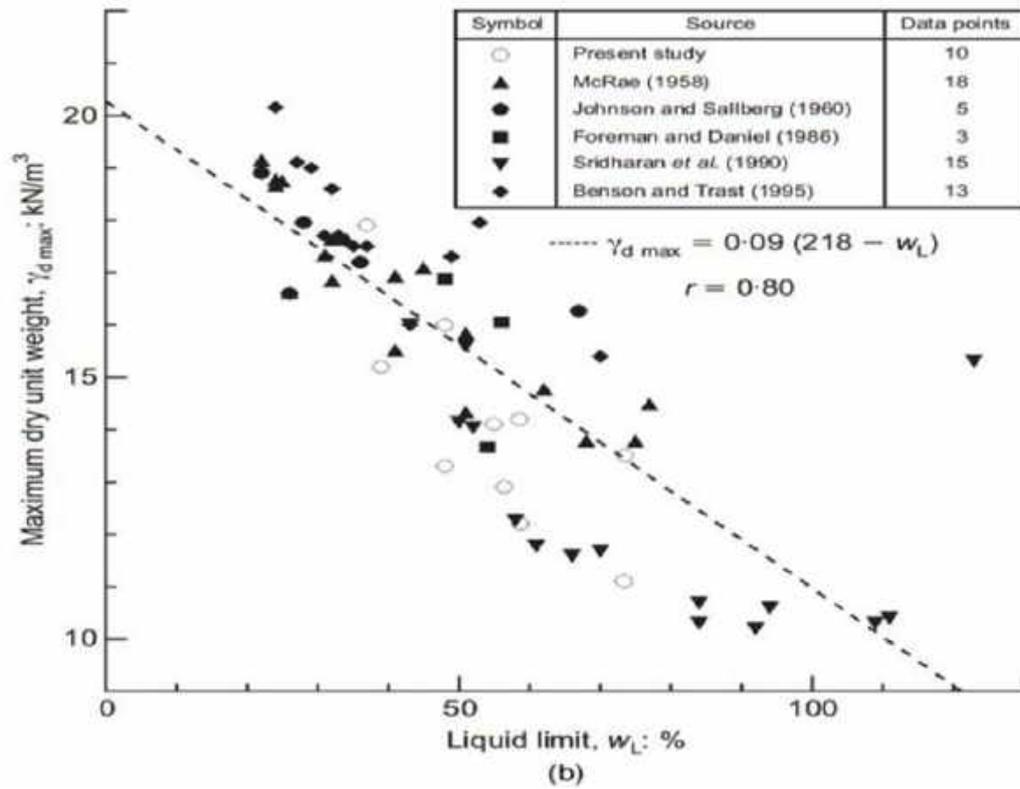


Figure II-

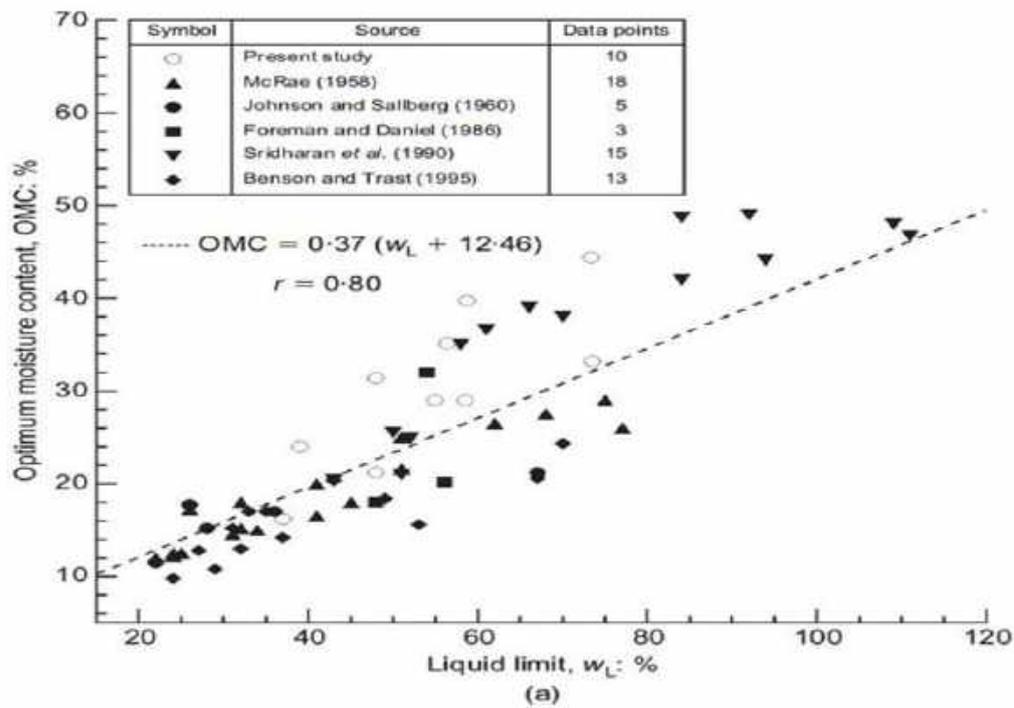


Figure 45: l'influence de type de sol sur le compactage (d'après Milton Keynes, 1990), et cité par (NAGARAJ, 2005)

5-5- Influence de la méthode de compactage :

Les variations de comportement hydraulique et mécanique d'un même sol compacté selon différentes méthodes sont dues au fait que ces méthodes induisent des déformations de cisaillement d'amplitudes très différentes ; par ailleurs selon leurs compositions, les sols seront plus ou moins sensibles à la méthode de compactage utilisée (Caamapum De Carvalho J., 1987).

Au niveau du laboratoire il y a deux types de compactage qui sont souvent utilisés :

- ✓ **Le compactage dynamique** : L'énergie compactage dynamique est transmise depuis la surface du matériau compacté par propagation d'ondes de compression et de cisaillement. Il impose un plus grand degré d'orientation aux particules
- ✓ **Le compactage statique** : c'est une charge statique (le poids) et une charge vibratoire avec une fréquence choisie. L'énergie mise dans le sol est une énergie statique plus une énergie dynamique vibratoire dans le temps (elle est sommée sur le temps, plus le temps est long plus l'énergie transmise au sol est importante).

(Mesbah.A, 1999), a effectué une série d'essai sur des sols fins argileux en utilisant différents types de compactage pour comparer l'efficacité de chaque méthode. Sur la (Figure 46), ils ont trouvé que :

- ✓ L'énergie dissipée lors de l'essai Proctor en dehors de l'échantillon (dans les vibrations du bâti, par frottement sur les parois du moule) est de 250 kJ/m³ (différence d'énergies des point O et B sur la figure, qui ont la même densité sèche), soit 45% de l'énergie totale qui n'est pas utilisée pour le compactage ;
- ✓ Pour les mêmes énergies appliquées de 550 kJ/m³, la densité sèche par le compactage statique est de 0.07 g/cm³ supérieure à celle du Proctor Normal. [11]

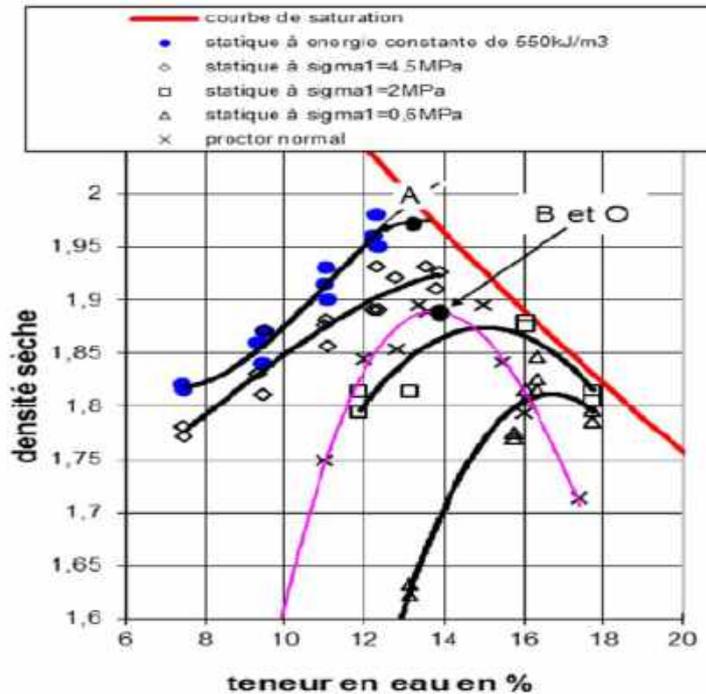


Figure 46: l'influence de la méthode de compactage d'après (MESBAH, A 19)

6- LES ESSAIS DE COMPACTAGE AU LABORATOIRE :

Le principe des essais au laboratoire est de compacter un échantillon de sol, avec une teneur en eau connue, dans un moule de dimensions normalisées par l'action de la chute d'une dame. Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par adjonction de quantités précises d'eau. Une série d'essais est réalisée pour différentes teneurs en eau, le résultat de chacun produisant un couple de valeurs (ω ; γ_d) donc un point de la courbe de compactage courbe (A.S.T.M) : American Society for Testing and

Materials.

Cette section discute les différentes méthodes de compactage au laboratoire et discute-les avantages et/ou les inconvénients de sols granulaires relatifs à chaque technique. Des processus de compactage dans un laboratoire peuvent être classifiés au-dessous de cinq catégories (Luxford., 1975), cité par (Drnevich.V, 2007), à savoir :

6-1- Le compactage par impact :

Le compactage d'impact est une des techniques de compactage les plus utilisées aujourd'hui. Il est développée à l'origine par l'ingénieur américain R. Proctor en 1933 à l'aide de la stabilisation de barrage en terre (Proctor, 1933), L'essai Proctor baptisé du nom de son promoteur implique fondamentalement consiste à compacter dans un moule standard à l'aide d'une dame standard et selon un processus bien déterminé, un échantillon du sol à étudier et à déterminer la teneur en eau du sol et sa densité sèche après le compactage.

L'essai Proctor est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes (2%, 4% ,6% ,8% ,10%,12% ,14%,16%) On détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points expérimentaux. Elle représente un maximum dont l'abscisse est « la teneur en eau optimum Proctor », et l'ordonnée « la densité sèche maximum Proctor ».

-L'essai Proctor s'effectue généralement pour deux compactages d'intensités différentes :

a- Essai Proctor normal :

Le compactage n'est que moyennement poussé. Il est généralement utilisé pour les études de remblais en terre (barrages et digues).

Il s'effectue en trois couches avec « la dame Proctor normal », l'énergie de compactage est de :

- 55 coups de dame par couche dans le moule C .B .R.
- 25 coups par couche dans le moule Proctor normal.

b- Proctor modifié :

Le compactage est beaucoup plus intense ; il correspond en principe au compactage maximum que l'on peut obtenir sur chantier avec les rouleaux à pieds de mouton ou les rouleaux à pneus lourds modernes. C'est ordinairement par l'essai Proctor modifié que l'on détermine les caractéristiques de compactage (teneur en eau optima, densité sèche maxima) des matériaux destinés à constituer la fondation ou le corps de chaussée des routes et des pistes d'aérodromes.

Le compactage dans ce cas-là s'effectue en cinq couches successives avec « la dame Proctor modifié » l'énergie de compactage est de :

- 55 coups de dame par couche dans le moule C.B.R.
- 25 coups par couche dans le moule Proctor

Tableau 7: essai Proctor normal et modifié selon la norme ASTM 1557 et D 698

Caractéristiques	Proctor Normal ASTM D 698			Proctor Modifié ASTM D 1557		
	Volume du moule (cm ³)	944			2124	
Diamètre du moule (cm)	10,16			15,24		
Hauteur du moule (cm)	11,64			11,64		
Essai	Normal	Modifié		Normal	Modifié	
Poids de la dame (kg)	2,49	4,54		2,49	4,54	
Diamètre de la dame (cm)	5,08	5,08		5,08	5,08	
Hauteur de chute (cm)	30,50	45,70		30,50	45,70	
Nombre de couche	Méthode A	Méthode B	Méthode C	Méthode A	Méthode B	Méthode C
Matériau	≤ 20 % retenu par le tamis de 4,75 mm.	> 20 % retenu par le tamis de 4,75 mm et ≤ 20 % de retenu par le tamis de 9,5 mm.	> 20 % retenu par le tamis de 9,5 mm et < 30 % retenu par le tamis de 19 mm.	≤ 20 % retenu par le tamis de 4,75 mm.	> 20 % retenu par le tamis de 4,75 mm et ≤ 20 % de retenu par le tamis de 9,5 mm.	> 20 % retenu par le tamis de 9,5 mm et < 30 % retenu par le tamis de 19 mm.
Diamètre du tamis (mm)	4,75	9,5	19	4,75	9,5	19
Diamètre du moule (cm)	10,16	10,16	15,24	10,16	10,16	15,24
Nombre de couche	3	3	3	3	5	5
Nombre de coups/couche	25	56	56	25	56	56
Énergie de compactage (MJ/m ³)	0,60	1,33	1,62	0,60	2,23	2,70

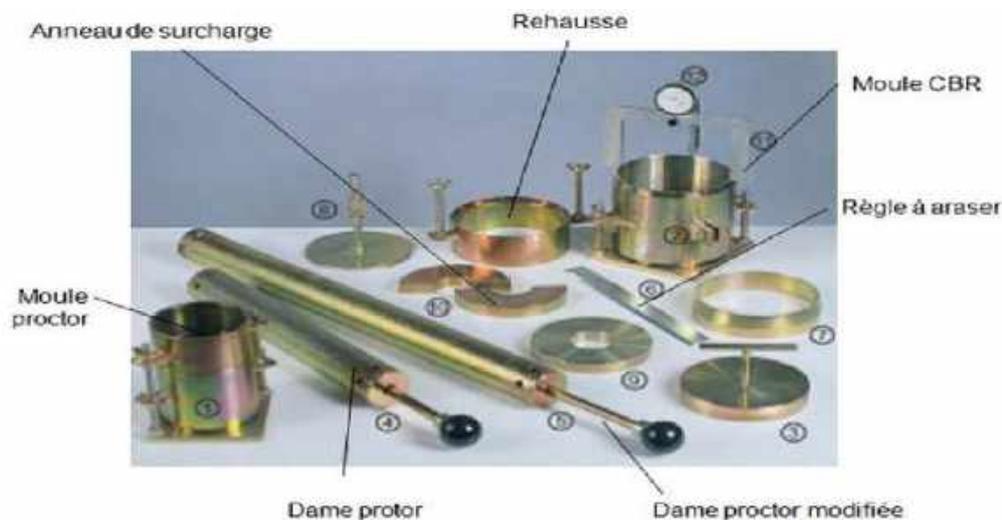


Figure 47: matériel pour essai de compactage Proctor

6-2- Compactage statique :

Le principe de compactage statique est de comprimer un spécimen pesé d'avance dans un moule cylindrique en le plaçant dans une machine d'essai de compression. Des forces de compression sont progressivement augmentées jusqu'à ce que la densité sèche maximum soit atteinte (Hausmann., 1990). Cependant, en raison de la manière que l'essai est fait,

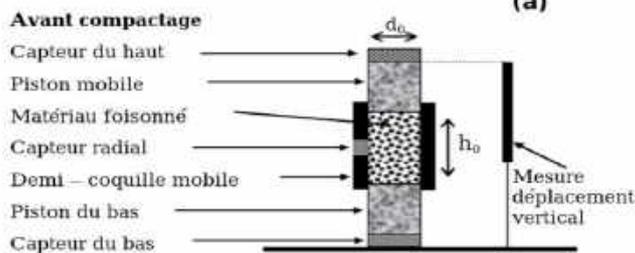
l'orientation de particules est susceptible d'être différente de cela, réalisée dans le domaine puisque la technique in-situ du compactage n'est pas simulée de quelque façon dans cet essai.

Un rapport conduit par Johnson et Sallberg (1962) a montré quelques facteurs qui influencent l'essai, ceux-ci incluent :

- Afin d'empêcher les agrégats granulaires évalués par ségrégation doit être placé dans le moule très soigneusement ;
- Les longues périodes de l'application de charge statique sur l'échantillon a comme conséquence l'expulsion de l'eau produisant une densité sèche maximum aux teneurs en eau irréalistes.



