

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Voies et ouvrage d'art

Présenté par : ALTI Djamel Eddine et LAFIFI Zakarya et BOULEFTOUR Rabah.

**THEME : STABILITE DES TALUS RENFORCES PAR
GEOGRILLE ENCAPSULE AVEC DE MINCES
COUCHES DE FRAISAT DE BETON BITUMINEUX.**

Sous la direction de : Dr HIMEUR Mohammed

Junin 2016

Remerciements

Nous remercions notre directeur de mémoire Dr HIMEUR Mohammed, tous nos enseignants et nos amis, qui nous ont encouragé à réaliser ce travail.

Nous remercions également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

ملخص

تعتبر مشاكل استقرار المنحدرات , كثيرة المصادفة عند تشييد الطرق والسدود, خصوصا عند تواجد تربة طينية. بالإضافة إلى ذلك, بعض المنحدرات الطبيعية تكون او قد تصبح غير مستقرة.

استجابة لهذه المشكلة, نحن نرى أنه من الممكن منح استقرار للمنحدر بتحسين الخواص الميكانيكية للتربة المكونة له من أجل أكثر صلابة.

هذا التحسن يمكن الحصول عليه, بشكل عام, بإضافة مواد ذات خصائص ميكانيكية أكثر كفاءة إلى التربة المكونة لكتلة المنحدر.

انطلاقا من هذا, فقد اخترنا في هذا العمل. تطبيق تقنية ساندويتش المتمثلة في تعزيز التربة الطينية للمنحدرات ببساط من الجيوجريد ملفوف مع طبقات رقيقة من ردم خرسانة الإسفلت المرسل. ثم التحقق من الصحة باستخدام برنامج "بلاكسيس".

بعد التحليل كانت النتائج قاطعة :

- من ناحية, يؤكد هذا التحليل فاعلية أسلوب ساندويتش لتعزيز المنحدرات التي تتكون من الطين.

- من ناحية أخرى, يبدو أن استخدام ردم خرسانة الإسفلت المرسل لتعزيز المنحدرات التي تتكون من الطين حل واعد ومثير للاهتمام لأنه يعطي معاملات السلامة المقبولة (< 1.5).

Résumé

Les problèmes de stabilité des pentes est fréquemment rencontré dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages ; surtout en présence de terrains argileux. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

En réponse à cette problématique, nous apercevons qu'il est possible d'apporter une stabilité du talus en améliorant les caractéristiques mécaniques du sol qui le constitue.

Cette amélioration peut être obtenue, en générale, par une incrustation dans le massif, d'éléments mécaniquement plus performants que le sol lui-même, donnant à celui-ci une meilleure résistance au cisaillement.

C'est la démarche, pour laquelle nous avons opté dans le présent travail. Il s'agit d'un renforcement des sols argileux par la technique de sandwich qui consiste à étudier la stabilité des talus constitués d'argiles à renforcer avec géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisat de béton bitumineux, puis sa validation par une modélisation à l'aide du logiciel «Plaxis».

L'utilisation du fraisat de béton bitumineux rentre dans une perspective de valorisation d'un matériau de récupération fort abondant dans le domaine des routes.

Les résultats obtenus sont concluants. En effet :

- d'une part, la présente analyse confirme l'efficacité de la technique de sandwich comme procédé de renforcement des Talus constitués d'argile.
- d'autre part, l'utilisation du fraisât de béton bitumineux dans le renforcement des talus de sols argileux paraît une solution prometteuse et intéressante, puisque elle donne des coefficients de sécurité acceptable (>1.5).

Abstract

The problem of stability of the slopes is frequently met in the construction of the roads, the channels, the dams and the stoppings; especially in the presence of argillaceous grounds. Moreover, certain angles of rest are or can become unstable.

In answer to these problems, we see that it is possible to bring a stability of the slope by improving the soil mechanics characteristics which constitutes it. This improvement can be obtained, in general, by an incrustation in the solid mass, of elements mechanically more powerful than the ground itself, giving to this one a better shear strength.

It is the step, which we chose in this work. It is about a reinforcement of the clay soils by the technique of sandwich which consists in studying the stability of the slopes made up of clays to be reinforced with géogridle encapsulated with thin layers of asphaltic concrete fraisat, then its validation by a modeling using the software "Plaxis".

The use of the asphaltic concrete fraisat returns from the point of view of valorization of an extremely abundant material of recovery in the field of the roads. The results obtained are conclusive. Indeed:

- on the one hand, analysis presents it confirms the effectiveness of the technique of sandwich like process of reinforcement of the Slopes made up of clay.
- in addition, the use of milled asphaltic concrete in the reinforcement of the slopes of clay soils appears a promising and interesting solution, since it gives acceptable safety coefficients (>1.5).

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS	
1.1. Introduction :	3
1.2. Définition du modèle élémentaire de sol :	3
1.3. Identification des sols :	6
1.3.1. Paramètres de nature :	6
1.3.2. Paramètres d'état :	13
1.4. Dénomination des sols :	14
1.4.1. Critères principaux :	14
1.4.2. Les qualifications :	16
1.5. Classification des sols :	17
1.5.1. La classification géotechnique des sols des LPC (Ifsttar) :	17
1.5.2. Classification des sols pour l'emploi en remblai :	19
1.6. Conclusion :	21
CHAPITRE II : STABILITE DES TALUS	
2.1. Introduction :	22
2.2. Type de rupture :	22
2.2.1. Ruptures associées aux pentes naturelles :	23
2.2.2. Ruptures associés aux talus artificiels :	23
2.3. Mouvement de terrain :	23
2.4. Les principaux types de mouvements de terrain :	23
2.4.1. Les écroulements ou chute de blocs :	23
2.4.2. Les glissements :	24
2.4.3. Les coulées de boueuses:	26
2.4.4. Le fluage:	27
2.4.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles:	27
2.4.6. Talus en remblais sur sols compressibles:	28
2.4.7. Stabilité sous les soutènements:	28
2.4.8. Diguees et barrages en terre:	28
2.5. Les méthodes d'analyse de la stabilité des talus:	28
2.5.1. Définition du coefficient de sécurité:	29
2.5.2. Méthodes d'équilibre limite:	29

Sommaire

2.5.3. Formes de surface de rupture:	30
2.6. Les différentes techniques de confortement :	34
2.6.1. La modification géométrique :	34
2.6.2. Le drainage :	35
2.6.3. La végétation :	36
2.6.4. Les éléments résistants :	37
2.6.5 Les Geosynthetic :	37
2.7. Conclusion :	38
CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE	
3.1. Introduction :	39
3.2. Définition Des Sols Renforcés :	39
3.3. Améliorer les caractéristiques internes des sols :	39
3.3.1. Le principe :	39
3.3.2. La Terre-Armée :	39
3.3.3. Le freyssissol :	40
3.3.4. Le texsol :	40
3.3.5. Le Terratrel :	41
3.3.6. Le Pneusol :	41
3.3.7. Le cloutage :	41
3.3.8. Renforcement par Géosynthétiques :	42
3.4. Renforcement des sols par inclusion flexibles :	43
3.4.1. Les géotextiles :	43
3.4.2. Géocomposite :	44
3.5. Cas spécifique des géogrilles:	44
3.5.1. Définition:	44
3.5.2. Mode d'action:	46
3.5.3. Caractéristiques des géogrilles:	46
3.5.4. Les matériaux constitutifs des géogrilles:	46
3.5.5. quelques exemples de l'Utilisation des géogrilles (Tensar) dans le renforcement des remblais :	47
3.6. Cas spécifique :	50
3.6.1. Introduction :	50
3.6.2 Programme expérimental :	50
3.6.3 Caractérisation des matériaux d'étude :	51

Sommaire

3.6.4 Étude de la portance du sol :.....	52
3.6.5 Etude de la résistance à la compression simple :.....	52
3.7. Conclusion :.....	53

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

4.1. Introduction :.....	54
4.2. des enrobés bitumineux :.....	54
4.3. Le fraisage :.....	55
4.3.1. Définition :.....	55
4.3.2. Le but de fraisage :.....	55
4.4. Techniques des réutilisations de fraisât :.....	56
4.4.1. Réutilisation de fraisât par recyclage :.....	56
4.4.2. L'utilisation des fraisâtes à l'état brut :.....	59
4.5. Les avantages de recyclage :.....	60
4.6. Cas spécifique : Recyclage d'un fraisât de la Route Nationale n°20 reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA :.....	61
4.6.1. Introduction :.....	61
4.6.2. Préparation de l'échantillon :.....	62
4.6.3. Les essais réalisés sur le fraisât concerné :.....	63
4.7. Conclusion :.....	71

CHAPITRE V : MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS

RESULTATS ET INTERPRETATION

5.1. Introduction:.....	72
5.2. Définition de la méthode des éléments finis:.....	72
5.3. Le Logiciel Plaxis:.....	72
5.4. Plaxis et son originalité:.....	72
5.4.1. Option par défaut, Solution approchées:.....	73
5.4.2. Entrée des données:.....	73
5.4.3. Comportement du sol:.....	74
5.4.4. Fonctions des calculs:.....	74
5.4.5. Analyse des résultats:.....	74
5.4.6. Déformation:.....	74
5.4.7. Contraintes:.....	74
5.5. Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis:.....	75
5.6. Modélisation A L'aide De Plaxis Résultats Et Interprétation :.....	79

Sommaire

5.6.1. Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux :	79
5.6.2. Influence de l'utilisation de géogridle encapsulé avec des minces couches de fraisât $\phi'35^\circ$ (Technique de sandwich) sur les mécanismes de rupture:	83
5.6.3 Effet de l'espacement vertical des Géogridles:	85
5.6.4. Effet de la hauteur du remblai:	88
5.6.5. Influence de l'utilisation de géogridle encapsulé avec de minces couches de fraisât $\phi'40^\circ$ (Technique de sandwich) sur les mécanismes de rupture:	91
5.6.6. Comparaison des coefficients de sécurités pour les différentes hauteurs du talus pour les deux angles de frottement $\phi'=35^\circ$ et $\phi'=40^\circ$:	92
5.6.7. Comparaison et validation des résultats obtenus:	93
5.7. Conclusion :	94
CONCLUSION GENERALE	95

Liste des Figures

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS

Figure 1.1. Les trios phases du sol	4
Figure 1.2. Batterie de Tamis selon les différents refus	6
Figure 1.3. Courbe granulométrique	7
Figure 1.4. Différents états d'argile en fonction de la teneur en eau.....	7
Figure 1.5. Pénétrromètre à cône.....	8
Figure 1.6. Coupelle de Casagrande.....	8
Figure 1.7. Phases de retrait	9
Figure 1.8. Phases de retrait	10
Figure 1.9. Montmorillonite à teneur en eau de 369%	10
Figure 1.10. Courbe de retrait de trois argiles	11
Figure 1.11. Test de la tache.....	11
Figure 1.12. Essai d'équivalent de sable	12
Figure 1.13. Détails du squelette d'un sol bien gradué	15
Figure 1.14. Classification des sols fins. Abaque de Casagrande	19
Figure 1.15. Moule Proctor et dame Proctor	20
Figure 1.16. Courbes Proctor normale et Proctor modifié	20
Figure 1.17. Presse CBR	21

CHAPITRE II : STABILITE DES TALUS

Figure 2.1. Ecoulement ou chute de blocs en 2014 Bejaia. Algérie.	23
Figure 2.2. Un glissement- Oran- Algérie.....	24
Figure 2.3. Glissements plans.....	24
Figure 2.4. Glissements rotationnels	25
Figure 2.5. Les coulées boueuses	26
Figure 2.6. Les coulées d'éboulis.....	27
Figure 2.7. Le fluage	27
Figure 2.8. Barrage en terre.....	28
Figure 2.9. Talus infinis avec écoulement d'eau.....	31
Figure 2.10. Une tranche i.....	32
Figure 2.11. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.	32
Figure 2.12. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.....	33
Figure 2.13. Chargement au pied d'un talus.....	34

Liste des Figures

Figure 2.14. Les différents procédés de modifications géométriques	35
Figure 2.15. Tranchées drainantes.....	36
Figure 2.16. Eperons drainantes.	36
Figure 2.17. Les drains horizontaux	36
Figure 2.18. L'implantation des plantes dans un talus	37

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE

Figure 3.1. La terre armée	40
Figure 3.2. Le freyssisol.	40
Figure 3.3. Le texsol.....	40
Figure 3.4. Le Terratrel.	41
Figure 3.5. Le Pneusol.....	41
Figure 3.6. Le cloutage.....	42
Figure 3.7. types de géotextiles.	43
Figure 3.8. Structure géocomposite.....	44
Figure 3.9. Échantillons de géogrilles	44
Figure 3.10. Géogrillesuniaxiale.	45
Figure.3.11. Géogrillesbiaxiale.	45
Figure 3.12. Système géogrille/ mur.	48
Figure 3.13. système géogrille/gabions.	48
Figure 3.14. Système Géogrille/panneaux de béton.....	49
Figure 3.15. Système géogrille/pierres naturelles.	49
Figure 3.16. Système géogrille/Vert EV	50
Figure 3.17. Présentation de la géogrille.	51
Figure 3.18. Courbe granulométrique du matériau argileux.	52
Figure 3.19. Déformation des éprouvettes.	53

CHAPITREIV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

Figure 4.1. L'opération de fraisage.....	55
Figure 4.2. Le fraisât.	55
Figure 4.3. Train de retraitement en place.....	56
Figure 4.4. Central des enrobes bitumineux pour le recyclage a chaud.	57
Figure 4.5. Réutilisation des enrobés bitumineux recyclés à froid.....	57
Figure 4.6. Recyclage en place à chaud.	58
Figure 4.7. Schéma de production de la mousse de bitume.	59

Liste des Figures

Figure 4.8. Exemple de l'utilisation de fraisât brut (piste montagneuse, renforcement des remblais des routes).	60
Figure 4.9. Fraisât d'origine (RN 20 reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA).	61
Figure 4.10. Trempage de l'échantillon.	62
Figure 4.11. Opération de lavage de fraisât avec savon liquide.	62
Figure 4.12. Le lavage final.	62
Figure 4.13. Appareille de la fragmentation dynamique.	63
Figure 4.14. L'échantillon après l'essai.	63
Figure 4.15. Echantillon + les boulets, et l'eau dans le tambour.	64
Figure 4.16. Préparation du tambour pour essai et la mise en place dans l'appareille M.D.E.	65
Figure 4.17. Le lavage d'échantillon après 2 heure de rotation	65
Figure 4.18. Le résultat de la pesée après le séchage de l'échantillon.	65
Figure 4.19. L'échantillon préparé pour granulométrie	66
Figure 4.20. Le lavage de l'échantillon au tamis de 0.080mm.	66
Figure 4.21. Mettre l'échantillon dans l'étuve à la température spécifiée.	67
Figure 4.22. Le poids de la cartouche vide.	68
Figure 4.23. Le remplissage de la cartouche puis la secouer.	68
Figure 4.24. Le poids de la cartouche pleine.	68
Figure 4.25. L'essai d'extraction à l'appareille KUMAGAWA.	69
Figure 4.26. Poids de l'échantillon après le séchage.	69
Figure 4.27. Fuseau de référence BB 0/14 et courbes granulométriques des échantillons.	70

CHAPITRE V : MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS

RESULTATS ET INTERPRETATION

Figure 5.1. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.	75
Figure 5.2. Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique.	75
Figure 5.3. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	76
Figure 5.4. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	76
Figure 5.5. fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	77
Figure 5.6. Définition du module à 50 % de la rupture.	77
Figure 5.7. Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.	78
Figure 5.8. Géométrie et composants du modèle numérique.	79
Figure 5.9. Le maillage du modèle numérique.	83
Figure 5.10. Déformation du maillage du remblai argileux pour $H=12m$	83
Figure 5.11. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par géogrid (pour $H=12m$ et $S_v=1m$)	84

Liste des Figures

Figure 5.12. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par de la nappe de géogridde encapsulé avec des minces couches de fraisât (Technique CGS) (pour H=12m et Sv=1m).....	84
Figure 5.13. Evolution du coefficient de sécurité en fonction des méthodes de renforcement pour (H=12 et Sv =1m).....	85
Figure 5.14. Les déplacements totaux pour H=12m et Sv = 1 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)	86
Figure 5.15. Les déplacements totaux pour H=12m et Sv = 1,5 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction).	87
Figure 5.16. Évolution du coefficient de sécurité en fonction des espacements (pour H=12m)	87
Figure 5.17. Les déplacements totaux pour H=15m et Sv = 1 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction).	88
Figure 5.18. Les déplacements totaux pour H=09m et Sv = 1 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)	89
Figure 5.19. Les déplacements totaux pour H=06m et Sv = 1 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)	90
Figure 5.20. Évolution de coefficient de sécurité en fonction des hauteurs du talus (pour Sv=1m). 91	
Figure 5.21. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique CGS) (pour H=12m et Sv=1m et $\phi'=40^\circ$).	91
Figure 5.22. Evolution coefficient de sécurité en fonction des hauteurs du talus (pour Sv=1m).....	92
Figure 5.23. Comparaison des coefficients de sécurités pour les différentes hauteurs du talus pour $\phi'=35^\circ$ et $\phi'=40^\circ$	92
Figure 5.24. Evolution coefficient de sécurité en fonction des méthodes de renforcement.	93
Figure 5.25. Comparaison de l'évolution des coefficients de sécurité en fonction des hauteurs des talus pour Sv=1.0m.	94

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS

Tableau 1.1. Dénomination d'un sol selon sa granularité	14
Tableau 1.2. Qualificatif de la granularité en fonction des facteurs d'uniformité et de courbure	15
Tableau 1.3. Qualificatif des sols selon leur teneur en carbonate	15
Tableau 1.4. Classification des sols selon leur teneur en matières organiques	15
Tableau 1.5. Classification des sols selon leur teneur en matières organiques	16
Tableau 1.6. Qualificatif de la fraction du sol constituée d'éléments inférieur à 400 µm en fonction de l'indice de plasticité.....	16
Tableau 1.7. Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance	16
Tableau 1.8. Qualification de la compacité du sol	17
Tableau 1.9. Qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche.....	17
Tableau 1.10. Classification des sols grenus - plus de 50 % des éléments > 80 pm.	18

CHAPITRE II : STABILITE DES TALUS

Tableau 2.1. Caractéristiques et les cause mécaniques des différents types de glissement de terrain	26
---	----

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE

Tableau 3.1. Composition chimique sommaire du sol argileux	51
Tableau 3.2. Gain de portance pour le poinçonnement immédiat et imbibé.	52
Tableau 3.3. Module de Young et valeurs de résistance à la compression simple.....	53

CHAPITREIV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

Tableau 4.1. - Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.	64
Tableau 4.2. Les résultats de tamisage des granulats	67
Tableau 4.3. Les résultats des essais et leurs spécifications selon MTP.	70

CHAPITRE V : MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS

RESULTATS ET INTERPRETATION

Tableau 5.1. Caractéristiques géotechniques du sol.	80
Tableau 5.2. Influence des caractéristiques phasique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent.....	81
Tableau 5.3. Caractéristiques du geogrid.	81
Tableau 5.4. Résultats des coefficients De Sécurité En Fonction Des Différents Hauteurs De Remblai	92

INTRODUCTION GENERALE

Le problème de la stabilité des pentes est un thème classique en mécanique des sols, il se place dans l'une des grandes catégories de problèmes dont fait état LA GÉOTECHNIQUE.

A ce sujet, un géotechnicien est sollicité À deux niveaux différents :

1. Soit pour l'étude du comportement des massifs naturels tels les talus, les berges de rivières ou de lacs. Ils 'agit de prévoir les glissements de terrain et de les éviter quand des populations et des ouvrages sont en danger.

2. Soit pour l'utilisation des sols comme matériau de construction des pentes. Cas des remblais, de routes, de voies ferrées, de digues de barrages en terre etc.

L'intérêt qu'éveille une telle discipline se justifie principalement par l'étendue des dégâts causés par les glissements de terrain, mais aussi par l'utilisation de plus en plus importante des ouvrages en terre.

Donc la question de la stabilité du sol qui se pose est la suivante :

Comment assurer la stabilité du talus, devenue vulnérable du fait de facteurs naturels ou artificiels défavorables ?

En réponse à cette problématique le présent projet a pour objet l'étude du renforcement des sols argileux par la **technique de sandwich** qui consiste à étudier la stabilité des talus constitués, particulièrement d'argiles à renforcer avec **géogrille encapsulé avec de minces couches de fraisat de béton bitumineux**, puis sa validation par une modélisation à l'aide du logiciel **PLAXIS**.

Cadre de cette recherche :

Ce travail intitulé : **Stabilité des talus renforcés par géogrille encapsulé avec de minces couches de fraisat de béton bitumineux (technique de sandwich)**, constitue une recherche scientifique élaborée dans le cadre des études en Graduation en vue de l'obtention du diplôme de **Master II** en génie Civil – option **voie et ouvrage d'art**.

Ce travail est mené sous la direction De docteur **Mr Mohammed HIMEUR**.

objectif et plan de travail :

Nous savons que l'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est plus élevé, et par conséquent la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

La réalisation de nos objectifs, nous a amené à articuler notre travail autour des axes de recherche suivants :

- la présente introduction,

- cinq chapitres,

- Et une conclusion générale.

- Au niveau de cette introduction, nous avons positionné le problème sujet de notre recherche, en précisant la problématique de renforcement de talus, notamment ceux constitués de sols argileux.

INTRODUCTION GENERALE

- Le Premier chapitre est une synthèse des notions théoriques générales de la mécanique des sols, dont l'objectif est de faire apparaître les paramètres influant dans les analyses de stabilités des talus.
- le deuxième chapitre est une revue des aspects spécifiques de renforcement des talus, tels les différentes ruptures de talus, les types de renforcements possibles et les méthodes théoriques d'analyse de leur stabilité.
- Le troisième chapitre est une description des types de géogrilles de renforcement en détaillant un cas spécifique de renforcement en relation avec l'intitulé de ce travail.
- Le quatrième chapitre est un aperçu sur les techniques de recyclage des enrobés bitumineux et sa réutilisation pour autre usage après correction de leurs caractéristiques.
- Le cinquième chapitre comporte deux parties : une première donnant une description sommaire du logiciel PLAXIS : ses différents modules, les lois de comportements et les formes de modélisation utilisés.

La deuxième partie concerne le modèle géotechnique de référence qui consiste en la modélisation de la stabilité d'un talus renforcé par géogridle encapsulé avec les lentilles de fraisat de béton bitumineux (technique de sandwich)..
- Une conclusion générale qui portera sur la performance et l'efficacité de cette modélisation et des recommandations portant sur les questions de réutilisation des bétons bitumineux recyclés.

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS.

1.1. Introduction :

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. La mécanique des sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité.

A partir d'essais de laboratoires 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 de bâtiment et assurer leur stabilité en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits (barrages en remblais, talus ...); ceci tant durant la progression des travaux (grandes terrassements) qu'après mise en service des ouvrages. La mécanique des sols joue un rôle essentiel dans l'acte de construire pour tous les travaux de bâtiment et de génie civil en relation avec les sols ou les mises en œuvre.

Les sols peuvent :

- Supporter les ouvrages : fondation superficielles, profondes, ...
- Etre supportés : murs de soutènement, rideaux de palplanches, ...
- Constituer l'ouvrage lui-même : remblais, digues, barrages, ...

Dans les études géotechniques, il est d'usage de désigner par le vocable "sol" tous les matériaux existants à la surface de l'écorce terrestre, qu'il s'agisse de roches ou de matériaux meubles comme les sables ou cohérents comme les argiles ou les tourbes. Les roches sont compactes, dures et résistantes. Elles ne peuvent être réduites en morceaux qu'à la suite de très gros efforts mécaniques (quelquefois plusieurs dizaines de méga pascal). Les sols cohérents ou pulvérulents, au contraire, sont des matériaux susceptibles d'être soit séparés en grains, soit déformés à la main ou par la mise en œuvre d'une énergie mécanique relativement faible. Les roches en place sont des minéraux plus ou moins stables. Au cours des âges, les moins stables ont subi une altération physico-chimique et se sont transformées en une masse de petites particules friables qui ont, le plus souvent, une structure en forme de lamelle ou de paille. Les agrégats qui en résultent peuvent rester en place et constituer le "sol résiduel" ou être "transportés" par l'eau ou le vent. Les sols résiduels ont, dans une certaine mesure, la stabilité des roches d'origine, alors que les sols transportés sont meubles et souvent de faible portance. C'est toujours le cas pour les sols éoliens, mais ce n'est pas toujours vrai pour les graviers qui peuvent supporter des surcharges très importantes car ils n'ont subi qu'une transformation physique et non chimique. Pendant très longtemps (et encore quelquefois aujourd'hui), les sols ont été décrits uniquement à l'aide d'expressions très imprécises telles que "sables grenus", "argiles tenaces", "roches décomposées", etc. sans aucune référence à des valeurs précises caractérisant leurs propriétés physiques et mécaniques. Il faut naturellement renoncer à de telles appellations sans grande signification.

1.2. Définition du modèle élémentaire de sol :

Le sol étant composé de trois phases : solide, liquide (eau), gazeuse (air), on définit les volumes et les masses du modèle élémentaire de sol { **figure 1.1** },

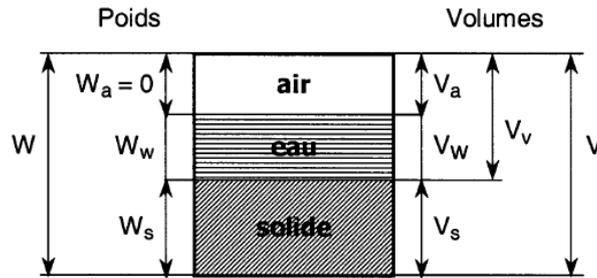


Figure 1.1. Les trios phases du sol

Avec :

m : masse totale du sol

m_s : masse des grains

m_w : masse de l'eau

m_a : masse de l'air

V : volume total du sol

V_s : volume des particules solides

V_w : volume de l'eau

V_a : volume de l'air

V_v : volume des vides

Et les relations :

$$m = m_s + m_w + m_a$$

$$V = V_s + V_w + V_a$$

$$V = V_s + V_v$$

$$V = V_w + V_a$$

Les différentes masses volumiques ou les définitions suivantes :

$$\rho \text{ (masse volumique du sol Mg/m}^3\text{)} = \frac{m}{V}$$

$$\rho_s \text{ (masse volumique des particules solides en Mg/m}^3\text{)} = \frac{m_s}{V_s}$$

$$\rho_d \text{ (masse volumique du sol sec Mg/m}^3\text{)} = \frac{m_s}{V} \text{ (deux phases seulement : solide+ air)}$$

$$\rho_w \text{ (masse volumique de l'eau en Mg/m}^3\text{)} = \frac{m_w}{V_w}$$

$$\rho_{sat} \text{ (masse volumique du sol saturé en Mg/m}^3\text{)} = \frac{m_s + m_w(\text{sol saturé})}{V} \text{ (deux phases seulement : solide +eau)}$$

$$\rho' \text{ (masse volumique du sol saturé déjaugé Mg/m}^3\text{)} = \rho_{sat} - \rho_w$$

Pour les calculs d'ouvrages $\rho_w = 1 \text{ Mg/m}^3$. Par contre, pour les essais de laboratoire, on prend la valeur exacte qui dépend en particulier de la température. La masse de l'air est négligée et prise égale à 0.

Pour obtenir les poids volumiques, on multiplie les masses par l'accélération de la pesanteur $\gamma = \rho g$, avec $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ pour ce qui nous concerne. Pour simplifier les calculs, on prend généralement $g = 10 \text{ m/s}$. On exprime les forces volumiques en kN/m^3

CHAPITRE I : NOTIONS GÉNÉRALES SUR LA MÉCANIQUE DES SOLS

Si on exprime les masses en Mg/m^3 et les forces volumiques en kN/m^3 , on a la correspondance suivante : $\gamma = 10(10^3 \times \text{kg} \times \text{m/s}^2) / \text{m}^3$

On note les poids W :

W : poids total du sol

W_s : poids des grains

W_w : poids de l'eau

W_a : poids de l'air

V : volume total du sol

V_s : volume des particules solides

V_w : volume de l'eau

V_a : volume de l'air

V_v : volume des vides

$$\gamma \text{ (poids volumique du sol } \text{Mg/m}^3) = \frac{W}{V}$$

$$\gamma_s \text{ (poids volumique des particules solides en } \text{Mg/m}^3) = \frac{W_s}{V_s}$$

$$\gamma_d \text{ (poids volumique du sol sec } \text{Mg/m}^3) = \frac{W_s}{V} \text{ (deux phases seulement : solide+ air)}$$

$$\gamma_w \text{ (poids volumique de l'eau en } \text{Mg/m}^3) = \frac{W_w}{V_w}$$

$$\gamma_{\text{sat}} \text{ (poids volumique du sol saturé en } \text{Mg/m}^3) = \frac{W_s + W_w(\text{sol saturé})}{V} \text{ (deux phases seulement : solide +eau)}$$

$$\gamma' \text{ (poids volumique du sol saturé déjaugé } \text{Mg/m}^3) = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

Enfin, les densités D sont les rapports d'une masse volumique rapportée à celle de l'eau $D = \rho / \rho_w$ elles s'expriment donc sans unité.

$$e \text{ (indice des vides)} = \frac{V_v}{V_s}$$

$$n \text{ (porosité)} = \frac{V_v}{V}$$

$$v \text{ (volume spécifique)} = \frac{V}{V_s} \text{ (loi de Com-Clay)}$$

$$w \text{ (teneur en eau massique)} = \frac{m_w}{m_s} \times 100$$

w_{sat} (teneur en eau de saturation) est la teneur en eau maximale pour un état donné du sol

$$\theta \text{ (teneur en eau volumique)} = \frac{V_w}{V} \times 100$$

$$S_r \text{ (degré de saturation)} = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

L'indice des vides e , la porosité n , la teneur en eau w et le degré de saturation S_r sont des paramètres sans dimension.

L'indice des vides peut être supérieur à 1, par contre la porosité est toujours inférieure à 1, La teneur en eau peut être supérieure à 100 %, le degré de saturation est compris entre 0 (sol sec) et 100 % (sol saturé) [1].

Les masses volumiques et les paramètres sans dimension ne sont pas indépendants. En négligeant la masse de l'air et en prenant pour masse volumique de l'eau $\rho_w = 1 \text{ Mg/m}^3$ il reste généralement trois paramètres indépendants. Tout paramètre s'exprime en fonction des trois autres, des deux autres si le sol est saturé.

Pour les sols européens, sauf pour les sols organiques. La masse volumique des grains ρ_s varie entre 2,6 et 2,8 Mg/m^3 et on peut considérer seulement deux paramètres indépendants en la supposant connue. Pour certains sols africains, Américains et les régions volcaniques, la masse des particules solides peut être très supérieure (par exemple, latérites).

Il est important, et facile, de connaître rapidement les relations existant entre les différents paramètres. Pour les établir, on utilise le schéma de sol précédent sur lequel on remplit toutes les cases.

1.3. Identification des sols :

1.3.1. Paramètres de nature :

Les paramètres de nature se rapportent à des caractéristiques intrinsèques qui ne varient pratiquement pas dans le temps à l'échelle de la durée de vie des ouvrages.

1.3.1.1. La granularité :

La granularité se mesure par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à 80 μm pour la norme actuelle (NF P 94-056) et 63 μm pour la nouvelle norme (P 94-512-4) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80 μm (NF P 94-057).

L'analyse granulométrique du sol jusqu'au diamètre de 80 μm (NF P94-056) ou 63 μm (P 94-512-4) se fait en utilisant une série de tamis (**figure 1.2**).



Figure 1.2. Batterie de Tamis selon les différents refus

La granularité est exprimée par une courbe granulométrique qui donne la répartition de la dimension moyenne des grains, exprimée sous forme de pourcentage du poids total du matériau (**figure 1.3**). Elle est tracée en diagramme semi-logarithmique avec :

- en abscisse, le logarithme de la dimension des ouvertures des tamis en valeurs croissantes ;
- en ordonnée, le pourcentage, en poids du matériau total, de la fraction du sol dont les grains ont un diamètre moyen inférieur à celui de l'abscisse correspondante (passant). [1].

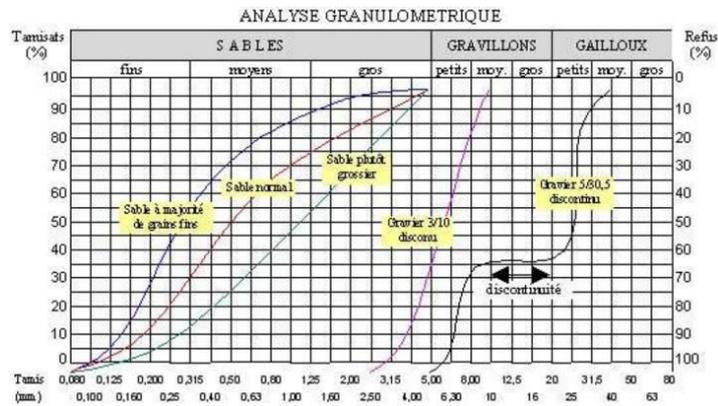


Figure 1.3. Courbe granulométrique

1.3.1.2. L'argilosité :

Pour identifier la fraction argileuse, des essais simples ont été développés :

- les limites d'Atterberg qui caractérisent la consistance des sols fins (liquide, plastique).
- l'équivalence de sable ES qui détermine la proportion de sol fin dans les sables.
- l'essai au Bleu VBS, plus récent développé en France par LCTC, utilisable pour les sols grenus et les sols fins, mesure l'argilosité globale du sol.
 - L'influence de l'argile sur le comportement de sol dépend de sa proportion dans l'échantillon et de sa nature minéralogique. Un bon essai doit répondre à ces deux critères :
 - La grandeur mesurée doit être proportionnelle à la quantité d'argile du sol.
 - La grandeur mesurée, pour une quantité d'argile donnée, doit caractériser la nature des argiles.

✚ Essais de consistance : Limites d'Atterberg :

La consistance d'un sol fin varie avec sa teneur en eau : la limite de liquidité w_L (teneur en eau pondérale) sépare l'état liquide de l'état plastique, la limite de plasticité w_p (teneur en eau pondérale) sépare l'état plastique de l'état solide. La limite de retrait w_r est la teneur en eau pondérale au-dessus de laquelle le volume de l'échantillon ne varie plus (ou quasiment plus). (Figure 1.4)

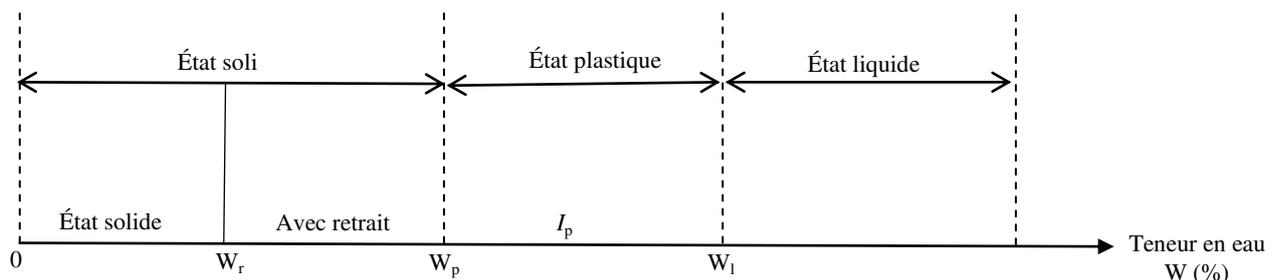


Figure 1.4. Différents états d'argile en fonction de la teneur en eau

L'état liquide correspond sur le terrain à un état fluide d'argile très récente, non consolidée, de type marécage.

Le domaine plastique est défini par l'indice de plasticité $I_p = w_L - w_p$. Sur toute cette plage de teneurs en eau, l'argile a un comportement plastique de type pâte à modeler.

Pour des teneurs inférieures à w_p , l'argile a un comportement solide, semblable par exemple aux murs en terre. On distingue pour l'état solide l'état avec retrait et l'état sans retrait la limite de retrait w_r ou w_{re} sépare les deux états.

Les limites d'Atterberg (NF P 94-051) sont effectuées sur le seul mortier (diamètre de grains inférieur à $400\mu\text{m}$). la limite de liquidité est déterminée soit à la coupelle de Casagrande, soit au pénétromètre à cône. La méthode du pénétromètre à cône devient la méthode de référence dans la nouvelle norme (P 94-512-12), la méthode à la coupelle de Casagrande de la norme actuelle (NF P 94-051) devient une méthode alternative.

La limite de liquidité w_L , déterminée au pénétromètre à cône, est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle la cône s'enfonce de 20mm pour la nouvelle norme (figure 1.5) [1].



Figure 1.5. Pénétromètre à cône

La limite de liquidité w_L , déterminée à la coupelle de Casagrande, est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle l'entaille pratiquée dans l'échantillon se referme de 10mm sous 25 coups appliqués) à une vitesse normalisée.



Figure 1.6. Coupelle de Casagrande

La limite de plasticité w_p (NF P 94-051) est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle un rouleau de sol de 3 mm de diamètre et de 100mm de longueur se fissure ou s'émiette.

Aux teneurs en eau inférieures à la limite de plasticité w_p , pour l'état solide avec et sans retrait, on développe les mécanismes de retrait (gonflement) de l'échelle macroscopique à l'échelle microscopique.

Le comportement des argiles et, plus particulièrement, leurs variations de volume relèvent de l'adsorption des ions et de la chimie des solutions interstitielles qu'elles contiennent. Le gonflement des argiles est lié à l'expansion des pores inter-particulaire plutôt qu'à une augmentation des distances séparant des feuilletts élémentaires constitutifs de leurs particules.

Les smaltites représentent les argiles les plus gonflantes, car leurs surfaces de charge sont à la fois suffisamment élevées pour développer les interactions électrostatiques et suffisamment faible pour permettre le développement d'une couche diffuse. Le retrait se décompose de façon simplifiée en trois phases successives.

Sur la (**figure 1.7**), on a tracé la variation de l'indice de vide e en fonction de l'indice d'eau qui est la perte d'eau normalisée par le volume des solides qui reste constant pendant la dessiccation $\vartheta = \frac{V_w}{V_s}$

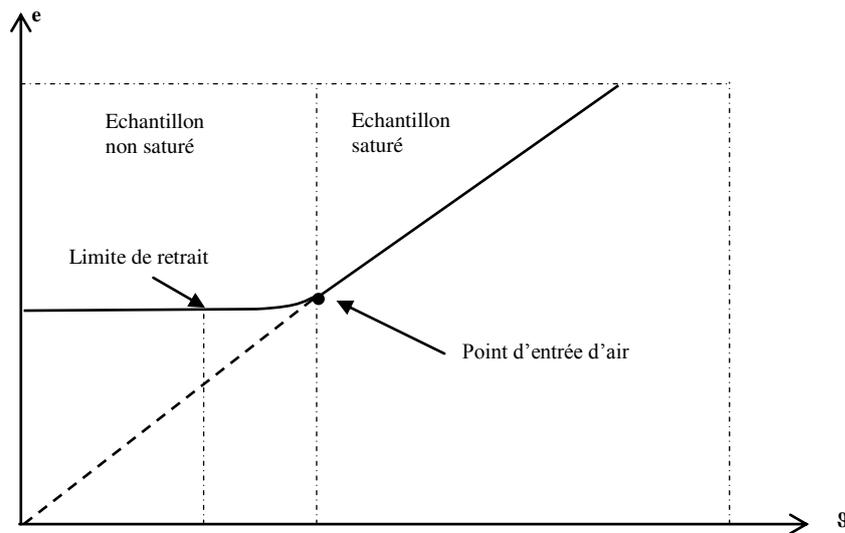


Figure 1.7. Phases de retrait

Dans une première phase, tout départ d'eau est accompagné par une diminution égale du volume des vides ; comme à l'origine les échantillons sont saturés d'eau, ils restent saturés.

Au cours d'une deuxième phase, le retrait devient inférieur au départ d'eau, mais le volume continue à diminuer légèrement. Il en résulte que l'air entre dans l'échantillon ; le point singulier où l'air entre dans l'échantillon est appelé point d'entrée d'air.

Enfin, lors d'une troisième phase, le volume demeure constant ; on atteint ici la limite volumique inférieure, appelé limite de retrait ; à partir de là, tout départ d'eau ne provoque plus diminution de volume.

En réalité, les phénomènes sont évidemment plus complexes et les courbes de retrait dépendent des types d'argile. Pour la kaolinite, le départ d'eau est compensé par une

diminution identique de volume apparent, c'est le retrait en milieu saturé ; lors de cette première phase, il y a un resserrement des unités morphologiques (fig 1.8). Ensuite, le retrait devient inférieur à la quantité d'eau ; enfin, le volume demeure stable, on a atteint la limite de retrait.

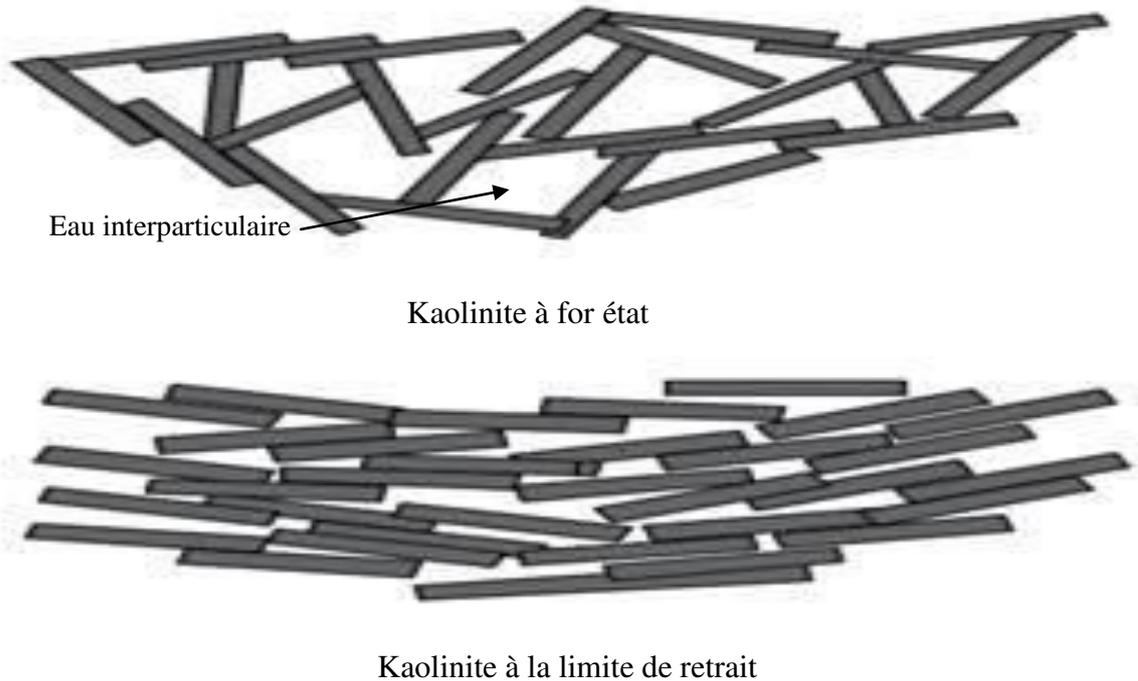


Figure 1.8. Phases de retrait

Pour la montmorillonite, la courbe de retrait ne présente pas de limite nette. Jusqu'à des valeurs encore élevées de la teneur en eau, il n'y a pas de modification de l'épaisseur des feuillets ; le retrait affecte essentiellement l'eau inter-particulaire (**figure 1.9**) située entre les particules (macroporosité). Ensuite, il y a expulsion d'eau inter-foliaire (microporosité) et perte d'une couche d'eau entre les feuillets ; c'est la deuxième phase de retrait, moins importante que la première.

La figure 1.10 donne les trois courbes de retrait d'une illite, d'une Kaolinite et d'une montmorillonite.

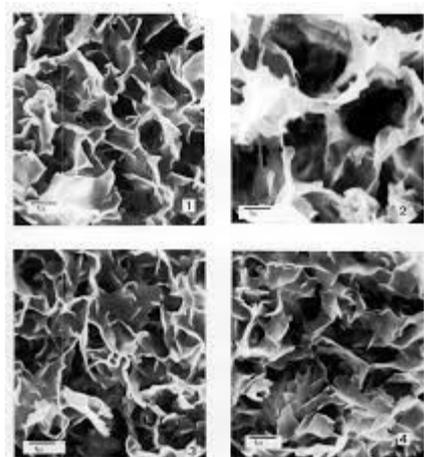


Figure 1.9. Montmorillonite à teneur en eau de 369%

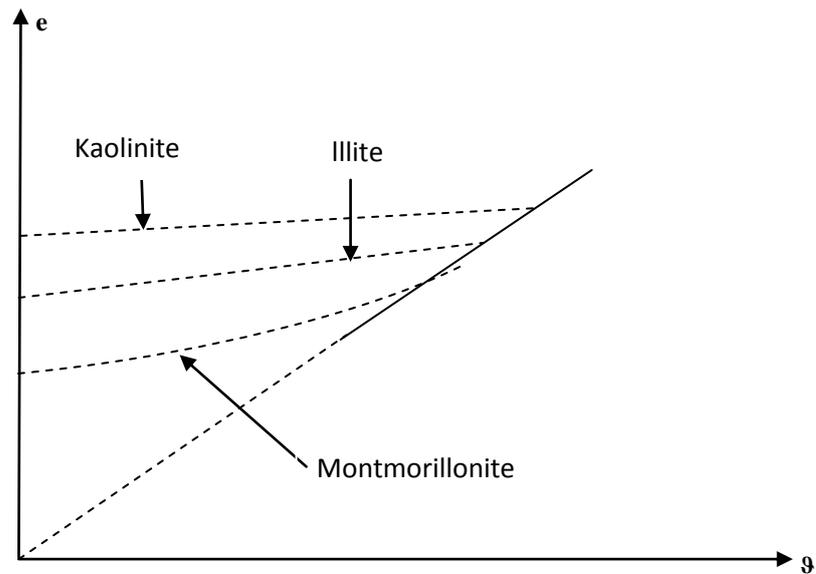


Figure 1.10. Courbe de retrait de trois argiles

On détermine au laboratoire les limites de retrait sur des échantillons remaniés et sur des échantillons intacts.

✚ Essai Valeur au Bleu de Méthylène VBS :

Essai Valeur au Bleu de Méthylène VBS (NF P 94-068) représente la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée sur les surfaces externes et internes des particules de sol. Étant donné que dans un sol c'est avant tout la surface spécifique des particules argileuses qui déterminent la surface spécifique totale, on peut considérer que la VBS exprime globalement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans ce sol.

La VBS se détermine à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur la fraction 0/5mm. Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène. À chaque ajout, on contrôle l'adsorption en prélevant une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier-filtre normalisé pour faire une tache. L'adsorption maximale est atteinte quand une auréole bleu clair se produit à la périphérie de la tache.



Figure 1.11. Test de la tache

La valeur trouvée est alors rapportée à la fraction 0/50mm par une règle de proportionnalité. C'est cette dernière valeur qui est appelée valeur au bleu de méthylène du sol. La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100g de sol. On peut déduire la surface spécifique totale du sol.

L' I_p et la VBS étant tous deux des paramètres mesurant l'argilosité, il est utile de préciser les domaines respectifs d'application de chacun d'eux. La VBS s'applique à tous les sols puisque c'est une grandeur qui exprime globalement et linéairement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans l'échantillon de sol. Toutefois, dans le cas des sols moyennement à très argileux, l' I_p présente quelques avantages sur la VBS ; il est plus sensible

que la VBS pour les sols vraiment argileux et surtout c'est un paramètre à la fois d'identification et de comportement puisqu'il détermine la plage de teneurs en eau dans laquelle le sol reste plastique. [1].

✚ Essai d'équivalence de sable :

Si le sol grenu est pollué par des particules d'argile ou de limon, on peut déterminer la proportion relative de sol fin et de sol grenu par l'essai d'équivalence de sable. Cet essai est plutôt un essai de géotechnique routière, qui est de moins employé (XP P 18-598).

Il est destiné à déterminer la proportion relative de fines dans la fraction d'éléments inférieurs à 5mm. Son domaine d'application s'étend aux sols faiblement plastiques pour lesquels l'indice de plasticité est trop faible pour être significatif ($I_p < 7$). Il consiste à placer l'échantillon de sol dans une éprouvette contenant de l'eau et une solution lavante destinée à disperser les particules fines et à secouer l'ensemble. Il se forme un dépôt solide au fond de l'éprouvette et un floculat. On mesure visuellement ou à l'aide d'un piston (**figure 1.12**)

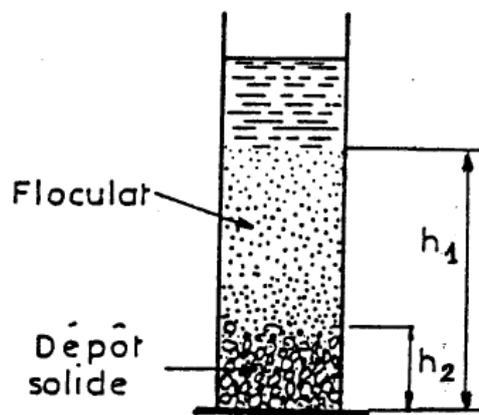


Figure 1.12. Essai d'équivalent de sable

La valeur de l'équivalence de sable E_s est le rapport multiplié par 100 de la hauteur de la partie sableuse sédimentée h_2 à la hauteur totale du floculat et de la partie sableuse sédimentée h_1

$$E_{sv}(\text{visuel}) = 100 \times (h_2/h_1)$$

$$E_s(\text{piston}) = 100 \times (h_2/h_1)$$

1.3.1.3. Détermination de la masse volumique des particules :

La détermination de la masse volumique des particules ρ_s (NF P 94-054) s'effectue dans un appareil appelé pycnomètre. Une masse connue de sol séché à l'étuve m_s est introduite dans un petit ballon appelé pycnomètre contenant de l'eau distillée. On mesure le volume d'eau déplacé par les grains v_s après avoir supprimé toutes d'air.

1.3.1.4. Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents :

La masse volumique minimale (état lâche) ρ_{dmin} (NF P 94-059) est obtenue en mettant en place le sol sec dans un moule approprié sous une hauteur de chute nulle.

La masse volumique maximale (état très compact) ρ_{dmax} est obtenue en mettant en place le sol sec dans un moule approprié muni d'une surcharge et placé sur une table vibrante.

On détermine ainsi l'indice des vides maximal e_{\max} et l'indice des vides minimal e_{\min} . La compacité d'un sol grenu est définie par l'indice de densité I_D .

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma_{d\max}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}}$$

Suivant la valeur de I_D la compacité du sol est lâche, moyenne ou dense.

1.3.2. Paramètres d'état :

Les paramètres d'état dépendent de l'état du sol et expriment, à un instant donné, la répartition des trois phases du sol. Il est important de signaler que ces paramètres donnent des indications précieuses sur le comportement du sol soumis aux sollicitations des ouvrages à construire. [1].

1.3.2.1. Détermination de la teneur pondérale :

La teneur en eau pondérale w se détermine généralement au laboratoire par passage à l'étuve à 105°C (NF P 94-050). Elle s'applique aussi bien sur les sols grenus que sur les sols fins, sur des échantillons intacts, remaniés, reconstitués.

C'est le rapport de la masse d'eau évaporée m_w sur la masse des grains solides m_s :

$$w = m_w / m_s.$$

La teneur en eau naturelle w_{nat} n'est déterminée que sur des « échantillons intacts ».

Il peut également être obtenu par dessiccation au four à micro-ondes (NF P 94-049-1),

$$w_{MO} = m_w / m_d.$$

Ou à la plaque chauffante ou panneaux rayonnants (NF P 94-049-2),

$$w_{PC} = m_w / m_d.$$

L'indice de consistance d'un sol fin est défini par :

$$I_c = \frac{w_l - w}{w_l - w_p}$$

L'indice de liquidité par :

$$L_l = \frac{w - w_p}{w_l - w_p}$$

1.3.2.2. Détermination de la masse volumique totale des sols en Laboratoire :

La détermination de la masse volumique totale ρ (NF P 94-053) se fait généralement à la balance hydrostatique sur les sols qui ont une cohésion suffisante,

$$\rho = m / V.$$

1.3.2.3. Détermination de la masse volumique du sol en place :

La détermination de la masse volumique du sol en place se fait couramment par la méthode du gamma-densimètre à pointe (5NF P 94-061-1). La mesure est fondée sur l'absorption par le sol des photons gamma émis par une source radioactive enfoncée à la profondeur z dans la couche soumise à l'essai.

CHAPITRE I : NOTIONS GÉNÉRALES SUR LA MÉCANIQUE DES SOLS

On détermine la masse volumique moyenne du sol sur l'épaisseur z . Généralement, l'appareil est équipé d'une source neutronique qui permet de mesurer la teneur en eau w (y compris l'eau adsorbée pour les sols fins).

Plus rarement, on peut déterminer la masse volumique du sol en place :

-Par la méthode du densitomètre à membrane (NF P 94-061-2) ; l'essai consiste à creuser une cavité stable (sol légèrement cohérent) et à mesurer la cavité à l'aide du densitomètre à membrane qui mesure le volume d'eau de la cavité ;

-par la méthode au sable (NF P 94-061-3) ; l'essai consiste à creuser une cavité stable (sol légèrement cohérent) et à mesurer le volume de la cavité en la remplissant d'un sable sec de masse volumique connue dans des conditions normalisées (entonnoir). [1].

1.4. Dénomination des sols :

La dénomination des sols dépend de différents critères et qualificatifs.

1.4.1. Critères principaux :

Les critères principaux sont la granularité, la teneur en carbonates et la teneur en matières organiques.

1.4.1.1. La granularité :

La répartition granulométrique (tableau I.I) permet de classer les sols à matrice fine (limon, argile) et les sols à matrice grossière (sable, grave), les cailloux et les blocs (XP P 94-011).

Tableau 1.1. Dénomination d'un sol selon sa granularité

Nom	Sol fin			Sol grossier						Sol très grossier			
	argile	Limon			sable			Grave			Cailloux	Blocs	Gros blocs
		Fin	Moyen	Grossier	Fin	Moyen	Grossier	Fin	Moyen	Grossier			
Taille des particules (mm)		0.002	0.0063	0.02	0.063	0.2	0.63	2.0	6.3	2.0	63	200	630

L'étalement de la granulométrie est un facteur important qui intervient pour les sols à matrice grossière, dans la compacité, en géotechnique routière, et qui influe également dans les résistances de ces sols (XP P 94-011).

Il est mesuré par les facteurs d'uniformité C_U et de courbure C_C (**tableau 1.2**).

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS

Tableau 1.2. Qualificatif de la granularité en fonction des facteurs d'uniformité et de courbure

Division granulométrique	Qualificatif	C_U	C_C
Grave 2 mm-63 mm	Bien graduée	$C_U > 4$	et $1 < C_C < 3$
	Mal graduée	$C_U < 4$	ou $C_C < 1$ ou $C_C > 3$
Sable 0.063 mm-2mm	Bien graduée	$C_U > 6$	et $1 < C_C < 3$
	Mal graduée	$C_U < 6$	ou $C_C < 1$ ou $C_C > 3$

La figure 1.13 montre le squelette d'un sol bien gradué ou toutes les dimensions des grains sont représentées.

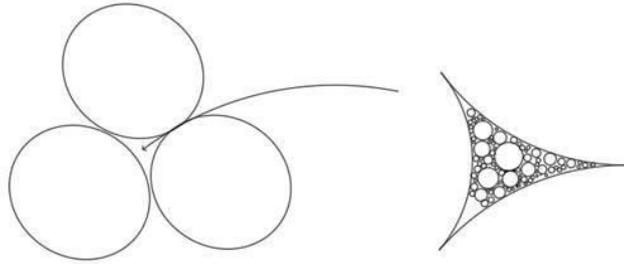


Figure 1.13. Détails du squelette d'un sol bien gradué

1.4.1.2. La teneur en carbonates :

La teneur en carbonates est utilisée pour les matériaux marneux et crayeux (**Tableau 1.3**)

Tableau 1.3. Qualificatif des sols selon leur teneur en carbonate

Teneur en carbonates(%)	Qualificatif
$0 < C_{Ca} < 10$	Non marneux
$10 < C_{Ca} < 30$	Faiblement marneux
$30 < C_{Ca} < 70$	Marneux
$70 < C_{Ca} < 90$	Calcaro-marneux
$90 < C_{Ca} < 100$	Calcareux, crayeux

1.4.1.3. La teneur en matériaux organiques :

La teneur en matériaux organique C_{MO} permet également de classer les sols

Tableau 1.4. Classification des sols selon leur teneur en matières organiques

Teneur en matières organiques (%)	Qualificatif	
$C_{MO} \leq 3$	Non organique	
$3 < C_{MO} \leq 10$	Faiblement organique	
$10 < C_{MO} \leq 30$	Moyennement organique	à matrice organique amorphe
		à matrice organique semi-fibreuse
		à matrice organique fibreuse
$C_{MO} > 30$	Très organique	à matrice organique amorphe
		à matrice organique semi-fibreuse
		à matrice organique fibreuse

1.4.2. Les qualifications :

Pour les sols à matrice fine, la dénomination est complétée par les qualificatifs d'argilosité (activité de bleu de la fraction argileuse, plasticité), de consistance, de fermeté à partir de la cohésion non drainée. La dénomination est complétée pour les sols à matrice grossière par la compacité. On indique enfin la densité et la saturation des sols.

1.4.2.1. L'activation de bleu de la fraction argileuse :

L'activité argileux (**tableau 1.5**) est le rapport entre la VBS et la teneur C_2 en particules inférieure à $2\mu\text{m}$ (XP P 94-011).

$$A_{CB} = VBS/C_2$$

Tableau 1.5. Classification des sols selon leur teneur en matières organiques

Activité de la fraction argileuse du sol	Qualificatif
$0 < A_{CB} < 3$	Inactive
$3 < A_{CB} < 5$	Peu active
$5 < A_{CB} < 13$	Moyenne
$13 < A_{CB} < 18$	Active
$18 < A_{CB}$	Très active

1.4.2.2. La plasticité et l'indice de consistance :

Elle est caractérisée par les limites d'Atterberg w_L , w_p et l'indice de plasticité (**tableau et figure 1.6**) :

$$I_p = w_L - w_p$$

L'indice de consistance I_c situe la teneur en eau w_{nat} par rapport aux limites d'Atterberg (**tableau 1.7**).

Tableau 1.6. Qualificatif de la fraction du sol constituée d'éléments inférieure à $400\mu\text{m}$ en fonction de l'indice de plasticité

Indice de plasticité (%)	Qualificatif
$I_p < 12$	Non plastique
$12 < I_p < 25$	Peu plastique
$25 < I_p < 40$	plastique
$I_p > 40$	Très plastique

Tableau 1.7. Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance

I_c	0	0.25	0.5	0.75	1	
Consistance	Liquide	Très molle	Molle	Ferme	Très ferme	Dure

1.4.2.3. La compacité :

L'indice de densité I_D permet pour les sols sableux de définir l'état du sol (**tableau 1.8**).

Tableau 1.8. Qualification de la compacité du sol

État du sol	I_D
Très lâche	$I_D < 0.2$
Lâche	$0.2 < I_D < 0.4$
Moyennement dense	$0.4 < I_D < 0.6$
Dense	$0.6 < I_D < 0.8$
Très dense	$I_D > 0.8$

1.4.2.4. La densité :

La densité est une indication de l'état du sol se référant à sa masse volumique sèche ρ_d pour des sols dont la masse volumique des particules ρ_s est voisine de $2,7 \text{ Mg/m}^3$ (**tableau 1.9**).

Tableau 1.9. Qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche

Etat du sol	Masse volumique ρ_d (Mg/m^3)
Peu dense	$\rho_d < 1.6$
Dense	$1.6 < \rho_d < 1.8$
Très dense	$\rho_d > 1.8$

1.5. Classification des sols :

La classification d'un sol consiste à regrouper les sols qui ont une nature, un état, un comportement similaire par rapport à une application géotechnique particulière : géotechnique routière, fondations, génie parasismique... On commence par présenter une classification générale, internationale et on poursuit par la classification en géotechnique routière développée France. La classification vis-à-vis des fondations est indiquée par rapport aux normes d'application nationale de l'Eurocode 7.

1.5.1. La classification géotechnique des sols des LPC (Ifsttar) :

La classification géotechnique des sols a été adaptée de la classification américaine, *United Soil Classification System* (USCS) aux pratiques et notations françaises, par le Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC), aujourd'hui Institut Français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux (Ifsttar).

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS

Tableau 1.10. Classification des sols grenus - plus de 50 % des éléments > 80 µm.

Définition			Symbole LCPC	Conditions	Appellation
Graves	Plus de 50 % des éléments de taille supérieure à 80 µm ont un diamètre supérieur à 2 mm	Moins de 5 % d'éléments < 80 µm	Gb	$C_U > 4$ et $1 < C_C < 3$	Graves propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaisante	Graves propre mal graduée
	Moins de 5 % d'éléments < 80 µm	GL	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Graves limoneuse	
		GA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Graves argileuse	
Sables	Plus de 50 % des éléments de taille supérieure à 80 µm ont un diamètre inférieur à 2 mm	Moins de 5 % d'éléments < 80 µm	Sb	$C_U > 6$ et $1 < C_C < 3$	Sable propre bien graduée
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaisante	Sable propre mal graduée
	Moins de 5 % d'éléments < 80 µm	SL	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Sable limoneux	
		SA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Sable argileux	

Elle n'est pas normalisée, n'a pas d'application particulière, mais elle est universelle.

Elle est fondée d'une part sur l'analyse granulométrique des sols à matrice grossière et d'autre part sur les limites d'Atterberg pour les sols à matrice fine ou pour la partie fine des sols grenus.

La distinction entre sols grenus et sols fins est simple : la coupure est à 50 % de passants au tamis de 80 µm (**tableau 1.10**).

Le tableau 1.11 classe les graves et sables avec une coupure à 50 % de passants au tamis de 2mm. On précise si les sols grenus propres sont bien ou mal gradués. Enfin, pour les sols grenus pollués par plus de 12 % de particules fines passants au tamis de 80 µm, il est précisé est par du limon ou de l'argile. Si 5 % d'éléments < 80 µm < 12 %, on utilise un double symbole.

Pour les sols fins, on se réfère universellement à l'abaque de Casagrande, établi pour des argiles américaines (figure 1.14). La ligne A de Casagrande a pour équation $I_p = 0,73 (w_L - 20)$. Elle sépare les limons en dessous de la ligne des argiles au-dessus de la ligne. [1].

Pour des chantiers importants ou des sites de grande étendue – autoroutes, zones aéroportuaires...-, on peut établir une relation locale de la ligne A. Celle proposée par Cojean (1975) $I_p=0.65 w_L - 4,5$) pour les argiles à meulière de Montmorency, par exemple, est plus pertinente que celle de Casagrande pour des projets concernant ce type d'argile.

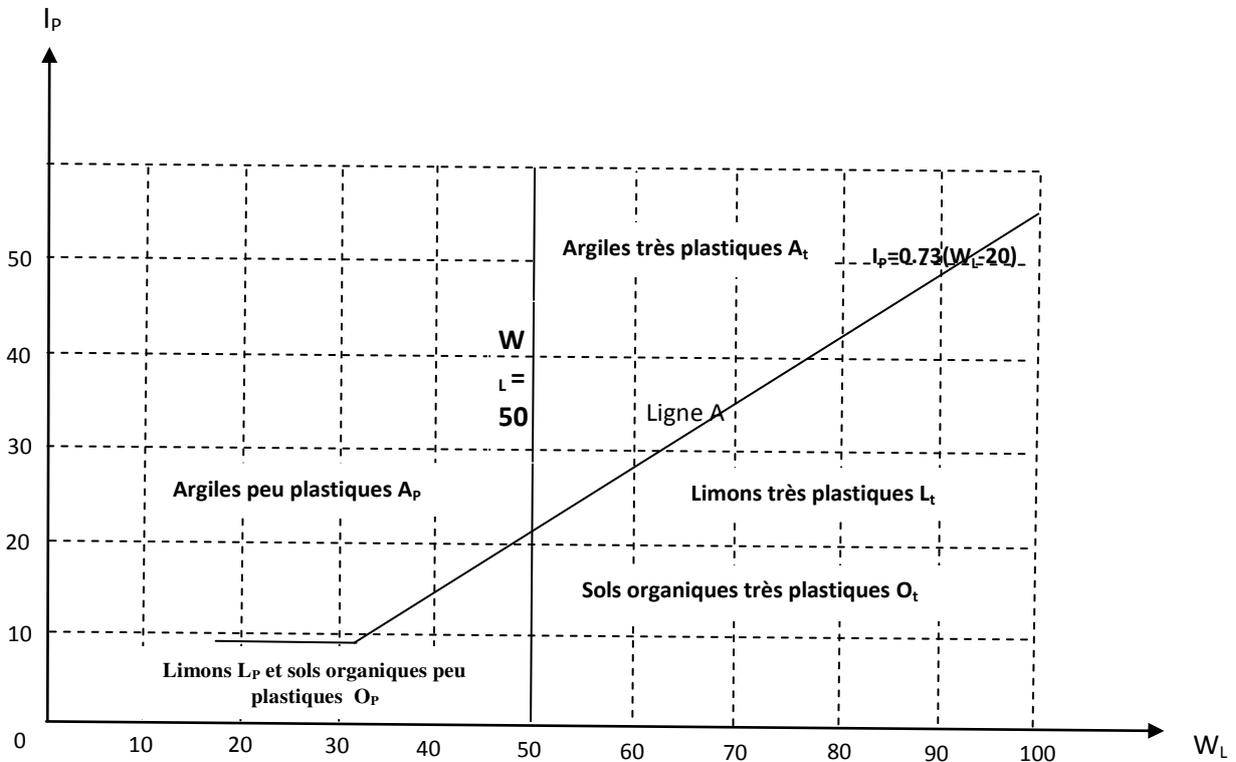


Figure 1.14. Classification des sols fins. Abaque de Casagrande

1.5.2. Classification des sols pour l'emploi en remblai :

Plus spécifiquement, pour les travaux de terrassement, la classification pour l'emploi en remblai nécessite, en plus des paramètres de nature, le paramètre d'état teneur en eau w_n . L'état hydrique, essentiel pour la réalisation des remblais et des couches de forme, nécessite des essais routiers complémentaires.

Les paramètres utilisés pour caractériser l'état hydrique sont :

- la teneur en eau à l'optimum Proctor normal w_{OPM} ;
- l'indice de consistance précédemment défini I_c ;
- l'indice portant immédiat IPI.

✚ Essais Procter :

L'objectif des essais Procter est de déterminer, pour un matériau donné, sous une énergie compactage conventionnelle, la teneur en eau optimale permettant d'atteindre la valeur maximale de la masse volumique sèche ρ_d .

Les essais Procter (NF P 94-093 de septembre 1993) consistent à humidifier un sol à plusieurs la teneur en eau et à le compacter dans un moule Procter ou CBR (**figure 1.15**) suivant une énergie conventionnelle. Le compactage est réalisé soit dans le petit moule Procter soit dans le grande CBR (*California Bearing Ratio*) avec une énergie Procter normal ou Procter modifié. L'essai Procter normal correspond à une énergie de compactage

de 600 kN m/m^3 , l'essai Proctor modifié à $2\,700 \text{ kN m/m}^3$. Pour chaque teneur en eau w , on détermine la masse volumique sèche ρ_d afin d'établir la courbe de variations de ρ_d en fonction de w pour définir la valeur maximale de ρ_d à w_{OPN} ou w_{OPM} .



Figure 1.15. Moule Proctor et dame Proctor

La figure 1.16 montre, pour le même matériau, les deux courbes Proctor normal et Proctor modifié. On se réfère généralement au Proctor normal pour les remblais et les couches et au Proctor modifié pour les couches de chaussée.

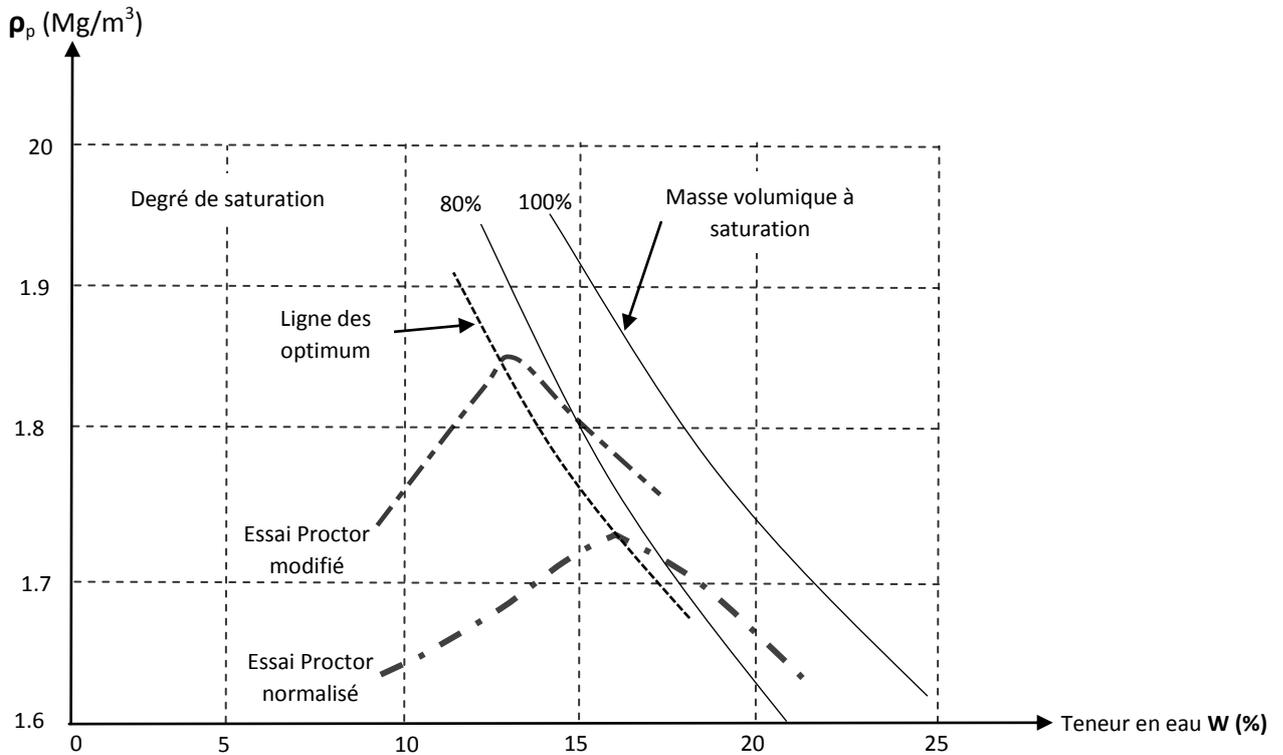


Figure 1.16. Courbes Proctor normale et Proctor modifié

On trace généralement ρ_d en fonction de S_r . On établit facilement à partir du modèle et des différentes définitions des masses volumiques et des paramètres d'état :

$$\rho_d = \frac{S_r \rho_s}{S_{r+w} \frac{\rho_s}{\rho_w}}$$

Ou trace la courbe pour $S_r = 100\%$, courbe enveloppe des courbes Proctor, et généralement les courbes pour $S_r = 80\%$ et 90% (voir figure 1.16).