(a)



(b)

Après compactage

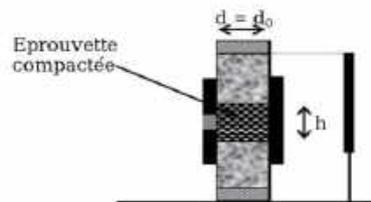


Figure 48: dispositifs de l'essai de compactage statique (ECS) photo (a) et schéma de principe (b)

6-3- Compactage par pétrissage

Inspiré par l'action de malaxage produite par le rouleau à pieds de mouton dans le compactage in-situ, l'essai en laboratoire de malaxage de compactage a été développé.

Semblable au rouleau à pieds de mouton dans le domaine, les efforts de compactage de laboratoire sur l'échantillon sont graduellement accumulés alors graduellement libérés. Le développement d'un compacteur de malaxage automatique par Dodd et Dunlop (1971) a prouvé que cette méthode n'est pas appropriée au compactage des matériaux granulaires tels que le sable.

Cependant, des valeurs de densités sèches maximales ont été réalisées aux teneurs en eau très basses par le compactage vibratoire

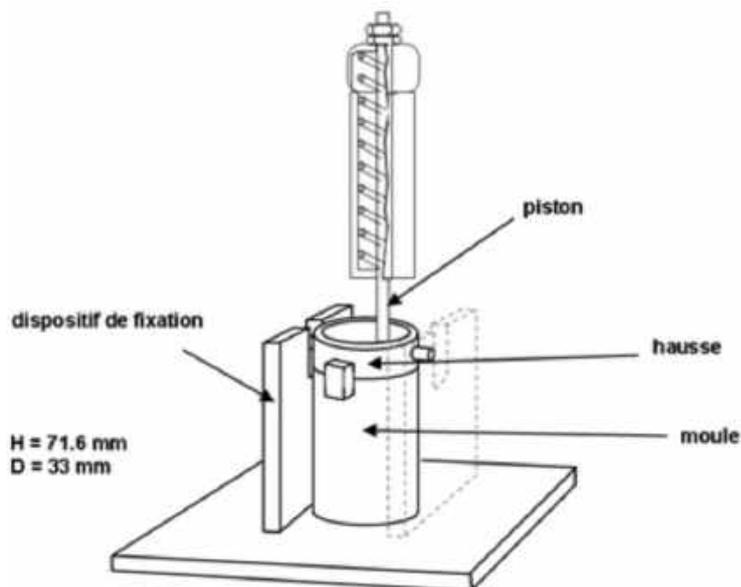


Figure 49: dispositif de l'essai de compactage par pétrissage (HARVARD miniature)

6-4- Compactage par vibration :

Le compactage des sols et des agrégats granulaires est souvent confondu par le manque d'une méthode appropriée à cet essai. D'autres méthodes de compactage telles que le compactage d'impact ont été considérées inappropriées pour rendre ces types de sols compacts dus à leur nature non-cohérente. Ainsi, de nouvelles méthodes telles que le compactage vibrant ont été développées afin d'essayer d'améliorer le contrat entre ces types de sols.

- a) Compactage à marteau vibrant.
- b) Compactage à table vibrante.

Et puisque les vibrations d'utilisation de matériel de compactage in-situ pour rendre des agrégats compacts effectivement, le compactage vibratoire rapporte une meilleure corrélation entre les résultats sur le terrain et les résultats de laboratoire. Les résultats par des moyens vibratoires peuvent être réalisés de deux manières comme suit



a) Compactage à marteau vibrant



b) compactage à table vibrante

Figure 50: illustration de deux types de compactage au laboratoire

La différence entre les deux types de compactages est que la méthode de la table vibrante (figure b) place une charge statique sur l'échantillon contenu dans un moule et applique des vibrations verticales continues à partir du fond. Par contre, la méthode du marteau vibrant (figure a) utilise un marteau vibrant qui est placé sur l'échantillon contenu dans le moule et applique des forces vibratoires pendant un temps spécifique. Cette méthode est considérée meilleure, étant donné qu'elle simule les résultats in-situ (SHAHIN, 2010).

Le premier qui a effectué une recherche complète sur l'utilisation de l'essai vibrant de compactage de marteau était Parsons (1964). En se basant sur cinq facteurs différents affectant l'essai qui sont :

- Type de taille de marteau et de bourreur utilisé
- Importance de charge statique appliquée
- Période de fonctionnement du marteau
- Taille et forme de moule
- Tension assurée au marteau. [11]

7- LE COMPACTAGE DES SOL IN SITU :

Le compactage des sols sur chantier se fait par un ensemble des engins spécialisés

7-1-Les engins de compactage :

Nous appellerons engin de compactage, tout matériel de génie civil destiné à compacter un sol ou une couche de chaussé.

Mais, avant de décrire les différents engins, nous allons tenter de les classer et de donner quelques notions générales applicables à tous les engins quelles que soit leur nature.

✓ **Rouleaux à bandage lisses :**

Les engins sont composés d'un châssis très robuste portant la chaîne cinématique (qui comprend le moteur), la cabine, le poste de commande et les roues.

Les roues sont des cylindres en acier d'un diamètre variant de 0.40 m et 2 m. La surface cylindrique s'appelle le bandage lisse. Ces roues comportent à trois classes morphologiques différentes :

- Les rouleaux compresseurs tricycles
- Les rouleaux compresseurs tandems
- Les rouleaux à bandages lisses triaxial

L'épaisseur des couches est généralement entre 15 cm et 25 cm.



Figure 51: un rouleau lisse

✓ **Rouleaux à pneus :**

Ce type d'engins s'est bientôt imposé par ses qualités qui lui ont conféré un quasi université d'emploi. Sols cohérents ou couches de chaussées, graves simples ou graves traitées, enduits superficiels ou enrobés, peuvent être compactés avec ces matériels.

On distingue essentiellement trois types de compacteurs à pneus :

- Compacteurs à pneus tractés à une rangée de roues, très lourds (60 - 100 tonnes)
Compacteurs à pneus tractés à deux rangées de roues, légers (< 15t)
- Compacteurs à pneus automoteurs

L'épaisseur des couches compactées pour les engins de compactage à pneus peut varier généralement entre 15 cm et 25 cm.

✓ **Rouleaux vibrants :**

Les rouleaux vibrants sont maintenant imposés pour à peu près tous les travaux de Compactages. En diminuant ou même en supprimant les frottements entre les grains, la vibration facilite le compactage, comme le montre son utilisation dans le serrage des bétons. Elle permet des actions en profondeur notables, surtout lorsque le rouleau est lourd.

On cite les types des rouleaux vibrants :

- Rouleau mono axe tracté
- Rouleau monocylindre autottracté
- Rouleau automobile monocylindre
- Rouleau tandem transversal
- Rouleau tandem longitudinal
- Rouleau automobile mixte vibrant à pneus
- Combinaison d'attelages

L'épaisseur des couches compactées peut varier entre 15 cm et 30 cm.

✓ **Rouleaux à pieds dameurs :**

Ce sont des compacteurs très anciens utilisés aux Etats-Unis dès le début des années 30. C'est le type de rouleau qu'utilisait Proctor. (MOREL.G, 1988).

Les compacteurs à pieds dameurs, actuellement sur le marché, sont de trois types :

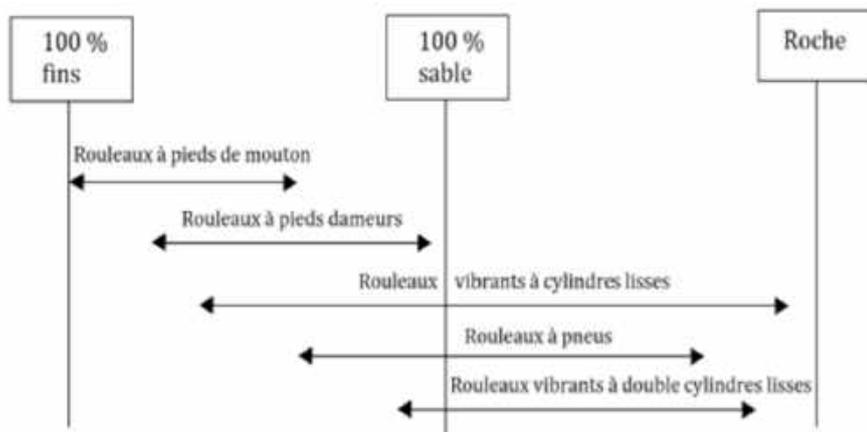
- Les tandems, à articulation centrale
- Les tricycles ;
- Les quadri-roues.

Ils ont comme éléments agissants des cylindres métalliques hérissés de protubérances de forme généralement fixe appelées pieds de mouton mais nous verrons qu'il existe d'autres formes de protubérance de noms différents (pieds d'éléphant). (Biarez, 1974):

- Rouleaux à pieds de mouton tractés ;
- Rouleaux à pieds dameurs automoteurs
- Rouleaux à grille.

L'épaisseur des couches est de l'ordre de 15 cm.

Tableau 8: application de différents équipements de compactage sur différents types de sols (d'après Caterpillar Co, 1977, cité par (Holtz R D, 1999) [11])



Rouleaux de compactage	Types de sols	Efforts de compactage
Rouleaux à pieds de moutons	Sols sableux fins ; sables limoneux ; argiles ; argiles graveleuses.	Kneading (malaxage)
Rouleaux à pieds dameurs	Tous les sols, à l'exception les sables purs et les argiles pures	Kneading (malaxage)
Rouleaux vibrants à cylindres lisses	Sable ou gravier; sols sableux et graveleux.	Vibratoire (pour les sols granulaires).
Rouleaux à pneus	Sable ou gravier; sols sableux fins ; asphalte.	Statique ou kneading
Rouleaux vibrants à double cylindres lisses	Sols graveleux ; asphalte.	Statique

8- AUTRES TYPES DE COMPACTAGE :

8-1- Compactage dynamique :

Elle est valable pour tout type de sol. Il s'agit de transmettre des chocs de forte énergie à la surface du sol à traiter (chute libre d'une masse de 10 à 30 tonnes exceptionnellement 140 tonnes d'une hauteur de 15 à 30 m). La profondeur d'influence est définie par Léonard et coll. (1980) grâce à l'expression :

$$D = 1/2 \sqrt{(w h)} \quad [m]$$

Où w : est la masse tombante exprimée en tonne métrique

h : est la hauteur de chute en mètre.

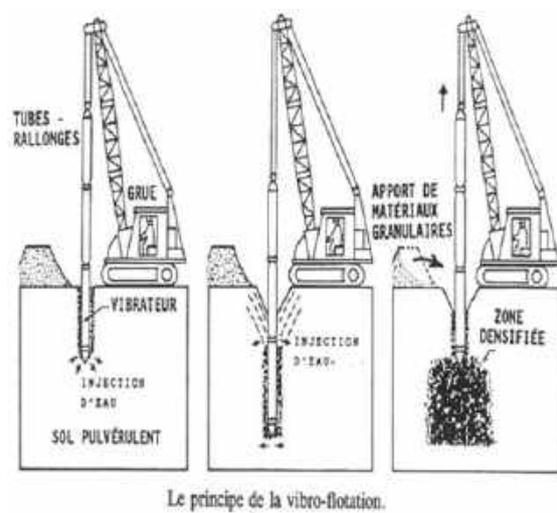


Figure II-15 : compactage dynamique des sols

8-2- La vibroflotation :

Cette technique s'applique aux sols grenus dans un état lâche à assez peu compact, au-dessus et au-dessous de la nappe. La vibroflotation consiste à générer à l'aide d'un vibreur des vibrations horizontales dans les sols grenus afin de les cisailer et de provoquer une liquéfaction et un tassement immédiat

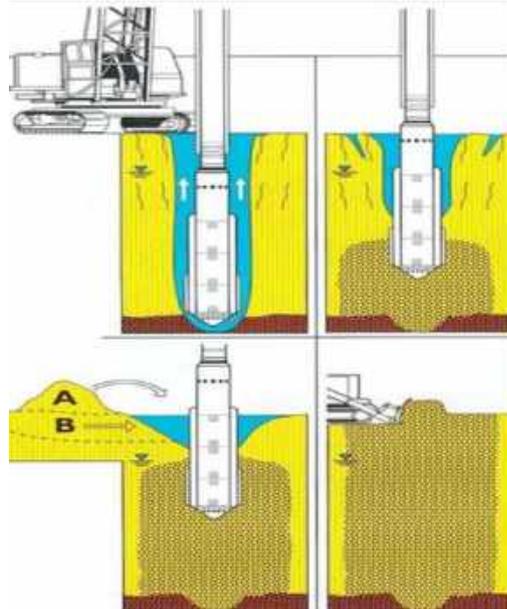
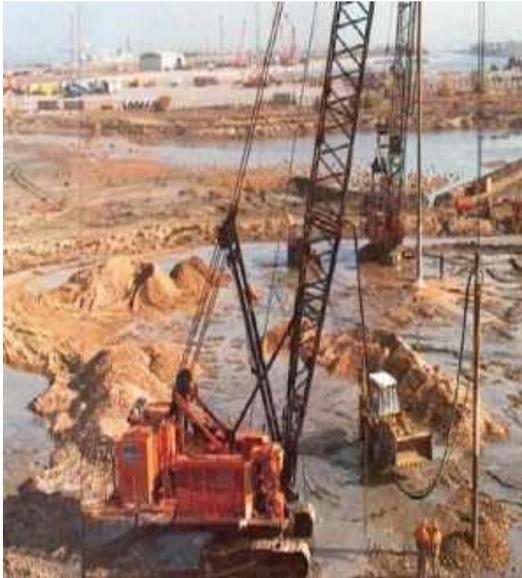


Figure 52: la vibroflotation

8-3- Les colonnes ballastées :

Cette technique comprend une première phase de forage suivi d'une seconde phase de constitution et de compactage de la colonne. La formation de la colonne est effectuée à la remontée du tube en compactant des agrégats calcaires ou silicio-calcaires 15/30 à 20/40 ou plus [12] [13]

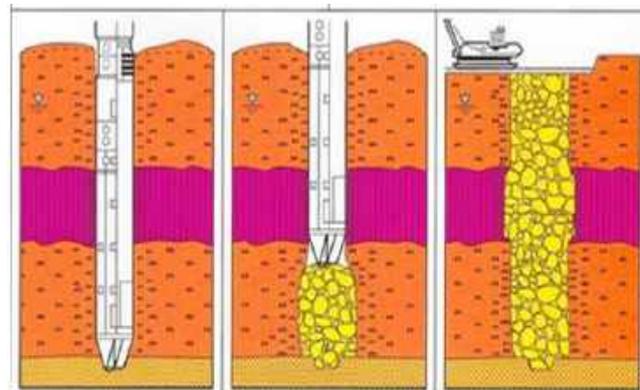
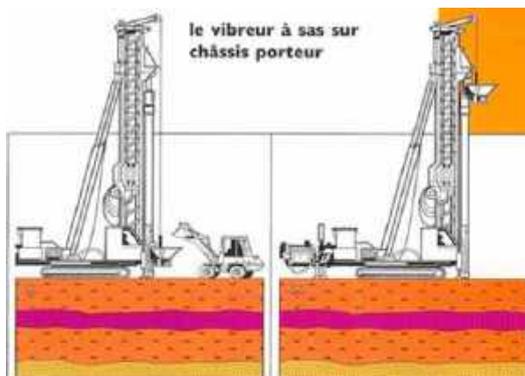


Figure 53: phase d'exécution d'une colonne ballastée

9-CONTROLE DE COMPACTAGE :

L'objectif de rendre un sol ou n'importe quel matériel poreux compact est d'obtenir un matériel homogène avec des caractéristiques telles qu'il puisse répondre à certaines exigences : résistance minimale, compressibilité appropriée et conductivité hydraulique.