✚ L'indice portant immédiat (IPI) :

L'indice portant immédiat, IPI, est indispensable pour évaluer la traficabilité d'un sol dans un état donné de compactage et de teneur en eau. L'IPI consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse normalisée dans un éprouvette sol préalablement compactée (**figure 1.17**).



Figure 1.17. Presse CBR

Les valeurs des forces mesurées pour des enfoncements de 2.5 et 5 mm sont divisées par 13,35 et 19,93 kN, forces de référence pour un matériau très compact. L'indice IPI conventionnellement comme étant la plus grande valeur (en %) des deux rapports. [1].

1.6. Conclusion :

Souvent on décrit les sols selon uniquement des expressions courtes et imprécises tels que "Roches décomposées", "argiles tenaces", Etc. ces appellations qui ne font aucune référence aux valeurs précises qui caractérisant ces sols selon leurs propriétés physiques et mécaniques.

De mieux, il faut caractériser réellement les sols par leurs paramètres physiques et mécaniques dont les grandeurs sont à déterminer par des essais in-situ ou à partir des essais en laboratoire.

Ces allures qui sont traités dans ce chapitre, le but est de faire apparaître ces paramètres à une synthèse bibliographique tirée de la théorie de mécanique des sols.

Cette synthèse tourne autour des composants suivants :

- Caractéristiques physiques des sols, où nous avons abordé les éléments constitutifs d'un sol, la description de ses caractéristiques physiques et les paramètres dimensionnels de ses caractéristiques mécaniques.
- Structure des sols.
- Essais géotechniques tels : les essais d'identification aux sols fins, les essais d'identification des grandeurs mécaniques des sols et ceux permettant la classification des sols.
- Tassements, compressibilités et la consolidation des sols.

CHAPITRE II : STABILITE DES TALUS.

2.1. Introduction :

Par "stabilité des pentes" on entend l'étude de l'équilibre mécanique des masses de sol ou de roches pouvant être mises en mouvement, ce problème est fréquemment rencontré dans la construction des différents types d'ouvrages (digues, routes, barrages, pentes naturelles ou talus, etc.).

Une rupture d'un talus est catastrophique et peut causer des pertes de vies ainsi que des dégâts matériels considérables.

A part la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, l'étude d'un talus comporte un calcul de stabilité pour déterminer :

- la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé.
- la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

On constate que les mouvements de terrain sont très variés :

- Par leur nature : glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols...
- Par leur dimension : leur répartition spatiale est guidée par la topographie et la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie).

En effet, une bonne connaissance de la géologie donne une information sur la sensibilité du site et donc sur le volume des investigations ultérieures; elle donne aussi une information sur la forme de la surface potentielle de rupture et l'homogénéité ou non des couches du sous-sol, ce qui va influencer le choix de la méthode de calcul.

La présence de l'eau est un facteur important lors de l'analyse de la stabilité, l'instabilité est très marquée par la variation climatique (forte pluie, neige, sécheresse...) comme elle peut être liée à des secousses sismiques ou encore à l'activité humaine.

La dynamique des mouvements de terrain répond naturellement aux lois de la mécanique, ils surviennent lorsque la résistance de terrain est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme.

En pratique les choses sont très complexes, il existe un bon nombre d'incertitude :

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur;
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotrope, discontinus;
- sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomène se produisant en zone non saturée; l'eau est la cause déclenchant de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

On va voir au cours de ce chapitre les principaux types de mouvements de terrain et les différentes méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation des versants naturels ou artificiels instables actuellement utilisées pour l'élaboration des projets .

2.2. Type de rupture :

Elles peuvent être classées en deux groupes : celles associées aux pentes naturelles et celles concernant les talus artificiels.

2.2.1. Ruptures associées aux pentes naturelles :

Ce sont les talus existants, hétérogènes ou peu homogènes avec des variations géologiques et des discontinuités. Selon les observations il est possible de classer les instabilités de terrain en trois grandes familles:

- **les glissements:** qui se caractérisent par l'application de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du milieu. La forme des surfaces de rupture observées permet de classer ces glissements en trois catégories: plane, circulaire et quelconque.
- **Les écoulements et les coulées boueuses:** qui se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide.
- **Les éboulements** (par absence de la cohésion).

2.2.2. Ruptures associés aux talus artificiels :

Les glissements et parfois les phénomènes de fluages sont principalement les mouvements de terrain que les talus artificiels peuvent atteindre, on peut classer ces derniers en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai.
- Talus en remblai sur sol non compressible.
- Talus en remblai sur sol compressible.
- Digue et barrage en terre.

2.3. Mouvement de terrain :

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol. Il est fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Il est dû à des processus lents de dissolution ou d'érosion favorisés par l'action de l'eau et de l'homme.

2.4. Les principaux types de mouvements de terrain :

2.4.1. Les écroulements ou chute de blocs :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. Ils peuvent être dus à des causes internes au massif, ils sont spectaculaires et dangereux.



Figure 2.1. Ecrroulement ou chute de blocs en 2014 Bejaia, Algérie.

2.4.2. Les glissements :

Ce sont des mouvements qui se produisent dans les matériaux beaucoup plus meubles que ceux affectés par des écroulements. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque).



Figure 2.2. Un glissement- Oran- Algérie

2.4.2.1. Types de glissement :

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer 3 types principaux de glissement [02]:

2.4.2.1.1. Glissement plan:

Le mouvement est une translation sur un plan incliné plus au moins régulier. Il peut être:

- Glissement d'une couche mince de caractéristique médiocre sur un substratum, une telle couche est appelé: *couche savon*.
- Glissement par extension d'une couche peu résistante.
- Glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau "lubrification" (limons sur argile par exemple).

Dans ce cas la limite entre le glissement et le fluage peut être mal définie.

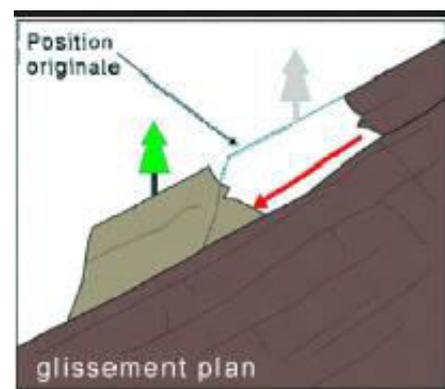
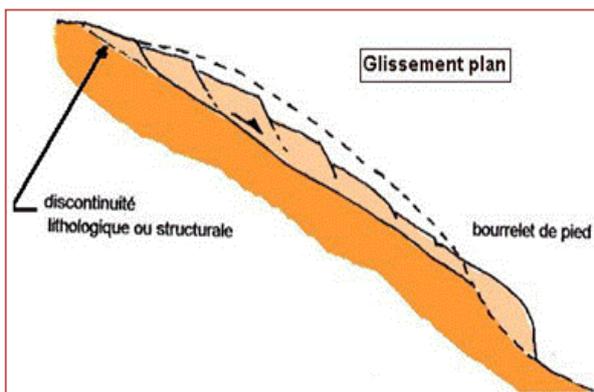


Figure 2.3. Glissements plans.

2.4.2.1.2. Glissement rotationnel:

Les matériaux en mouvement basculent le long d'une surface courbe qui peut être rapprochée à une surface cylindrique. Ce glissement se produise dans les sols homogènes où les discontinuités géologiques sont absentes, ou insuffisantes pour influencer notablement la forme et la position de la surface de glissement, celle-ci est concave, à pente forte vers le haut

du versant et aplatie vers le bas d'où des appellations de "fauteuil"; ou "cuillère" faisant référence au profil et à la forme générale.

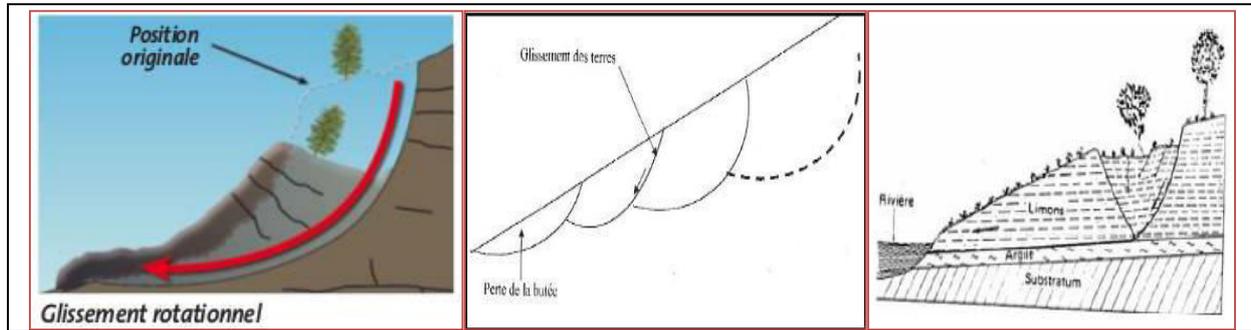


Figure 2.4. Glissements rotationnels

Le glissement rotationnel peut être superficiel ou profond.

a. Glissement rotationnel superficiel:

Les deux cas les plus fréquents sont:

- Glissement circulaire de crête (tête).
- Glissement circulaire de pied.

b. Glissement rotationnel profond:

Il apparaisse dans les remblais sur sol mou, ou quand le cercle de rupture est tangent au substratum lorsque ce dernier n'est pas profond.

2.4.2.1.3. Glissement complexe:

Les glissements complexes, ont souvent une surface de rupture non circulaire, et parfois quelconque. Ces ruptures peuvent avoir différentes causes:

- Anisotrope de structure.
- Anisotrope mécanique.
- Caractéristiques mécaniques variables en profondeur.
- Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou effondrement.

2.4.2.1.4. Autres types de glissements:

- Glissement en escalier: constitué par un ensemble de glissement courbe peu profond créant une topographie en escalier.
- Glissement par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain.
- Glissement composé: peut-être une combinaison des différents glissements précédemment décrits.
- La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une combinaison d'éléments courbes et plans.
- Glissement par fluage: il se produit sans modification des sollicitations extérieures.

En dessous on présente les caractéristiques et les causes mécaniques des différents types de glissement:

Tableau 2.1. Caractéristiques et les cause mécaniques des différents types de glissement de terrain

Le glissement	les caractéristiques	Les causes mécaniques
Glissement plane	-il se termine par une <i>longue</i> de matériaux gorgés d'eau et à structure argileuse. - le mouvement peut, quelque fois s'assimiler à un transport de matériaux (avalanches boueuses entraînant des arbres et blocs rocheux). - les vitesses de déplacement des matériaux peuvent être faible ou au contraire très grandes.	- action de l'eau: .par circulation, en particulier au contact substratum – terres meubles. .par accumulation dans des cavités (gypseuses par exemple) et brutalement libérée. - suppression de la butée de pied (travaux - affouillement)
Glissement rotationnel	-désordre de petite ou moyenne échelle (talus routiers par exemple). -se produisent en général en sols homogène. - les ruptures sont en général de crête ou de pied. - Les ruptures profondes caractérisent les sous-couches à faible résistance mécanique, ou ϕ est très voisin de zéro au moment de glissement.	-le poids propre et surcharges. -l'eau, modification du régime hydraulique. -les caractéristiques rhéologiques des sols. -suppression d'une butée de pied.
Glissement complexe	-désordres de moyenne à grande échelle. -sols hétérogènes. -glissement par phases avec rééquilibre instable entre elles.	-effets de poids. -nappe d'eau. -précipitations importantes (orages). -pendage de couches plastiques. -butée de pied.
Glissement par fluage	-Mouvements lents et continus. -Masses intéressées importantes. -Affectent surtout des versants naturels. -Il n'y a pas de surface de rupture apparente. -Le phénomène se produit sans modification des sollicitations extérieures.	-Aucune cause apparente. -phénomène proche de l'état limite équilibre – rupture.

2.4.3. Les coulées de boueuses:

Les coulées boueuses consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement. Ce sont des matériaux qui ont franchi leur limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des sols, des roches décomposées ou des éboulis fins, l'eau peut pénétrer au sein des matériaux par infiltration avant le déclenchement de la coulée ou au moment de la rupture par concentration des eaux de ruissèlement.

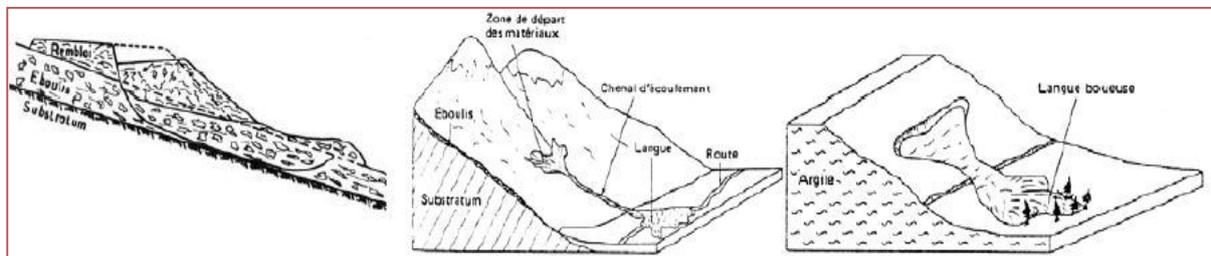


Figure 2.5. Les coulées boueuses

D'autre fois, il se produit un mélange d'eau de sols et de blocs, dans ce cas, le plus fréquent, les matériaux d'un glissement sont transportés par l'eau d'un glacier ou d'un torrent. C'est alors une coulée d'éboulis qui se forme.



Figure 2.6. Les coulées d'éboulis

Dans des zones gypseuses les coulées peuvent se produire parfois par effondrement et lubrification des eaux souterraines, on peut détailler les caractéristiques générales des coulées comme suit :

2.4.4. Le fluage:

Les fluages sont des mouvements quasi-continus à vitesse faible résultant d'un état d'équilibre instable. La surface de rupture est mal définie. C'est le cas par exemple d'un déplacement de terrain affectant, sans cause apparente, tout un versant [02].

Il est influencé par les phénomènes de:

- Gel, dégel.
- Saisons sèches et pluvieuses.

Il se produit fréquemment dans les pentes formées des argiles gonflantes et on peut le remarquer à travers:

- L'ondulation du sol.
- L'inclinaison d'arbres.

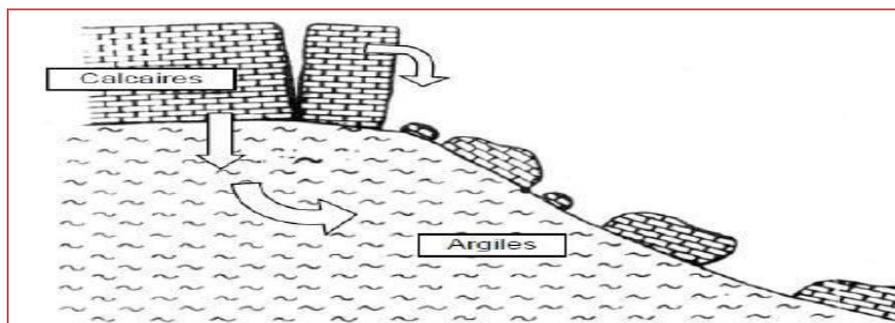


Figure 2.7. Le fluage

2.4.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles:

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue:

- les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante;
- les cercles de pieds (sont les plus courants dans ce type d'ouvrage);
- les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité [03].

2.4.6. Talus en remblais sur sols compressibles:

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse. Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux [03].

2.4.7. Stabilité sous les soutènements:

Dans ce genre d'ouvrage, il faut s'assurer contre les risques de rupture circulaire profonde.

2.4.8. Dignes et barrages en terre:

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue [03].

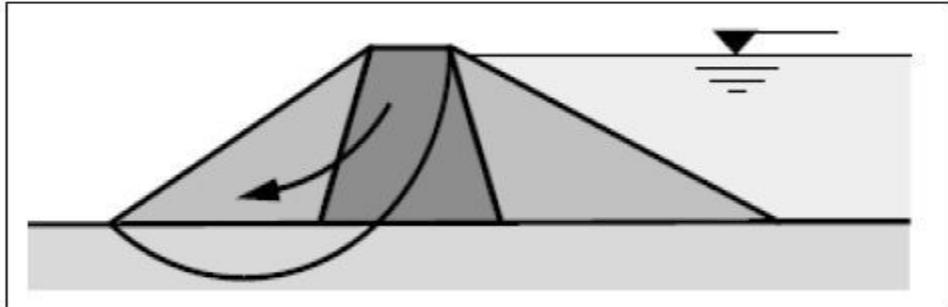


Figure 2.8. Barrage en terre

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité FS le long des cercles de glissement supposés:

- Pendant la construction et peu après la construction;
- Lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente);
- lors d'une vidange rapide.

2.5. Les méthodes d'analyse de la stabilité des talus:

Une fois la géométrie et les conditions du sol ont été déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes s'articulent autour de l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour une pente d'une part, et la localisation le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part [03].

La stabilité de pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite.

Ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode d'équilibre-limite, il existe plusieurs méthodes linéaires et non linéaires.

Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de facteur de sécurité et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

2.5.1. Définition du coefficient de sécurité:

Le coefficient de sécurité "Fs" est défini par l'expression suivante:

$$F_s = \tau_{\max}/\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\varphi/\tau \quad (2.1)$$

$$F_s = c' + (\sigma-u) \operatorname{tg}\varphi'/\tau \quad (2.2)$$

Dans laquelle :

- τ_{\max} : désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement
- τ : représente la contrainte de cisaillement effectivement mobilisée le long de la rupture.
- c : cohésion d'un sol;
- c' : cohésion effective d'un sol;
- σ : contrainte normale d'un sol;
- u : pression interstitielle de l'eau;
- φ : angle de frottement interne d'un sol;
- φ' : angle de frottement interne effectif d'un sol.
- Si :

$$\left\{ \begin{array}{l} FS > 1: \text{il n'y a pas de rupture} \\ FS > 1: \text{il y a pas de rupture.} \\ FS = 1: \text{il y a équilibre limite.} \end{array} \right.$$

2.5.2. Méthodes d'équilibre limite:

Il existe plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, qui reposent sur un calcul à l'équilibre limite. La plupart de ces méthodes utilisent la technique dite des tranches. Dans ces méthodes, le facteur de sécurité est calculé en utilisant une ou plusieurs équations d'équilibres statiques appliquées à la masse du sol.

Dans quelques méthodes telle la méthode de pente infinie, l'effort de cisaillement " τ " et l'effort normal " σ " peuvent être calculés directement à partir des équations d'équilibre statique, puis être employés dans l'équation (2.1) ou (2.2) pour calculer le facteur de sécurité.

Dans la plupart des autres cas, y compris la méthode de Bishop simplifiée, la méthode de Spenser, un procédé plus complexe est exigé pour calculer le facteur de sécurité en utilisant l'équation (2.1) ou (2.2), en cas des efforts effectifs; l'effort de cisaillement selon l'équation (2.2) est exprimé par:

$$\tau = c'/F_s + (\sigma - u) \operatorname{tg}\varphi'/F_s \quad (2.3)$$

Le facteur de sécurité est calculé en supposant plusieurs valeurs de Fs, et on calcul l'effort de cisaillement donné par l'équation (2.3) jusqu'à ce que l'équilibre soit réalisé.

En effet, la contrainte est réduite par le facteur de sécurité Fs, jusqu'à atteindre l'état d'équilibre [09].

2.5.3. Formes de surface de rupture:

Les méthodes d'équilibre limite nécessitent de définir au préalable la surface pour laquelle le coefficient de sécurité sera évalué. Les calculs du coefficient de sécurité sont répétés pour un nombre de surface ayant le facteur minimal de sécurité.

La forme de la surface de glissement dépend de la géométrie, des caractéristiques mécaniques, et des possibilités du procédé d'analyse utilisé [04].

Les formes de la surface de rupture peuvent être:

- surface de rupture plane,
- surface de rupture circulaire,
- surface de rupture quelconque.

2.5.3.1. Surface de rupture plane:

✚ Méthode de pente infinie:

A. Cas des sols pulvérulents (c=0):

La méthode de pente infinie suppose que la pente est une surface latérale infinie présentant une interface plane reposant sur un substratum, avec un écoulement d'eau parallèle à la pente. Pour les pentes composées de sols de faible cohésion (c=0).

La figure 2.9 représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées: w le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du blocs, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latéral, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V=0$ et que H et UL s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité.

Si le terrain est saturé sur toute sa hauteur z , il est possible de donner l'expression de la pression interstitielle " U " à la base d'une tranche verticale et à la profondeur z :

$$U = \gamma_w .z.\cos^2\beta \quad (2.4)$$

La contrainte effective normale et la force de cisaillement à la base de la tranche sont:

$$\varphi' = \varphi - U = (\gamma - \gamma_w) z.\cos^2\beta = \gamma'. z.\cos^2\beta \quad (2.5)$$

$$\tau = \gamma.z.\sin\beta .\cos\beta \quad (2.6)$$

De plus, la résistance au cisaillement mobilisable est:

$$\frac{\tau}{F_s} = \gamma'.z. \sin\beta .\cos\beta \quad (2.7)$$

L'égalité entre la force de cisaillement mobilisable et la force de cisaillement nous donne :

$$F_s = \frac{\gamma'.\text{tg}\varphi}{\gamma \text{tg}\beta} \quad (2.8)$$

Les valeurs de des réactions normales et tangentielles N et T ainsi que celle de la pression interstitielle U sont données par les formules suivantes :

$$T = \gamma \cdot b \cdot z \cdot \sin\beta \quad (2.9)$$

$$N = \gamma \cdot b \cdot z \cdot \cos\beta \quad (2.10)$$

$$U = \gamma_w \cdot b \cdot z \cdot \cos\beta \quad (2.11)$$

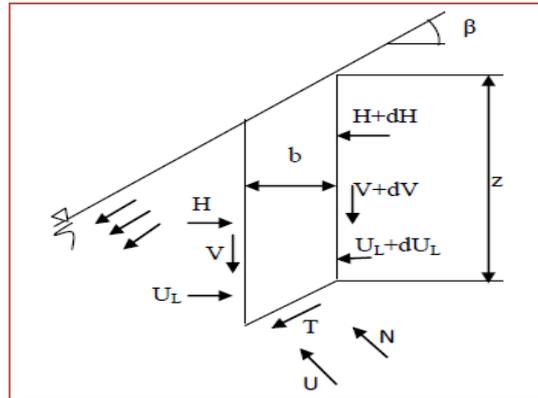


Figure 2.9. Talus infinis avec écoulement d'eau

B. Cas des sols cohérents ($c \neq 0$):

Une procédure semblable à la précédente, en considérant le matériau du talus comme cohérent, nous permet d'obtenir l'équation définissant le coefficient de sécurité.

Depuis longtemps, les études de stabilité des pentes naturelle instables, à long terme, sont analysées en tenant compte de cette approche.

Pour un écoulement parallèle à la pente, nous avons:

$$F_S = \frac{c}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} + \frac{\gamma' \cdot \text{tg} \varphi}{\gamma \text{tg} \beta} \quad (2.12)$$

2.5.3.2. Surface de rupture circulaire:

A : Méthode des tranches:

Beaucoup de méthodes d'équilibre statique s'adressent à un équilibre statique en divisant la masse du sol au-dessus de la surface de glissement supposée en nombre fini de tranches verticales.

✚ Méthode de Fellenius:

La surface de rupture est considérée comme circulaire et la masse glissée est divisée en plusieurs tranches verticales [03].

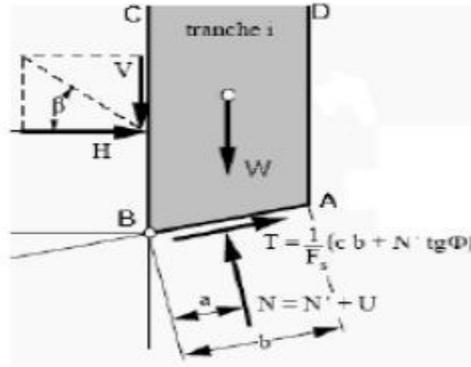


Figure 2.10. Une tranche i

On établit pour chaque tranche, la répartition des forces actives et résistantes que l'on totalise séparément.

Comme il est difficile d'évaluer les forces inter tranches horizontales H et verticales V , qui dépendent des nombreux paramètres, tels que les contraintes et les déformations locales du matériau.

Fellenius a proposé de négliger ces efforts dans le calcul du coefficient de sécurité et a défini par le rapport des moments (ou forces) résistants sur les moments (ou forces) moteurs [04].

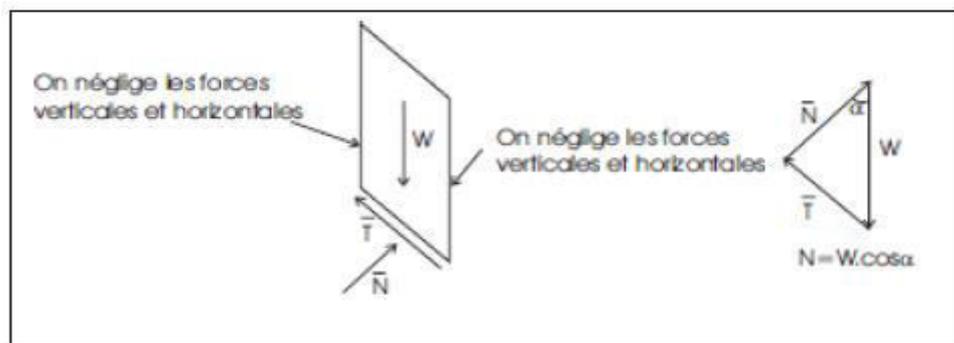


Figure 2.11. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

Soit :

$$F_s = \frac{\sum c' l + (w \cos \alpha - \mu l) \tan \phi'}{\sum w \sin \alpha} \quad (2.12)$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

B : Méthodes de Bishop :

a-méthode détaillé:

Les composantes $V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1}$ des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (figure 2.5). Bishop a publié une méthode, appelée "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:

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^m w \cdot \sin \alpha} \sum_1^m \frac{[w + (V_n - V_{n+1}) - ub]tg\varphi' + c'b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{tg\varphi}{F_s}} \quad (2.13)$$

Pour déterminer F_s , il faut:

- procédure par itérations successives, puisque F_s figure aux 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 que 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 les cercles de glissement, déterminer $V_n - V_{n+1}$ est alors possible.

b-méthode simplifiée:

✚ Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- elle néglige les forces verticales entre les tranches (**figure 2.7**).

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

D'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($V - H = 0$), nous aurons:

$$N = \left[W - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha - \mu l \tan \varphi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad (2.14)$$

$$F_s = \frac{\sum [c'l \cos \alpha + (w - \mu l \cos \alpha) \tan \varphi'] / m_\alpha}{\sum w \sin \alpha} \quad (2.15)$$

Où :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \varphi'}{F_m} \right) \quad (2.16)$$

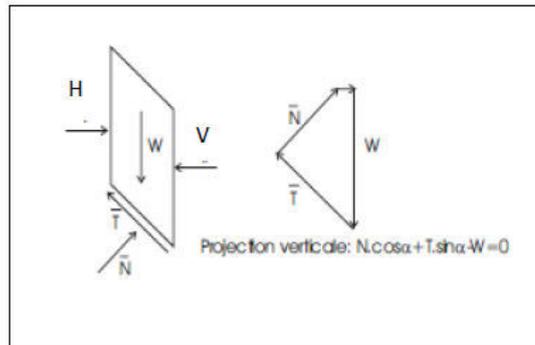


Figure 2.12. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme Point de départ de cette itération.

Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le Calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur [04].

2.5.3.3. Surface de rupture de forme quelconque:

Dans certains cas, la morphologie du site permet de prévoir la ligne de glissement la plus probable ou du moins son allure. Si celle-ci est ni circulaire, ni plane, on parle de rupture non circulaire.

Le coefficient de sécurité peut être calculé par la méthode des tranches mais il n'est plus possible de négliger l'action des forces internes agissant sur un plan vertical. De plus, comme pour la méthode de Bishop détaillée.

2.6. Les différentes techniques de confortement :

En général, on peut regrouper les méthodes de confortement en trois catégories :

- modifications géométriques (déchargement, reprofilage et substitution).
- Renforcement.
- Drainage.

2.6.1. La modification géométrique :

2.6.1.1. Le déchargement en tête :

C'est le terrassement de la partie supérieure, on aura une diminution du poids moteur, ce qui augmentera le coefficient de sécurité.

La méthode de dimensionnement consiste en n calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête [05].

2.6.1.2. Le chargement en pied :

Appelé aussi berme ou butée, l'ouvrage agit par contre balancement des forces motrices. Pour le rendre faible, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place



Figure 2.13. Chargement au pied d'un talus.

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur base [05].

2.6.1.3. Le Reprofilage :

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à ajouter un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants [05].

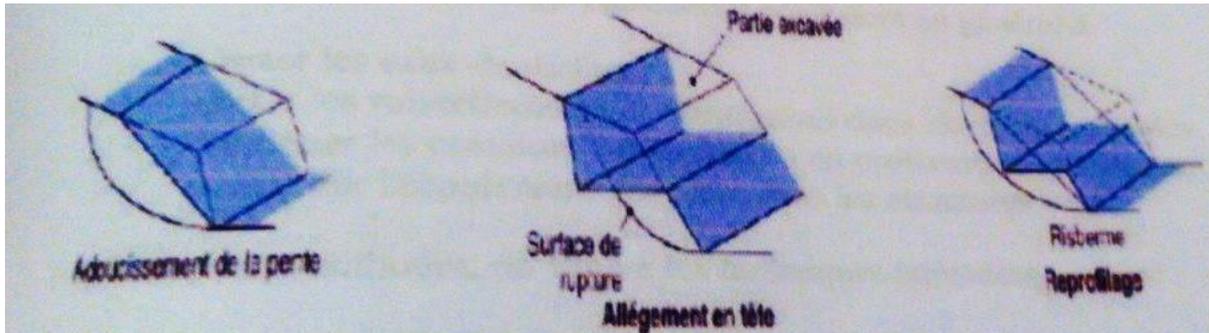


Figure 2.14. Les différents procédés de modifications géométriques

2.6.1.4. La substitution :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution [05].

2.6.2. Le drainage :

Souvent, l'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain, il joue un rôle moteur déterminant.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons :

- il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

2.6.2.1. Les tranchées drainantes :

Ce sont des ouvrages utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau. Le choix de l'implantation, de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage [08].

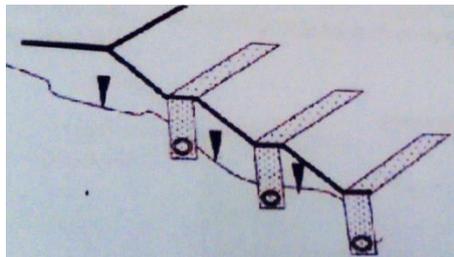


Figure 2.15. Tranchées drainantes.

2.6.2.2. Les éperons drainants :

Les éperons drainants sont des excavations étroites (d'environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7 m.

Ça consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers.

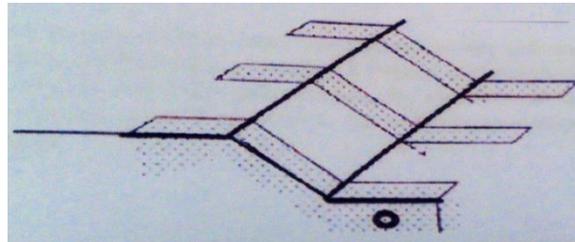


Figure 2.16. Eperons drainantes.

2.6.2.3. Les drains subhorizontaux :

C'est une technique qui consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5 %) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain. Elle est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

Cette méthode est souvent inefficace dans des formations argileuse (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse), le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas. [08].

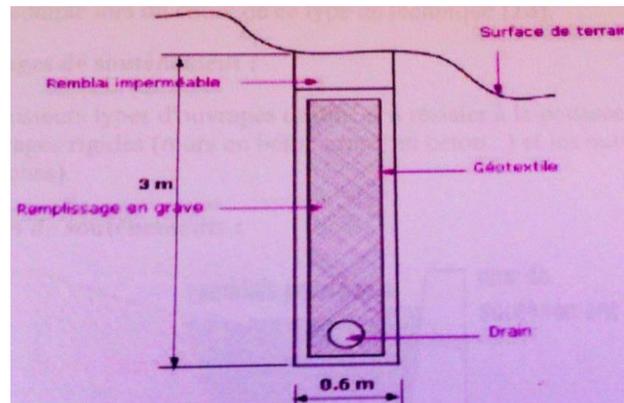


Figure 2.17. Les drains horizontaux

2.6.3. La végétation :

La végétation possède un rôle stabilisateur par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement.



Figure 2.18. L'implantation des plantes dans un talus

2.6.4. Les éléments résistants :

Ces procédés ne s’attaquent pas à la cause des mouvements mais visant à réduire ou à arrêter

Les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique [05].

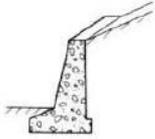
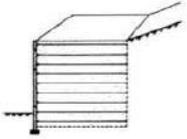
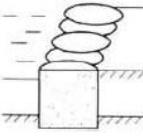
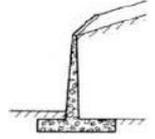
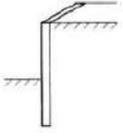
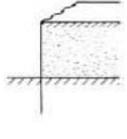
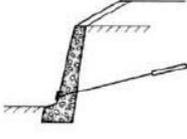
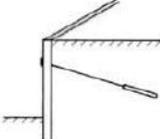
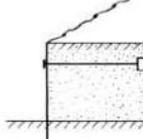
Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c’est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu’il s’agit d’un ouvrage de soutènement en déblai.

L’effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l’ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par encastrement de l’ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par des ancrages.

Le **tableau 2.2** montre les divers types d’ouvrages de soutènement classés d’après la distinction précédente, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples. [06].

Tableau 2.2. Classification des éléments résistants d’après le mode de reprise de la poussée

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l’ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

2.6.5 Les Geosynthetic :

Les géosynthétiques sont des produits dont le principale constituant 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 et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d’aviation, etc.