Normalement, un devis de compactage exige un contrôle de qualité à tous les 1000 à 3000 m³ de sol compacté ou lorsque le matériau d'emprunt change de façon significative (Holtz 1991). Les essais de contrôle du compactage sur le terrain nécessitent la détermination de la masse volumique et de la teneur en eau massique. Ces essais sont divisés entre les méthodes destructives et les méthodes non destructives (Gnaedinger 1971; Kaderabek Ferris 1979; McCook and Shanklin 2000).

9-1-Les méthodes destructives :

Les essais destructifs de détermination de la masse volumique et de la teneur en eau in situ nécessitent le prélèvement d'une partie du matériau déjà compacté. Quatre méthodes destructives de contrôle du compactage sont couramment utilisées. La méthode du cône de sable, la méthode du ballon, la méthode du déversement d'eau (ou d'huile) et la méthode Hilf

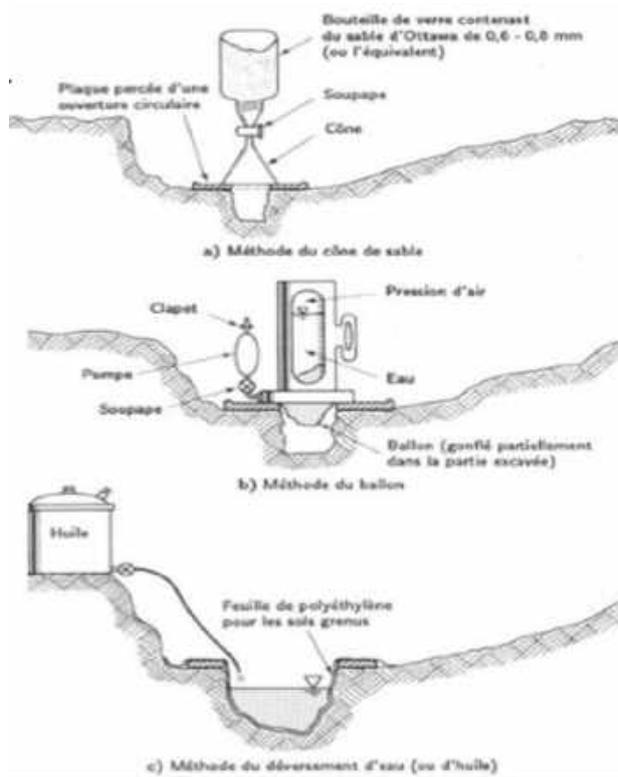


Figure 54: quelque essai pour la détermination de la masse volumique

a- La méthode de densitomètre à membrane :

L'essai de densitomètre à membrane permet la mesure de la masse volumique des sols in situ, la comparaison avec celle de l'essai Proctor, donne la compacité exprimée en pourcentage. L'essai consiste à creuser une cavité, à recueillir et peser la totalité du matériau extrait, puis à mesurer le volume de la cavité à l'aide d'un densitomètre à membrane.

b- la méthode au cône de sable :

Si on compare la méthode au sable avec les autres méthodes de mesure de la densité apparente, elle est la plus juste car elle permet d'obtenir des résultats en conformité avec la morphologie des sols. En outre, elle a l'avantage d'être utilisée sur différents types de sol, voire même trop meuble ou bouillant. Son faible coût la rend accessible et donc à portée de tous les laboratoires. Le principe de la méthode au sable est le même que celui de la méthode au densitomètre à membrane. Il se base sur la détermination du poids sec et du volume d'un échantillon de sol prélevé afin d'établir la relation $\gamma_d = P/V$.

✓ **Les inconvénients des méthodes destructives :**

- La masse volumique maximale de référence n'est pas toujours connue avec exactitude.
- Le temps pour déterminer la teneur en eau du sol doit être d'au moins 24 heures.
- La détermination du volume du matériau excave peut amener à des résultats Erronés.
- Il y a des problèmes si le remblai compact contient de grosses particules de gravier.
- La vibration produite par le fonctionnement des équipements qui se trouvent à proximité des essais (méthode au cône de sable) surestiment les résultats.

9-2-Les méthodes non destructives :

-Les essais non destructifs de détermination de la masse volumique et de la teneur en eau in situ sont déterminés indirectement (sans le prélèvement d'une partie du matériau) à l'aide des instruments plus sophistiqués.

Trois techniques nucléées sont couramment utilisées. La méthode de transmission directe, la technique de retour d'onde et la méthode de la poche d'air.

a- L'essai au nucleodensimètre :

Selon Jean Harrison (Harrison 2007), l'un des essais nucléés de contrôle du compactage les plus fréquemment pratiqués au monde depuis les années 60 est l'essai au nucleodensimètre.

C'est un appareil de réponses rapides qui ne nécessite pas l'arrêt des travaux sur le chantier. Toutefois, il demeure un appareil sensible fonctionnant à partir de sources radioactives. Sa précision et la régularité des mesures pour déterminer la masse volumique et la teneur en eau in situ dépendent du rayonnement émis, de la qualité de

L'étalonnage, des conditions du terrain et du matériau à l'étude, soit un sol granulaire, du béton ou des revêtements bitumineux

La base blindée de l'appareil comporte des détecteurs de rayonnement radioactif et la tige source abrite les deux sources radioactives. Après avoir placé le nucléodensimètre sur une surface plane et enfoncé sa tige-source dans un avant-trou, les rayons gamma émis par la première source de radiation traversent le matériau jusqu'aux détecteurs qui mesurent la quantité de rayons qui arrivent. Le rapport entre les rayons émis et les rayons lus permet de mesurer la masse volumique



Figure 55: photo d'un nucléo densimètre [18]

✓ **Les inconvénients des méthodes non destructives :**

- Le coût de l'appareil et le coût initial du matériel radioactif requis (radium ou d'un isotope radioactif du césium) sont relativement élevés.
- Le temps de livraison des substances radioactives est long étant donné que ces produits sont importés.
- L'entité ou l'entreprise qui manipule l'appareil doit détenir une certification de énergie atomique [14]

10- Les paramètres de contrôle :

Deux manières d'évaluer la conformité du compactage aux exigences :

✓ **Comparer les résultats obtenus in situ avec les exigences fixés :**

a - Degré de compactage (pourcentage) :

$$D = \rho_d / \rho_{dmax} (100)$$

ρ_d : densité sèche mesuré in situ

ρ_{dmax} : densité sèche maximale obtenue à la teneur en eau optimale

b- coefficient d'efficience de l'engin de compactage utilisé :

$$C = \rho_d / \rho_{od} (100)$$

ρ_{od} : Densité sèche Proctor obtenue à la teneur en eau du sol telle qu'obtenue in situ

c – Différence de la teneur en eau :

$$\Delta w = w - w_{opt}$$

W : teneur en eau de l'échantillon testé in situ

W_{opt} : teneur en eau optimale Proctor

Tableau 9: exigence typique de pourcentage de compactage

<i>% Compaction</i>	<i>Type of project</i>
100–105	Airports
95–100	Interstate highways.
85–95	Major state highways.
	State highways
	Major county highways
>80	Minor county highways
	Service roads
>70	Frontage roads, Detours

2 – Evaluer les résultats en termes de leurs uniformités – Exigences sur l'homogénéité :

$$V = \sigma / \mu \text{ (petites valeurs souhaitées)}$$

V : coefficient de variation

σ : Ecart type

μ : Moyenne

Code AUSTRALIEN de construction des routes recommande un essai toutes les 300 m².

Pour les routes :

$V \leq 5\%$ pour les couches supports

$V \leq 4\%$ pour les couches de fondation $n \geq 20$

$V \geq 3\%$ pour les couches de base [15]

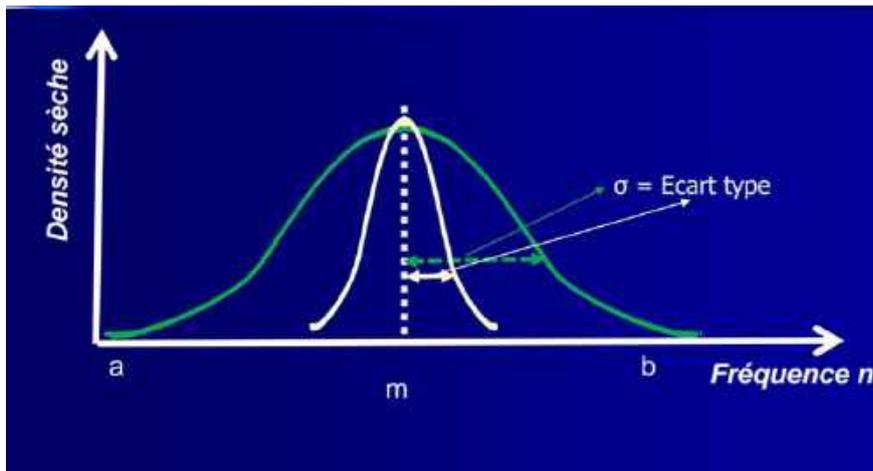


Figure 56: distribution normales de GAUSS

11-LES PATHOLOGIES DE COMPACTAGE :

Le compactage des sols subit a un ensemble des désordres :

a- Le sur compactage: c'est une perte de résistance ou de densité superficielle de sol compacté à cause d'une certaine croissance de l'énergie de compactage ou de la teneur en eau

b- Le feuilletage : c'est un cas particulier du sur compactage ou la perte de résistance est causée par les très grands cisaillements générés par la bille de compacteur



Figure 57 : le phénomène de feuilletage

c -Le matelassage : c'est un phénomène de rebond élastique après le passage des engins causé par :

- le degré de saturation de l'optimum inférieur à 80%

- la perméabilité à l'air est nulle
- la perméabilité à l'air est très faible

Ainsi que Une mauvaise qualité de compactage peut avoir un impact sur les couches de roulement souples (Bétons bitumineux, enduits superficiels) et engendrer l'apparition de différents désordres comme :

d-Apparition de fissures longitudinales.



e-Affaissement de chaussée.



f-Affaissement de chaussée suivi d'une dégradation du revêtement



g- décohésion du sol de part et d'autre de la tranchée un faïençage revêtement



[16] [17]

12- CONCLUSION :

Aucun pratiquant dans le domaine du génie civil ne peut maîtriser l'art de construire sans pouvoir affronter les problèmes complexes que pose le compactage des sols et matériaux granulaires. La diversité des difficultés liées à un ensemble de paramètres naturels et artificiels amènent tout ingénieur ou concepteur à s'imprégner, mieux, à comprendre et à anticiper, par la connaissance des phénomènes physiques, comportementaux aléatoires des sols. Alors le compactage des sols est un ensemble de procédures qui permettent d'améliorer et obtenir un bon comportement des remblais à court et à long terme sans avoir de grands dégâts.

CHAPITRE 04:

AMELIORATION DES SOLS PAR

GEOSYNTHETIQUE

1 - Que ce qu'un géo synthétiques :

Un géo synthétique est le terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique ou du génie civil. [19]

2- Types de géo synthétique :

Les géo synthétiques sont classés en deux grandes familles :

a- Les produits perméables :

Les géo synthétique perméables sont représenté aux :

- **Les géotextiles :**

Le géotextile fait partie de la famille des géo synthétiques en Génie Civil. C'est une trame, tissée ou non, conçue en fibre naturelle ou synthétique.

- **Les géogrilles :**

Les géo grilles sont dotées d'une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistant à la traction et pouvant être assemblées par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants. Les géo grilles sont le plus souvent utilisées pour le renforcement de sol.

Une géo grille peut-être mono-axiale, bi-axiale, ou triaxiale, illustrée dans la Figure1-5ci-dessous :

- **Mono-axiale** : la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre.
- **Bi-axiale** : la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.
- **Triaxiale.**

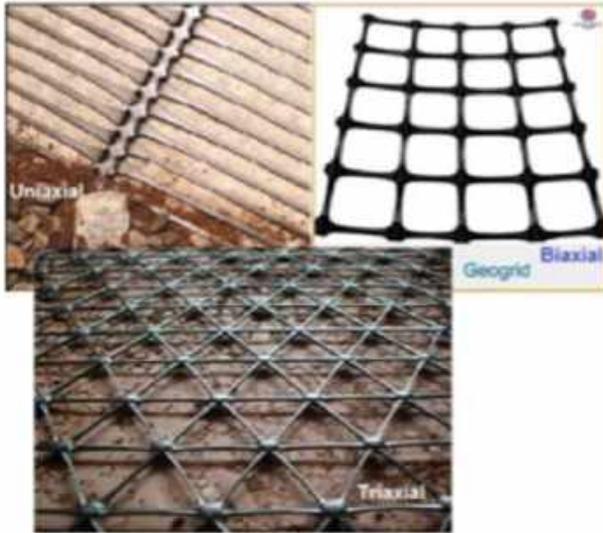


Figure 58: les types des gégrilles (geoturf. com, s.d.)

- **Les Géospaceur :**

Le géospaceur de drainage est une grille tridimensionnelle en polyéthylène haute densité. Le géospaceur de drainage dispose d'une structure qui assure le maintien de l'espace entre deux matériaux, notamment entre le sol et la géo membrane. Il garantit le drainage des liquides et des gaz et résiste aux agressions chimiques.



Figure 59: un géospaceur

- **Les Géotubes :**

Un Géo tube est un géotextile qui est tissé en forme de tube, sans coutures, ou qui a été confectionné en forme tubulaire à partir de bandes de géotextiles assemblées. Sur la partie supérieure du Géo tube, des manchettes sont confectionnées pour y raccorder les tubes d'alimentation d'une conduite de refoulement. Ce type spécifique de géo tube est utilisé pour la déshydratation de sable ou de boues.



Figure 60: photo représentative d'un géotube

- **Les géotextiles alvéolaires :**

Des géo synthétiques relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Les alvéolaires (géo conteneurs) permettent le confinement, la stabilité et le renforcement d'un matériau de remplissage.

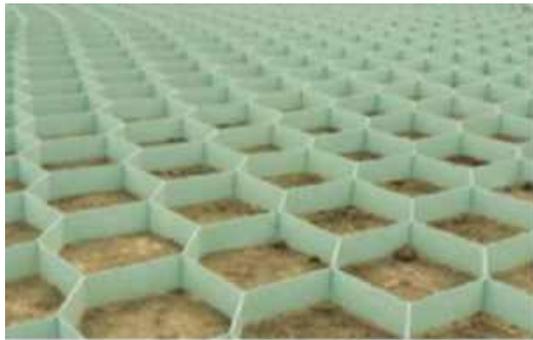


Figure 61: photo d'un géotextile alvéolaire

- **Les géo filets :**

Des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides ou de gaz.

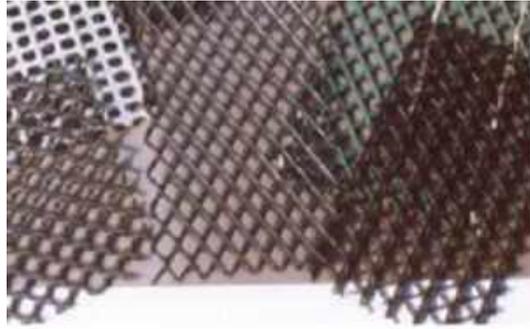


Figure 62: image d'un géofilet

b- Les produits essentiellement imperméables :

- **Les géo synthétiques bentonitiques :**

Géo synthétique bentonitique : assemblage, sous forme de feuille manufacturée, de matériaux géo synthétiques et de matériau naturel (argile ou bentonite) de faible conductivité hydraulique, utilisé au contact de sol/roche ou de tout autre matériau géotechnique dans des applications de génie civil. Les géo synthétiques bentonitiques à base de géotextiles sont souvent conçus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne.



Figure 63: image d'un géo synthétique bentonitique

- **LES GÉOMEMBRANES :**

Des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques.

Elles sont relativement imperméables

-**Géo membrane bitumineuse** : sont des géo membranes fabriqués par des produits bitumineux afin d'avoir un aspect viscoélastiques.

- **Géo membrane élastomère** : sont des géomembranes fabriqués par l'éthylène, propylène et diène monomère afin d'avoir un produit infusibles et élastiques.