Les rôles principaux des géosynthétiques sont les suivants :

- **Séparation** : prévention contre le mélange des deux matériaux de natures différentes par l'emploi d'un géotextile.
- **Renforcement** : utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles afin d'améliorer les propriétés mécaniques des sols.
- **Protection** : fonction consistant à empêcher les endommagements localisés concernant un matériau donné en utilisant le géotextile, en général une géomembrane.
- **Étanchéité** : contrôle de la migration de gaz ou de liquide.
- **Filtration** : maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile.
- **Drainage** : collecte et transport des eaux pluviales, souterraines ou d'autres liquides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles. [07].

2.7. Conclusion :

La Technique de confortement choisie face aux mouvements des terrains doit prendre en considération les cotés suivants :

- **coté résistance** : la méthode soit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- **coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible sur le marché, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité)** : la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

Sur ce chapitre on va se focaliser sur la méthode de renforcement par géosynthétiques, ses différents types, ses avantages et plus particulièrement ceux de géogrille vu le thème de notre recherche.

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE.

3.1. Introduction :

L'idée de renforcer les sols par inclusion n'est pas récente. Dès l'ancienne Égypte, les bâtisseurs des grands pyramides utilisaient des rampes renforcées empiriquement grâce à la mise en place de lits de roseaux et aléatoirement de poutres en bois de palmier.

Ces rampes étaient des sortes de remblais provisoires pouvant atteindre 20 mètre de hauteur et servant à hisser les blocs constitutifs de l'édifice.

Quelques exemples de renforcement de sols notamment des digues construites par des terres et des branches d'arbres, qui ont été utilisés en Chine depuis 1000 ans, puis par la suite tout le long de la rivière du Mississippi après 1880.

Les Français qui se sont installés à Fundy baie au Canada ont utilisé des bâtons pour le renforcement des abouts de la digue.

Durant le 17^{ème} et le 18^{ème} siècle, en Angleterre des chevilles en bois ont été utilisées en érosion et en contrôle de glissement de terrain, le bambou ou les fils de maille ont été utilisés universellement pour le revêtement de contrôle d'érosion.

3.2. Définition Des Sols Renforcés :

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer à un sol des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Les sols renforcés sont fréquemment utilisés à présent pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

3.3. Améliorer les caractéristiques internes des sols :

3.3.1. Le principe :

Il est possible d'apporter une stabilité à un massif en améliorant ses caractéristiques mécaniques. Cette amélioration est obtenue, en général, par une incrustation dans le massif, d'éléments mécaniquement plus performants que le sol lui-même, donnant à celui-ci une meilleure résistance au cisaillement.

La recherche appliquée et l'apport individuel de quelques Ingénieurs hors norme ont permis de mettre au point des principes constructifs permettant d'apporter des idées nouvelles et des innovations dans l'amélioration des caractéristiques des sols. Nous présentons ci-après les principales solutions utilisées en la matière.

3.3.2. La Terre-Armée :

Dans les années 60, Henri Vidal dépose le brevet de la «Terre-Armée». C'est un principe de renforcement des sols par l'association d'armatures métalliques et de remblai grenu, type sable, qui permet la formation d'un massif mécaniquement plus performant.

Ce renforcement est constitué d'un parement béton modulaire dont l'élément de base est appelé écaille. Les écailles sont reliées aux armatures constituées, elles, en lanières métalliques. [10]

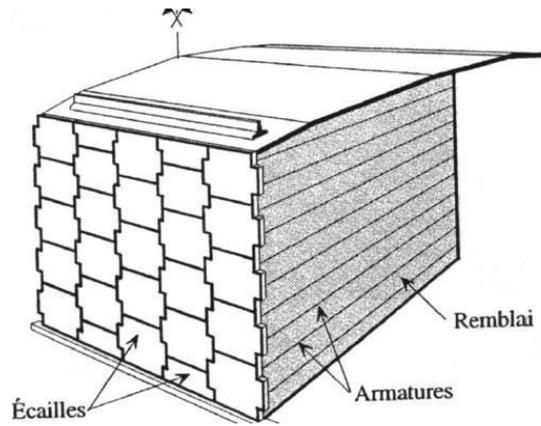


Figure 3.1. La terre armée

3.3.3. Le freyssissol :

Devant le problème de corrosion des armatures métalliques et le développement des produits synthétiques, mécaniquement performants et chimiquement stables, la société Freyssinet a mis au point un procédé de terre armée à base d'une armature synthétique faite à partir de polyester, le Freyssissol est alors né !

Il est apparu dès que le brevet de monsieur Vidal est tombé dans le domaine public. D'ailleurs c'est la société Freyssinet, filiale du groupe Vinci qui racheté la société Terre armée dans les années 90.



Figure 3.2. Le freyssissol.

3.3.4. Le textsol :

Le Textsol est un **matériau composite** obtenu par un mélange de sol (sable) et de fils textiles tridimensionnel. Il peut être engazonné pour un effet esthétique. [10] [12]



Figure 3.3. Le textsol.

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE.

Il est utilisé dans les travaux d'élargissement de plates-formes routières ou ferroviaires ou dans les ouvrages de soutènement.

3.3.5. Le Terratrel :

Le TerraTrel est un parement léger constitué d'un treillis métallique relié à des armatures en acier. Également appliqué aux ouvrages provisoires, son intégration à l'environnement se fait par végétalisation ou par minéralisation.



Figure 3.4. Le Terratrel.

3.3.6. Le Pneusol :

Le Pneusol est un mélange de pneus et de sol, dans lequel les pneus sont utilisés comme renforts du sol. Ils sont capables de supporter des efforts de traction importants et sont soit entièrement soit partiellement découpés afin d'être associés en nappes, en couches superposées, grâce à des attaches métalliques. [10]

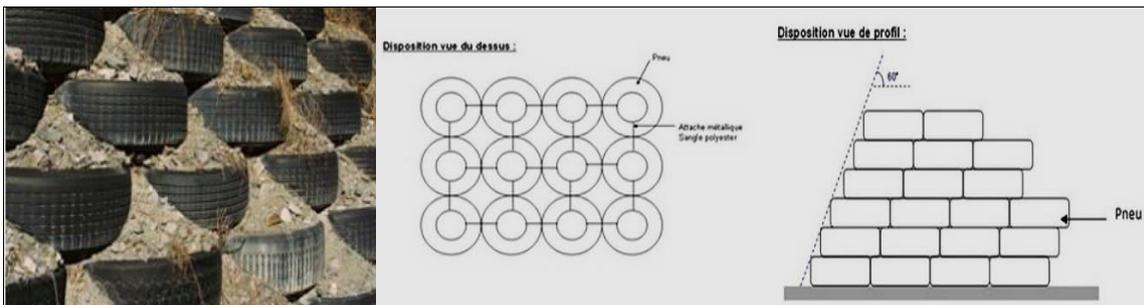


Figure 3.5. Le Pneusol.

3.3.7. Le cloutage :

Le cloutage de sol est un principe d'amélioration du sol à l'aide d'armatures métalliques mises en place à l'intérieur de forages réalisés dans le massif à stabiliser.

L'intérêt d'un tel procédé est de réaliser le raidissage des pentes de talus avant de procéder au déblai.

Le parement est réalisé à l'aide d'un béton projeté et les armatures sont courantes car il s'agit d'armatures de béton armé sans autre prescription complémentaire.

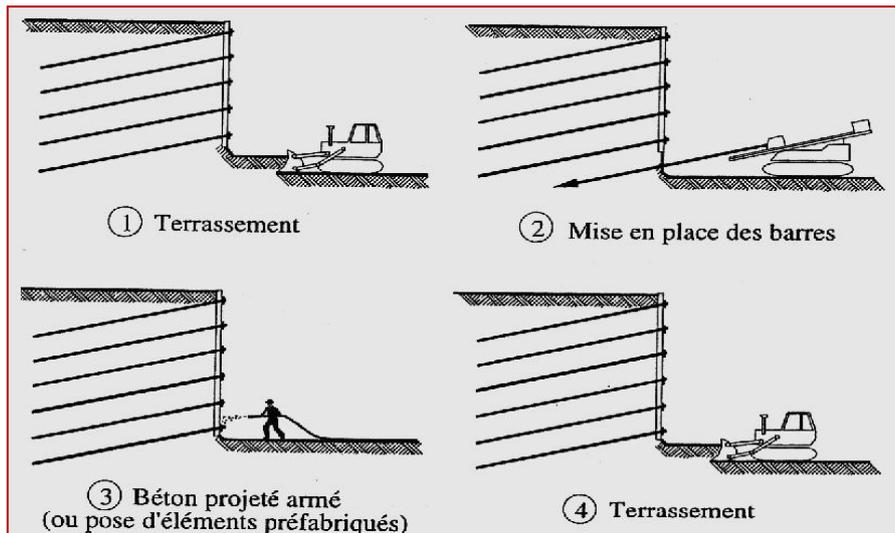


Figure 3.6. Le cloutage.

3.3.8. Renforcement par Géosynthétiques :

3.3.8.1. Le Renforcement Par Geotextiles :

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

3.3.8.2. Le Renforcement Par Geogrilles :

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. En particulier, on peut distinguer les géogrilles uni axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré.

3.3.8.3. Avantages De L'utilisation De Geosynthétiques Pour Le Renforcement:

- amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- diminution des emprises;
- création de merlons antibruit d'aspect naturel;
- réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);

- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- préservation de l'aspect naturel du paysage;
- optimisation des coûts de construction.

3.4. Renforcement des sols par inclusion flexibles :

3.4.1. Les géotextiles :

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymères et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. [12]

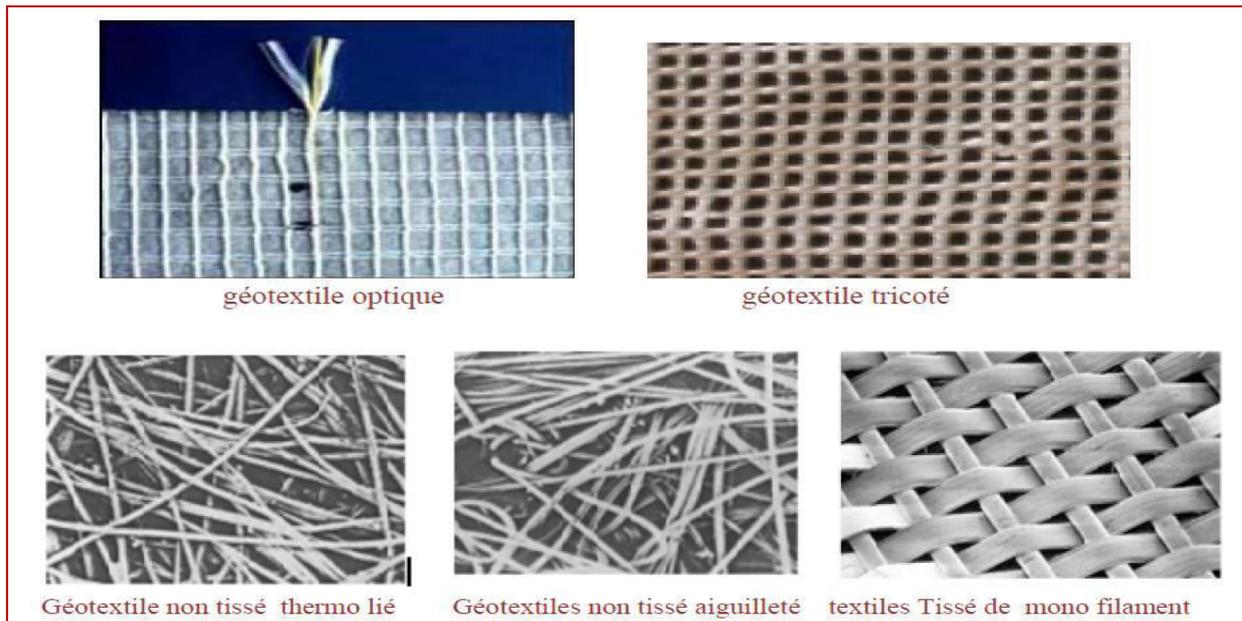


Figure 3.7. types de géotextiles.

3.4.1.1 .Le géotextile non tissé :

Ce sont des nappes constituées de filaments continus (ou de fibres coupées) disposés de façon aléatoire et liées par différents procédés mécanique, thermique ou chimique.

L'aiguilletage est un procédé de liaison purement mécanique dans lequel un grand nombre d'aiguilles hérissées d'ergots traversent le filament ou de fibres dans un mouvement alternatif rapide. Les aiguilles enchevêtrent les fibres qu'elles rencontrent, ce qui donne à la nappe une cohésion importante.

Le thermo-sondage consiste à comprimer à chaud la nappe de fibres en la faisant passer entre deux rouleaux, il en résulte une soudure superficielle des fibres entre elles.

La liaison chimique qui consiste à imprégner la nappe de fibre d'un liant est actuellement peu utilisée en raison de son coût.

3.4.1.2. Les géotextiles tissés :

Ce sont des produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.

Les géotextiles tissés sont largement utilisés avec une grande variété de sols, cohérents et non cohérents, pour contribuer à la formation d'un filtre naturel.

Cela permet la diffusion des surpressions interstitielles, de plus, grâce à ses caractéristiques de résistance et à un allongement contrôlé, ils facilitent les constructions utilisant des sols.

3.4.1.3. Le géotextile tricoté :

Ils sont constitués de mailles successives disposées en colonnes et en rangées. Ils sont très déformables. Ces produits sont très peu utilisés en génie civil.

3.4.2. Géocomposite :

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille combinée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de chaussée (fonction de renforcement, particulièrement en réfection). [10]



Figure 3.8. Structure géocomposite.

3.5. Cas spécifique des géogrilles:

3.5.1. Définition:

Les géogrilles sont des produits géosynthétiques à mailles ouvertes, à base de polymère, conçus dans le but d'améliorer la performance des sols granulaires. La structure sol-géogrille composite est construite en combinant la résistance à la traction de la géogrille synthétique. [09]

Avec les propriétés de frottement et d'interpénétration entre le sol et la géogrille. La résistance de la géogrille aux produits chimiques permet de mettre en place des structures très durables qui assurent une haute performance voir la figure ci-dessous:



Figure 3.9. Échantillons de géogrilles

Les matériaux sont généralement des matières plastiques (polymères peu dégradables) et plus rarement métalliques. Certains de ces matériaux ne sont pas compatibles avec le ciment (corrosif). On peut distinguer les géogrilles uniaxiales et les géogrilles biaxiales:

3.5.1.1. Les géogrilles uniaxiales:

Ils sont des structures de *polyéthylène haute densité* possédant de longues ouvertures dans le sens longitudinal (voir la figure 3.10). Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogrille provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage, suite à la compaction de ce dernier dans les ouvertures de la grille.

Grâce à leur géométrie unidirectionnelle, elles possèdent une **résistance élevée en traction** dans le sens longitudinal et permettent de transférer les charges dans le sens de leur longueur. Ce type de grille est généralement utilisé pour le **renforcement des sols** dans une direction comme dans le cas d'un renforcement de talus, ou comme composante dans les murs de soutènement pour transférer les efforts de la façade vers le massif de sol.

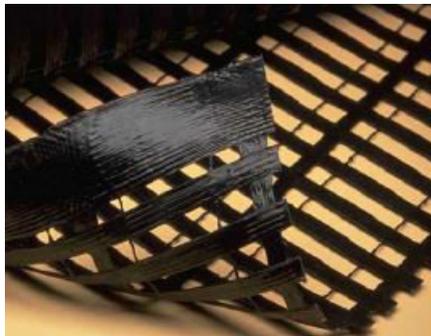


Figure 3.10. Géogrillesuniaxiale.

3.5.1.2. Les géogrilles biaxiales:

Ils sont des structures de polyéthylène haute densité possédant des ouvertures carrées. Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogrilles provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage suite à la compaction de ce dernier dans les ouvertures de la grille. Grâce à leur géométrie bidirectionnelle, elles possèdent une résistance en traction dans les deux axes et permettent de transférer les charges dans les deux sens. Ce type de grille est généralement utilisé pour le renforcement des fondations de routes ou de plateformes voir les figures ci-dessous:



Figure.3.11. Géogrillesbiaxiale.

3.5.2. Mode d'action:

- 1) Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contrainte non seulement par frottement sol-géogrille mais aussi par auto-blocage entre la grille et le remblai.
- 2) Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrilles.
- 3) D'autre part, la nature même des géogrilles fait que leur module d'élasticité est élevé ce qui génère une grande résistance à la traction pour de faible contrainte. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie.
- 4) Leur surface de contact avec le sol est plus faible: l'ancrage des géogrilles se fait essentiellement par le blocage d'éléments à l'intérieur des mailles. Ceci a pour effet d'augmenter la cohésion entre les grains. On peut ainsi obtenir des valeurs du coefficient de frottement $f\phi > 1$ lors d'un essai de cisaillement. Ce phénomène dénommé la "pseudo-cohésion", nécessite une adéquation entre le diamètre moyen des grains et la taille de la maille.
Les meilleurs résultats en ancrage semblent être obtenus pour des sols bien triés (Cu faible, granulométrie uniforme) et pour des diamètres de maille de l'ordre de 3 à 15 fois de D50 du matériau.
- 5) Selon certaine marques (doc. Tenser), le coefficient $f\phi$ serait de 0,9 à 1 en présence de roches broyées ou de graves [11].

3.5.3. Caractéristiques des géogrilles:

D'une manière générale les géogrilles présentent les caractéristiques suivantes [11] :

- 1) **Avantage:**
 - une certaine rigidité et solidité ; les *côtes* des géogrilles sont souvent plus rigides que dans le cas des autres géotextiles.
 - une très grande porosité, c'est-à-dire des ouvertures de maille (l' entre nervures longitudinales et transversales, assez grandes pour permettre que les matériaux du sol la traverse de part en part, à la différence d'autres géotextiles, qui au contraire laissent passer l'eau ou l'air, mais résistent aux matériaux du sol ou à la grave apportée.
 - excellente perméabilité (colmatage impossible)
 - Ils permettent un «*travail à froid*» (pas de bitume à faire fondre).
- 2) **Inconvénients:**
 - peu de souplesse en flexion
 - recouvrement important conseillé.

3.5.4. Les matériaux constitutifs des géogrilles:

Les géogrilles se différencient selon leur matériau constitutif et selon leur mode de fabrication. Elles peuvent donc être [11] :

- thermoformées
- extrudées
- sous forme de bandes extrudées soudées
- tissées, poinçonnées

Il est important de noter d'une grille à mailles souples et déformables favorise l'imbrication des grains dans le maillage et donc augmente sensiblement la capacité d'ancrage du produit (dans certaines conditions de granulométrie difficile à déterminer précisément).

Le comportement mécanique dépend surtout du matériau constitutif de la géogrid. De manière générale, peu d'essais et de préconisations correspondent au contexte des sols à forte granulométrie.

3.5.4.1. géogrids en polypropylène (PP), polyéthylène haute densité (PEHD):

✚ conditions restrictives:

- pH compris entre 2 et 12;
- Ne pas utiliser en présence de sulfates dans le sol;
- Ne pas utiliser en présence de métaux de transition.

✚ Avantages :

- faible endommagement à la mise en oeuvre (par exemple, le coefficient de sécurité Tenser de 1,2 si $D_{max} = 100mm$ et $D_{50} = 30 mm$);
- Utilisation à (presque) les pH rencontrés dans l'environnement.

✚ Inconvénients:

- Comportement relativement médiocre au fluage surtout pour le polypropylène (PP) (le coefficient de sécurité Tenser de 2,3 sur PEHD uniaxiale et de 4 sur PP biaxiale);
- La résistance à une exposition aux UV est mal connue.

3.5.4.2. géogrids en polytéréphtalate d'éthylène ou polyester (PET):

✚ conditions restrictives:

- pH compris entre 3 et 9 (utilisation recommandée à des pH compris entre 5 et 8);
- Ne pas utiliser avec des sols calcaires;
- Ne pas utiliser avec des sols traités à la chaux ou au ciment;

✚ Avantages :

- Très bon comportement en fluage (coefficient de sécurité Tenser de 1,75).

✚ Inconvénients:

- Endommagement assez important lors de la mise en oeuvre (coefficient de sécurité Tenser de 1,5 à 1,7 suivant revêtement PVC ou Acrylic si $D_{max} = 100mm$ et $D_{50} = 30 mm$);
- Prix coûteux.

3.5.5. quelques exemples de l'Utilisation des géogrids (Tensar) dans le renforcement des remblais :

3.5.5.1. System Géogrids (tensar)/mur :

Grâce à sa construction sans mortier ni coffrage, le système **géogrid-Tensar/ Mur** permet de réaliser les travaux rapidement et à coûts réduits. Les blocs modulaires sont fabriqués en béton.

Ils peuvent être réalisés en fonction de des besoins dans des couleurs et des aspects de surface différents.

Le système **géogrid-Tensar/ Mur** est esthétique et requiert un entretien minime. Le système bénéficie d'un agrément technique européen (BBA).

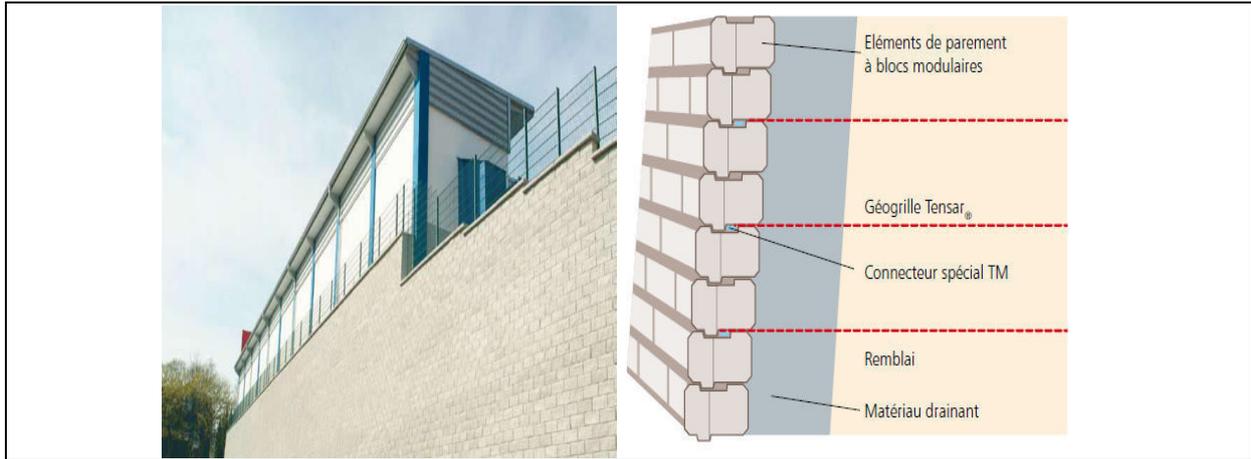


Figure 3.12. Système géo grille/ mur.

3.5.5.2. Système géo grilles(tensar)/Gabions :

Le système géo grilleTensar/Gabions est composé de cages en acier spécial galvanisé. En choisissant pour chaque projet les pierres du remplissage, on peut obtenir un rendu visuel quasi naturel ou une configuration résolument moderne. Le bas des cages de gabions est relié à une géo grilleTensar par une tige en acier galvanisé.

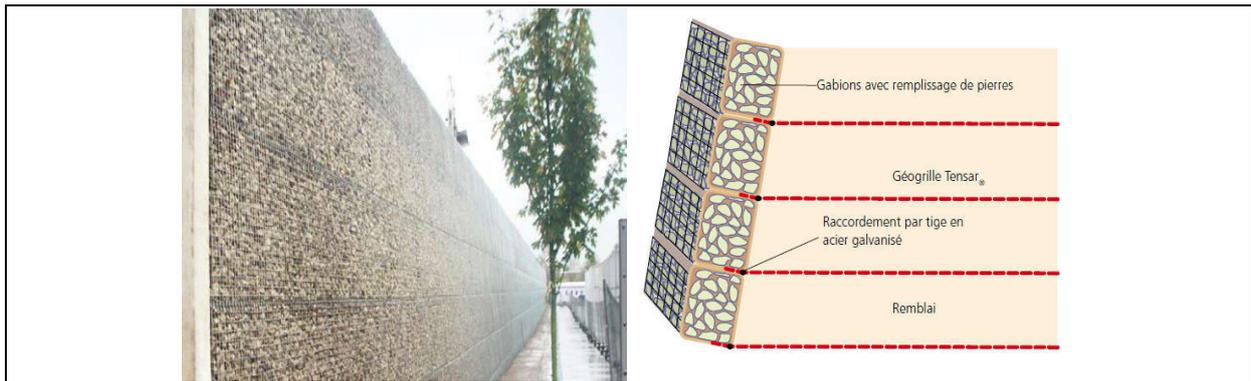


Figure 3.13. système géo grille/gabions.

3.5.5.3. Système géo grilles(tensar)/panneaux de béton :

Le système Tensar/Panneaux de béton, convient pour la réalisation de structures telles que murs de soutènement verticaux et culées d'ouvrages. Comparativement aux solutions de soutènement traditionnelles en béton armé, cette solution s'avère particulièrement économique.Des amorces de géo grille sont scellées en usine dans le béton frais des panneaux servants d'éléments de parement.Après mise en place des panneaux, les amorces sont liaisonnées à la longueur de géo grille nécessaire au renforcement au moyen d'un connecteur **PEHD Tensar** puis le remblai est mis en oeuvre et compacté par couches successives.

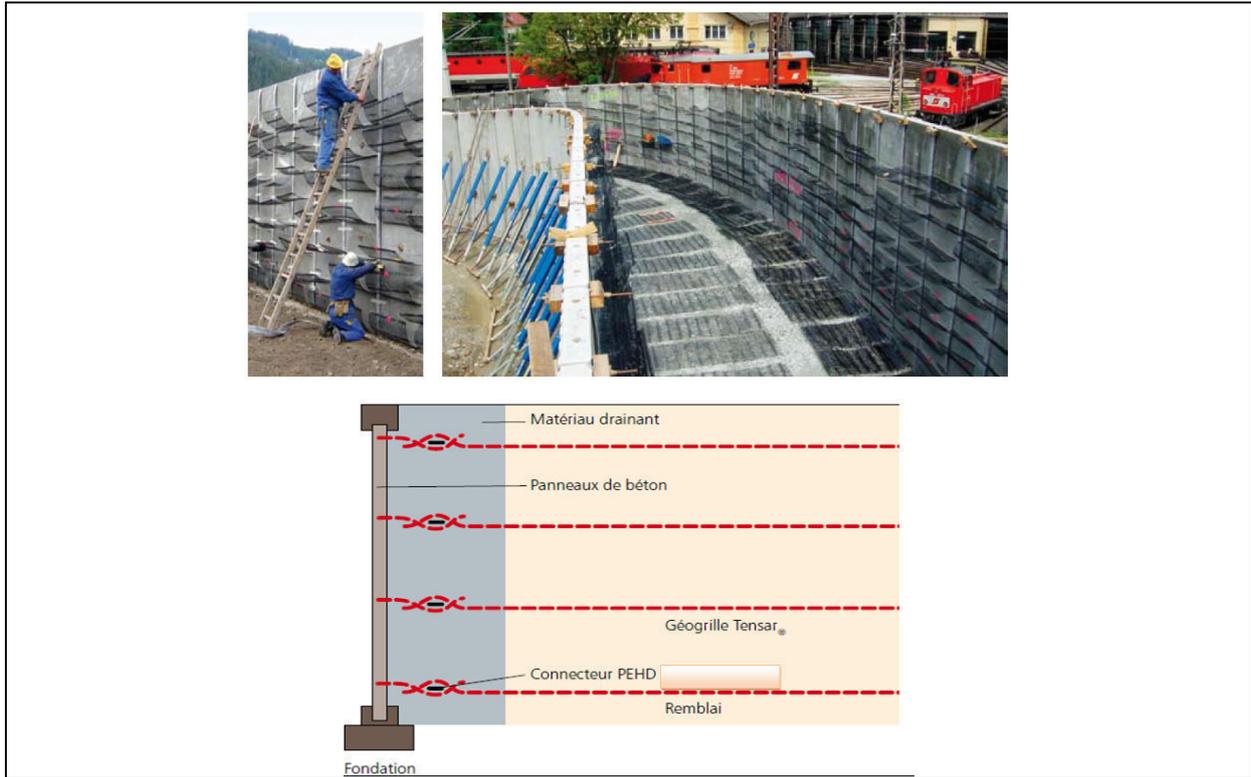


Figure 3.14. Système Géogrille/panneaux de béton.

3.5.5.4. Système géogrilles(tensar)/Pierres naturelles :

Le système Tensar/Pierres naturelles est une alternative économique aux murs de pierre sèche conventionnels.

Avec des géogrilles Tensar et l'emploi de pierres du site, on peut aisément retrouver l'aspect d'un mur de pierre sèche.

Deux constructions différentes sont possibles :

- Il est possible d'une part de fixer les géogrilles à l'arrière des blocs de pierre naturelle en les insérant dans un scellement à base de mortier.
- On peut également réaliser un enveloppement en géogrilles, et conserver un parement en pierre naturelle.

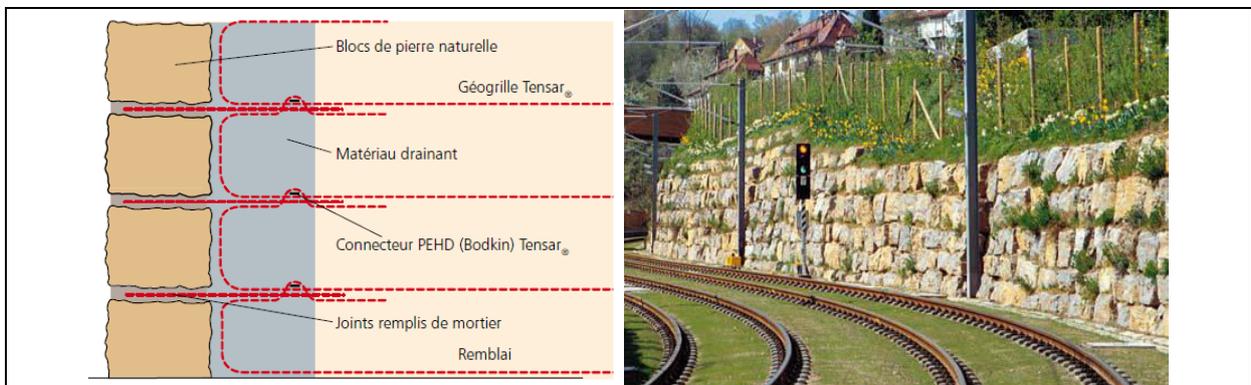


Figure 3.15. Système géogrille/pierres naturelles.

3.5.5.5. Système géogrilles (tensar)/Vert EV :

Le système Tensar/vert EV vous permet une construction économique et naturelle. Avec ce système, les géogrilles sont posées en couches successives, le parement est réalisé par enveloppement du remblai qui est ensuite compacté. La géogrille qui sert à envelopper la couche de remblai inférieure est raccordée à la géogrille supérieure par un connecteur pour obtenir un parement rectiligne, un coffrage temporaire est nécessaire.

✚ Composants du Système géogrilles (tensar)/Vert EV :

- géogrilles monolithiques rigides.
- Connecteur.
- Coffrage temporaire.
- protection anti-érosion. [11]

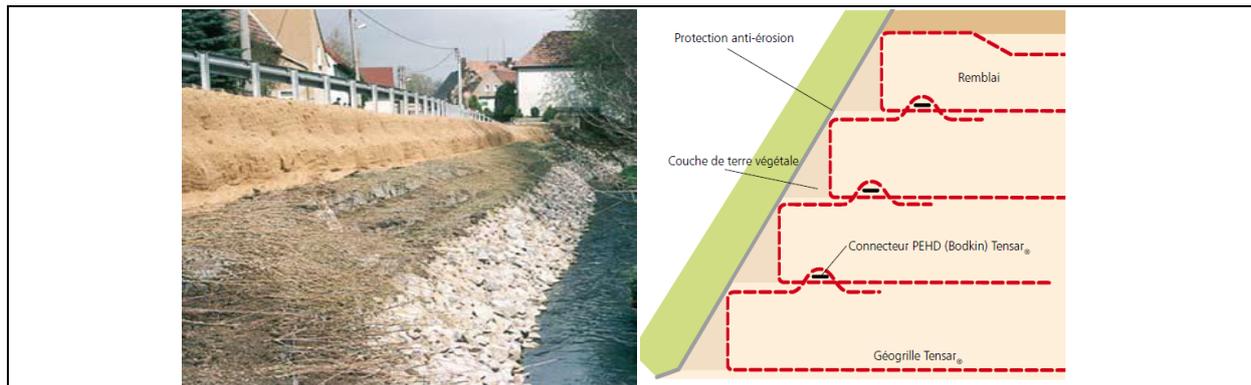


Figure 3.16. Système géogrille/Vert EV

3.6. Cas spécifique :

3.6.1. Introduction :

Nous présentons dans ce paragraphe un cas d'étude expérimentale concernant « l'effet du renforcement géosynthétique de type géogrille sur le comportement mécanique d'un matériau argileux » réalisé par [13].

En technique routière, le choix de la structure des chaussées se fait à partir de deux critères principaux: la circulation et les caractéristiques du sol de fondation telles que sa résistance aux poinçonnements, sa résistance à la compression et sa déformation.

Dans cette étude, on présente les différents résultats de l'essai CBR effectué sur un matériau argileux seul puis renforcés avec des nappes géosynthétiques de type géogrilles, ainsi que les résultats de l'étude de la compression simple.

3.6.2 Programme expérimental :

Dans l'approche expérimentale, on a utilisé une argile provenant de la région de Sidi Abdallah. Initialement, on a procédé à l'identification et la caractérisation de notre matériau de base par l'élaboration d'une série d'essais classiques, à savoir, des analyses chimiques, essais de granulométrie, essais Proctor modifié et essais CBR, puis on a procédé à étudier le sol renforcé selon l'essai CBR immédiat et imbibé (4jours) et l'essai de compression simple à l'appareil triaxial.

3.6.3 Caractérisation des matériaux d'étude :

3.6.3.1 La géogrille :

Dans le cadre de ce travail, on a choisit la géogrille qui est un géosynthétique très utilisé aujourd'hui dans le domaine routier, il s'agit d'une géogrille de la société 6D solutions, c'est une CIDEX 50s1 composée d'un complexe grille en fibre de verre associé à un non-tissé synthétique. La fibre de verre est obligatoirement recouverte d'une enduction polymère assurant sa protection mécanique et chimique.

Le rouleau du CIDEX 50s1 a une masse surfacique de 300g/m², de couleur blanche, la taille des mailles (l'entraxe) est de 40mm*40mm et son épaisseur est de 11.3mm. (Voir **figure 3.17**)



Figure 3.17. Présentation de la géogrille.

Le poids de la fibre de verre + résine du type PVC est de 283 g/m² tandis que le poids du non-tissé de polyester (fibres synthétiques) n'excède pas 17 g/m². Cette géogrille présente une résistance mécanique de 50KN/m et elle est la plus recommandée et la plus utilisée pour le renforcement des sols.

3.6.3.2 Le matériau argileux :

La composition chimique de notre matériau argileux est donnée dans le **tableau 3.1** et montre une forte présence de la silice.