-**Géo membrane plastomère** : sont des géo membranes fabriqués par les Polyoléfines, ils se caractérisent par leurs Transformations réversibles à la chaleur.



Figure 64: image d'un géomembrane

- **LES GÉOCOMPOSITES :**

Ce sont des produits issus de la combinaison de manière industrielle de deux ou plusieurs géo synthétiques. Ils remplissent plusieurs fonctions dans l'ouvrage. Ils incluent par exemple les géotextiles, les géo filets, géo grilles et géo membranes.

Un géo composite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non tissé et ce ceux d'un géo synthétique de renforcement, géotextile tissé, tricoté ou géo grille.

Les différents composants peuvent être assemblés liés par couture ou soudure thermique. [19]

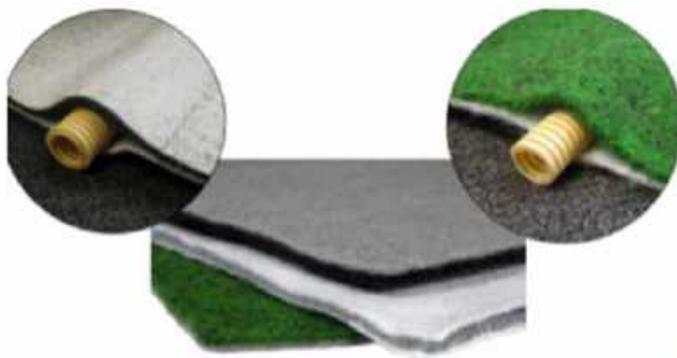


Figure 65: image d'un géocomposite

[20]

***Les géotextiles**, qui seront principalement traités dans ce mémoire et qui forment le groupe de gé synthétiques le plus important. Sont des matières textiles, planes, perméables et à base de polymère (naturel ou synthétique), pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, utilisée en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. [21]

3- Matières de fabrication de géotextile :

Les matières premières utilisées par l'industrie textile pour la fabrication des géotextiles sont :

- Les produits naturels :

D'origine végétale : jute, coton.

D'origine animale : laine, soie.

D'origine minérale : amiante.

-Les produits chimiques organiques :

Les polymères naturels transformés : viscosse, acétate.

Les polymères synthétiques : polyester, polyamide, polyéthylène, polypropylène.

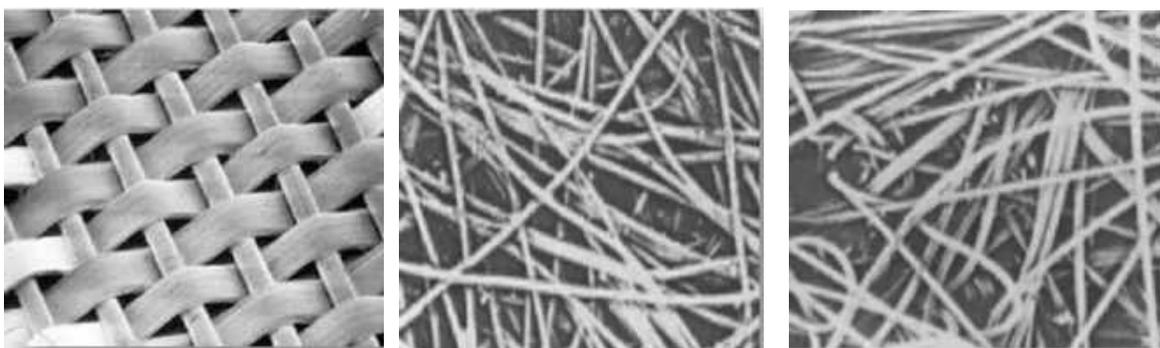
-les produits chimiques inorganiques :

D'origine minérale : verre, carbone

D'origine métallique constituent actuellement la plus grande source d'approvisionnement en matières premières. [21]

4-Typologies de géotextile :

4 - 1- Géotextile non tissé : géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié(e)s de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.



Géotextile tissé de mono filament

Géotextile non tissé aiguilleté

Géotextile non tissé thermolié

Figure 66: les types des géotextiles non tissé

4 - 2 - Géotextile tissé : Les géotextiles tissés sont des produits confectionnés par entrelacement, habituellement à angle droit. Ils sont constitués de deux ou de plusieurs

faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments, comme illustrés dans la Figure



Figure 67: les géotextiles tissés

4 -3- Géotextile tricoté : Les géotextiles tricotés sont des produits par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, de filaments ou d'autres éléments, voir la Figure

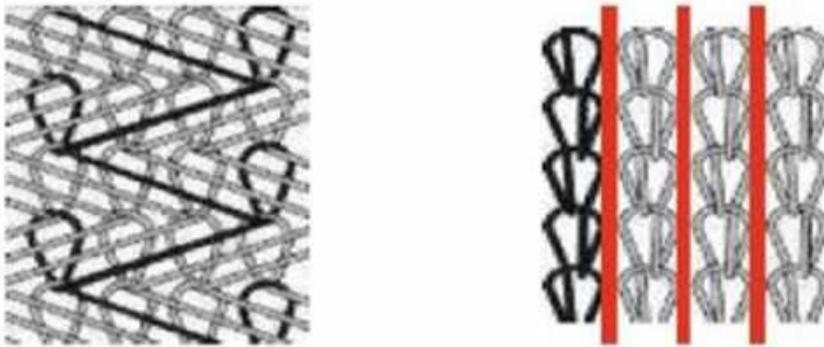


Figure 68: les géotextiles tricotés [20]

5-Principales Caractéristiques des géotextiles

Ces produits synthétiques sont définis par leurs caractéristiques mécaniques, physiques, hydrauliques, obtenus à partir des essais normalisés, identifiés par des normes internationales.

Principales caractéristiques des géotextiles sont récapitulées dans le Tableau suivant :

Caractéristiques physiques	Caractéristiques mécaniques	Caractéristiques hydrauliques
L'épaisseur	Résistance à la rupture	Perméabilité normale au plan.
La masse surfacique	L'allongement à la rupture	Capacité de débit dans leur plan.
Le type de fabrication : tissé, non tissé, tricoté, aiguilleté...	Le poinçonnement statique	L'ouverture de filtration.
Le type de polymère polypropylène, polyéthylène, polyester...	Le fluage	Résistance à la pénétration de l'eau
La densité	Résistance à la déchirure	La souplesse
	Résistance à la fissuration	
	L'allongement au seuil d'écoulement	

Tableau 10: propriétés principale des géotextiles [20]

6-Fonction des géotextiles :

Les géo synthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétiques spécialement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil, la protection de l'environnement, les ouvrages hydrauliques et de transport.

Le Tableau ci-dessous résume les différentes fonctions assurées par les principaux Géo synthétiques :

Tableau 11: les différentes fonctions assurées par les principaux géo synthétiques

	Géotextile	Géospaceur	Géogrille	Géocointeur	Géomembrane	Géosynthétique bentonitique
Étanchéité					x	x
Protection	x			x		
Drainage	x	x				
Filtration	x		x	x		
Séparation	x					
Renforcement	x		x	x		
Résistance à l'érosion	x	x		x		

6-1-Drainage :

Le géotextile agit comme un drain pour conduire les écoulements d'eaux pluviales, souterraines ou de fluides dans les sols moins perméables. (MAMERI KAHINA, 2015), la fonction de drainage peut remplir de multiples rôles tels que :

- Rabattre les nappes ;
- Contrôler les écoulements intermittents ;
- Diminuer et maîtriser les pressions d'eau ;
- Accélérer les phénomènes de consolidation ;
- Evacuer les eaux de ruissellement.

La fonction de drainage est toujours associée à celle de filtration, afin d'assurer l'efficacité des systèmes de drainage qui a pour rôle de recueillir et d'évacuer les débits collectés. (Laurent BRIANÇON, 2017).

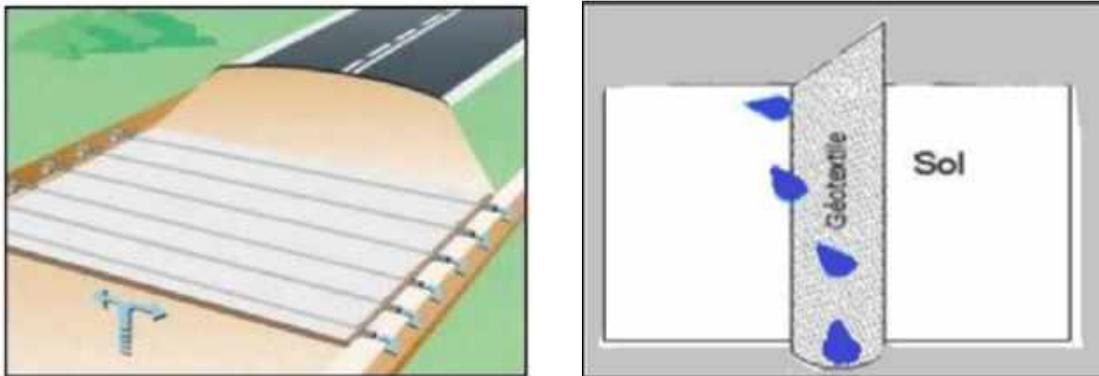


Figure 69: fonction de drainage (MAMERI KAHINA, 2015)

6-2-Filtration :

Le rôle de filtration du géotextile a pour objectif de retenir les éléments du sol tout en laissant passer l'eau. Cette fonction est souvent associée dans les systèmes de drainages ou le géotextile doit permettre le passage de l'eau de la zone à drainer vers le drain, tout en évitant la contamination du drain par des particules fines du sol environnant, ainsi que l'érosion régressive du terrain à l'amont du drain cela permet de créer un autofiltre dans le sol en amont. ((CFG), 2015).

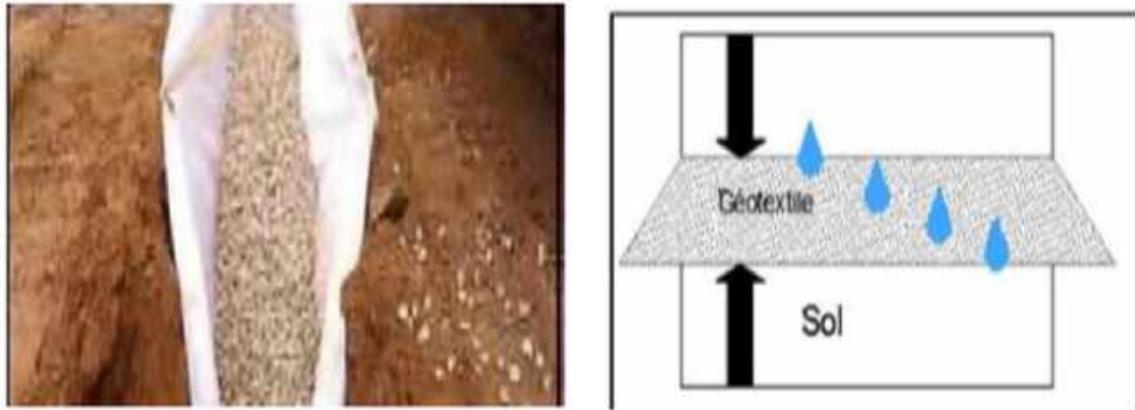


Figure 70: fonction de filtration (MAMERI KAHINA, 2015)

6-3-Séparation :

Le géotextile sépare deux couches de sol de granulométrie différentes, par exemple des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux d'une couche argileuse de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation d'une route. (Laurent BRIANÇON, 2017).

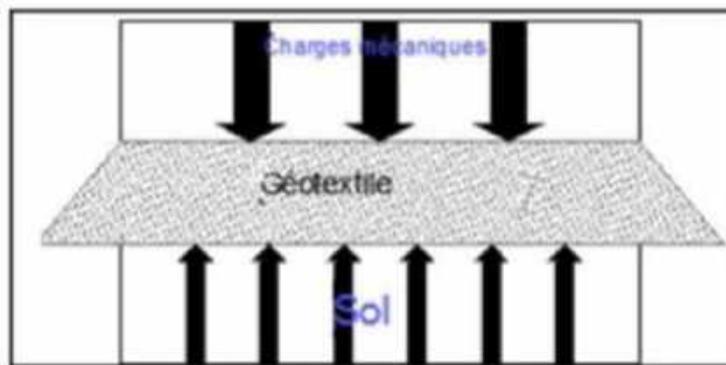


Figure 71: fonction de séparation (MAMERI KAHINA, 2015)

6-4-Protection :

Le géotextile de protection a pour fonction d'empêcher ou limiter les endommagements localisés d'un élément ou d'un matériau donné, en utilisant un géotextile ou un produit apparenté. ((CFG), 2015) Par exemple les géotextiles sont utilisés pour le renforcement des couches de béton bitumineux et comme couches de protection, pour éviter le poinçonnement des géotextiles par les pierres du sol adjacent, ou par les déchets ou les granulats drainants durant l'installation ou en service. (MAMERI KAHINA, 2015)

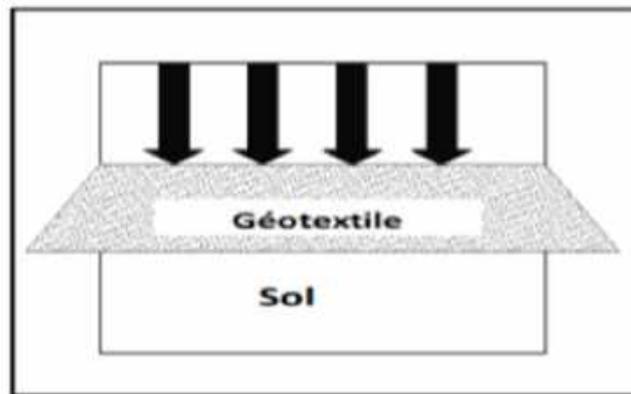


Figure 72: fonction de protection (MAMERI KAHINA, 2015)

6-5-Renforcement :

Le géotextile de renforcement intervient comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et une résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé (MAMERI KAHINA, 2015). Par exemple, les géotextiles et les géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou subverticales tels que les murs en sol renforcé. ((CFG), 2015)

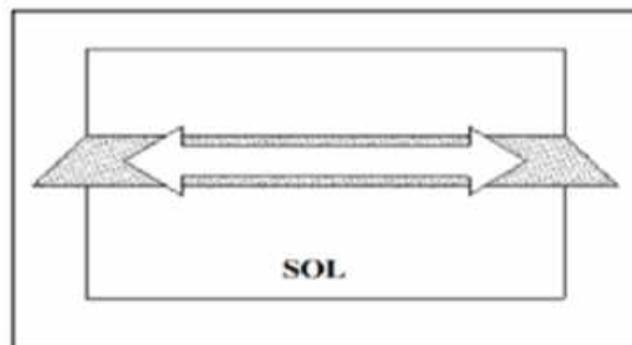


Figure 73: fonction de renforcement (MAMERI KAHINA, 2015)

6-6-Contrôle anti-érosion :

Le géotextile a pour but de réduire l'érosion des sols, et d'éviter ou de limiter les mouvements du sol ou d'autres particules à la surface, causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement, une méthode simple pour diminuer cette érosion est de végétaliser la pente.



Figure 74: fonction d'anti érosion (MAMERI KAHINA, 2015)

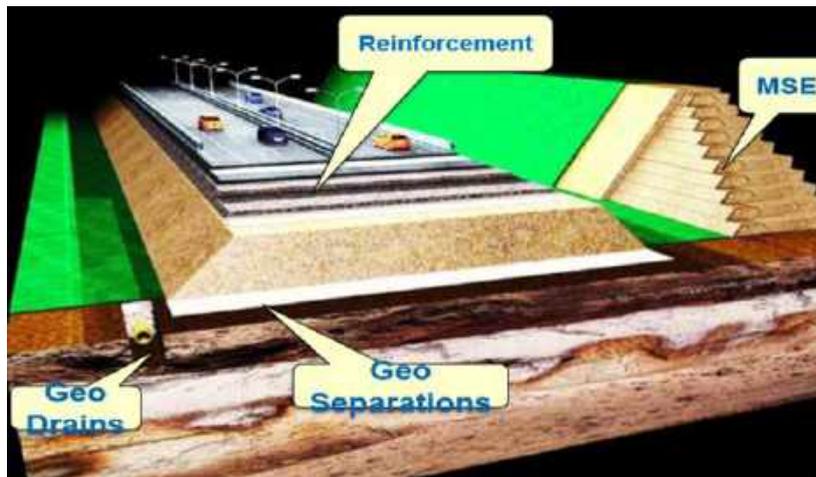


Figure 75: application du géotextile dans les routes [20]

8-Renforcement des chaussées à l'aide des géotextiles :

8-1-Typologies des chaussées :

Une chaussée est composée principalement de quatre couches :

- La couche de sol support
- La couche de forme
- La couche d'assise (couche de fondation et couche de base)
- La couche de surface (la couche de liaison et la couche de roulement)

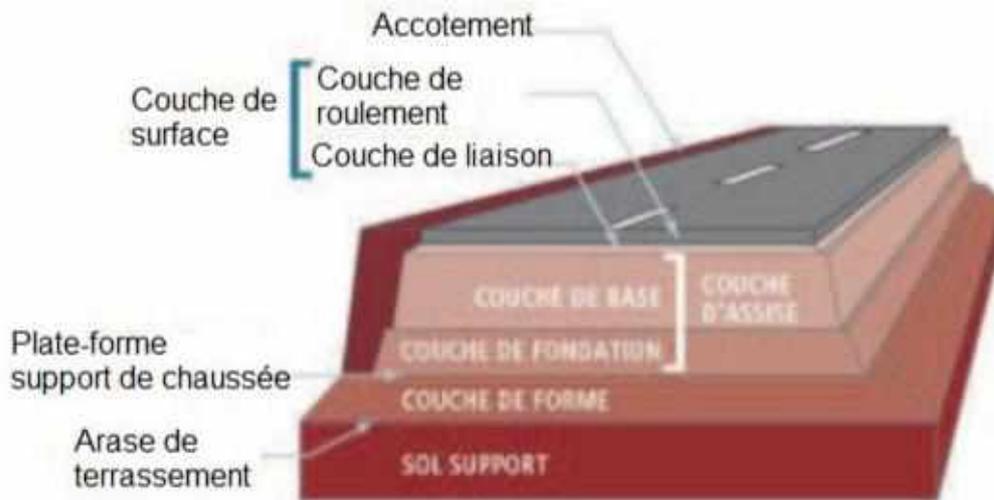


Figure 76: typologies des chaussées (GUILBAUD, 2011)

8-2-Pathologies des chaussées

Un problème de structure nécessite un renouvellement complètement d'une chaussée tandis qu'une défaillance fonctionnelle peut être réparée et suivie par la maintenance de l'ouvrage.

La chaussée fragilisée ne supporte plus de fortes contraintes comme le passage de véhicule à fort tonnage. Leur passage provoquerait des dégradations à long, jusqu'à la destruction totale de la chaussée. Afin de limiter les propagations des fissures on utilise les géotextiles.

Les géotextiles présentent l'avantage de pouvoir jouer aussi bien le rôle de renforcement que de séparateur au sein de la chaussée ce qui constitue un atout important. Grâce à son rôle séparateur il permet d'empêcher la migration des fines des couches granulaires (vers la couche de sol) ce qui aurait pour effet de fragiliser la couche granulaire et donc l'assise de la chaussée.

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Il améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture.

8-3-Choix des géotextiles :

Le choix du géotextile se fait en fonction de différents critères :

- Propriété mécanique minimale requise.
- Types de chaussée (chaussée non revêtue ou flexible).
- La résistance du sol support.
- Position du renforcement au sein de la chaussée (ligne d'infrastructure ou fondation).

Comportement mécanique :

Lors du passage de roues, il y a comme un « gonflement » du sol autour des roues, or avec la mise en place du géotextile, ce dernier qui a été étiré lors de son installation dans la chaussée se déforme également. Avec la contrainte exercée par les roues, le géotextile prend une forme arrondi et sa face concave reprend plus d'effort. Le fait que le géotextile reprenne plus d'effort à la verticale du passage des roues a pour conséquence que la couche d'agrégats reprend moins d'effort.

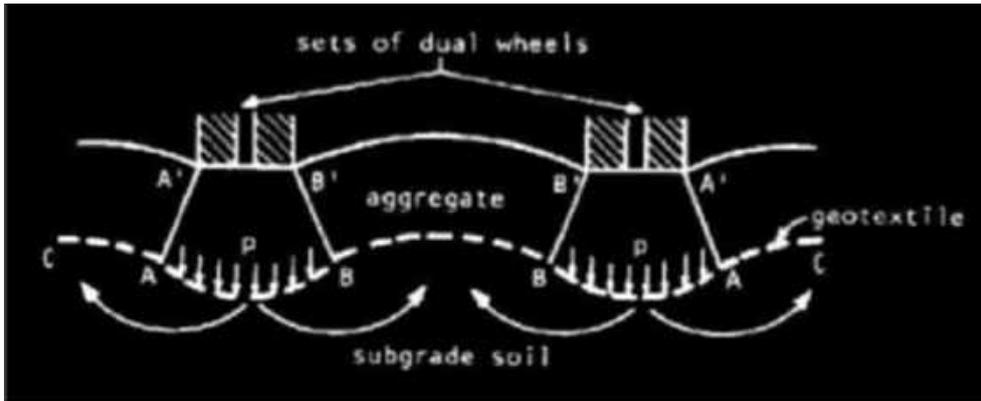


Figure 77: comportement mécanique du géotextile

Il y a deux effets bénéfiques lors de la mise en place du géotextile :

- Le confinement de la couche de sol entre et en dessous l'axe des roues.
- La diminution de la pression exercée par les roues sur le sol.

La pression exercée entraîne une déformation de la forme du géotextile dont Giroud

(1981) évalue la flèche :

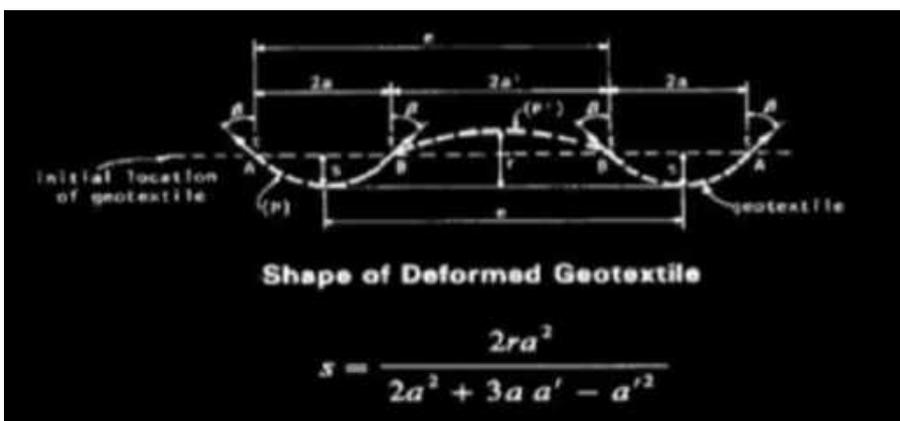


Figure 78: géotextile déformé

Dans la même étude il est observé que l'élongation que subit le géotextile est :

$$\varepsilon = [(b+b' / a+a') - 1]$$

Où a et a' est la moitié de corde formé par P et P' respectivement, et b b' moitié de la longueur de P et P' respectivement.

Cependant, pour que le géotextile soit efficace il faut qu'il soit prétendu ou bien qu'il présente un fort coefficient de raideur. En effet, la réponse mécanique du matériau géotextile est meilleure lorsque celui travaille déjà en traction.

D'après Hufenusa, R. et al, la résistance à la traction du géosynthétique (aussi bien géotextile que géogrille) à 2% tant dans le sens longitudinal que transversal, devrait être de: $T2\% > 8$ kN/m. [19]

Remarque :

Le géosynthétique de renforcement (géogrilles ou géotextiles) est généralement placé entre la couche de base et la couche de fondation, entre la couche de fondation est la couche de forme ou encore dans la couche de base elle-même. (Guilbaud, 2011)

9- CONCLUSION :

Ces dernières années, l'utilisation des géosynthétiques en Génie Civil a connu un développement considérable, grâce surtout à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi relativement facile, permettant un domaine d'utilisation large et varié. A la multicité des produits géotextiles qui sont proposés par les producteurs correspond une multicité de techniques d'utilisation où le géotextile remplit plusieurs rôles à la fois.

Dans ce chapitre, nous avons parlé d'une manière générale sur les produits géosynthétiques, et nous avons basé sur les géotextiles et ses types, ses caractéristiques, ainsi que ses multi fonctions.

CHAPITRE 05 :

**ETUDE DES DEUX CAS DE GLISSEMENT RN35
AU PK 18+500 ET RN101 AU PK 24+000**

CHAPITRE 05 : ETUDE DES DEUX CAS DE GLISSEMENT RN35 AU PK 18+500 ET RN 101 AU PK 24+000

1) Introduction :

Dans ce présent chapitre nous nous intéressons d'analyser les différentes données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) qui permet d'appréhender les problèmes et les causes de glissement qui se posent lors de l'étude d'un projet de construction et trouve des solutions, dans ce cadre des études de glissements de terrain, nous avons utilisé le résultat des travaux de reconnaissance géologiques et les caractéristiques géotechniques, les formations géologiques, et les états des couches de sol sur la première point qui situé dans le dédoublement de RN35 au PK18+500, et la deuxième point PK 24+000 qui se trouve sur la route nationale RN101 les deux points dans la wilaya d'Ain Témouchent.

2) Glissement au RN35 au PK18+500 Ain Tolba – Ain Temouchent



Figure 79 : Localisation du projet sur le réseau routier de la RN 35

2-1) Description du site :

➤ Contexte Géographique et topographique :

La région d'Ain Témouchent se situe dans l'Ouest algérien. Cette région est bien délimitée vers le Sud par les reliefs des Monts de Tlemcen et de leurs prolongements. Elle comprend un certain nombre de massifs montagneux.

Le glissement de terrain, survenu au PK 18+500 situé dans le dédoublement de RN35 à l'approche de la commune D'AIN TOLBA dans la wilaya d'Ain Témouchent, l'altitude par rapport au niveau de la mer entre 210 et 232 m d'après l'analyse des M.N.T (Model Numérique de Terrain) et les D.E.M (Digital Élévation Model) et les coordonnées UTM du site de glissement sont:

- X: 655280.96 m NGA.
- Y: 3899872.61 m NGA.

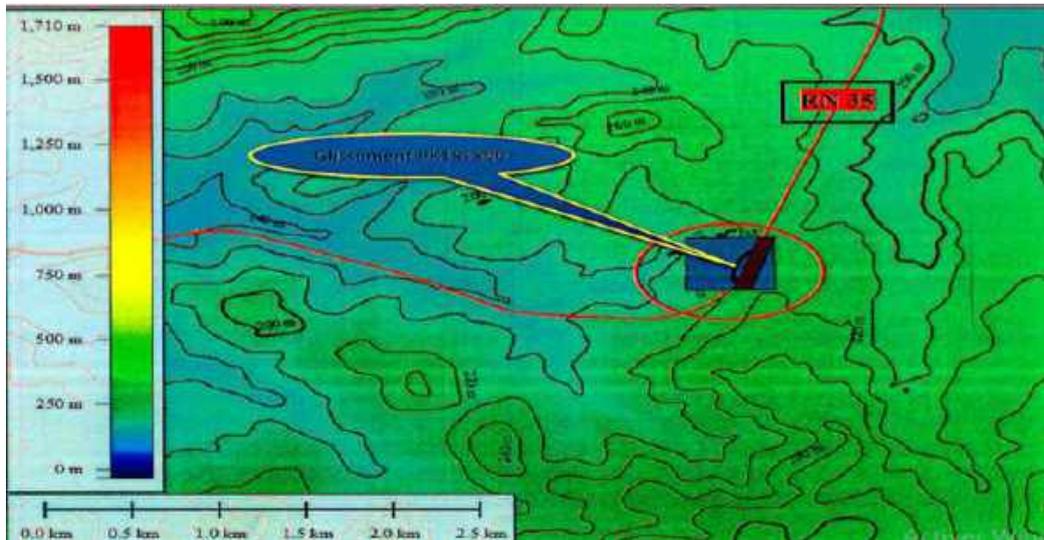


Figure 80: schéma morphologique de glissement selon MNT

➤ Contexte Géologique :

La carte géologique de la région d'étude, a montré l'existence de trois unités lithologiques sur le site étudié:

- Argiles limoneuses encroutées.
- Remblais récent.
- Argiles marneuses et marnes argileuses verdâtres



Figure 81: Marne argileux RN 35 PK 18+500

➤ **Contexte sismique de la région**

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain comme le glissement de terrain.

Les règles parasismiques Algériennes, RPA99 (CGS, 2003), dans son volet la carte de zonage sismique, fournissent des accélérations de zonage estimées au rocher. Les différents types de sols sont pris en charge à travers des spectres de réponse normalisés.

Le règlement parasismique algérien élaboré en 1983 (R.P.A. 83) après le séisme d'El Asnam survenu en Octobre 1980, révisé en 2003 après le séisme de Boumerdes (RPA 99/ version 2003) divise le territoire Algérien en cinq régions sismiques :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II a et II b : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée. (RPA99/VERSION 2003)



Figure 82 : degré des zones sismique (règles parasismiques Algérienne version 2003).

D'après la carte de zonage sismique ci-dessus, on estime que la région d'Ain Témouchent à la Zone IIa

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courants ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance. (RPA99/VERSION 2003)

Les coefficients d'accélération (A) à prendre en considération dans les calculs selon le type de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 12: les valeurs de coefficient d'accélération. ' RPA99/ VERSION 2003)

GROUPE	ZONE			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

le coefficient d'accélération à prendre en compte est $A = 0.15$ d'après le tableau avec :

1- $k_h = 0.5 A$ (%g) = forces horizontales;

2- $k_v = \pm 0,3 k_h$ = forces verticales

➤ Contexte climatologique

Bien que de nombreux glissements de terrains dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes, ayant suivies des températures estivales élevées.

Le climat d'Ain Témouchent est dit tempéré chaud. Ain Témouchent affiche une température annuelle moyenne de 17.4 °C. Sur l'année, la précipitation moyenne est de 485 mm. Une différence de 73 mm est enregistrée entre le mois le plus sec et le mois le plus humide. 14.9 °C de variation sont affichés sur l'ensemble de l'année. Aout est le mois le plus chaud de l'année. La température moyenne est de 25.7 °C à cette période. la température moyenne est de 10.8 °C au mois de Janvier, Une différence de 73 mm est enregistrée entre le mois le plus sec et le mois le plus humide. 14.9 °C de variation sont affichés sur l'ensemble de l'année.

➤ Contexte géomorphologie et hydrologie du site :

La route nationale RN35 traverse une zone vallonnée en profil mixte déblai-remblai, le venue d'eau sur le bas du versant en remblais de la route proviennent des bancs d'encroutement recouverts par la masse argileuse en mouvement. La carte topographique (figure 4.3) montre que la zone de glissement présente une morphologie contrastée avec des altitudes extrêmes de

- 210 m au Coté amant de la route.
- 190 m au Coté aval de la route.