Tableau 3.1. Composition chimique sommaire du sol argileux

Matériau	Composition
Silice (SiO ₂)	82.41%
(CO ₂)	1.90%
(Fe ₂ O ₃ , Al ₂ O ₃)	8.88%
Gypse (CaSO ₄)	Traces
Chlorures (NaCl)	0.41%
Carbonates (CaCO ₃)	4.31%
Perte au feu	4.06%
Eau de constitution	2.16%
Bilan	98.17%

Par ailleurs, le matériau utilisé est caractérisé par un indice de plasticité de 18.39 et une valeur au bleu de méthylène de 1.73 permettant ainsi de le classer selon le guide technique

« Réalisation des remblais et des couches de forme » du septembre 1992 comme argile sableuse peu plastique A2.

On retrouve dans la (figure 3.18) la courbe granulométrique du matériau utilisé.

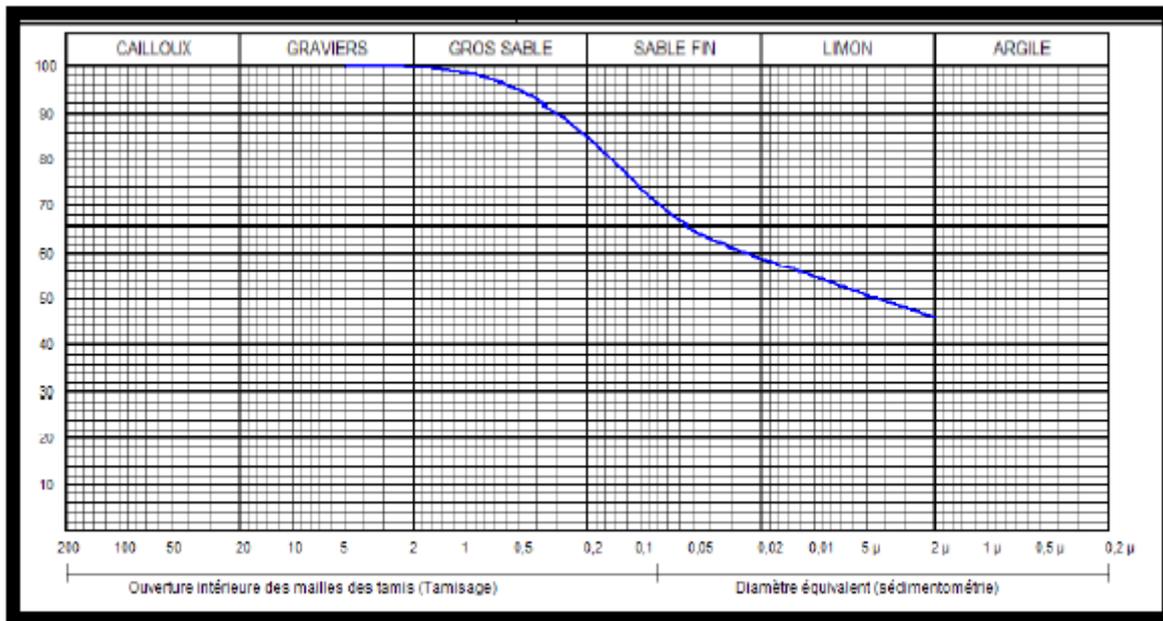


Figure 3.18. Courbe granulométrique du matériau argileux.

3.6.4 Étude de la portance du sol :

L'étude de portance est basée sur l'essai de poinçonnement CBR immédiat et imbibé à 4 jours, pour ce faire, on a choisit de positionner la nappe de renforcement à 4H/5 à partir de la base, et dans le cas des renforcements avec 2 nappes, la première est placée à 4H/5 tandis que la seconde est mise à H/2.

On trouve dans le tableau 3.2 les différents résultats de notre essai avec le gain de portance correspondant à chaque cas. Le gain de portance représente la différence des indices de portance obtenus entre le matériau seul et celui renforcé avec les nappes de géogrilles pour l'immédiat IPI et pour l'imbibé IP.

Tableau 3.2. Gain de portance pour le poinçonnement immédiat et imbibé.

	IPI	ΔIPI (%)	IP	ΔIP (%)
SEUL	20.63	-	5.23	-
1 nappe de géogrille	32.37	56.91	7.29	39.40
2 nappes de géogrille	41.72	102.23	10	91.01

Les résultats obtenus montrent l'efficacité du renforcement géosynthétique. La géogrille donne une amélioration de portance à court terme allant jusqu'à 57 % pour une seule nappe et 102 % pour le renforcement avec deux nappes. A long terme l'amélioration est de l'ordre de 39 % pour une seule nappe et 91 % pour deux nappes.

3.6.5 Etude de la résistance à la compression simple :

Le matériau non renforcé est une argile sableuse peu plastique, sa déformation au cours de l'essai s'est traduite par un élargissement de la section de l'éprouvette en forme de

tonneau. Le renforcement avec les géogrilles nous a donné des formes de déformées assez particulières, puisque les nappes sont très extensibles et souples. Les éprouvettes ont pris une forme amincie au niveau du renforcement (H/2 et 4H/5) pour chaque cas comme présenté dans la **figure 3.19**.



Figure 3.19. Déformation des éprouvettes.

La raideur des sols est caractérisée par le module de Young ou module d'élasticité. En effet, à pression égale, un matériau ayant un module d'élasticité élevé subira une déformation plus faible qu'un matériau ayant un module d'élasticité petit.

Tableau 3.3. Module de Young et valeurs de résistance à la compression simple

	seul	1 géogrid	2 géogrilles
E (bars)	83.33	187.5	266.67
RCS (bars)	1.409	1.95	3.312

A partir du (**tableau 3.3**), on constate que le module de Young évolue progressivement en fonction du nombre de nappes mises sous écrasement pour un renforcement en géogrid, donc chaque nappe contribue à réduire la déformation en participant à la rehausse de la valeur du module de plasticité.

L'évolution de la résistance en fonction du nombre de nappes est tout à fait en concordance avec l'évolution du module de Young, on remarque que l'ajout de géogrid fait gagner une résistance supplémentaire à l'éprouvette et donne une valeur appréciable.

3.7. Conclusion :

Dans les travaux de construction routière, le rôle du sol support est considérable car il conditionne largement la durée de vie de la chaussée.

Pour des raisons diverses, notamment économiques, la tendance actuelle est d'adapter la technique routière à l'emploi des matériaux locaux, notamment les sols à caractère évolutifs, les sables et les matériaux à faibles portance et les géogrid semble nous donner de très bons résultats dans ce domaine, puisque juste à travers nos essais, la classe du sol est passé grâce au renforcement avec deux nappes de géogrilles de la S3 à la classe S2, ce résultats nous permet d'abord de récupérer un matériau locale inutilisable en l'état à cause de ses faibles caractéristiques mécaniques, puis sa réutilisation après renforcement en technique routière en toute efficacité .

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

4.1. Introduction :

Le recyclage des enrobés a de l'âge. En effet, plusieurs ignorent que les premières réalisations remontent au début du XXe siècle par la réutilisation des matériaux de chaussée dans les fondations granulaires. C'est à la suite des chocs pétroliers des années 1970 et de la première augmentation significative du prix du bitume que le recyclage a réellement pris son essor afin d'optimiser les coûts de construction des chaussées. C'est à ce moment que commencent, pour des raisons économiques, les premières applications de recyclage des enrobés dans le revêtement de chaussée. Le recyclage des matériaux routiers est une impérieuse nécessité vis-à-vis de la protection de l'environnement : économie de ressources naturelles (granulats), d'espaces naturels (décharges), d'énergie, réduction des gaz à effet de serre. Tous les matériaux routiers sont recyclables. Ils peuvent être réutilisés, soit en centrale, soit en place. [14]

Il existe tout un éventail de techniques de recyclage dont le choix dépendra de la nature du matériau à réutiliser, de son mode de traitement, et de la destination finale du produit en résultant.

Le présent chapitre a pour objectif de recenser les différentes pratiques existantes en matière de réutilisation des matériaux de chaussée issus de couches de surface.

4.2. des enrobés bitumineux :

Les enrobés sont des mélanges composés d'environ 5 % de bitume et de 95 % de granulats.

Ce des matériaux recyclables, **mais surtout réutilisables** grâce à la capacité du bitume à retrouver ses caractéristiques physiques.

De ce point de vue, le bitume permet mieux que tout autre matériau de construction, de mettre en œuvre la règle des « **3 R** » :

- **R**éduire les déchets à la source;
- **R**éutiliser **ou** **R**employer les matériaux afin d'en prolonger la durée de vie;
- **R**ecycler les déchets pour d'autres usages.

Au niveau terminologique, il semble que l'aspect « réutiliser ou remployer » ait été inclus dans le terme de recyclage beaucoup plus connu.

Voici une précision terminologique apportée en ce qui concerne la distinction entre la « réutilisation » et le « recyclage » des chaussées souples :

- **la Réutilisation** des enrobés décrit un processus de réinsertion des **Granulats Bitumineux Récupérés (GBR)** dans des nouveaux mélanges avec la particularité que le vieux bitume et les granulats ont les mêmes fonctions que lors de leur application originale ;
- **Le Recyclage** des enrobés décrit un processus d'utilisation des **GBR** dans des structures de la chaussée autres que le revêtement. Les vieux granulats et le bitume sont alors destinés à des applications moindres que leur application originale. [15]

4.3. Le fraisage :

4.3.1. Définition :

La première étape du recyclage commence par des opérations de récupération par enlèvement, soit de « planage », de « micro-planage » et de « décohésionnement » de la chaussée. L'opération de planage s'effectue en couches sur des épaisseurs variant généralement de 50 à 100 mm, tandis que le décohésionnement permet de briser l'épaisseur complète de la chaussée. Cette dernière intervention produit un matériau s'appelle le **fraisât**. [15]



Figure 4.1. L'opération de fraisage.

Le fraisât est le matériau bitumineux qui on tirer après l'opération de fraisage, il est constitué de squelette granulaire, et de bitume.



Figure 4.2. Le fraisât.

4.3.2. Le but de fraisage :

- Le fraisage permet de créer l'espace nécessaire correspondant à l'épaisseur du nouveau revêtement.
- Le fraisage effectué sur une épaisseur suffisante permet également d'éliminer les patrons de fissuration et de réduire la réflexion des fissures existantes dans le nouveau revêtement.
- De recycler les granulats et le bitume issus de l'opération.

4.4. Techniques des réutilisations de fraisât :

Il y a deux possibilité de réutiliser le fraisât :

- ✚ Par le retraitement ou le recyclage.
- ✚ Par l'utilisation à l'état brute.

4.4.1. Réutilisation de fraisât par recyclage :

4.4.1.1. Types de recyclage :

Plusieurs classifications des principaux types de recyclage peuvent être faites selon :

- l'endroit où est effectué le mélange,
- la température du processus,
- les caractéristiques du matériau à retraiter,
- le type de liant.

4.4.1.2. Selon l'endroit où est effectué le mélange :

➤ En place :

Les matériaux fraisés et le liant sont mélangés en place. Dans cette méthode les matériaux de la chaussée existante sont le constituant principal, parfois avec l'addition de granulats vierges.

Le liant est répandu en surface de la chaussée (dans le cas du ciment ou de la chaux) ou est injecté dans le matériel de retraitement (coulis de ciment, émulsion de bitume, mousse de bitume) et est mélangé intimement au matériau fraisé. De l'eau, est habituellement ajoutée pendant les phases de fraisage et de mélange.

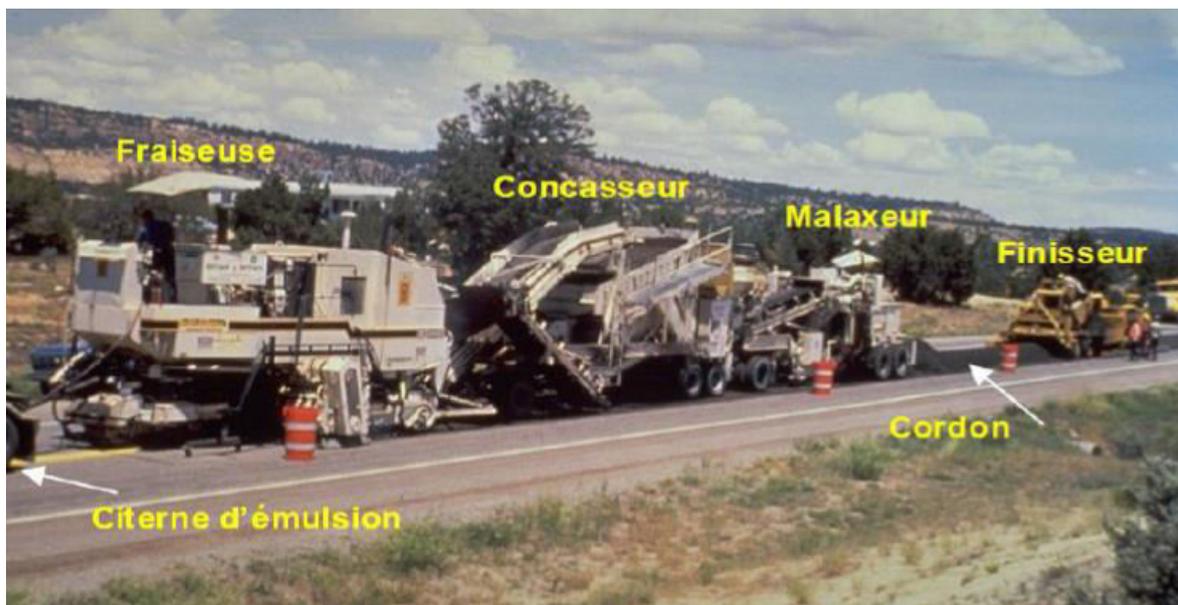


Figure 4.3. Train de retraitement en place.

➤ En centrale :

Le matériau fraisé est stocké, puis traité pour obtenir une granulométrie appropriée et mélangé en centrale pour former un nouveau matériau traité au ciment ou avec un liant bitumineux. Les malaxeurs peuvent être continus ou discontinus. Le matériel retraité est ensuite transporté sur le site où il est répandu et compacté mécaniquement.



Figure 4.4. Central des enrobés bitumineux pour le recyclage à chaud.

4.4.1.3. Selon la température du procédé :

➤ A froid :

Le retraitement à froid, sans chauffer les matériaux existants de la chaussée, est généralement effectué en place mais il peut également être exécuté en centrale fixe. Le retraitement ou le recyclage à froid peut être appliqué dans tous les contextes de trafic routier autant pour les autoroutes que les routes secondaires des milieux urbains et résidentiels. Lorsque les opérations sont complétées, le procédé devient une couche de base et l'intervention doit être finalisée par l'application d'une couche de roulement.

Finalement, le recyclage à froid améliore les capacités portantes de la chaussée et donne un produit souple qui constitue une excellente barrière contre la remontée de fissures. Cette intervention élimine les dégradations de la partie supérieure de la chaussée telles que :

- la fissuration ;
- les nids-de-poule ;
- le décollement ;
- les déformations et les ornières [16]



Figure 4.5. Réutilisation des enrobés bitumineux recyclés à froid.

➤ A chaud :

Quand le matériau est retraité en centrale, le fraisât est mélangé à chaud avec du bitume et de nouveaux granulats ajoutés pour corriger la granularité. Les mélanges contiennent habituellement moins de 40% de matériau recyclé, mais ils peuvent comporter jusqu'à près de 100% de recyclés. Quand le matériau est retraité en place à chaud, des machines de chauffage spéciales élèvent la température de la chaussée pour faciliter son fraisage et le mélange.

Ces techniques connues sous les noms de *thermorecyclage*, *thermoreprofilage* ou *thermorégénération* sont déclinées sous le seul vocable de **Thermorecyclage ou recyclage à chaud**, qui regroupe toute opération de recyclage d'enrobés bitumineux par chauffage, scarification du revêtement, malaxage avec ou sans ajouts (granulats pré-laqués ou non, liants, additifs, etc.) et remise en œuvre du mélange.

Cette technique présente, lors de la réalisation, le risque de dégagement de vapeurs et fumées et nécessite donc une attention et une signalisation particulières pour éviter tous risques d'accident [17].



Figure 4.6. Recyclage en place à chaud.

4.4.1.4. Selon les caractéristiques du matériau à recycler :

Le recyclage peut être limité à une couche relativement homogène (par exemple, une couche granulaire recouverte par un enduit superficiel ou par une épaisseur réduite de mélange bitumineux) ou elle peut concerner deux couches ou plus de matériaux différents (par exemple, une couche granulaire recouverte d'une épaisseur importante de mélanges bitumineux par suite de recouvrements successifs).

4.4.1.5. Selon le type de liant :

➤ Ciment :

Le dosage en ciment est ajusté pour obtenir une résistance au moins égale à celle d'un sol traité au ciment, bien que, selon les caractéristiques du matériau à retraiter et la teneur en ciment, des valeurs beaucoup plus élevées puissent être obtenues. Par exemple, dans le cas de matériaux granulaires relativement propres, les caractéristiques et la résistance du mélange après retraitement seront semblables à celles d'un grave traité au ciment.

➤ Chaux et ciment :

Avec les matériaux très plastiques, comme certaines couches de fondation granulaires polluées par des argiles, un traitement mixte chaux et ciment peut être adapté. Chaque liant a son rôle :

- La chaux floccule les particules fines, avec une réaction rapide d'échange ionique.
- La teneur en eau est réduite en même temps ;
- Le ciment augmente rapidement la résistance mécanique.

➤ **Emulsion de bitume :**

Le matériau fragmenté est mélangé à l'émulsion et à la quantité nécessaire d'eau. Une fois mis en place et compacté, le mélange obtenu a des caractéristiques comparables à celles d'une grave-émulsion ou d'un enrobé bitumineux dense à froid.

➤ **Mousse de bitume :**

La mousse est produite par l'injection d'une quantité contrôlée d'eau (habituellement, environ 2 à 3% en masse) et d'air dans le bitume chaud. La viscosité de bitume est ainsi nettement diminuée, ce qui permet le mélange avec le matériau de chaussée fraisé.

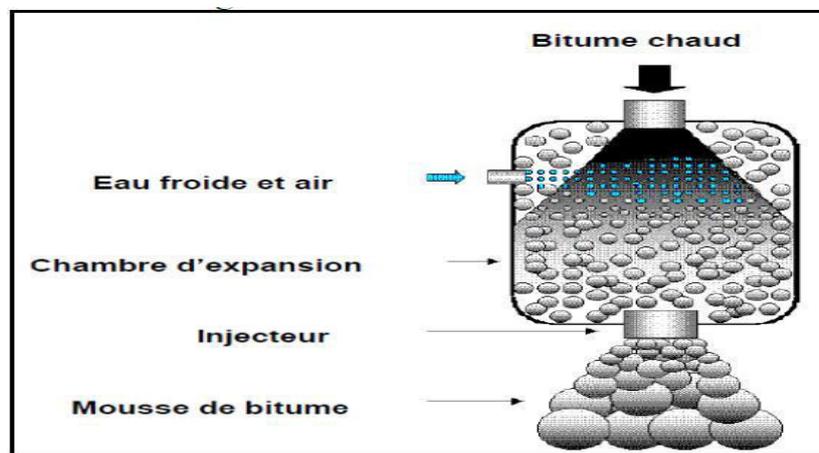


Figure 4.7. Schéma de production de la mousse de bitume.

➤ **Ciment et émulsion ou mousse de bitume :**

Avec la combinaison des deux liants, le but est d'obtenir un mélange ayant une résistance accrue mais, du fait de l'émulsion ou de la mousse de bitume et de la faible teneur en ciment, le mélange reste souple avec un retrait plus faible que celui des graves traitées au ciment.

➤ **Bitume :**

Le retraitement à chaud en centrale des enrobés recyclés utilise le bitume comme liant.

4.4.2. L'utilisation des fraisâtes à l'état brut :

L'utilisation des fraisâtes en état brut pour le revêtement des pistes des forêts est possible, seulement il s'avérera dangereux pour l'environnement (faune et flore), le fraisât étant composé de nombreux composants polluants.

Pour ce la des précautions sont à prendre pour la réutilisation des fraisâtes, afin de se garantir de toute pollution de l'environnement. Les fraisâtes sont très sensibles au gel et se délitent, la pluie contribuant ensuite à disperser les morceaux dans la nature qu'ils polluent.

Ces types de produits (graves traitées aux liants hydrauliques, bétons de ciment), avant réutilisation, nécessitent de passer par une installation de recyclage (tri, concassage, criblage) et de faire l'objet d'une identification préalable puis d'une étude de formulation qui

permettront d'en valider le réemploi envisagé (assises traitées, béton routier, remblais) ; ils seront si nécessaire stockés avant réemploi. [18].



Figure 4.8. Exemple de l'utilisation de fraisât brut (piste montagneuse, renforcement des remblais des routes).

4.5. Les avantages de recyclage :

Les avantages les plus reconnus du recyclage sont dans le domaine environnemental avec l'élimination de la mise au rebut des matériaux et la diminution de l'utilisation de ressources naturelles. Tout en cherchant à respecter l'environnement, le recyclage des enrobés doit aussi répondre à des éléments de performance technique et de rentabilité économique.

✚ Sur le plan environnemental :

Le recyclage des enrobés se traduit par :

- **une économie des ressources naturelles.** Il y a une diminution de l'utilisation de nouveaux matériaux tels que les granulats et le bitume. Le recyclage à froid permet également de diminuer la quantité d'enrobés chauds conventionnels nécessaires lors deréhabilitation de la chaussée.
- **une diminution de la quantité de rebuts :** Le recyclage des enrobés préserve la capacité de mise à décharge des municipalités afin d'y déposer les déchets qui sont plus difficilement recyclables ou réutilisables.
- **une diminution des gaz à effet de serre (GES).** Que ce soit par procédé à froid ou à chaud, le recyclage des enrobés diminue la quantité de GES émise.
- **une meilleure rentabilité énergétique.** Lorsque le cycle de vie complet des enrobés est considéré, le recyclage à chaud a une meilleure rentabilité énergétique que la fabrication et la mise en œuvre à partir de matériaux neufs. Quant au recyclage à froid, il consomme cinq fois moins d'énergie lors de l'opération de mise en œuvre routière que les enrobés à chaud conventionnels.
- **une économie de transport.** Lors de procédé de recyclage en place, il y a une diminution du transport et donc de l'usure et de la sollicitation du réseau adjacent nécessaire lors d'un apport de nouveaux matériaux.

✚ Sur le plan technique :

Différents avantages sont réalisés selon la technique de recyclage utilisée. Pour le recyclage à chaud, les avantages généralement rencontrés sont les suivants :

- amélioration de la résistance au désenrobage.
- amélioration à l'essai de tenue à l'eau du mélange. Les mélanges d'enrobés contenant des GBR répondent aux mêmes exigences de performance que les enrobés constitués

uniquement de matériaux neufs. Le seuil de recyclage généralement reconnu par les donneurs d'ouvrage est de 20 %.

- Pour le recyclage à froid en place, qui est une technique permettant uniquement la réhabilitation de chaussée, d'autres avantages techniques peuvent être observés :
- renforcement de la structure de la chaussée.
- élimination du patron de fissuration de la chaussée existante ;
- ralentissement de la remontée de fissure dans le revêtement de surface ;
- prolongation de la durée de vie de la chaussée

✚ Sur le plan économique :

Le taux de GBR utilisé lors du recyclage influence la rentabilité du procédé. Certaines techniques de recyclage et surtout, le recyclage à froid, permettent généralement une économie de coûts sur une intervention globale, notamment lors du transport des matériaux.

Globalement, l'utilisation stratégique des techniques de recyclage permet de réduire les coûts sur le cycle de vie complet de la chaussée.

Lors du recyclage à chaud des GBR, la rentabilité économique du recyclage des enrobés est reliée aux facteurs suivants :

- au taux d'utilisation des GBR.
- au coût actualisé des matériaux neufs.
- au coût de la mise en décharge de matériaux usés.
- au coût du procédé technique de recyclage utilisé. [15].

4.6. Cas spécifique : Recyclage d'un fraisât de la Route Nationale n°20 reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA :

4.6.1. Introduction :

On va étudier un cas de recyclage d'un fraisât d'origine : Route Nationale n°20 (RN 20) reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA, date de prélèvement est le 20/05/2015 sous format remanie de la couche de roulement enrobé de Béton bitumineux (BB 0/14).

Les fortes dégradations et déformations de la chaussée de La RN20 a obligé une opération du son fraisage et de son traitement.



Figure 4.9. Fraisât d'origine (RN 20 reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA).

4.6.2. Préparation de l'échantillon :

✚ *Etape 1 : Le trempage :*

Pendant 24 h à l'aide d'un solvant (on a choisi l'ESSENCE comme solvant). Cette opération est réalisée selon le mode opératoire du L.T.P.Est



Figure 4.10. Trempage de l'échantillon.

✚ *Etape 2 : Le lavage :*

Le lavage se fait avec le solvant dans un plateau et se répète plusieurs fois jusqu'à l'élimination du bitume.



Figure 4.11. Opération de lavage de fraisât avec savon liquide.



Figure 4.12. Le lavage final.

4.6.3. Les essais réalisés sur le fraisât concerné :

Le LTP Est nous a pris en charge sur la réalisation de l'ensemble des essais selon le mode opératoire et la norme en vigueur concernant :

- Essais mécaniques.
- Essais physiques.
- Essais chimiques.

4.6.3.1. Essais mécaniques :

A : Fragmentation dynamique selon la norme NF EN 1097- 2 :

❖ Mode opératoire :

1- Mise en place de l'échantillon du poids $M = 350g$ dans le moule en le répartissant uniformément.

La granularité de l'échantillon soumis à l'essai est choisie de la classe granulaire 10/14 mm. Le nombre de chocs (COUPS) selon la norme pour cette classe est de **28 coups**.



Figure 4.13. Appareil de la fragmentation dynamique.

2- Recueillir et tamiser le granulat après essai sur le tamis de **1,60 mm**.

3- Peser le refus, soit "**m**" le résultat de la pesée.



Figure 4.14. L'échantillon après l'essai.

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

4- Le coefficient de fragmentation dynamique est par définition égal au rapport :

$$FD = 100 \times m/M$$

* **M** : La masse du matériau soumise à l'essai est constante.

* **m** : la masse des éléments inférieurs à 1,6 mm produits au cours de l'essai.

Le coefficient mesure le % de fragmentation, plus il est petit et plus la résistance à la fragmentation est grande.

❖ Expression des résultats :

$$M = 350 \text{ g}$$

$$m' = 288.5 \text{ g}$$

$$m = M - m' \implies m = 350 - 288.5 \quad m = 61.50 \text{ g}$$

$$FD = 100 \times \frac{m}{M} \implies FD = 100 \times \frac{61.5}{350} \quad FD = 17.57 \%$$

❖ Analyse des résultats :

A la lumière des résultats obtenus nous concluons que la résistance à la fragmentation dynamique "FDy" est conforme aux normes pour la fabrication des enrobés bitumineux selon les spécifications du Ministère des Travaux Publics en Algérie.

B : Essai Micro Deval Humide selon la norme NF EN 1091-1 :

❖ Mode opératoire:

1 -Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge abrasif relatifs à la classe granulaire choisie.

Tableau 4.1. - Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Classe granulaire	Poids de l'échantillon (M)	Poids de la charge
6.3 - 10	500 g	4000

2 - ajouter 2.5 l d'eau dans le tambour.



Figure 4.15. Echantillon + les boulets, et l'eau dans le tambour.

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

3 - placer le couvercle et serrer les boulons de fixation. S'assurer que les cylindres sont étanches pendant leur rotation. Mise en route de l'essai en faisant effectuer à la machine **12.000 rotations** à une vitesse régulière de (100 ± 5) tr/min pour toutes les classes, soit deux heures.



Figure 4.16. Préparation du tambour pour essai et la mise en place dans l'appareille M.D.E

4 - Enlever le granulat après l'essai, Tamiser ensuite le matériau contenu dans le cylindre sur le tamis de **1,60mm**.

5 - Laver le refus à 1,60 mm dans un bac propre, égoutter et sécher à l'étuve jusqu'à poids constant.



Figure 4.17. Le lavage d'échantillon après 2 heures de rotation .

6 - Peser ce refus une fois séché, soit **m** le résultat de la pesée.



Figure 4.18. Le résultat de la pesée après le séchage de l'échantillon.

❖ Expression des résultats :

$$M = 500 \text{ g}$$

$$m = 430.3 \text{ g}$$

$$m' = M - m \quad \text{=====>} \quad m' = 500 - 430.3 \quad m' = 69.7 \text{ g}$$

➤ le coefficient MICRO DEVAL est calculé comme suit:

$$MDE (\%) = (m' / 500) \times 100 \quad \text{=====>} \quad MDE = (69.7 / 500) \times 100$$

$$MDE = 14 \%$$

4.6.3.2. Essais physiques :

✚ Analyse granulométrique selon la norme EN 933-1:

❖ Mode opératoire

1 - Sécher la prise d'essai à une température de $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante M_1 .



Figure 4.19. L'échantillon préparé pour granulométrie .

2 - On réalise ensuite un tamisage par lavage afin de séparer les éléments de dimension inférieure à **0.08mm** au cours de lavage, protéger le tamis 0.08mm par un ou deux tamis (1mm ou 2mm).

3 - Pour suivre le lavage jusqu'à ce que l'eau passant à travers le tamis 0.08 mm soit claire.



Figure 4.20. Le lavage de l'échantillon au tamis de 0.080mm.

4 - Sécher l'échantillon lavé à $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$.

5 - Laisser refroidir, puis peser jusqu'à masse constante M_2 .

6 - Le matériau sécher est versé sur une série de tamis choisis de telle manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas vers le haut.

7 - Le refus du tamis ayant la plus grande maille est peser soit R_1 .

8 - Le refus du tamis immédiatement inférieur est peser, soit R_2 la somme de $R_1 + R_2$ représente le refus cumuler sur le deuxième tamis.

9 - Cette opération est poursuivie pour tous les tamis, ceci permet de connaître la masse des refus cumulés R_n .

10 - La somme des refus cumuler mesurer sur les différents tamis et du tamisât sur le fond doit coïncider avec le poids de l'échantillon introduit en tête de colonne.

La perte éventuelle de matériaux pendant l'opération de tamisage ne doit pas excéder plus un de 1 % du poids total de l'échantillon.

11 - Calculer le pourcentage des fines (f) passant a travers le tamis 0.063 mm.

Tableau 4.2. Les résultats de tamisage des granulats .

Tamis (mm)	Poids refus	
	Poids (g)	% Passants
20	0.0	100.00
14	0.0	100.00
10	21.4	95.45
6.3	104.3	77.82
3.15	209.5	55.45
2	279.8	40.51
0.08	435.1	7.48 %

4.6.3.3. Essais chimiques:

✚ Essai d'extraction selon le MOP (KUMAGAWA) selon la norme EN 126971:

❖ Mode opératoire :

1 - Vérifier la température de l'étuve soit inférieur à 120 °c.

2 - Introduire l'échantillon à analyser dans l'étuve à la température spécifiée.



Figure 4.21. Mettre l'échantillon dans l'étuve à la température spécifiée.

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

- 3 - Placer le dans un plateau de référence qui soit de forme Platte et l'étaler soigneusement.
- 4 - Malaxer l'échantillon a l'aide d'une spatule en acier.
- 5 - procédé à la méthode du quartage pour prélever un échantillon homogène.
- 6 - Préparer la balance et vérifier sont état par rapport à son équilibre.
- 7 - Peser la cartouche spécifiée pour l'essai vide, et mentionner son poids noté « P_1 ».
- 8 - Faire remplir la cartouche pesée avec l'enrobé.
- 9 - Si c'est nécessaire secouer la cartouche pour bien la remplir en lui rajoutons le matériau (enrobé) bitumineux.
- 10 - Peser encor une fois la cartouche pleine avec enrobé bitumineux noté " P_2 ".



Figure 4.22. Le poids de la cartouche vide.

Figure 4.23. Le remplissage de la cartouche puis la secouer.

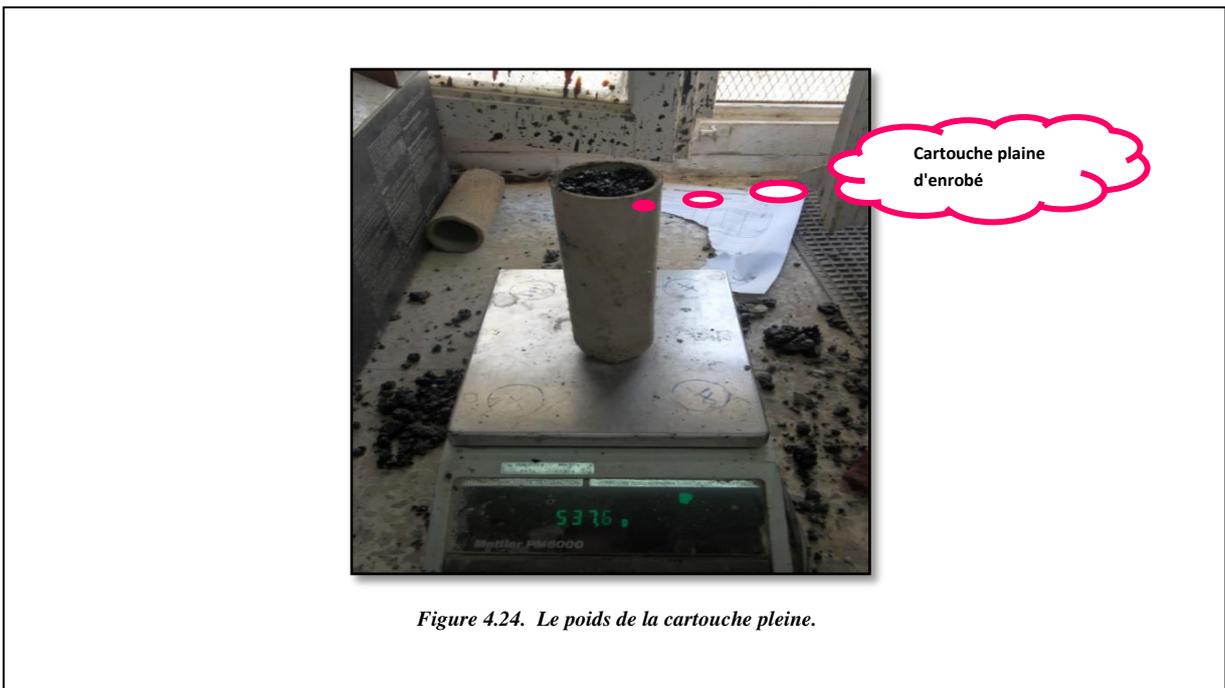


Figure 4.24. Le poids de la cartouche pleine.

11 - Ajuster l'appareille KUMAGAWA et faire remplir le ballon jusqu' à la moitié avec du (TOLUENE ou BENZENE).

12 - Placer la cartouche dans le panier métallique et le tous dans le ballon.

13 - Vérifier le circuit de refroidissement de l'eau qui coule au réfrigérant.

14 - Allumer l'appareille KUMAGAWA et laisser bouillir le BENZENE jusqu'à la dissolution du bitume de la cartouche (BENZENE de couleur claire).

15- Introduire dans une assiette propre la cartouche pleine dans l'étuve à une température de 120 °c jusqu'à obtention d'un poids constant à (0.05g prés) et peser ensuite la cartouche remplie soit = " P_3 ".