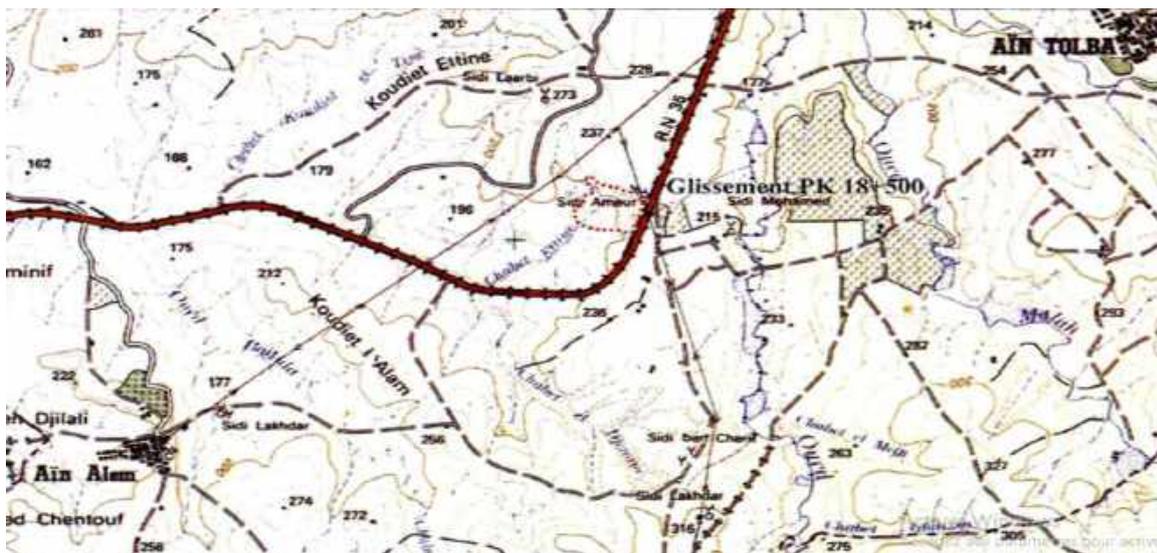


Figure 83: localisation géographique du glissement (Extrait de la carte topographique de REMCHI à 1/50000eme

2-2) SIGNES ET DESCRIPTION DU GLISSEMENT

- Un arrachement déclenche au pied de la route de la RN 35 -PK 18+500; elle s'étend sur une longueur de plus de 100 m en demi chaussée de la route. Un point d'eau apparu au pied de remblai sur le site montre que le régime hydraulique est directement lié aux précipitations,
- Décrochement et effondrement du remblai de la route dans la demi-chaussée.
- Imbibition et saturation de terrain de l'emprise de la nouvelle route, à la suite des pluies abondantes et .permanentes de la saison d'été



Figure 84: point de l'eau apparue au pied de remblai



Figure 85 : Exemples d'affaissement en escalier à l'aval de l'arrachement principal.

2-3) Reconnaissance du sol :

2-3-1) Essais géotechniques :

La mécanique des sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité. A partir d'essais de laboratoire et in situ de plus en plus perfectionnés, la mécanique des sols fournit aux constructeurs les données nécessaires pour étudier les ouvrages de génie civil et assurer leur stabilité

- **Etude de laboratoire :**

La réalisation des essais géotechniques au laboratoire permet d'identifier et de connaître la nature, la composition et la répartition des grains de différentes tailles qui compose le sol, pour cela il faut déterminer les paramètres de nature et les paramètres d'état. Les paramètres de nature indiquent les caractéristiques intrinsèques du sol. Ils ne varient pas au cours du temps (poids volumique des grains solides, granularité, argilosité, limites d'Atterberg, teneur en matières organiques, ...etc.).

Les paramètres d'état sont en fonction de l'état du sol et caractérisent le comportement du sol sous l'effet d'un chargement donné (teneur en eau, indice des vides, porosité, équivalent de sable,...etc.).

Les essais au laboratoire pour étudier les propriétés physique et mécanique, comme suit :

1. Teneur en eau ;
2. Analyse granulométrique ;
3. L'équivalent de sable ;
4. Essai oedométrique ;
5. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

Tableau 13 : La synthèse des résultats des essais en laboratoire est présentée dans un tableau récapitulatif donné ci-dessous pour RN 35 PK 18+500 (CTTP)

Soundage	Profondeur	Analyse granulométrique et sédimentométrie		essais de plasticité.		La densité, le degré de saturation et la teneur en eau				Cisaillement Rectiligne			
		<80 µm	<2mm	VBS	IP(%)	γ_d (t/m ³)	γ_w (t/m ³)	Wn (%)	Sr (%)	ϕ_p'	Cp (bar)	ϕ_r'	Cr (bar)
SC01	11.00- 11.50	62.80 %	36.59 %	/	30	1.78	2.09	17.49	94.83	26.79	0.7775	29.03	0.3361
	13.70 - 14.10	99.59 %	0.34%	4.29	/	1.47	1.93	31.00	102	16.04	0.9609	8.8	0.1137
	18.00 - 19.00	99.25%	0.59%	6.6	/	1.55	1.98	27.83	104	11.33	0.7731	10.34	0.4702
SC02	2.50 - 3.10	98.53 %	1.25%	6	/	1.57	2.00	27.43	106	20.08	0.6587	14.57	0.404
	5.00 - 6.50	91.96%	4.36%	5.73	/	1.52	1.97	29.33	104	8.51	1.051	8.81	0.857
	13.60 - 14.00	99.08 %	0.02%	7.83	/	1.60	2.00	24.90	100	57.89	0.5789	14.98	0.017

Interprétation des résultats de tableau pour RN 35 au PK 18+500 :

sondage	Profondeur	Les résultats observe
SC01	11.00- 11.50	C'est un argile fin a tendance sableuse, plastique , dense et saturée Et pour le résultat de cisaillement est un sol faibles à moyenne frottement et faible cohésion à très cohérent
	13.70 - 14.10	C'est Sol fin faiblement sableuse , limoneux moyennement plastiques à sols argileux Peu dense et très saturée et pour le résultat de cisaillement est un sol faibles à moyenne frottement et faible cohésion à très cohérent
	18.00 – 19.00	C'est Sol fin faiblement sableuse , limoneux moyennement plastiques à sols argileux Peu dense et très saturée et pour le résultat de cisaillement est un sol faibles à moyenne frottement et faible cohésion à très cohérent
SC01	2.50 – 3.10	C'est Sol fin faiblement sableuse , limoneux moyennement plastiques à sols argileux Peu dense et très saturée et pour le résultat de cisaillement est un sol faibles à moyenne frottement et faible cohésion à très cohérent
	5.00 – 6.50	C'est Sol fin faiblement sableuse , limoneux moyennement plastiques à sols argileux Peu dense et très saturée et pour le résultat de cisaillement est un sol faibles à moyenne frottement et faible cohésion à très cohérent

Tableau 14 : interprétation des résultats des essais RN 35

- Essais in situ :

Sondages carottés

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier. Le mode d'enfoncement du carottier dans le sol peut se faire soit par poinçonnement (battage ou pression) soit par rotation, le fluide de forage peut être de l'air, de l'eau ou de la boue.

Les échantillons de sol appelés carottes, sont présentés dans des caisses précisant leurs identités, notamment la profondeur à laquelle ils ont été prélevés.

Les échantillons non remaniés et remaniés destinés aux essais de laboratoire, sont immédiatement conditionnés de manière à préserver leur intégrité y compris pendant le transport.



Figure 86 : les échantillons des sols carotte

Les résultats d'essais au pénétromètre Pour le glissement au PK 18+500 elle se resume dans le tableau suivant :

Essais N°	Refus (m)	La Cote par rapport à la surface du sol (m)	R _p Min (BAR)	R _p Max (BAR)
PDL 01	13.0 m	0.00 -2.5.	14	36
		2.50 - 6.2	22	38
		6.2 - 11.2	26	64
		11.2-13.0	40	76
PDL 02	13.2 m	00-2.7	08	16
		2.7-6.4	12	36
		6.4-11.6	24	58
		11.6-13.2	56	70

Tableau 15 : résultat essai pénétromètre (CTTP)

2) L'essai pressiométrique :

L'essai pressiométrique de type Ménard (norme NF P 94-110), il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage soigneusement calibré à une profondeur donnée. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée selon un programme imposé.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumiques du sol en fonction de la contrainte appliquée.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites dans la courbe :

1. Le module pressiométrique EM qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
2. La pression limite Pl qui caractérise la résistance de rupture de sol ;
3. La pression de fluage Pf qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Tableau 16 : Les résultats pressiométrique Pour le glissement au PK 18+500

EssaisN°	Nature Lithologie	Profondeur (m)	PI* Moyenne (MPa)	Em Moyenne (Mpa)
SP 01	Remblais.	00-2.0	0.419	7.29
	Argiles limoneuses	2.0-3.2	0.54	8.97
	Argiles marneuses	3.2-20	1.10	32.34

2-4) ANALYSE DES CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT

- Conception de la route de dédoublement de la RN 35 sur le remblai d'ancienne route et sur un ravin incliné et instable.
- La nature géologique du matériau en place argile de faible portance et de grande épaisseur; englobé dans des passages des 'encroutement.
- Absence d'un système de drainage efficaces aux accotements de chaussées, le fossé du versant en déblai déborde en période pluviale faute d'entretien;
- Obstruction de la buse et l'absence de fossé de drainage au niveau de la chaussée ayant accentué et approfondi les désordres et l'apparition de glissement
- La différence du pourcentage de la pente du terrain et la largeur de l'axe de la route qui est très élevée.
- Un manque des bords de la chaussée sur les deux côtés.
- Un sol support sous le remblai de la route de très faible portance.
- Augmentation des forces motrices due à la mauvaise installation du gabion supérieur, justifiée par l'affaissement, et le Poinçonnement de ce dernier



Figure 87 : terrain en pente sur le côté amont RN35



Figure 88 : Drainage endommagé



Figure 89 : Gabion non-intacte.

3) Les Solution propose s :

- Drainage des eaux venant de la piste pour le côté aval en créant un avaloir reliant la partie aval avec l'avaloir du terrain plein central par une conduite, pour évacuer les eaux vers le ravin de la partie amont



Figure 90 : Localisation du point de glissement à partir de Google Earth

. Légende :

→ : Pression interstitielle.

■ : L'eau stagnée.

□ : Avaloire



- Remplacer l'ancien remblai par un sol drainant
- Drainage et excavation des deux parties amont, et aval.
- On réalise un caniveau dans la partie amont toute en reliant avec le dalot pour l'évacuation des eaux de ruissèlements afin d'évité les stagnations et les infiltrations dans le sol et l'augmentation des forces motrices.
- La gestion des eaux de surface dans la partie aval

On décape toute la partie déformée à 60 cm de profondeur, et on la refait avec un bon compactage :

- ✓ 1ère couche : système de drainage en PVC perforé de diamètre 90 mm sur une tranchée de géotextile avec 20 cm de gravier diamètre (15*25).
- ✓ 2ème couche : réalisation d'une couche de stérile de 20 cm bien compactée.

- ✓ 3^{ème} couche : réalisation d'une couche de tuf de 20 cm bien compactée.
- ✓ 4^{ème} couche : réalisation de la couche de roulement de 7cm de bitume.

(Boukhatem et Hamelate, 2016).

4) Glissement au RN101 au PK24+000 H'maina à Ain Témouchent

4-1) Localisation du projet :



Figure 91 : Localisation géographique du site de Glissement au PK 24. (Google Maps)

4-2) Description du site :

- **Contexte Géographique**

Le glissement de terrain, survenu au PK 24+000 se situe dans la commune de BERKECHE dans la wilaya d'Ain Témouchent sur la route nationale RN101.

Les coordonnées géographiques du glissement N°1 (PK 24) sont les suivantes :

- Altitude : 1050m.
- Latitude : 35°12'5.08''N.

Longitude : 0°56'58.68''O.

- **Contexte Géologique :**

D'après la carte géologique de la région d'étude, on estime que le site est composé comme suit :

- Un oligocène marin. (CTTP, 2014)

- Une formation marneuse ou/et une formation calcaire-dolomitique d'âge Crétacé
- moyen (marin ou lagunaire).
- Un trias marin lagunaire



Figure 92 : Vue générale sur la morphologie du site (glissement N°2 au PK 24+000). (CTTP, 2014)

- **Contexte géomorphologie et hydrologie du site :**

Le mouvement de sol qui s'agit d'un glissement de type circulaire ayant affecté les talus qui supportent la RN101. Le talus affecté comprend la chaussée, son corps et les autres talus lui en supportant. (CTTP, 2014), il y a de présence d'une nappe phréatique à une profondeur d'environ 3 mètre indiqué par le piézomètre. (CTTP, 2014)



Figure 93 : La présence d'eau. (CTTP, 2014)

4-3) SIGNES ET DESCRIPTION DU GLISSEMENT

Le glissement qui existe de type circulaire, ayant affecté le remblai de la route et une partie du sol support.

- La pente du terrain naturel du côté amont et côté aval de la route est assez faible (environs 10%).
- Les fissures qui représentent l'affaissement observées au niveau du côté amont et côté aval de la route. (CTTP, 2014)
- Les signes apparents du glissement sont retrouvés au niveau du bord de la chaussée par un départ partiel de la chaussée. (CTTP, 2014)
- Une morphologie moutonnée et perturbée avec de nombreuses fissures de traction et d'escarpement s'étendant sur une grande surface



Figure 94 : Fissures d'affaissement visible sur le remblai du côté amont. (CTTP, 2014)



Figure 95 : Fissures d'affaissement visible sur le remblai du côté aval (Glissement au PK 24+000). (CTTP, 2014)



Figure 96 : Zone de fluage au niveau du talus aval de la chaussée (Glissement au PK 24+000). (CTTP, 2014)



Figure 97 : Figure 72:Les signes visibles du glissement au PK 25+000. (CTTP, 2014)

- **Etude de laboratoire :**

Dans le tableau suivant on a défini les résultats des essais en laboratoire du sol de site à étudier de RN 101 au PK 24+000.

sondage	Prof (m)	W %	γ_h g/cm ³	γ_d g/cm ³	Sr %	Limites d'Atterberg				Cisaillement a la boite		Analyse chimique			
						W _L %	W _P %	I _P %	I _C %	ϕ°	Cu Kg/cm ²	CaCO ₃ %	SO ₄ ⁻² %	Cl ⁻ %	Matières organiques
SC01	10 - 10.4	17	21.5	1.84	98	47.23	21.37	25.86	/	17.43	0.77	29.52	Néant	0.71	1.66
	17 - 17.5	23.5	20.2	1.63	97	53.23	26.53	26.7	/ /	/	/	42.64	Néant	0.78	1.48
SC02	10 - 10.2	28.3	19.2	1.5	95	43.42	20.37	23.05	/ /	/	/	32.8	Néant	0.67	2.1
	14 - 14.5	/	/	/	/	54.23	27.97	26.26	/ /	/	/	37.72	Néant	0.85	0.89

Tableau 17 : les résultats des essais en laboratoire. (LHCO, 2014)

4-4) Interprétation des résultats de tableau :

*) A partir de résultat d'analyse granulométrique qui donne un pourcentage de passants au tamis 2 mm entre 90% et 100%, des passants à 80 μ m compris entre 85% et 100%, et les inférieurs à 2 μ m compris entre 8% et 10%. Ces résultats montrent que le sol de classe des sols très fins argileux selon la norme (Norme NF P 94-056 et NF P 94-057)

*) Les résultats des limites d'atterberg réalisés sur la fraction des inférieurs à 400 μ m, ont donné des indices de plasticités « IP » variables entre 23.05% et 26.7% et des limites de liquidités entre 43.42% et 54.23%. Selon la norme NF P 94-011, les valeurs de plasticités « IP » obtenu montrent que le sol est peu plastique à plastique. (Norme NF P 94-011)

*) Les valeurs de la densité sèche « γ_d » obtenus varient entre 1.50 g/cm³ et 1.84 g/cm³, traduisant un sol dans un état très dense pour le sondage 1 à peu dense pour le sondage 2. (CTTP, 2014)

*) Les valeurs de la teneur en eau (W_{nat}) mesurée varient entre 17.0% et 28.3 %, les degrés de saturation (S_r) correspondant varient entre 95% et 98%, ce qui indique que le sol est humide, dans un état saturé à proche de la saturation. (CTTP, 2014)

La résistance au cisaillement à court terme a été déterminée par des essais de type consolidés non drainés (CU), mesuré à la boîte de Casagrande, les résultats obtenus sont :

- Une cohésion non drainée « CU » égal à 0.77 bars.
- Un angle de frottement « ϕ_U » égal à 17.43°.