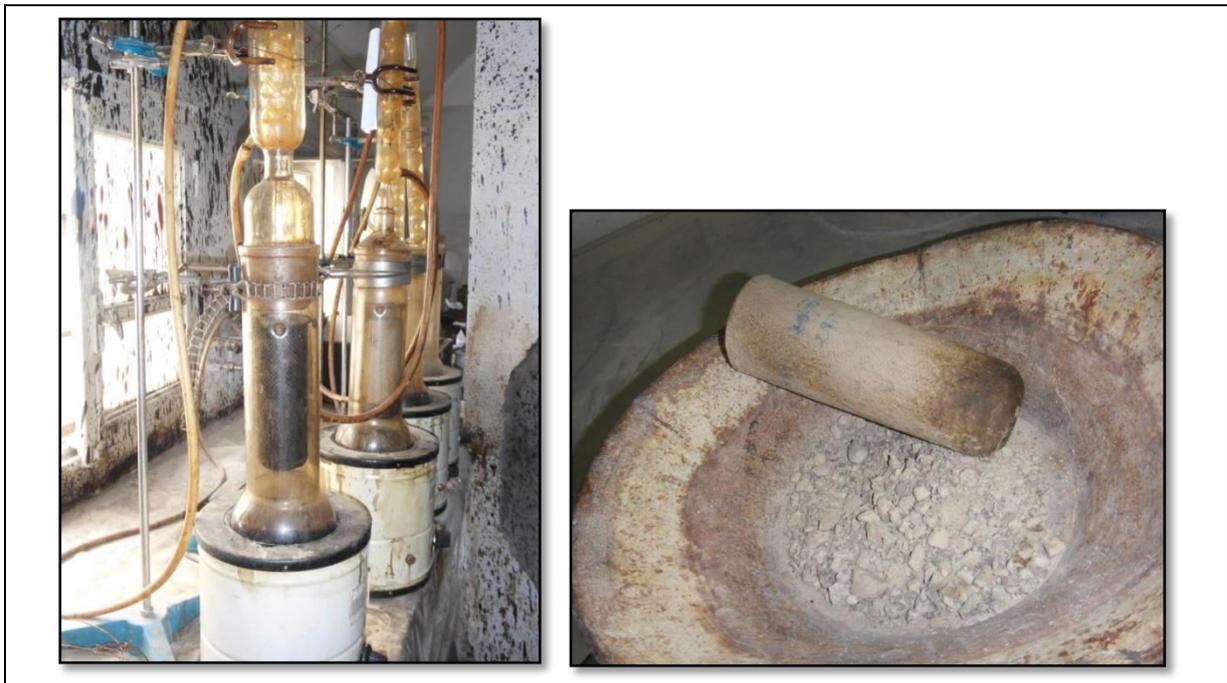


Figure 4.25. L'essai d'extraction à l'appareille KUMAGAWA.

Figure 4.26. Poids de l'échantillon après le séchage.

❖ Expression des résultats :

$$P_1 = 35.1 \text{ g}$$

$$P_2 = 538 \text{ g}$$

$$P_3 = 505.4 \text{ g}$$

$$P_{\text{de l'enrobé}} = 538 - 35.1 \implies P_{\text{de l'enrobé}} = 502.9 \text{ g}$$

$$P_{\text{granulat}} = 505.4 - 35.1 \implies P_{\text{granulat}} = 470.3 \text{ g}$$

$$P_{\text{bitume}} = 502.9 - 470.3 \implies P_{\text{bitume}} = 32.6 \text{ g}$$

➤ Calcule de la teneur en liant par rapport au granulat :

$$P_{\text{granulat}} \longrightarrow 100\%$$

$$P_{\text{bitume}} \longrightarrow x$$

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

$$x = \frac{32.6}{470.3} \times 100 \implies x = 6.93\%$$

La teneur en bitume = 6.93 %

➤ Calcul de la teneur en liant par rapport à l'enrobé :

$$P_{\text{enrobé}} \longrightarrow 100\%$$

$$P_{\text{bitume}} \longrightarrow x$$

$$x = \frac{32.6}{502.9} \times 100 \implies x = 6.48\%$$

La teneur en bitume = 6.48 %

➤ La courbe de mélange

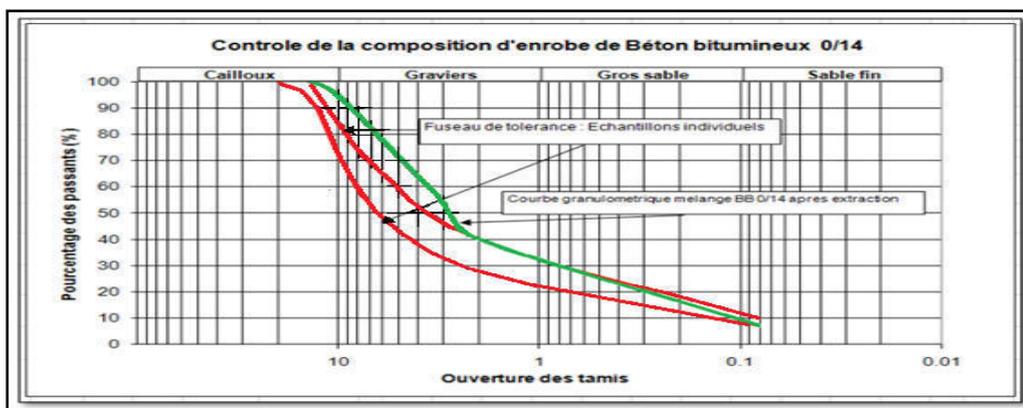


Figure 4.27. Fuseau de référence BB 0/14 et courbes granulométriques des échantillons.

D'après les paramètres suivants :

- | | |
|--|------------------|
| 1- La teneur en liant (T.L) | } par Extraction |
| 2- la teneur en fines (T.F) | |
| 3- La courbe de mélange (C.M) | |
| 4- Essai MICRO DEVAL (M.D.E) | |
| 5- Essai FRAGMENTATION DYNAMIQUE (FDy) | |

Tableau 4.3. Les résultats des essais et leurs spécifications selon M.T.P.

Paramètres		Spécification selon M.T.P	
T.L	6.93 %	5 % - 6 %	Non conforme
T.F	7.48 %	7 % - 10 %	Conforme
C.M	/	Fuseau	Non conforme
M.D.E	14 %	≤ 20%	Conforme
F.Dy	17.57 %	≤ 20%	Conforme

On remarque les résultats suivants :

- 1- T. L : Excès de bitume
- 2- Courbe de mélange : déficit dans les fractions 3/8 et 8/15

Remède

Pour le réutiliser il faut d'abord diminuer le pourcentage de bitume et d'augmenter la fraction granulaire 3/8 et 8/15.

Résultat

D'après les essais précédentes on constate que :

- ✓ Les agrégats du fraisât étudié ont maintenu leurs bonnes caractéristiques avant l'usage.
- ✓ Les enrobés provenant d'une ancienne chaussée. Dénommés «fraisâts», sont recyclables à 100 %.

4.7. Conclusion :

Le recyclage est applicable à tous les types de matériaux de chaussées. Les techniques de recyclage au bitume chaud sont parvenues à maturité. Les enrobés contenant une part de recyclât se comportent de manière entièrement satisfaisante, y compris à long terme.

Les recyclages à l'émulsion donnent aussi d'excellents résultats, mais cette filière est encore en phase d'évolution et d'innovations.

Les recyclages au liant hydraulique ne doivent pas être oubliés, car susceptibles de fournir des solutions spécifiques intéressantes.

Enfin, l'intérêt du recyclage ne fera que se renforcer à l'avenir, avec l'enchérissement des matières premières et l'attention croissante (heureusement) portée à la présentation de l'environnement [19].

CHAPITRE V : MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS RESULTATS ET INTERPRETATION

5.1. Introduction:

L'Évolution actuelle de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques, l'ingénieur a recours aux méthodes numériques qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

5.2. Définition de la méthode des éléments finis:

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées aujourd'hui pour résoudre effectivement ces équations. Elle nécessite l'utilisation intensive de l'ordinateur.

C'est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique: problèmes stationnaires ou non stationnaires, linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur. La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique

5.3. Le Logiciel Plaxis:

Plaxis est un programme articulé autour des éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calcul, Output et Curves) [20]

5.4. Plaxis et son originalité:

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant. Il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Conçu par des

géotechniciens numériques, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide.

Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [21]

5.4.1. Option par défaut, Solution approchées:

Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous:

5.4.2. Entrée des données:

Définition graphique de la géométrie du modèle: La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

Génération automatique du maillage:

Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

Conditions aux limites:

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

Chargement:

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

5.4.3. Comportement du sol:

✚ Base de données des propriétés des matériaux:

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

✚ Régime d'écoulement permanent:

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

✚ Calcul du réseau d'écoulement:

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

✚ Surpressions interstitielles:

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

5.4.4. Fonctions des calculs:

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

5.4.5. Analyse des résultats:

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

5.4.6. Déformation:

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales.

5.4.7. Contraintes:

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

5.5. Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis:

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écoulement ou spécifiques aux sols mous, etc

Lois de comportement élastoplastique:

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

A. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G ,

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la (figure 5.1).

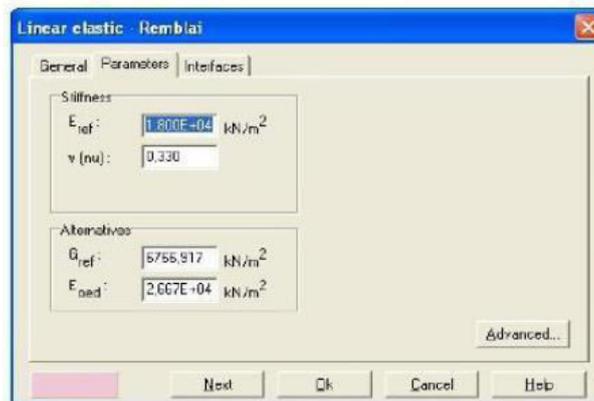


Figure 5.1. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la (figure 5.2):

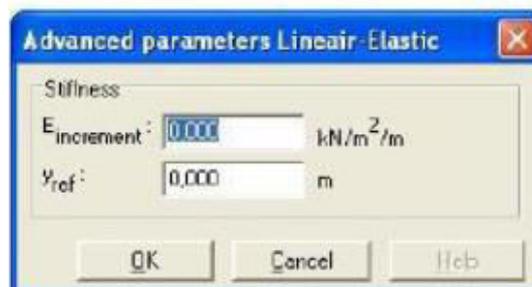


Figure 5.2. Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{ref}} + (y_{\text{ref}} - y) E_{\text{increment}} \text{ avec } y < y_{\text{ref}}$$

$E_{\text{increment}}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur y_{ref} [m]

B. Modèle de Mohr-Coulomb:

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (5.2)$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 5.3).

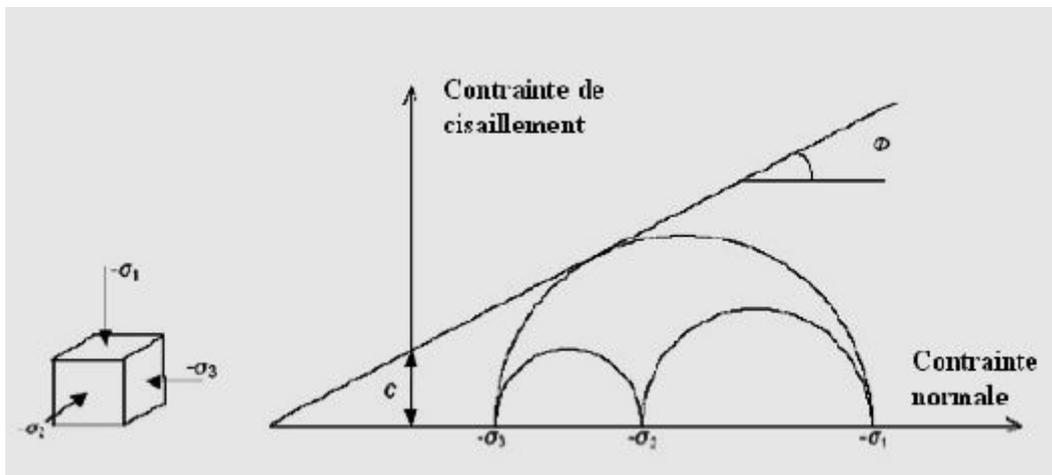


Figure 5.3. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 5.4) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

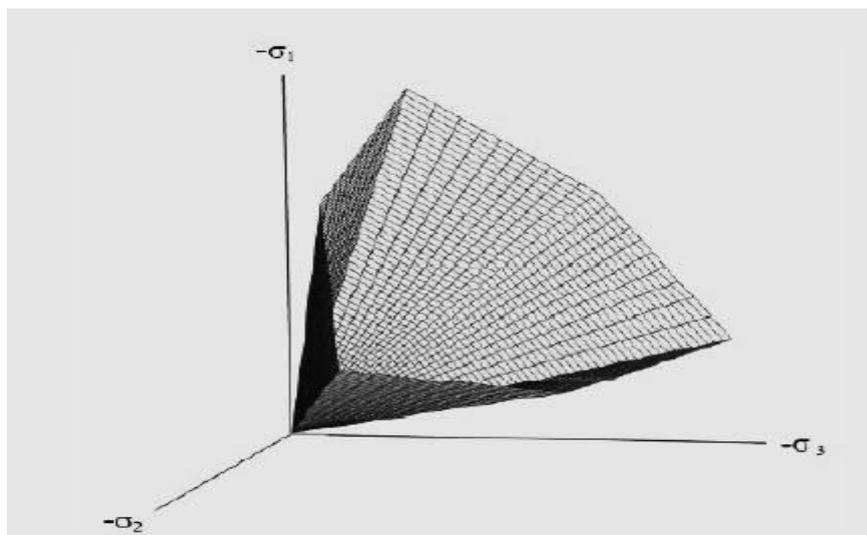


Figure 5.4. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 5.5). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce

sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Section	Parameter	Value	Unit
Stiffness	E_{ref}	6000,000	kN/m ²
	ν (nu)	0,000	
Strength	c_{ref}	20,000	kN/m ²
	ϕ (phi)	15,000	°
	ψ (psi)	0,000	°
Alternatives	G_{ref}	3000,000	kN/m ²
	E_{oed}	6000,000	kN/m ²
Velocities	V_s	38,340	m/s
	V_p	54,220	m/s

Figure 5.5. fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

- Module de Young "E":

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture **figure 5.6**.

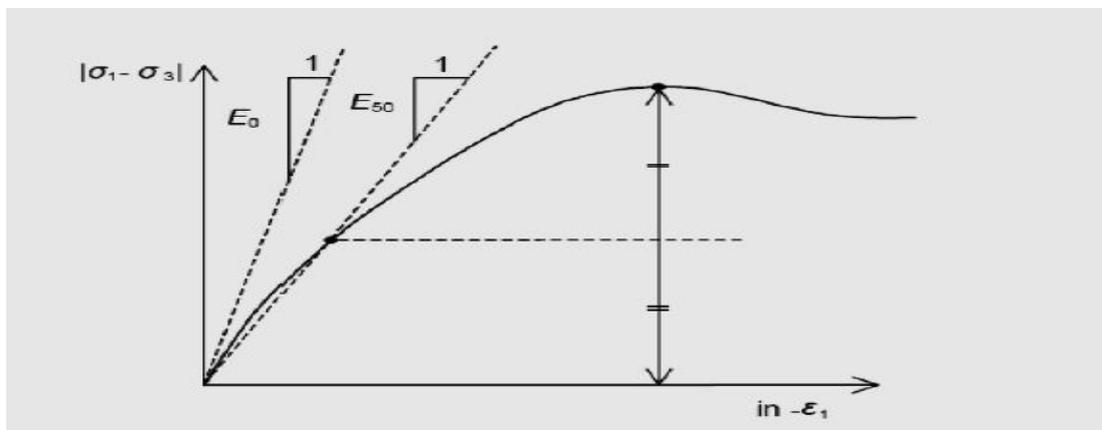


Figure 5.6. Définition du module à 50 % de la rupture.

- Coefficient de Poisson " ν ":

- Angle de frottement " ϕ ":

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

- Cohésion " c ":

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

- L'angle de dilatance " ψ ":

L'angle de dilatance ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \nu - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

- Les contraintes de traction:

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 6.4). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

- Les paramètres avancés:

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure : 5.7)

Section	Parameter	Value	Unit
Stiffness	E_increment	0,000	kN/m ² /m
	Y_ref	0,000	m
Strength	c_increment	0,000	kN/m ² /m
	Y_ref	0,000	m
Undrained behaviour	Standard settings	<input checked="" type="radio"/>	
	Manual settings	<input type="radio"/>	
	Skempton-B	0,987	
	v _u	0,495	
Consolidation	C _{v,ref}	N/A	m ² /day
	C _{v,ref} =	$\frac{k_y \cdot E_{oed}}{\gamma_w}$	

Figure 5.7. Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

5.6. Modélisation A L'aide De Plaxis Résultats Et Interprétation :

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet.

Dans cet exemple, on se propose d'étudier la stabilité d'un talus renforcé par géogridde encapsulé avec des minces couches de fraisat de béton bitumineux (technique de sandwich) et voir l'influence de l'espacement vertical entre les géogriddes et ainsi l'effet de la hauteur du remblai sur le coefficient de sécurité.

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel PLAXIS PROFESSIONNEL 8.6.

5.6.1. Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux :

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Eléments à 15 nœuds pour le maillage du sol.
- Hypothèse de déformation plane.
- Unités : m, kN, s.

5.6.1.1. Géométrie du modèle:

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la **figure 5.8**. Il est composé de deux couches : couche de fondation ayant une hauteur de 6m et une couche de remblai ayant une hauteur de 12m avec une pente de 56° , l'épaisseur de la couche de fraisat est de 0,3m, l'espacement vertical entre les géogriddes est de 1m.

La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage. Concernant les conditions aux limites, les déplacements à la base du modèle sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale, alors que seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux.

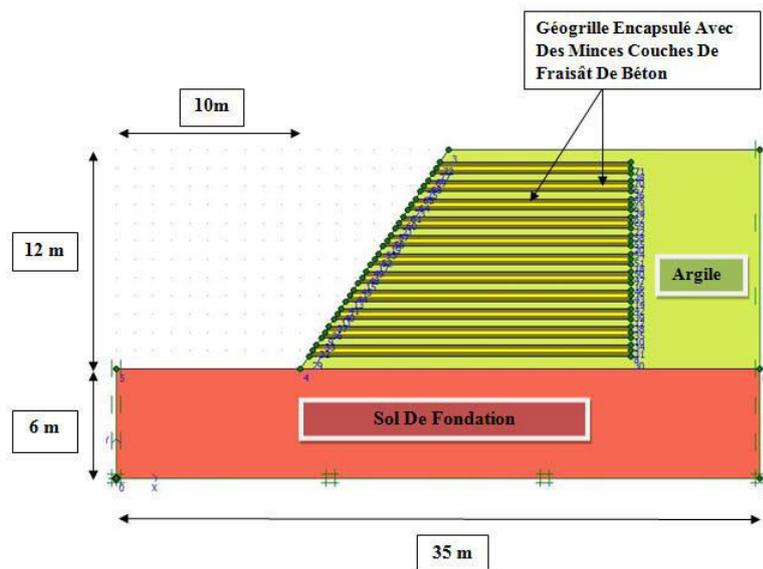


Figure 5.8. Géométrie et composants du modèle numérique.

5.6.1.2. Caractéristique des matériaux et des interfaces:

Tableau 5.1. Caractéristiques géotechniques du sol.

Paramètres	Sol de fondation	argile	Fraisât de béton bitumineux	
Modèle et type de comportement	Mohr-Coulomb drainé	Mohr-Coulomb drainé	Mohr-Coulomb drainé	
Poids volumique apparent γ_{unsat} en [kN/m3]	20	20	11.65	
Poids volumique saturé γ_{sat} en [kN/m3]	20	20	23.21	
Module d'Young E en [kN/m2]	5,000E+04	6,000E+03	42456.88	
Coefficient de Poisson ν	0	0.2	0.2	
Cohésion C en [kN/m2]	200	20	0	
Angle de frottement ϕ en degrés (°)	45	15	1 ^{er} cas	2eme cas
			35°	40°
Angle de dilatance ψ en (°)	15	0	1 ^{er} cas	2eme cas
			5	10
Facteur de rigidité de l'interface Rinter	0,9	0,9	0.9	

5.6.1.3. Justification des données de fraisât de béton bitumineux :

-  **Sa cohésion :** Le fraisât est un matériau pulvérulent donc $c' = 0$.
-  **Angle de frottement :** $\phi' = 36^\circ + \phi'_1 + \phi'_2 + \phi'_3 + \phi'_4$

compacité	ϕ'_1	- 6° 0° +6°	Lâche : $I_D=0.4$ Moyen : $I_D=0.6$ Serré : $I_D=0.9$
Forme et rugosité des grains	ϕ'_2	+1° 0° -3° -5°	Aigu Moyen Arrondi sphérique
Grosseur des grains	ϕ'_3	0° +1° +2°	Sable fin $0.06mm < D_{10} < 0.2mm$ Gravier $0.6mm < D_{10} < 2mm$ Gros gravier $D_{10} > 2mm$

CHAPITRE V : MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS RESULTATS ET INTERPRETATION

Répartition granulaire	ϕ'_4	-3°	Uniforme $C_u \leq 2$
		0°	Moyenne $2 < C_u < 5$
		$+3^\circ$	Étalée $C_u \leq 5$

Tableau 5.2. Influence des caractéristiques physique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent

Dans notre cas on a :

- ✓ Compacité moyenne $\longrightarrow I_D=0.6 \longrightarrow \phi'_1=0^\circ$
- ✓ Forme et rugosité des grains moyenne $\longrightarrow \phi'_2=0^\circ$
- ✓ Grosseur des grains
 - \searrow 1^{er} cas : gros gravier $\phi'_3=+2^\circ$
 - \searrow 2eme cas : gravier $\phi'_3=+1^\circ$
- ✓ Répartition granulaire
 - \searrow 1^{er} cas : uniforme $\phi'_4=-3^\circ$
 - \searrow 2eme cas : étalée $\phi'_4=+3^\circ$

Donc on obtient deux ongles de frottement selon les deux cas:

- 1^{er} cas $\phi'=36^\circ+2^\circ-3^\circ=35^\circ$
- 2eme cas $\phi'=36^\circ+1^\circ+3^\circ=40^\circ$

Angle de dilataance ψ :

- Dans les cas on a $\phi > 30^\circ$
- \searrow 1^{er} cas : $\psi = \phi - 30^\circ = 35^\circ - 30^\circ = 5^\circ$
 - \searrow 2eme cas $\psi = \phi - 30^\circ = 40^\circ - 30^\circ = 10^\circ$

Poids volumique apparent : γ_{unsat} en $[\text{kN}/\text{m}^3]=11.6$ [22]

Poids volumique saturé : γ_{sat} en $[\text{kN}/\text{m}^3]=23.21$ [22]

Module d'Young E : en $[\text{kN}/\text{m}^2]=42456.88$ [22]

Le coefficient de poisson : $\nu=0.2$ [23]

5.6.1.4. Caractéristiques des géogrilles:

Dans le cas d'une modélisation numérique au moyen de Plaxis, une seule propriété est nécessaire, à savoir la rigidité axiale. Pour la présente étude, on a opté pour un type de géogrille dont les caractéristiques sont données dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3. Caractéristiques du geogrille.

Type de géogrille	Elastique
Rigidité axiale	EA=1500 kN/m
Déformation de la géogrille	25%

5.6.1.5. Procédure de calcul:

Cette analyse est réalisée à partir d'un calcul plastique, préconisé pour effectuer un calcul en déformation élastoplastique selon la théorie des petites déformations.

- Remise à zéro des déplacements a été effectuée, pour qu'il n'y ait pas d'effet de la gravité -
- Activation de l'option (Deleteintermediatesteps).

- On revient au menu « Calculation » pour lancer les calculs de la phase y afférente.
- À la fin de chaque phase de calcul plastique, une analyse de sécurité est réalisée selon la méthode «Phi/c réduction ».

5.6.1.6. Processus de construction et Méthodologie de la Modélisation:

Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en construisant par étapes successivement les différents constituant du modèle : sol en argile/couche de fraisat/nappe de géogrille/couche de fraisat et ainsi de suite ; ceci conformément à l'ordre des étapes de construction du remblai réel.

La première couche de fraisat de renforcement est toujours installée à l'altitude de 0.7 m sur la première couche de sol d'argile.

En suite, des nappes de géogrille sont installées selon l'espacement de renforcement.

Par exemple, l'ordre de modélisation d'un mur avec un espacement de renforcement égal à 1m comprend les étapes suivantes:

Étape 1: Mise en place d'une couche de remblai en sol argileux

Étape 2: Mise en place d'une couche de fraisat d'une épaisseur de 0,3m.

Étape 3 : Installation de la première nappe de géogrille.

Étape 4: Mise en place d'une couche de fraisat d'une épaisseur de 0,3m.

Étape 5: Mise en place d'une deuxième couche de remblai en sol argileux.

Étape 6: Mise en place d'une couche de fraisat d'une épaisseur de 0,3m.

Étape 7: Mise en place d'une deuxième nappe de géogrille.

Étape 8: Mise en place d'une couche de fraisat d'une épaisseur de 0,3m.

Ces étapes seront répétées plusieurs fois jusqu'à ce que la hauteur du talus soit atteinte.

Les résultats de l'analyse par éléments finis ont été évalués de deux façons :

- ❖ Une première phase appelée phase de construction par étapes qui peut être considéré comme l'état de service (condition de travail).
- ❖ Une deuxième phase appelée la phase de « Phi/c réduction » qui peut être considérée comme la condition de rupture.

5.6.1.7. Finesse du maillage:

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et à la mécanique des matériaux présents (hétérogénéité des matériaux).

L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques (voir figure 5.9).

Le maillage doit se faire à la base des considérations suivantes :

- Toutes les symétries compatibles avec le problème mécanique (géométrie, conditions aux limites, chargements) doivent être utilisées afin de réduire la taille du système étudié.

- Le maillage doit être suffisamment fin dans les zones où la variation des contraintes est très importante.
- Dans les zones moins sollicitées, en revanche, des éléments de taille plus importante doivent être mis en place pour atteindre les frontières extérieures

Les limites latérales du maillage doivent être fixées à une distance suffisante des zones finement maillées, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur son comportement. La discrétisation du modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 15 nœuds (figure 5.9),

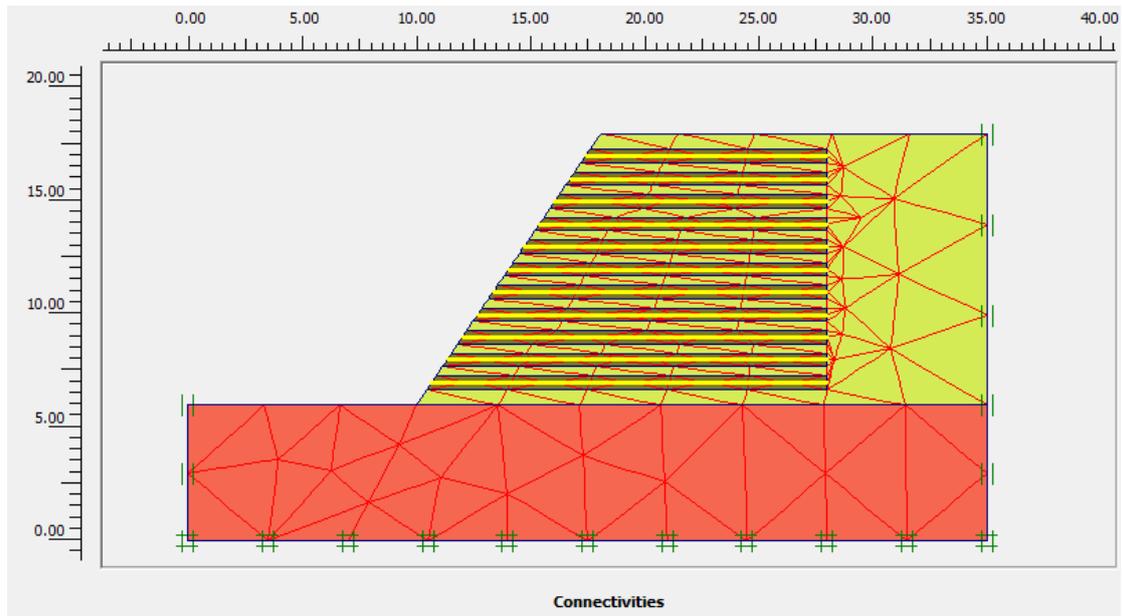


Figure 5.9. Le maillage du modèle numérique.

5.6.2. Influence de l'utilisation de géogrille encapsulé avec des minces couches de fraisât $\phi'35^\circ$ (Technique de sandwich) sur les mécanismes de rupture:

5.6.2.1. Cas du remblai argileux (C): Pour une hauteur du talus de $H=12m$:

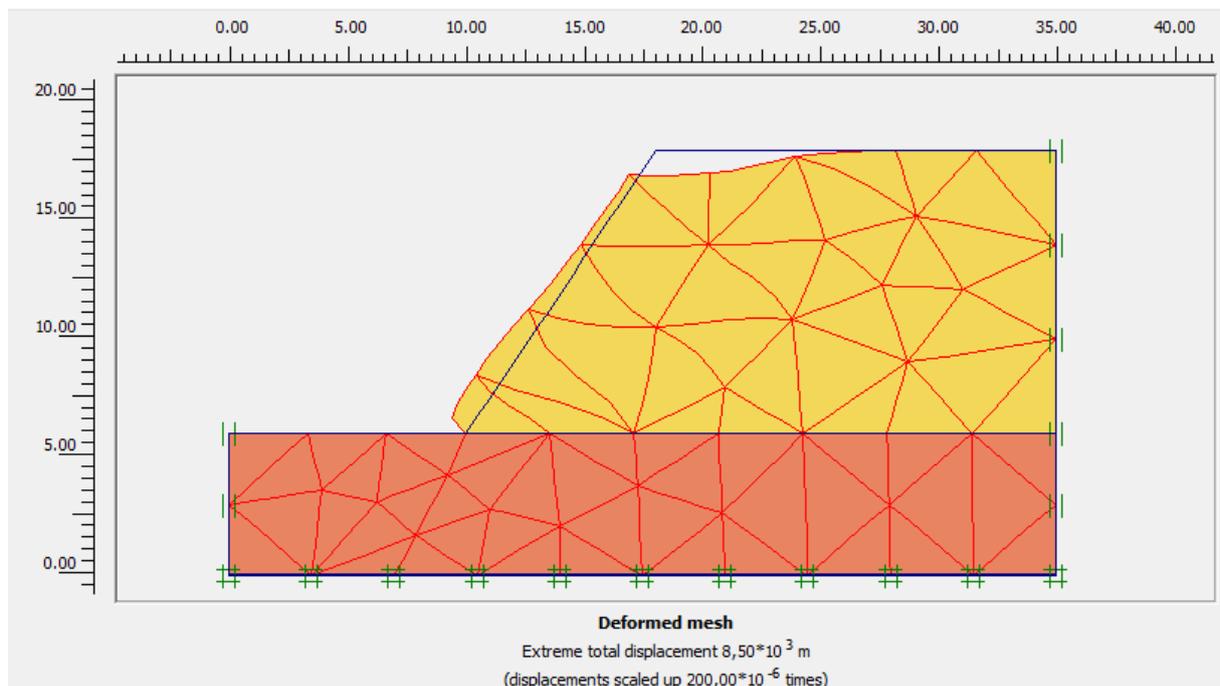


Figure 5.10. Déformation du maillage du remblai argileux pour $H=12m$.

On remarque que dans la situation d'un remblai de sol argileux et pour une hauteur de $H=12\text{m}$, le coefficient de sécurité est de $F_s= 0.850$.

De ce fait on peut conclure que le remblai est instable, ce qui nécessite son renforcement pour améliorer le coefficient de sécurité.

5.6.2.2. Cas du remblai argileux renforcé par géogridle CG :

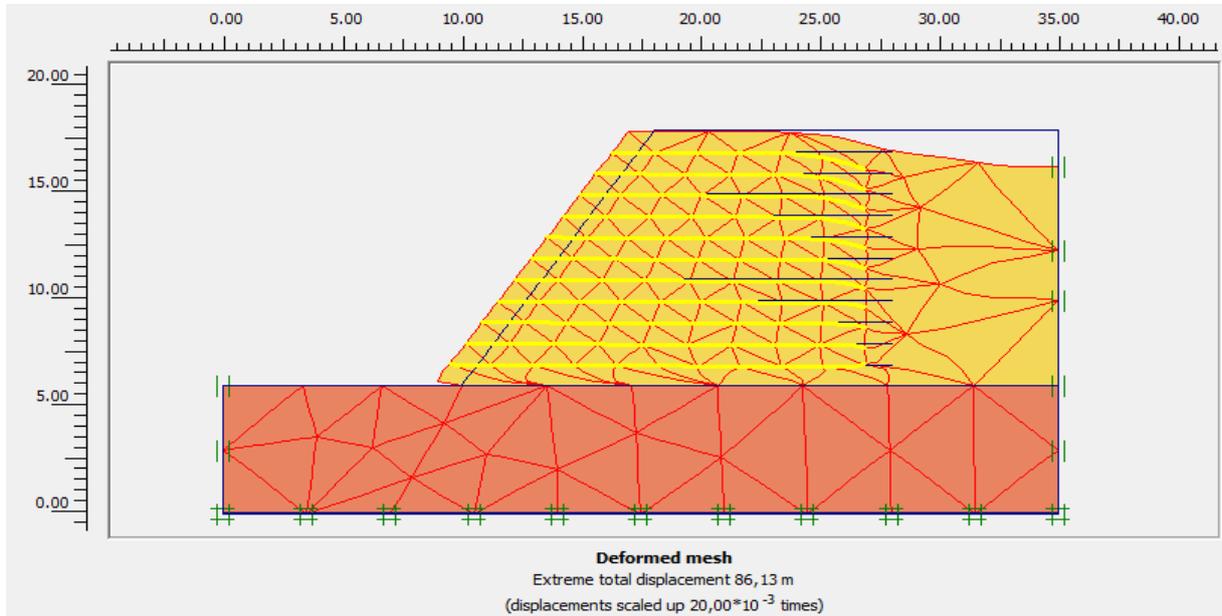


Figure 5.11. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par géogridle (pour $H=12\text{m}$ et $S_v=1\text{m}$)

Dans le cas d'un remblai renforcé par des nappes de géogridles (pour $H=12\text{m}$ et $S_v=1\text{m}$), le coefficient de sécurité est de: $F_s= 1.7035$. De ce fait on peut conclure que le remblai est stable.

5.6.2.3 Cas du remblai argileux renforcé par géogridle encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique de Sandwich) CGS :

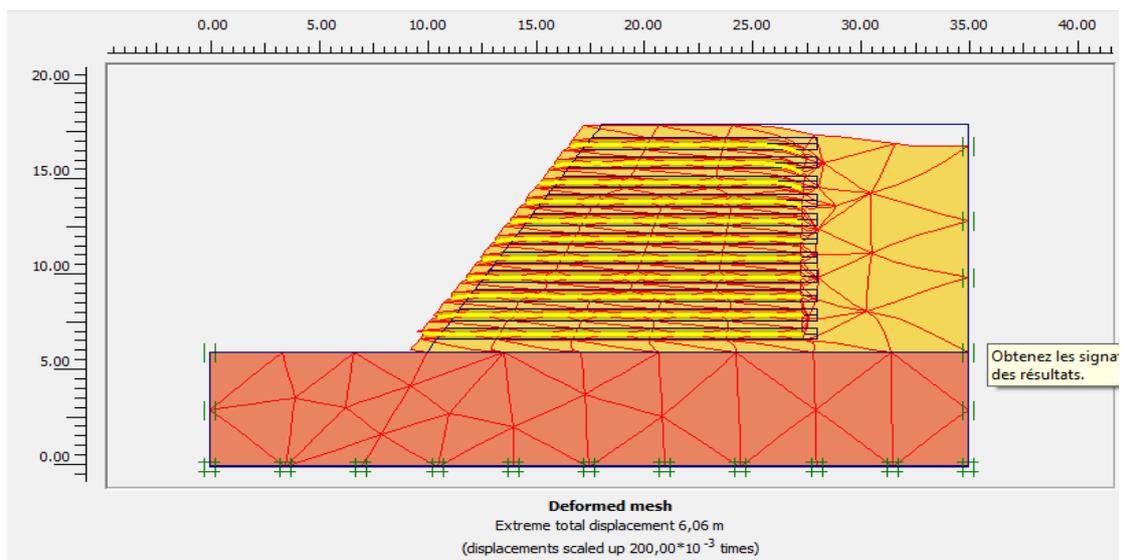


Figure 5.12. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par la nappe de géogridle encapsulé avec des minces couches de fraisât (Technique CGS) (pour $H=12\text{m}$ et $S_v=1\text{m}$).

Dans ce cas du remblai argileux renforcé par géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique de Sandwich CGS), le coefficient de sécurité est de : **Fs= 1.5943**.

De ce fait on peut conclure que le remblai est stable aussi. Seulement, comme l'illustre le graphe de la figurée 5.13, on remarque que le mode de renforcement (CG) est plus performant.

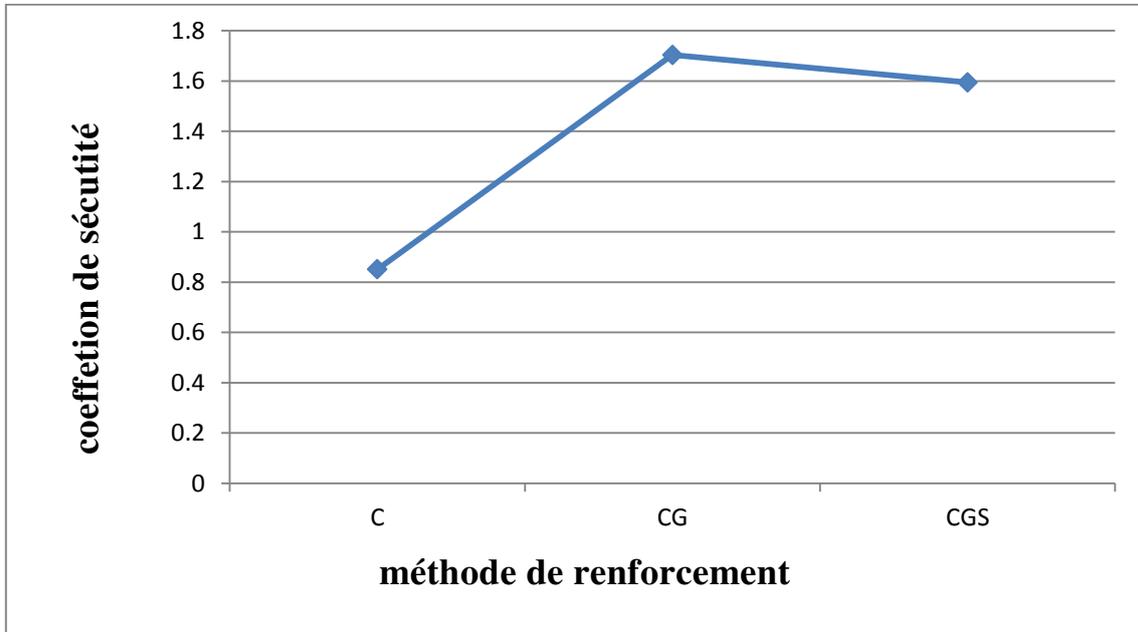


Figure 5.13. Evolution du coefficient de sécurité en fonction des méthodes de renforcement pour (H=12 et Sv =1m).

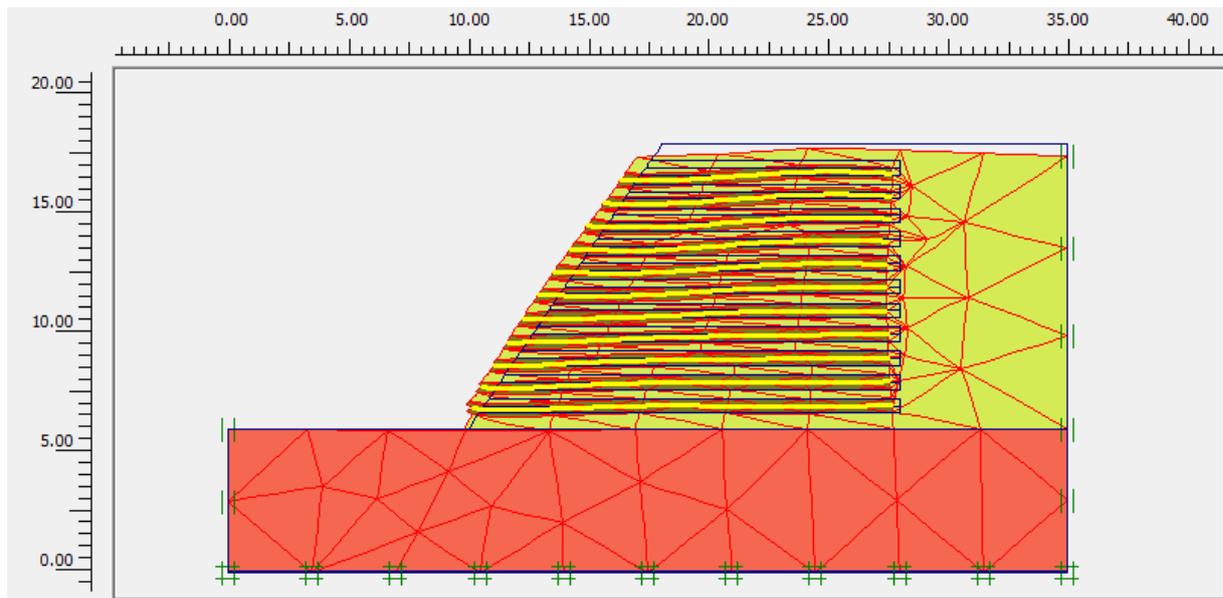
5.6.3 Effet de l'espacement vertical des Géogrids:

Cet aspect est traité pour le cas du remblai argileux renforcé par géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique de Sandwich CGS).

Les résultats obtenus se présentent comme suit:

✚ L'espacement $S_v = 1\text{ m}$

(a)- Phase de déformation:



(b)- phi/c réduction :

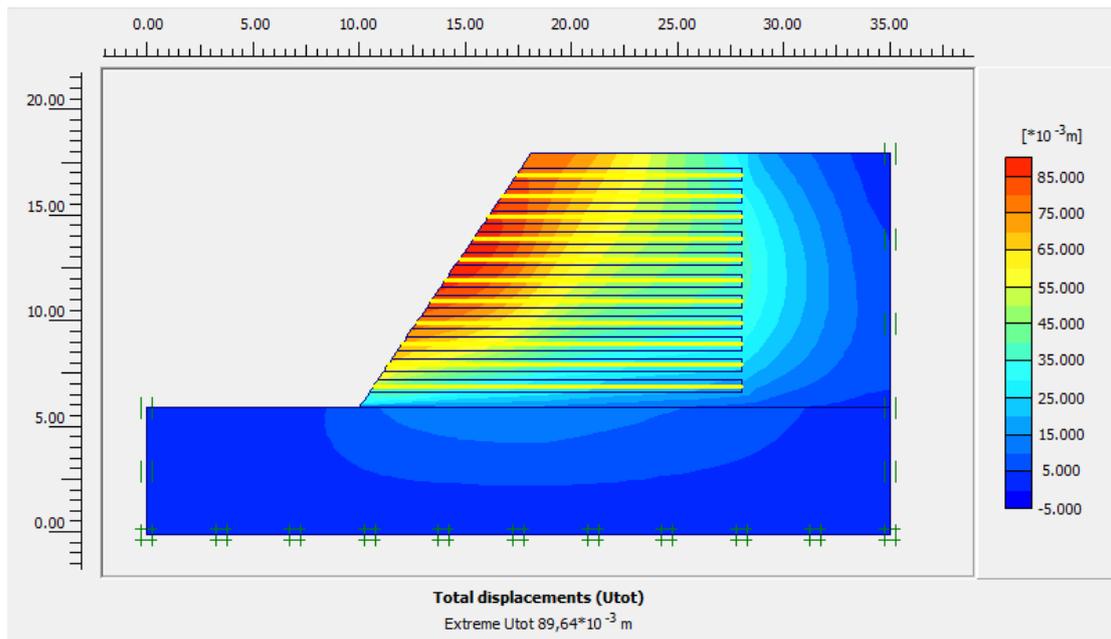


Figure 5.14. Les déplacements totaux pour H=12m et Sv = 1 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)

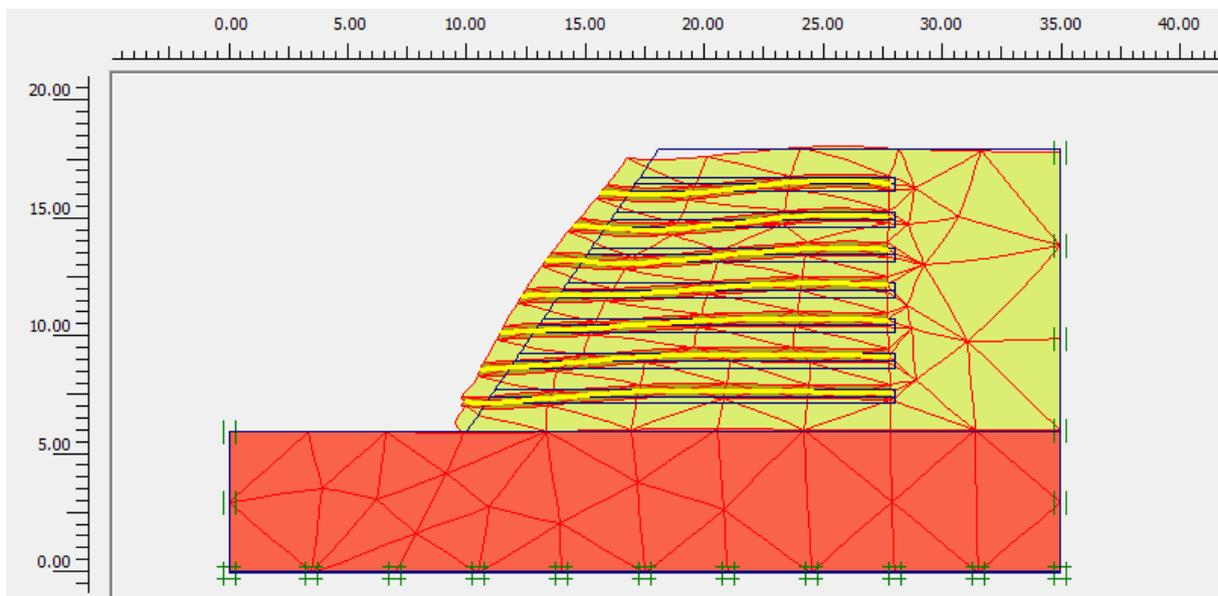
❖ Discussion:

Déplacement : $89,64 \times 10^{-3} \text{ m}$

Le coefficient de sécurité est de: $Fs=1.5943$.

✚ L'espace Sv = 1,5 m:

(a)- Phase de déformation :



(b)- ϕ/c réduction :

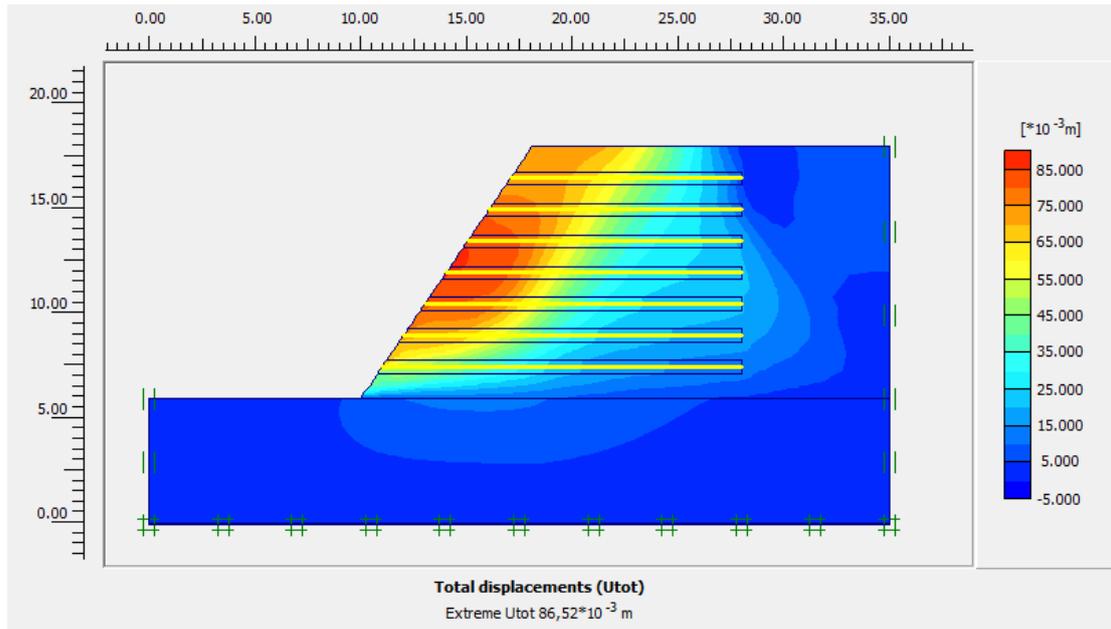


Figure 5.15. Les déplacements totaux pour $H=12m$ et $S_v = 1,5 m$ (a- Phase de déformation) – (b- ϕ/c réduction).

❖ Discussion:

Déplacement : $86,52 \times 10^{-3}$ m

Le coefficient de sécurité est de: $F_s=1.5872$.

Comme l'illustre le graphe de la figure 5.16, l'évolution du coefficient de sécurité est inversement proportionnelle à l'espacement entre les nappes de sandwich : Il augmente lorsque l'espacement diminue.

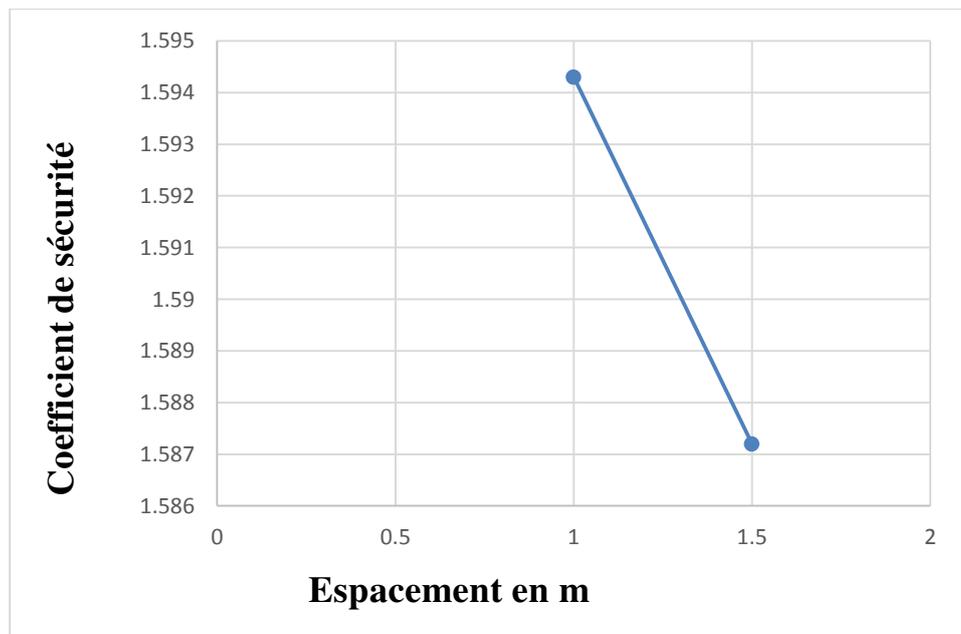
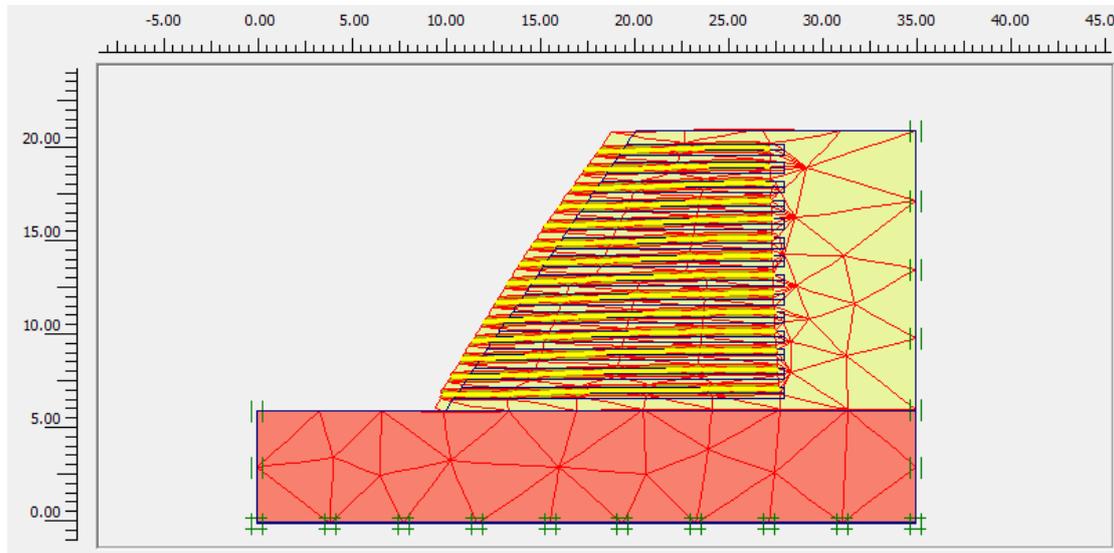


Figure 5.16. Évolution du coefficient de sécurité en fonction des espacements (pour $H=12m$)

5.6.4. Effet de la hauteur du remblai:

✚ Pour $H = 15\text{m}$ et $S_v = 1\text{m}$:

(a)- Phase de déformation :



(b)- phi/c réduction :

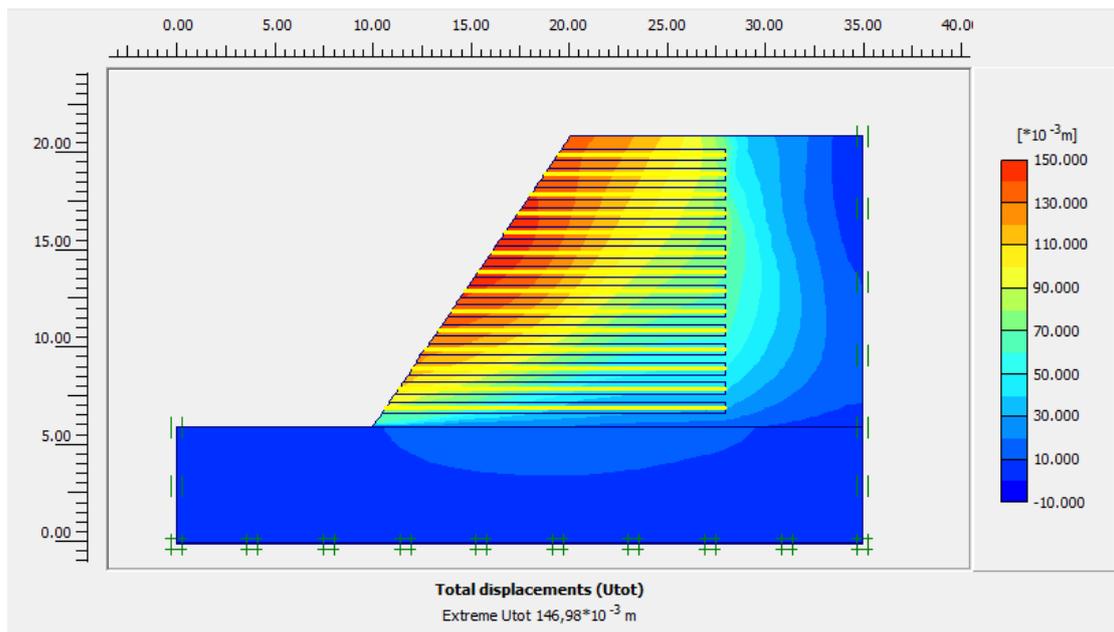


Figure 5.17. Les déplacements totaux pour $H=15\text{m}$ et $S_v = 1\text{ m}$ (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction).

❖ Discussion:

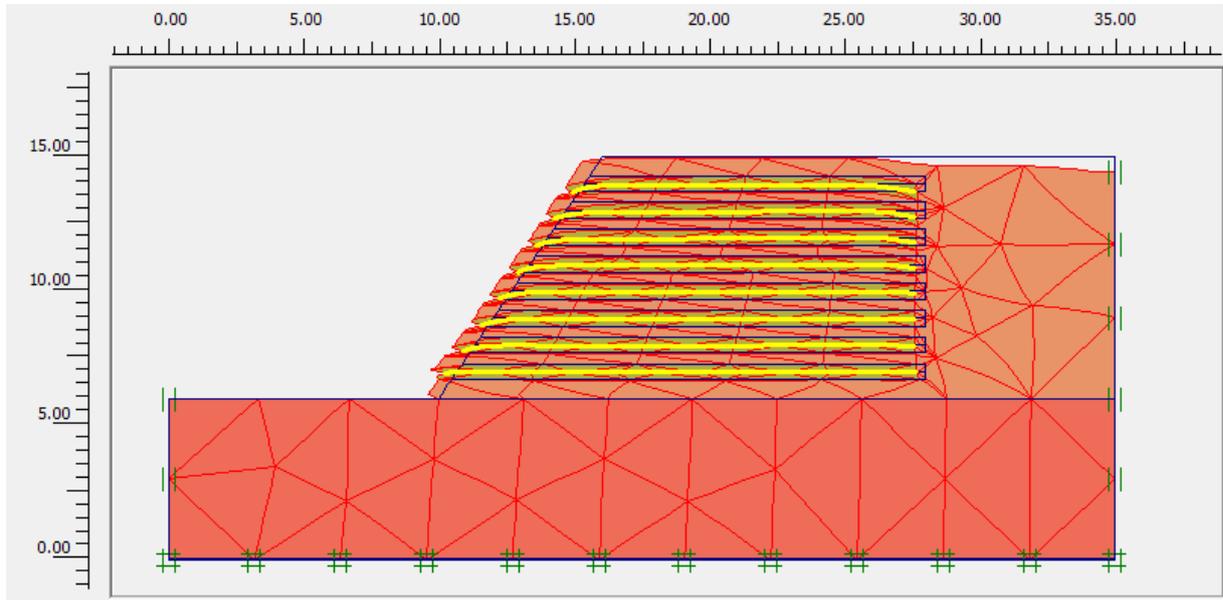
Pour des hauteurs du remblai de $H=15.0\text{ m}$, le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour (pour $S_v=1\text{m}$) est de $146,98 \times 10^{-3}$ et le coefficient de sécurité est de: $F_s=1.289$.

En comparant ces résultats avec ceux obtenus avec une hauteur de 12m et un espacement similaire (de déplacement maximal : $89,64 \times 10^{-3}$ met le coefficient de sécurité est de:

$F_s = 1.5943$, on remarque que pour un même espacement des renforcements, l'évolution du coefficient de sécurité est inversement proportionnel à la variation de la hauteur.

✚ Pour $H = 9\text{m}$ et $S_v = 1\text{m}$:

(a)- Phase de déformation :



(b)- phi/c réduction :

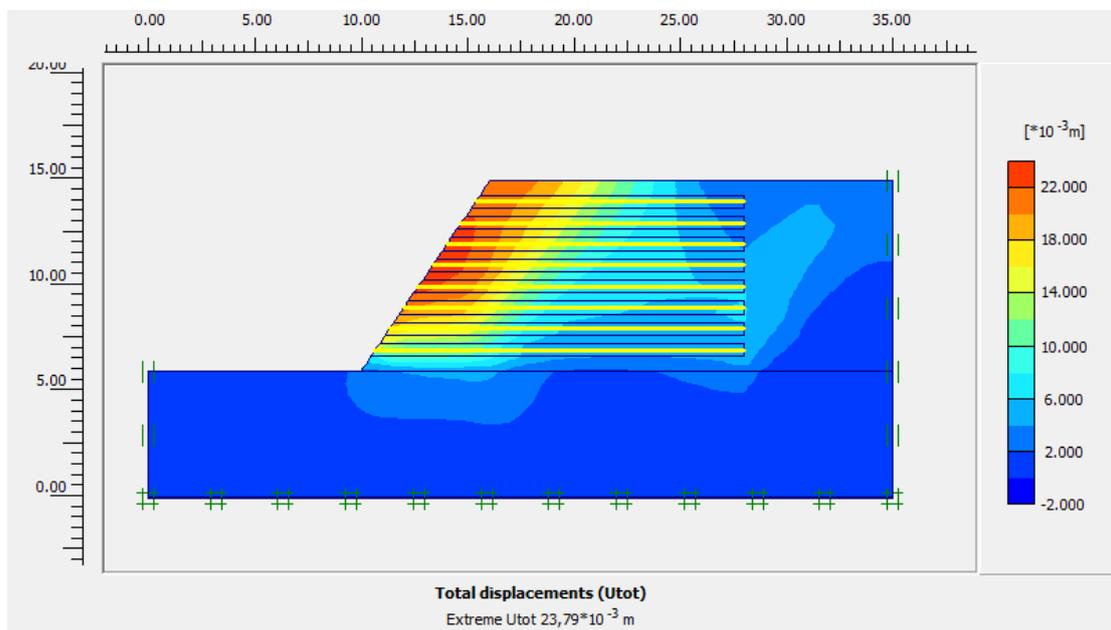


Figure 5.18. Les déplacements totaux pour $H=9\text{m}$ et $S_v = 1\text{m}$ (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)

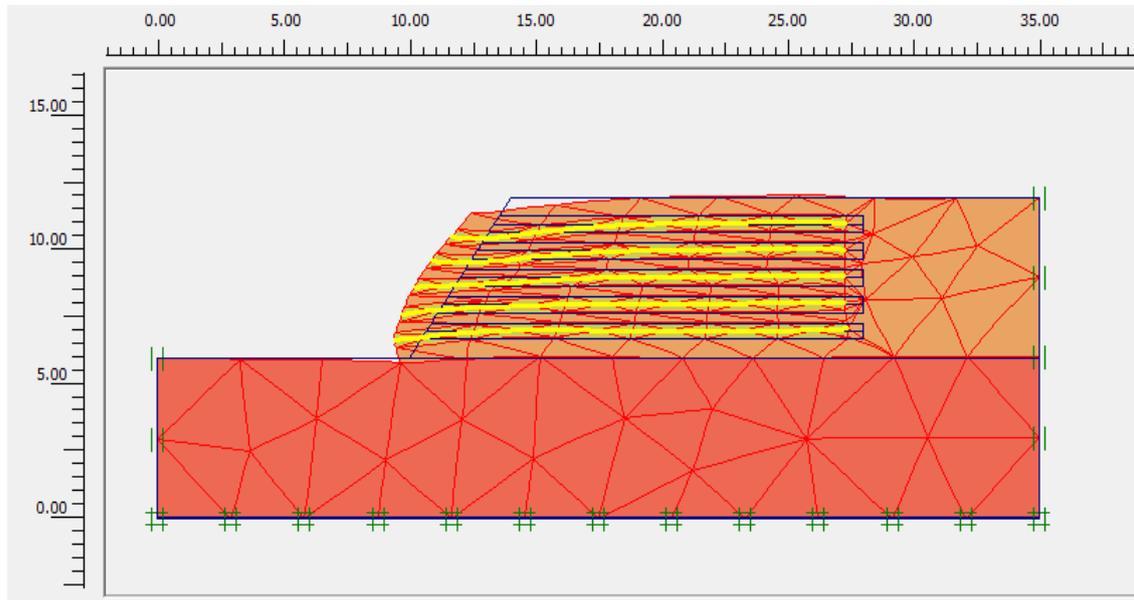
❖ Discussion:

- Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($H=9\text{m}$, $S_v=1\text{m}$) est de $23,79 \times 10^{-3}\text{m}$.

- le coefficient de sécurité est de: $F_s=2.1502$.

✚ Pour $H = 6\text{m}$ et $S_v = 1\text{m}$:

(a-) Phase de déformation :



(b)- phi/c réduction :

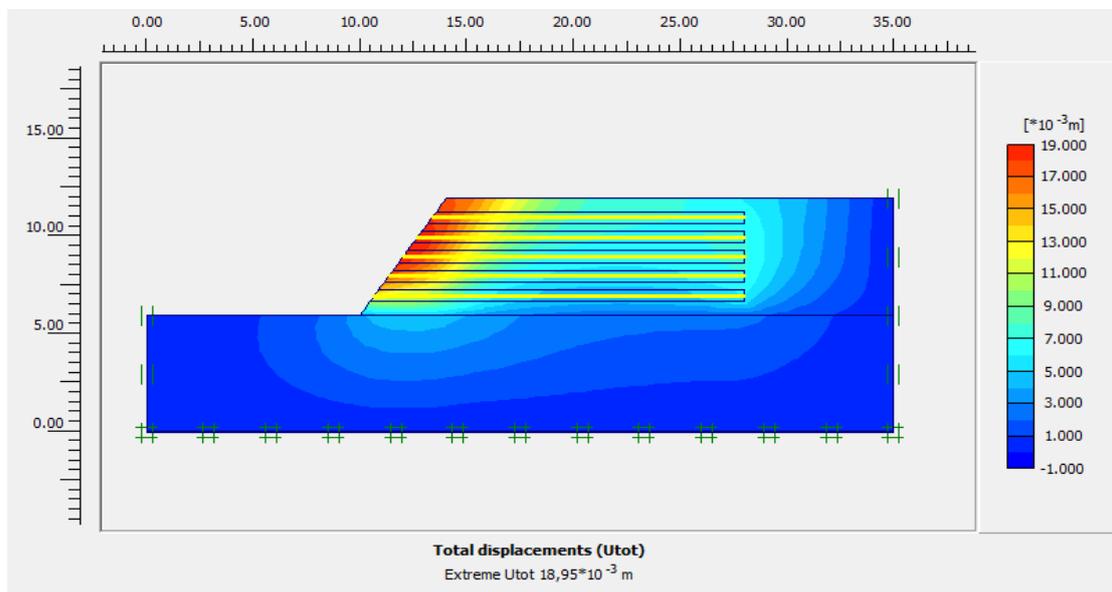


Figure 5.19. Les déplacements totaux pour $H=06\text{m}$ et $S_v = 1\text{ m}$ (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)

❖ Discussion:

- Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($H=6\text{m}$, $S_v=1\text{m}$) est de $18.95 \times 10^{-3}\text{m}$.

- le coefficient de sécurité est de: $F_s=1.1341$.

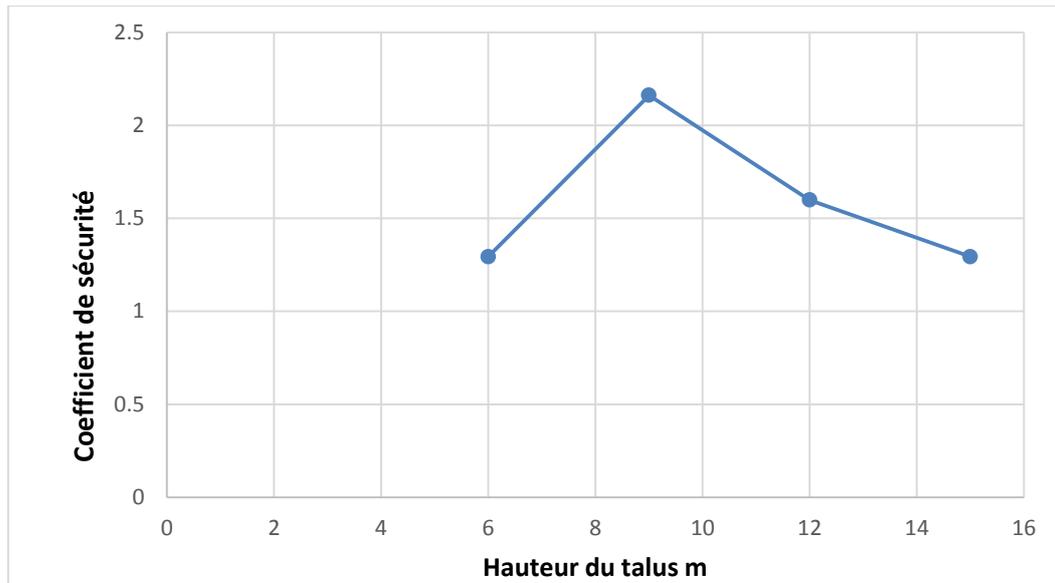


Figure 5.20. Évolution de coefficient de sécurité en fonction des hauteurs du talus (pour $S_v=1m$).

5.6.5. Influence de l'utilisation de géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât $\phi'40^\circ$ (Technique de sandwich) sur les mécanismes de rupture:

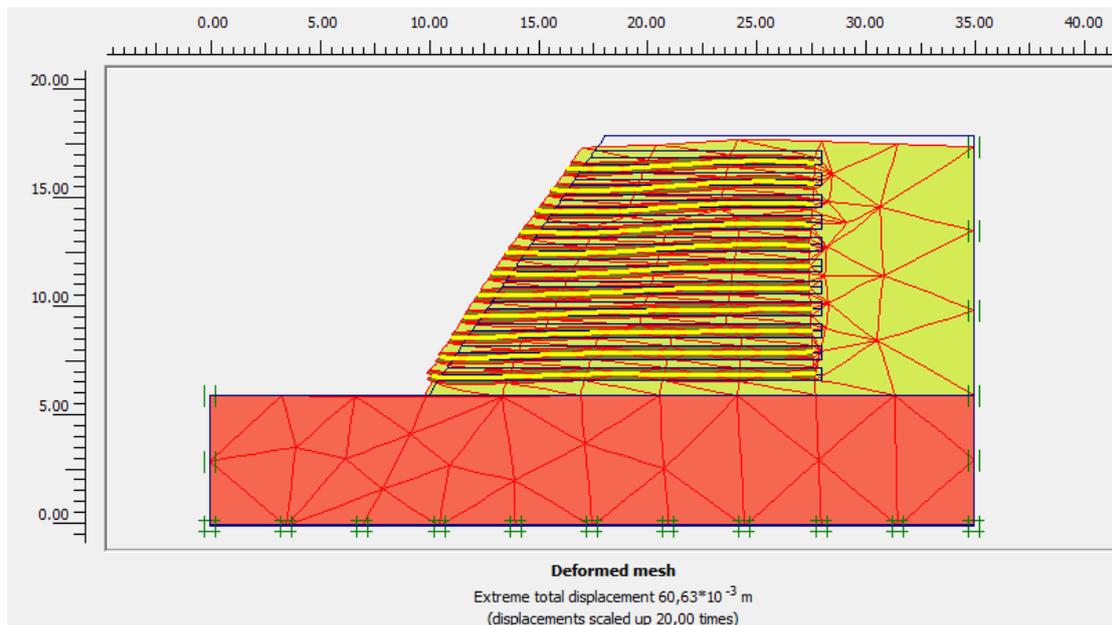


Figure 5.21. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique CGS) (pour $H=12m$ et $S_v=1m$ et $\phi'=40^\circ$).