Ces résultats montrent que le sol est frottent, faiblement à moyennement consistant en surface et très consistant en profondeur. (Norme NF P 94-071-1)

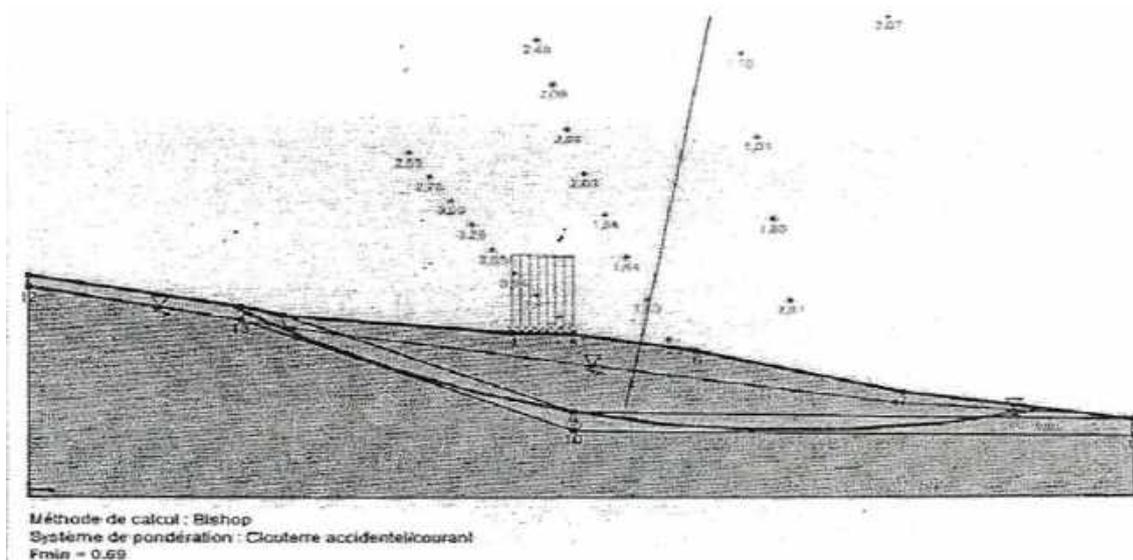


Figure 98 : cercle de glissement PK 24. (CTTP, 2014)

• **Les essais in situ :**

L'implantation des essais in-situ réalisés est donnée sur la figure, ci-dessous

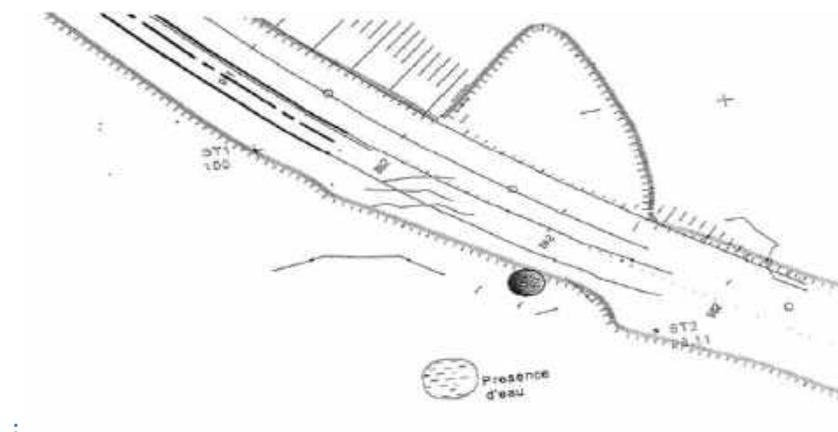


Figure 99 : Plan d'implantation des essais in-situ du glissement au PK 24+000. (CTTP, 2014)

✓ **Sondages carottés :**

Soundage	Profondeur	Resultat
SC 01	0.0 - 8.5	Remblai.
	8.5 - 20	Argile verdâtre à jaunâtre. (LHCO, 2014)
SC 02	0.0 - 8.5	Remblai.
	8.5 - 20	• Argile verdâtre à jaunâtre. (LHCO, 2014)

Tableau 18 : résultat d'essai sondage carotté pour RN 101 au pk 24+000 (CTTP 2014)

✓ **Niveau de la nappe d'eau :**

Le niveau de la nappe d'eau a été rencontré dans les sondages réalisés à une profondeur de 3m. (LHCO, 2014)

L'analyse des carottes des sondages réalisés a permis l'établissement des logs géologique montrant la lithologie des terrains traversés en profondeurs ainsi que leurs épaisseurs

✓ **Les résultats d'essais au pénétromètre dynamique :**

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe (R_d) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches de sous-sol. (CTTP, 2014)

La résistance du sol, à partir de la formule suivante (formule des Hollandais) :

$$R_d = \frac{M^2 H}{A e (M+P)}$$

Avec :

M= masse du mouton.

H= hauteur de chute du mouton.

e=refus (pénétration moyenne par coup).

A=section de la pointe du pénétromètre dynamique.

P =poids de tiges.

*) Les valeurs de résistance de pointe R_d enregistrées à partir de la surface au niveau de la majorité des pénétromètres réalisés, présentent des résistances de pointe très faibles (inférieurs à 60bars) en particulier au niveau des pénétromètres P01 (entre 1.0m-6.0m), P02 (entre 1.0m-9.20m), P03 entre (1.0m-9.0m), P04 (entre 1.0m-9.0m)

*) Les valeurs faibles ont été enregistrés aussi bien au niveau du sol support qu'au niveau du remblai de la chaussée, ce qui montre que le sol support est de faible portance.

Les faibles valeurs de résistances enregistrées au niveau du remblai montrent que le remblai est de faible compacité et de mauvaise qualité (mal compacté ou de mauvaise nature). (CTTP, 2014)

4-5) CAUSES PROBABLES DU GLISSEMENT :

Les causes probables des désordres enregistrés dans ce site est la présence d'un cours d'eau au côté aval sans protection et l'absence d'un système de drainage adéquat pour les eaux superficielles et d'infiltrations, ce qui cause une infiltration des eaux dans le remblai et le sol support

4-6) LES SOLUTIONS PROPOSEES :

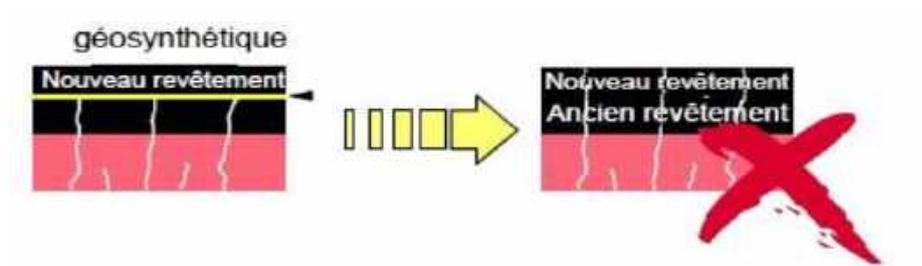
- la conception d'un système de drainage adéquat est plus qu'une nécessité, avec un confortement au côté aval du remblai. (CTTP, 2014)
- clouage par pieux
- mur de soutènement fondé sur pieux + un gabionnage
- Un système de renforcement par peu-sol dans les deux cotés aval et amont d'hauteur plus que la hauteur du remblai.
- Faire des palplanches de 15 mètres d'hauteur injecté dans le côté aval.
- Faire un axe de changement des d'eaux de ruissèlement par un système de drainage.
- D'après les résultats des essais chimiques en remarque qu'on peut faire un système de végétation sur le talus.
- remblai renforcé par des nappes de géotextiles

- ✚ Dans notre mémoire nous s'intéresse à la dernière solution qui est l'utilisation des nappes de géotextile entre les couches constructives de la chaussée pour renforcer la partie du sol traité

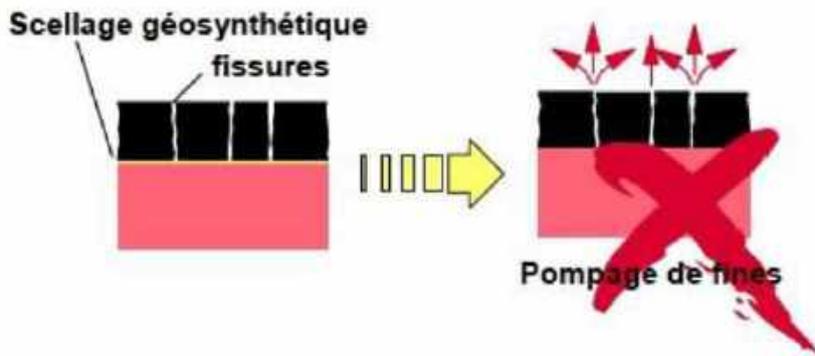
5) Application des géotextiles dans les travaux routiers :

Dans ce sens, les géotextiles peuvent être efficacement utilisés pour :

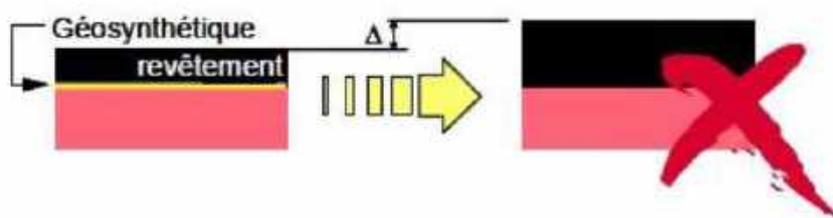
- Réduire ou éviter la remontée des fissures :



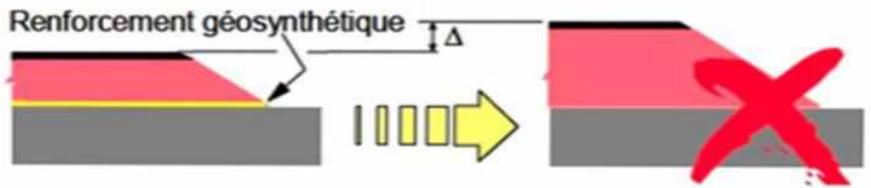
- Fonctionner comme barrière pour éviter le pompage des fines du sol,



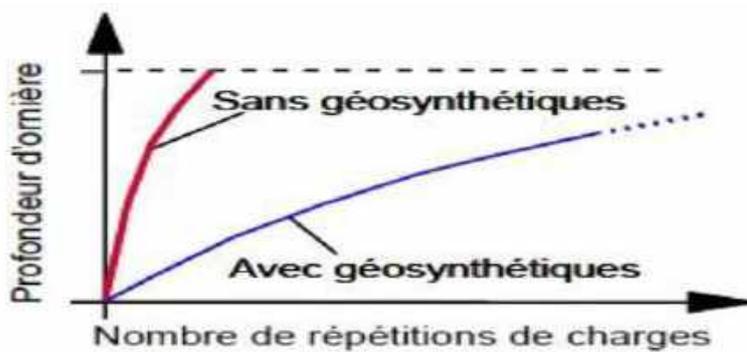
- Réduire l'épaisseur du revêtement bitumineux



- Réduire l'épaisseur de la chaussée.



- Augmenter la durée de vie de la chaussée



L'efficacité des géotextiles comme renforcement de chaussées peut être estimée par le facteur d'Efficacité (E).

$$E = \frac{N_r}{N_u}$$

Ou :

- ❖ N_r = Nombre de répétitions de charge nécessaires pour la rupture de la chaussée renforcée.
- N_u = Nombre répétitions de charge nécessaires pour la rupture de la chaussée non renforcée.

Les données disponibles dans la littérature donnent des valeurs de E pouvant atteindre 16, ce qui démontre que des augmentations considérables de la durée de vie de la chaussée peuvent être atteintes par l'utilisation de géosynthétiques en renforcement ou séparation. Des observations de terrain et des résultats de recherche confirment les améliorations de la performance des chaussées en lien avec l'utilisation des géosynthétiques.



Figure 100 : endommagements sur une chaussée



Figure 101 : géotextile dans la
chaussée conventionnelle

6) Modélisation par le programme GEOSTUDIO :

Pour mieux étudier le comportement de nos tronçons routiers vis-à-vis du risque de glissement, des analyses statiques ont été élaborées pour examiner le coefficient de sécurité. En prenant en compte l'influence du renforcement par bandes de géotextiles sur la stabilité de l'ensemble et l'influence des espacements entre les bandes de géotextiles sur le coefficient de sécurité.

Remarque :

Le coefficient de sécurité F_s doit vérifier la condition suivante : $F_s > 1,5$

La RN 35 PK 18+500 AIN TOLBA – AIN TEMOUCHENT :

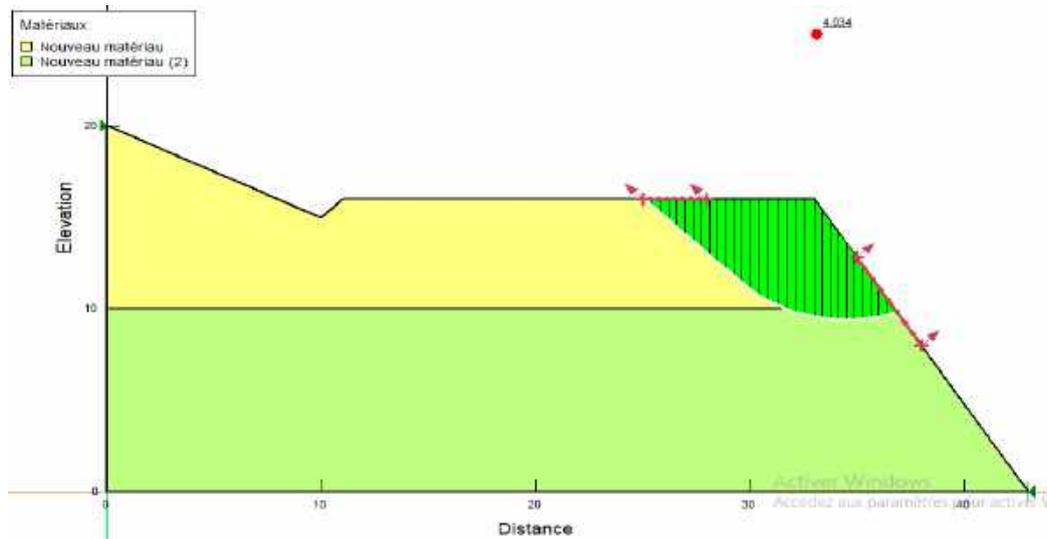
Premier cas : avant le renforcement

La première analyse a été faite sur notre modèle sans renforcement par bande de géotextile, l'analyse se fait par plusieurs méthodes les résultats obtenus sont illustrés sur les figures qui suivent :

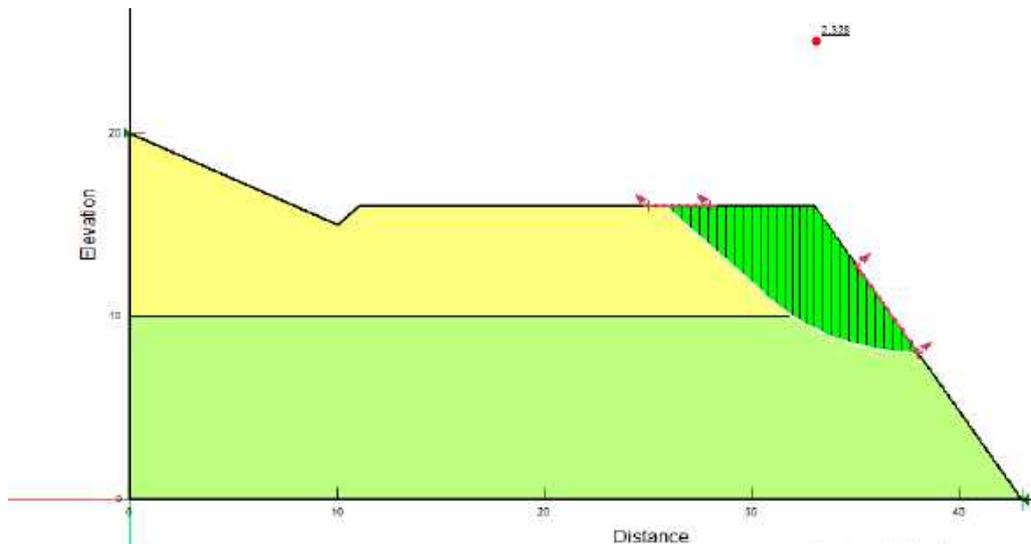
Sans pression interstitielle :

La couche de sol :			La méthode de calcul :	Coefficient de sécurité :
1 ^{ère} couche	C' [kPa]	C'1= 85,49	Morgentern-price	Fs= 4,034
		$\varphi'1= 14,30$	Spencer	Fs= 3,526
2 ^{ème} couche	$\varphi' [^\circ]$	C'2= 77,53	Bishop	Fs= 3,151
			Janbu	Fs= 3,302
		$\varphi'2= 19,06$	Ordinaire	Fs= 3,340
1 ^{ère} couche	Cr [kPa]	Cr1= 63,05	Morgentern-price	Fs= 2,498
		$\varphi r1= 11,69$	Spencer	Fs= 2,504
2 ^{ème} couche	$\varphi r [^\circ]$	Cr2= 40,32	Bishop	Fs= 2,174
			Janbu	Fs= 2,326
		$\varphi r2= 19,69$	Ordinaire	Fs= 2,328

- Analyse par les paramètres de cisaillement C' et φ' par la méthode de Morgenstern-Price



- Analyse par les paramètres de cisaillement résiduelles C_r et φ_r par la méthode de Morgenstern-Price



Interprétation des résultats :

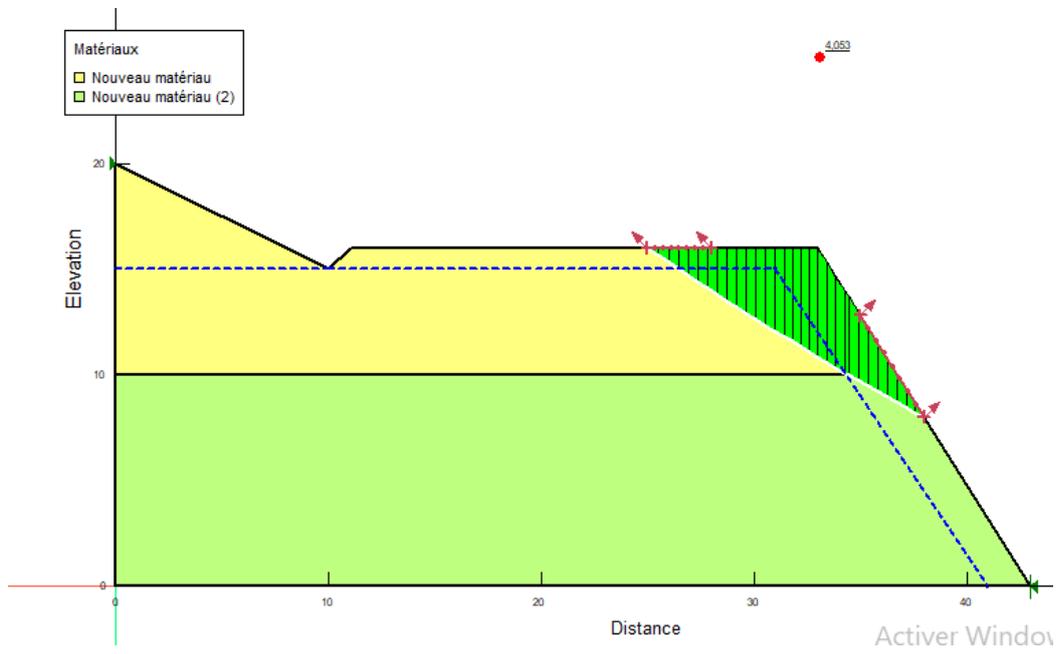
D'après le tableau ci-dessus qui montre les résultats d'analyse par geoslope de notre site avec l'absence d'eau, on remarque que le coefficient de sécurité est important pour les paramètres de cisaillement à long terme par rapport au paramètre de cisaillement résiduel

Et concernant la comparaison entre les méthodes de calcul on remarque que le coefficient de sécurité est toujours major dans la méthode Morgenstern-price et minimum dans la méthode de bishop

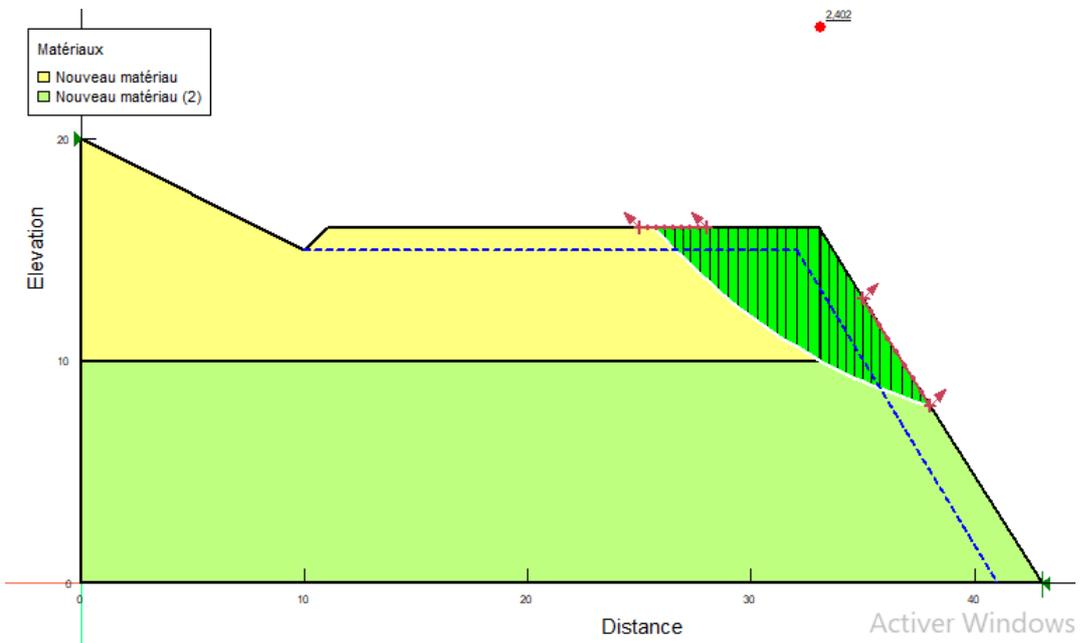
Avec la pression interstitielle :

La couche de sol			La méthode de calcul	Le coefficient de sécurité
1ere couche	C' [kpa]	C'1 = 85,49 φ' 1 = 14,30	Morgenstern-Price	Fs= 4,053
			Spencer	Fs= 3,574
			Bishop	Fs= 3,057
2eme couches	φ' [°]	C'2 = 77,53 φ' 2 = 19,06	Janbu	Fs= 3,192
			Ordinaire	Fs= 3,358
1ere couche	Cr [kpa]	Cr1 = 63,05 φ r1 = 11,69	Morgenstern-Price	Fs= 2,402
			Spencer	Fs= 2,335
			Bishop	Fs= 2,060
2eme couches	φ r [°]	Cr2 = 40,32 φ r2 = 19,69	Janbu	Fs= 2,200
			Ordinaire	Fs= 2,308

- Analyse par les paramètres de cisailment C' et φ' par la méthode de Morgenstern



- Analyse par les paramètres de glissement résiduelles C_r et φ_r par la méthode de Morgenstern



Interprétation des résultats

D'après le tableau ci-dessus qui montre les résultats d'analyse par Geoslope de notre site avec la présence d'eau, on remarque que le coefficient de sécurité est important pour les paramètres de cisaillement à long terme par rapport au paramètre de cisaillement résiduel

Et concernant la comparaison entre les méthodes de calcul on remarque que le coefficient de sécurité est toujours major dans la méthode Morgentern-price et minimum dans la méthode de bishop

Comparaison entre les résultats des tableaux :

D'après l'interprétation des deux tableaux, le coefficient de sécurité est supérieur dans les résultats d'absence d'eau pour les paramètres de cisaillement à long terme

Pour les paramètres résiduels on voit que le coefficient de sécurité est major dans les résultats de l'absence d'eau.

Remarque importante :

Les résultats donnés par logiciel Geoslope montrent que le coefficient de sécurité F_s est toujours supérieur à 1,5 ($F > 1,5$)

Cette valeur explique que les causes des désordres dans ce site ne sont pas les glissements des terrains, c'est la poussée des eaux venant de la piste de côté aval.



7) CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons étudié deux cas de glissement situés à la wilaya d'Ain Temouchent sur la route RN35 au PK 18+500 et RN 101 au PK 24+000. Les informations disponibles sur la région montrent que les dégradations (fissures) remarquées sur la route sont causées par la présence d'eau en ruissellement sans présence de dispositifs adaptés au drainage, combinée avec la morphologie et peut-être les caractéristiques des formations de sol de faible portance. L'objectif de cette étude est de confirmer avec précision d'entreprendre l'étude des solutions convenables et de concevoir un système de confortement plus adéquat en vue d'une meilleure stabilisation du site.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

L'étude des routes commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisées in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, qui permettent de déterminer la surface de rupture.

Cette mémoire s'inscrit dans le cadre général l'étude de la stabilité d'un glissement de terrain à partir de renforcement du sol sous une chaussée au niveau de deux points RN35 au PK 18+500 et RN101 au PK 24+000

En ce qui concerne la méthodologie suivie dans ce travail était de faire une étude géologique et hydrologique du site pour déterminer la cause essentielle de ce glissement, cette analyse fait par un calcul numérique à l'aide du logiciel Géoslope 2018 montre que les couches en surface sont composés par des remblais d'une hauteur importante, et affecté essentiellement par les nappes d'eau, et les réseaux d'écoulement à proximité ,d'après les résultats d'analyse par Géoslope sur le cas de la RN 35 PK18 + 500 nous avons extraits que les causes des désordres dans ce site ne sont pas les glissements des terrains, c'est la poussée des eaux venant de la piste de côté aval.

Ces résultats nous permettent d'aborde de confirmer la possibilité de renforcement par le géotextiles , ce choix reste le plus approprié à notre avis, du fait qu'il est envisagé pour le renforcement des sols compressibles saturés, ainsi qu'elle est économique et d'une exécution rapide et satisfaisante à notre projet, comparativement à d'autres techniques de renforcement comme les colonnes ballastées qui est très couteuse.

REFERERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LES REFFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[1] : LEFRIKI SOUAD, 2015, EFFET DE LA VARIATION DE LA COHESION SUR LE COMPORTEMENT DES PENTES. MEMOIRE DE MASTER, UNIVERSITE

[2] : OLIVIER MAQUAIRE 2002. ALEA GEOMORPHOLOGIQUE (MOUVEMENT DE TERRAIN), MEMOIRE DE RECHERCHE.

[3] : GROUPE D'ETUDE DES TALUS. LES GLISSEMENTS DE TALUS ROUTIERS, ETUDE DES DESORDRES OBSERVES ENTRE 1963-1967. (DECEMBRE 1968).

[4] : KENTOURI NABIL ET MAAFAMOHAND SAÏD (2015/2016), ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN MEMOIRE MASTER 2 OPTION GEOTECHNIQUE UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA BEJAIA

[5] : ACHIR FARIDA ET MEDJOU DJ MALIZA (2016,2017), ETUDE GEOTECHNIQUE D'UN TRONÇON DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE BEJAIA A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'AHNIF DE PK 35+000 AU PK 36+000 UNIVERSITE BEJAIA

[6] : BERTHOURNIEURS J.J, 2012 APPLICATION AU GLISSEMENT DE

[7] : J.L ZEZERE.2009, EVALUTION ET CARTOGRAPHIE DU RISQUE GLISSEMENT DE TERRAIN D'UNE ZONE SITUEE AU NORD DE LISBONNE. MEMOIRE DE MASTER.

[8] : AMRIOU ASMA. AISSA SAMIRA. 2019, ANALYSE ET EXPERTISE DES DEUX CAS DE GLISSEMENT DE TERRAIN A AIN TEMOUCHENT » MEMOIRE MASTER 2 UNIVERSITE AIN TEMOUCHENT DEPARTEMENT GENIE CIVIL

[9] : GABRIELA DAN. 2007, PROCESSUS GRAVITAIRES ET EVALUATION DE LA STABILITE DES PENTES APPROCHES GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE. APPLICATION A LA MARGE ALGERIENNE ET A L'EFFONDREMENT DE L'AEROPORT DE NICE EN 1979. THESE DOCTORAT. UNIVERSITE DE BRETAGNE OCCIDENTALE

[10] : YAHLAOUI AHMED ET ZIBANI KHELIFA (2012-2013), ETUDE DE CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN PROFOND RN24 BOULIMAT, BEJAIA UNIVERSITE BEJAIA

[11] : SELLAM MOHAMMED ; HAMMOU TANI ABDERRAHIM ; 2016 ; COMPACTAGE A SEC POUR LES PROJETS ROUTIERS EN ZONES ARIDES ; MEMOIRE DE MASTER ; UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCEN ; DEPARTEMENT GENIE CIVIL.

[12] : DOCTEUR HOUMADI YUCEF ; 2019 ; COMPACTAGE DES SOLS ; COURS ; UNIVERSITE AIN TEMOUCHENT.

[13] : DOCTEUR HOUMADI YUCEF ; 2019 ; AMELIORATIONS DES SOLS (COLONNES BALLASTES) ; COURS ; UNIVERSITE AIN TEMOUCHENT.

[14] : MOURADKARRAY PROFESSEUR DEPARTEMENT GENIE CIVIL ; BERNARD TURCOTTE INGENIEUR M SC A GROUPE SM ET CEGEP DE SHERBROOKE ; ALEXANDRE CABRALEPROF DEPARTEMENT GENIE CIVIL ; 2008 ; DEVELOPPEMENT D'UNE NOUVELLE METHODE POUR LE CONTROLE DE COMPACTAGE ; MEMOIRE DE MAITRISE SCIENCE APPLIQUE ; UNIVERSITE CANADA ; DEPARTEMENT GENIE CIVIL.

[15] : PROFESSEUR BAKKOCHE ABDELMALEK ; 2016 ; MECANIQUE DES SOLS ET INGENIERIE GEOTECHNIQUE ; COMPACTAGE DES SOLS ; COURS ; UNIVERSITE TLEMCEN ; DEPARTEMENT GENIE CIVIL.

[16] : JEAN JACQUES. MAURICE BUFFALO. SPIE BALIGNOLLES ; JOURNEE TECHNIQUE DU 16 MAI 2019 ; CONCEPTION ET CONSTRUCTION DES OUVRAGES EN SOLS FINS ; FRANCE.

[17] : FEDERATION NATIONNALE DES TRAVAUX PUBLICS ; 13 JANVIER 2015 ; PATHOLOGIES ROUTIERES LIEES AUX MALFAÇONS DE COMPACTAGE.

[18] : PROFESSEUR HOUMADI YUCEF ; 2014 ; CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS (COMPACTAGE DES SOLS) ; COURS ; UNIVERSITE AIN TEMOUCHENT.

[19] : DJENNAH RADIA ; 2016 ; GEOSYNTHYTIQUE POUR LA CONSTRUCTION DES ROUTES ET CHAUSSEES « AMELIORATION DE LA COUCHE DE ROULEMENT » ; MEMOIRE DE MASTER ; UNIVERSITE 8 MAI 1945 ; GUELMA ; DEPARTEMENT GENIE CIVIL.

[20] : KHAOUANI ASMA. OTMANI SAMAR ; 2019 ;STABILISATION DES SOLS PAR L'UTILISATION DES GEOSYNTITIQUE ; MEMOIRE DE MASTER ; UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID TLEMCEN ; DEPARTEMENT GENIE CIVIL.

[21] ; AMIDOU SERE ; 1995 ; OUVRAGE RENFORCES PAR GEOTEXTILES CHARGES EN TETE : COMPORTEMENT ET DIMENSIONNEMENT ; THESE DE DOCTORAT ; L'ECOLE NATIONAL DES PONTS ET CHAUSSEES.