❖ Discussion

Déplacement $60.63 \times 10^{-3} \text{ m}$

Le coefficient de sécurité est de: $F_s=1.5928$.

En suivant les mêmes étapes précédents (cas de $\phi'=35^\circ$) on obtient les résultats donnés dans le **tableau 5.3** :

Tableau 5.4. Résultats des coefficients De Sécurité En Fonction Des Différents Hauteurs De Remblai

Hauteur (m)	Fs
6	1.2941
9	2.1654
12	1.5928
15	1.2891

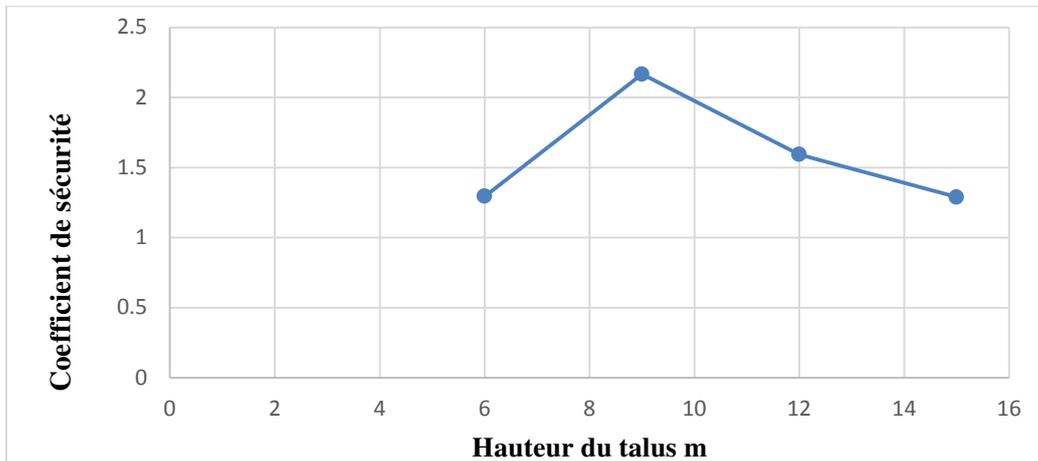


Figure 5.22. Evolution coefficient de sécurité en fonction des hauteurs du talus (pour $S_v=1m$).

5.6.6. Comparaison des coefficients de sécurités pour les différentes hauteurs du talus pour les deux angles de frottement $\phi'=35^\circ$ et $\phi'=40^\circ$:

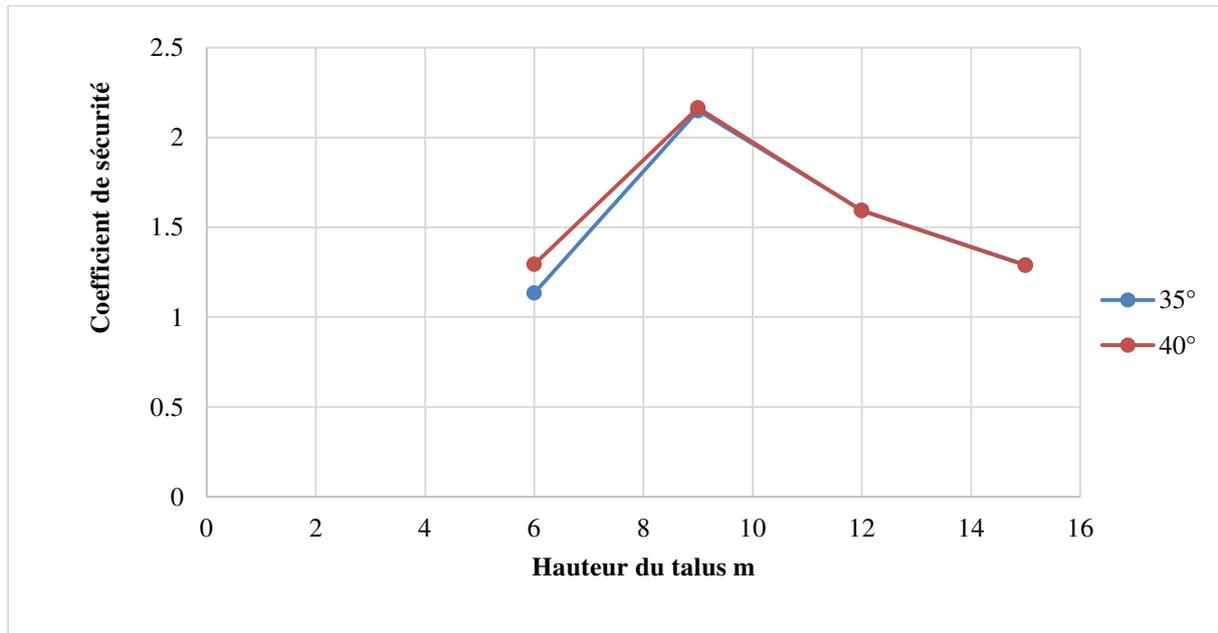


Figure 5.23. Comparaison des coefficients de sécurités pour les différentes hauteurs du talus pour $\phi'=35^\circ$ et $\phi'=40^\circ$.

❖ **Discussion :**

On voit que les coefficients de sécurités obtenues dans les deux cas (cas à l'état avec $\phi'=35^\circ$, et cas amélioré avec $\phi'=40^\circ$) sont presque les même pour toutes les hauteurs. Ce qui montre que pour des raisons économiques, il est préférable de prendre le fraisât de béton bitumineux à l'état brut.

5.6.7. Comparaison et validation des résultats obtenus:

Pour valider notre travail, réalisé à l'aide du code « **Plaxis 2D** », les résultats obtenus sont comparés à ceux obtenus par les analyses numériques (réalisés à l'aide de « **FLAC 2D** ») et les essais expérimentaux d'Unikrishna et al. (2001), Abdi et al. (2009), Abdi et Arjmand (2011), Tabarsa et Radmehr (2011). Et les résultats obtenus à l'aide du code « **Plaxis 2D** » issu de [9].

Toutes ces études ont concerné le renforcement des talus constitués de sols argileux. Les renforts sont constitués de géogrille encapsulé avec les lentilles de sable (technique de sandwich CGS).

Les observations issues de ces comparaisons se présentent sur la (Figure 5.24) et la (Figure 5.25).

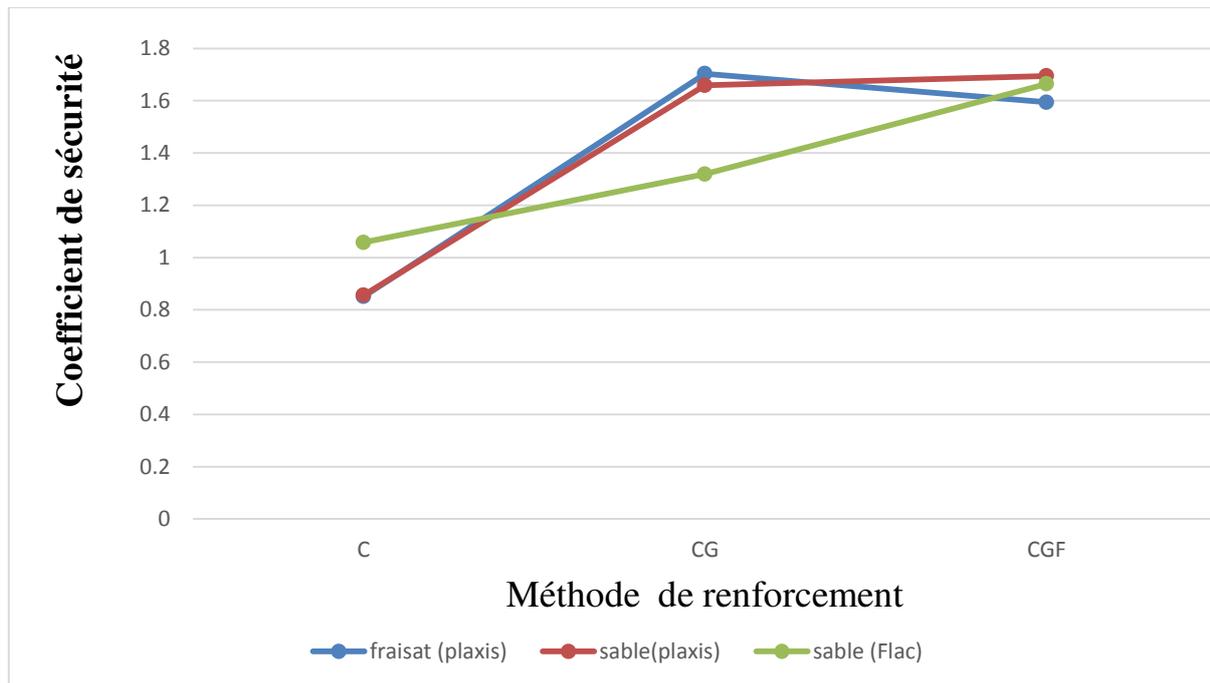


Figure 5.24. Evolution coefficient de sécurité en fonction des méthodes de renforcement.

On remarque, dans la (figure 5.24) que les coefficients de sécurité obtenus par les différents modèles sont proches quelque soit le type de renfort. Ceci confirme l'efficacité de la technique de sandwich comme procédé de renforcement des Talus constitués d'argile. Comme cette étude montre une possibilité certaine d'utilisation du fraisât de Béton bitumineux dans les renforcements de la stabilité des talus en sols argileux.

Le graphe de la (figure 5.25) montre que les résultats (coefficients de sécurité) coïncident quelque soit le modèle de simulation numérique (Plaxis2D et Flac2D). En effet pour un espacement optimal ($S_v=1.0$ mètre), l'évolution des coefficients de sécurité en fonction des hauteurs des talus est la même pour les deux codes en utilisant le sable.

Mais dans l'état de fraisât on voit que les résultats sont différents, le coefficient de sécurité est bon seulement à une hauteur qui appartient à l'intervalle [7m -12 m].

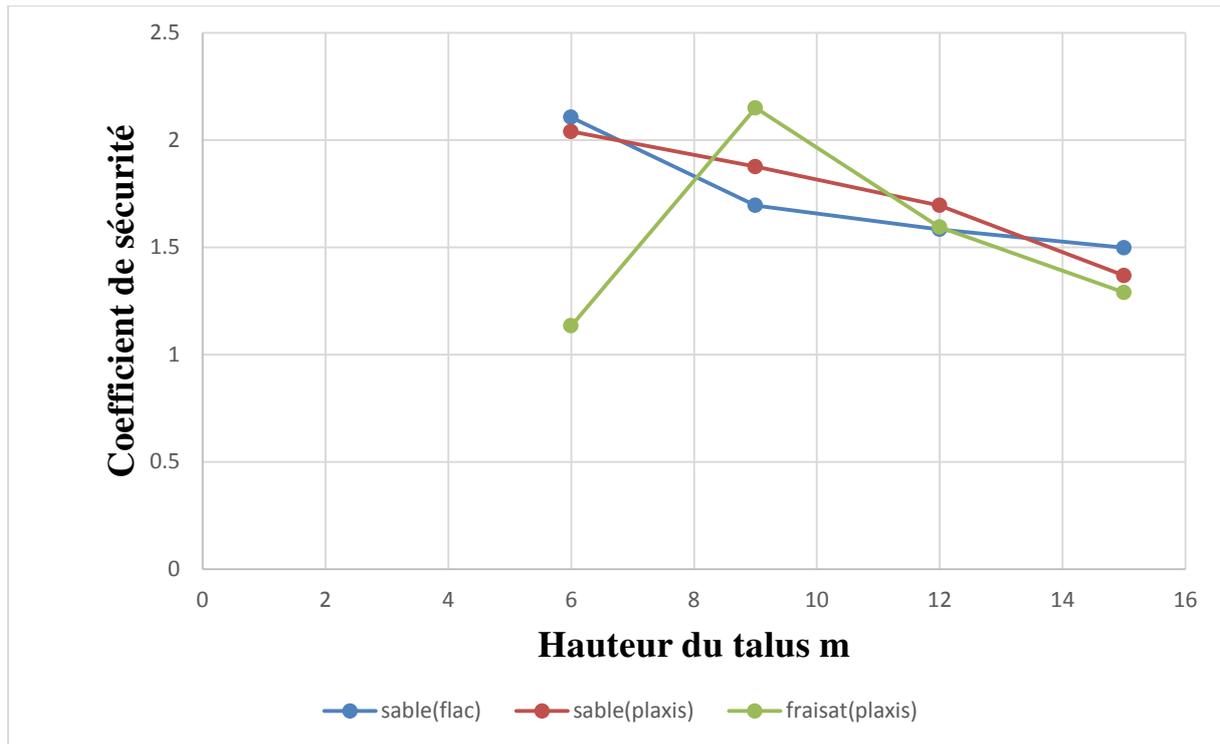


Figure 5.25. Comparaison de l'évolution des coefficients de sécurité en fonction des hauteurs des talus pour $S_v=1.0m$.

5.7. Conclusion :

- Les coefficients de sécurité obtenus montrent que la technique de sandwich est efficace pour le renforcement des talus constitués de sols argileux.
- Dans le cas des talus constitués de sols argileux l'utilisation des géogrilles seuls est déconseillée en raison de la faible interaction entre l'argile et les géogrilles.
- La technique de sandwich donne de bon coefficients de sécurité ($>1,5$) pour les talus de hauteurs moyennes situées entre **7 m à 12 m**.
- Les coefficients de sécurité sont plus meilleurs lorsque les espacements entre les sandwichs sont faibles.
- L'utilisation du fraisât de béton bitumineux dans le renforcement des talus de sols argileux paraît une solution prometteuse et intéressante, puisque elle permet une valorisation de ce matériau.

CONCLUSION GENERALE

La stabilité des talus est l'étude de l'équilibre mécanique des masses de sol ou de roches pouvant être mises en mouvement, ce problème est fréquemment rencontré dans la construction des différents types d'ouvrages (digues, routes, barrages, pentes naturelles ou talus, etc.).

Une rupture d'un talus est catastrophique et peut causer des pertes de vies ainsi que des dégâts matériels considérables.

Les recherches actuelles visent à améliorer des méthodes de stabilisation, efficaces et surtout économiques.

Des observations sur ouvrages réels permettent de compléter les études de laboratoire.

Les travaux présentés dans ce mémoire confirment la faisabilité, du point de vue technique et pratique, de la technique de sandwich qui consiste à étudier la stabilité des talus constitués d'argiles renforcés avec géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât de béton bitumineux, puis sa validation par une modélisation à l'aide du logiciel « Plaxis ».

La présente analyse confirme l'efficacité de la technique de sandwich comme procédé de renforcement des Talus constitués d'argile.

Comme cette étude montre une possibilité certaine d'utilisation du fraisât de Béton bitumineux dans les renforcements de la stabilité des talus en sols argileux.

- Dans le cas des talus constitués de sols argileux l'utilisation des géogriddes seuls est déconseillée en raison de la faible interaction entre l'argile et les géogriddes.
- La technique de sandwich donne de bons coefficients de sécurité ($>1,5$) pour les talus de hauteurs moyennes situées entre **7 m à 12 m**.
- Les coefficients de sécurité sont plus meilleurs lorsque les espacements entre les sandwiches sont faibles.
- L'utilisation du fraisât de béton bitumineux dans le renforcement des talus de sols argileux paraît une solution prometteuse et intéressante, puisque elle permet une valorisation de ce matériau.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✚ [01] : **Théorie et pratique de la géotechnique sous la d'érection de Claude plumelle.**
- ✚ [02] : **Reiffsteck Ph., "Mécanique des Sols Avancée - Stabilité des pentes", LCPC div. MSRGI sec. CSOG.**
- ✚ [03] **Houcemeddine GUERFI, "Stabilisation des talus renforcés par pieux",** Magistère en génie civil option Mécanique des sols, Université de Batna, 2008
- ✚ [04] **Jean-Pierre MASEKANYA.,** " Stabilité des pentes et saturation partielle –Etude expérimentale et modélisation numérique", Thèse de Doctorat en Sciences de l'Ingénieur, Université de Liège, 2007-2008
- ✚ [05] **BLPC 22pp 1-16 pilot, calcule de la stabilité des pentes, utilisation de l'ordinateur CAE 510 du laboratoire central programmes**
- ✚ [06] [http://www.techniques-ingenieur.fr/murs de soutènement](http://www.techniques-ingenieur.fr/murs%20de%20sout%C3%A9nement) par **François SCHLOSSER** : Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées Président-Directeur Général de Terrasol.
- ✚ [07] **Melle HAOUAM HOUDA : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR DE SOUTENEMENT EN SOL STABILISE ET RENFORCE AVEC FIBRES ET GEOGRILLES.** Université badji mokhtar-annaba. Année 2010.
- ✚ [08] **Chemmakh roubila, Stabilité des talus. Juin 2015. Université 08 mai 1945 Guelma.**
- ✚ [09] **LAIB Sara Modélisation numérique des structures géotechniques renforcées par géogrilles "Cas des remblais argileux : 2013/2014**
- ✚ [10] **Soutènement et renforcement des sols : Comment apporter une stabilité à un massif, devenu instable du fait de facteurs naturels ou artificiels défavorables ? (PDF)**
- ✚ [11] **Talus et murs en sols renforcés : Talus à pentes abruptes, murs de soutènement et culées Tenser international (version PDF)**
- ✚ [12] **Boulfoul Khalifa Etude Numérique Sur L'effet De L'espace Des Geogrilles Sur Les Mécanismes De Rupture Des Murs En Sol Renforce-université hadj lakhdar –batna-2011/2012.**
- ✚ [13] **Effet du renforcement géosynthétique de type géogrille sur le comportement mécanique d'un matériau argileux BOUGUEROUAa, K. AIT MOKHTARb a,b LEEGO , Faculté de génie civil, Université des sciences et de la technologie Houari Boumediene, (Algérie).**
- ✚ [14] **Recyclage en centrale des matériaux de chaussée par Jean-Pierre SERFASS : Ingénieur civil des Mines. Consultant.**
- ✚ [15] **Techno bitume : Numéro 03 recyclage des enrobés bitumineux.**
- ✚ [16] **Entretien des routes.ca : fiche descriptive (retraitement de type I. recyclage a froid).**
- ✚ [17] **Guide technique Sétra retraitement des chaussée et recyclage des matériaux bitumineux de chaussées.**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✚ [18][<http://www.ineris.fr/> Circulaire n° 2001-39 du 18/06/01 relative à la gestion des déchets d réseau routier national.
- ✚ [19]Recyclage en centrale des matériaux de chaussée par Jean-Pierre SERFASS : Ingénieur civil des Mines. Consultant].
- ✚ [20]Brinkgreve R.B.J., Vermeer. P.A., "Plaxis version 8 manuel de référence", Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas, 2003.
- ✚ [21]Benbouza assma, l'effet d'interférence de deux fondations filantes étroitement espacées reposant sur un sable renforcé par geogrilles, magistère en génie civil option géotechnique, université de Batna, 2011
- ✚ [22] Essai marshall réalisé au laboratoire LTP- EST – Sétif .Algérie.
- ✚ [23] Mme MEDJITNA NASRI LAMIA (Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis) pour coefficient de poisson.

Remerciements

Nous remercions notre directeur de mémoire Dr HIUMEUR Mohammed, tous nos enseignants et nos amis, qui nous ont encouragé à réaliser ce travail.

Nous remercions également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

ملخص

تعتبر مشاكل استقرار المنحدرات , كثيرة المصادفة عند تشييد الطرق والسدود, خصوصا عند تواجد تربة طينية. بالإضافة إلى ذلك, بعض المنحدرات الطبيعية تكون او قد تصبح غير مستقرة.

استجابة لهذه المشكلة, نحن نرى أنه من الممكن منح استقرار للمنحدر بتحسين الخواص الميكانيكية للتربة المكونة له من أجل أكثر صلابة.

هذا التحسن يمكن الحصول عليه, بشكل عام, بإضافة مواد ذات خصائص ميكانيكية أكثر كفاءة إلى التربة المكونة لكتلة المنحدر.

انطلاقا من هذا, فقد اخترنا في هذا العمل. تطبيق تقنية ساندويتش المتمثلة في تعزيز التربة الطينية للمنحدرات ببساط من الجيوجريد ملفوف مع طبقات رقيقة من ردم خرسانة الإسفلت المرسل. ثم التحقق من الصحة باستخدام برنامج "بلاكسيس".

بعد التحليل كانت النتائج قاطعة :

- من ناحية, يؤكد هذا التحليل فاعلية أسلوب ساندويتش لتعزيز المنحدرات التي تتكون من الطين.

- من ناحية أخرى, يبدو أن استخدام ردم خرسانة الإسفلت المرسل لتعزيز المنحدرات التي تتكون من الطين حل واعد ومثير للاهتمام لأنه يعطي معاملات السلامة المقبولة (< 1.5).

Résumé

Les problèmes de stabilité des pentes est fréquemment rencontré dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages ; surtout en présence de terrains argileux. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

En réponse à cette problématique, nous apercevons qu'il est possible d'apporter une stabilité du talus en améliorant les caractéristiques mécaniques du sol qui le constitue.

Cette amélioration peut être obtenue, en générale, par une incrustation dans le massif, d'éléments mécaniquement plus performants que le sol lui-même, donnant à celui-ci une meilleure résistance au cisaillement.

C'est la démarche, pour laquelle nous avons opté dans le présent travail. Il s'agit d'un renforcement des sols argileux par la technique de sandwich qui consiste à étudier la stabilité des talus constitués d'argiles à renforcer avec géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisat de béton bitumineux, puis sa validation par une modélisation à l'aide du logiciel «Plaxis».

L'utilisation du fraisat de béton bitumineux rentre dans une perspective de valorisation d'un matériau de récupération fort abondant dans le domaine des routes.

Les résultats obtenus sont concluants. En effet :

- d'une part, la présente analyse confirme l'efficacité de la technique de sandwich comme procédé de renforcement des Talus constitués d'argile.
- d'autre part, l'utilisation du fraisât de béton bitumineux dans le renforcement des talus de sols argileux paraît une solution prometteuse et intéressante, puisque elle donne des coefficients de sécurité acceptable (>1.5).

Abstract

The problem of stability of the slopes is frequently met in the construction of the roads, the channels, the dams and the stoppings; especially in the presence of argillaceous grounds. Moreover, certain angles of rest are or can become unstable.

In answer to these problems, we see that it is possible to bring a stability of the slope by improving the soil mechanics characteristics which constitutes it. This improvement can be obtained, in general, by an incrustation in the solid mass, of elements mechanically more powerful than the ground itself, giving to this one a better shear strength.

It is the step, which we chose in this work. It is about a reinforcement of the clay soils by the technique of sandwich which consists in studying the stability of the slopes made up of clays to be reinforced with géogridde encapsulated with thin layers of asphaltic concrete fraisat, then its validation by a modeling using the software "Plaxis".

The use of the asphaltic concrete fraisat returns from the point of view of valorization of an extremely abundant material of recovery in the field of the roads. The results obtained are conclusive. Indeed:

- on the one hand, analysis presents it confirms the effectiveness of the technique of sandwich like process of reinforcement of the Slopes made up of clay.
- in addition, the use of milled asphaltic concrete in the reinforcement of the slopes of clay soils appears a promising and interesting solution, since it gives acceptable safety coefficients (>1.5).

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS	
1.1. Introduction :	3
1.2. Définition du modèle élémentaire de sol :	3
1.3. Identification des sols :	6
1.3.1. Paramètres de nature :	6
1.3.2. Paramètres d'état :	13
1.4. Dénomination des sols :	14
1.4.1. Critères principaux :	14
1.4.2. Les qualifications :	16
1.5. Classification des sols :	17
1.5.1. La classification géotechnique des sols des LPC (Ifsttar) :	17
1.5.2. Classification des sols pour l'emploi en remblai :	19
1.6. Conclusion :	21
CHAPITRE II : STABILITE DES TALUS	
2.1. Introduction :	22
2.2. Type de rupture :	22
2.2.1. Ruptures associées aux pentes naturelles :	23
2.2.2. Ruptures associés aux talus artificiels :	23
2.3. Mouvement de terrain :	23
2.4. Les principaux types de mouvements de terrain :	23
2.4.1. Les écroulements ou chute de blocs :	23
2.4.2. Les glissements :	24
2.4.3. Les coulées de boueuses:	26
2.4.4. Le fluage:	27
2.4.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles:	27
2.4.6. Talus en remblais sur sols compressibles:	28
2.4.7. Stabilité sous les soutènements:	28
2.4.8. Dignes et barrages en terre:	28
2.5. Les méthodes d'analyse de la stabilité des talus:	28
2.5.1. Définition du coefficient de sécurité:	29
2.5.2. Méthodes d'équilibre limite:	29

Sommaire

2.5.3. Formes de surface de rupture:	30
2.6. Les différentes techniques de confortement :	34
2.6.1. La modification géométrique :	34
2.6.2. Le drainage :	35
2.6.3. La végétation :	36
2.6.4. Les éléments résistants :	37
2.6.5 Les Geosynthetic :	37
2.7. Conclusion :	38

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE

3.1. Introduction :	39
3.2. Définition Des Sols Renforcés :	39
3.3. Améliorer les caractéristiques internes des sols :	39
3.3.1. Le principe :	39
3.3.2. La Terre-Armée :	39
3.3.3. Le freyssissol :	40
3.3.4. Le texsol :	40
3.3.5. Le Terratrel :	41
3.3.6. Le Pneusol :	41
3.3.7. Le cloutage :	41
3.3.8. Renforcement par Géosynthétiques :	42
3.4. Renforcement des sols par inclusion flexibles :	43
3.4.1. Les géotextiles :	43
3.4.2. Géocomposite :	44
3.5. Cas spécifique des géogrilles:	44
3.5.1. Définition:	44
3.5.2. Mode d'action:	46
3.5.3. Caractéristiques des géogrilles:	46
3.5.4. Les matériaux constitutifs des géogrilles:	46
3.5.5. quelques exemples de l'Utilisation des géogrilles (Tensar) dans le renforcement des remblais :	47
3.6. Cas spécifique :	50
3.6.1. Introduction :	50
3.6.2 Programme expérimental :	50
3.6.3 Caractérisation des matériaux d'étude :	51

Sommaire

3.6.4 Étude de la portance du sol :.....	52
3.6.5 Etude de la résistance à la compression simple :.....	52
3.7. Conclusion :.....	53

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

4.1. Introduction :.....	54
4.2. des enrobés bitumineux :.....	54
4.3. Le fraisage :.....	55
4.3.1. Définition :.....	55
4.3.2. Le but de fraisage :.....	55
4.4. Techniques des réutilisations de fraisât :.....	56
4.4.1. Réutilisation de fraisât par recyclage :.....	56
4.4.2. L'utilisation des fraisâtes à l'état brut :.....	59
4.5. Les avantages de recyclage :.....	60
4.6. Cas spécifique : Recyclage d'un fraisât de la Route Nationale n°20 reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA :.....	61
4.6.1. Introduction :.....	61
4.6.2. Préparation de l'échantillon :.....	62
4.6.3. Les essais réalisés sur le fraisât concerné :.....	63
4.7. Conclusion :.....	71

CHAPITRE V : MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS

RESULTATS ET INTERPRETATION

5.1. Introduction:.....	72
5.2. Définition de la méthode des éléments finis:.....	72
5.3. Le Logiciel Plaxis:.....	72
5.4. Plaxis et son originalité:.....	72
5.4.1. Option par défaut, Solution approchées:.....	73
5.4.2. Entrée des données:.....	73
5.4.3. Comportement du sol:.....	74
5.4.4. Fonctions des calculs:.....	74
5.4.5. Analyse des résultats:.....	74
5.4.6. Déformation:.....	74
5.4.7. Contraintes:.....	74
5.5. Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis:.....	75
5.6. Modélisation A L'aide De Plaxis Résultats Et Interprétation :.....	79

Sommaire

5.6.1. Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux :	79
5.6.2. Influence de l'utilisation de géogridle encapsulé avec des minces couches de fraisât $\phi'35^\circ$ (Technique de sandwich) sur les mécanismes de rupture:	83
5.6.3 Effet de l'espacement vertical des Géogridles:	85
5.6.4. Effet de la hauteur du remblai:	88
5.6.5. Influence de l'utilisation de géogridle encapsulé avec de minces couches de fraisât $\phi'40^\circ$ (Technique de sandwich) sur les mécanismes de rupture:	91
5.6.6. Comparaison des coefficients de sécurités pour les différentes hauteurs du talus pour les deux angles de frottement $\phi'=35^\circ$ et $\phi'=40^\circ$:	92
5.6.7. Comparaison et validation des résultats obtenus:	93
5.7. Conclusion :	94
CONCLUSION GENERALE	95

Liste des Figures

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS

Figure 1.1. Les trios phases du sol	4
Figure 1.2. Batterie de Tamis selon les différents refus	6
Figure 1.3. Courbe granulométrique	7
Figure 1.4. Différents états d'argile en fonction de la teneur en eau.....	7
Figure 1.5. Pénétrömètre à cône.....	8
Figure 1.6. Coupelle de Casagrande.....	8
Figure 1.7. Phases de retrait	9
Figure 1.8. Phases de retrait	10
Figure 1.9. Montmorillonite à teneur en eau de 369%	10
Figure 1.10. Courbe de retrait de trois argiles	11
Figure 1.11. Test de la tache.....	11
Figure 1.12. Essai d'équivalent de sable	12
Figure 1.13. Détails du squelette d'un sol bien gradué	15
Figure 1.14. Classification des sols fins. Abaque de Casagrande	19
Figure 1.15. Moule Proctor et dame Proctor	20
Figure 1.16. Courbes Proctor normale et Proctor modifié	20
Figure 1.17. Presse CBR	21

CHAPITRE II : STABILITE DES TALUS

Figure 2.1. Ecrroulement ou chute de blocs en 2014 Bejaia. Algérie.	23
Figure 2.2. Un glissement- Oran- Algérie.....	24
Figure 2.3. Glissements plans.....	24
Figure 2.4. Glissements rotationnels	25
Figure 2.5. Les coulées boueuses	26
Figure 2.6. Les coulées d'éboulis.....	27
Figure 2.7. Le fluage	27
Figure 2.8. Barrage en terre.....	28
Figure 2.9. Talus infinis avec écoulement d'eau.....	31
Figure 2.10. Une tranche i.....	32
Figure 2.11. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.	32
Figure 2.12. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.....	33
Figure 2.13. Chargement au pied d'un talus.....	34

Liste des Figures

Figure 2.14. Les différents procédés de modifications géométriques	35
Figure 2.15. Tranchées drainantes.....	36
Figure 2.16. Eperons drainantes.	36
Figure 2.17. Les drains horizontaux	36
Figure 2.18. L'implantation des plantes dans un talus	37

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE

Figure 3.1. La terre armée	40
Figure 3.2. Le freyssisol.	40
Figure 3.3. Le texsol.....	40
Figure 3.4. Le Terratrel.	41
Figure 3.5. Le Pneusol.....	41
Figure 3.6. Le cloutage.....	42
Figure 3.7. types de géotextiles.	43
Figure 3.8. Structure géocomposite.....	44
Figure 3.9. Échantillons de géogrilles	44
Figure 3.10. Géogrillesuniaxiale.	45
Figure.3.11. Géogrillesbiaxiale.	45
Figure 3.12. Système géogrille/ mur.	48
Figure 3.13. système géogrille/gabions.	48
Figure 3.14. Système Géogrille/panneaux de béton.....	49
Figure 3.15. Système géogrille/pierres naturelles.	49
Figure 3.16. Système géogrille/Vert EV	50
Figure 3.17. Présentation de la géogrille.	51
Figure 3.18. Courbe granulométrique du matériau argileux.	52
Figure 3.19. Déformation des éprouvettes.	53

CHAPITREIV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

Figure 4.1. L'opération de fraisage.....	55
Figure 4.2. Le fraisât.	55
Figure 4.3. Train de retraitement en place.....	56
Figure 4.4. Central des enrobes bitumineux pour le recyclage a chaud.	57
Figure 4.5. Réutilisation des enrobés bitumineux recyclés à froid.....	57
Figure 4.6. Recyclage en place à chaud.	58
Figure 4.7. Schéma de production de la mousse de bitume.	59

Liste des Figures

Figure 4.8. Exemple de l'utilisation de fraisât brut (piste montagneuse, renforcement des remblais des routes).	60
Figure 4.9. Fraisât d'origine (RN 20 reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA).	61
Figure 4.10. Trempage de l'échantillon.	62
Figure 4.11. Opération de lavage de fraisât avec savon liquide.	62
Figure 4.12. Le lavage final.	62
Figure 4.13. Appareille de la fragmentation dynamique.	63
Figure 4.14. L'échantillon après l'essai.	63
Figure 4.15. Echantillon + les boulets, et l'eau dans le tambour.	64
Figure 4.16. Préparation du tambour pour essai et la mise en place dans l'appareille M.D.E.	65
Figure 4.17. Le lavage d'échantillon après 2 heure de rotation	65
Figure 4.18. Le résultat de la pesée après le séchage de l'échantillon.	65
Figure 4.19. L'échantillon préparé pour granulométrie	66
Figure 4.20. Le lavage de l'échantillon au tamis de 0.080mm.	66
Figure 4.21. Mettre l'échantillon dans l'étuve à la température spécifiée.	67
Figure 4.22. Le poids de la cartouche vide.	68
Figure 4.23. Le remplissage de la cartouche puis la secouer.	68
Figure 4.24. Le poids de la cartouche pleine.	68
Figure 4.25. L'essai d'extraction à l'appareille KUMAGAWA.	69
Figure 4.26. Poids de l'échantillon après le séchage.	69
Figure 4.27. Fuseau de référence BB 0/14 et courbes granulométriques des échantillons.	70

CHAPITRE V : MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS

RESULTATS ET INTERPRETATION

Figure 5.1. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.	75
Figure 5.2. Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique.	75
Figure 5.3. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	76
Figure 5.4. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	76
Figure 5.5. fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	77
Figure 5.6. Définition du module à 50 % de la rupture.	77
Figure 5.7. Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.	78
Figure 5.8. Géométrie et composants du modèle numérique.	79
Figure 5.9. Le maillage du modèle numérique.	83
Figure 5.10. Déformation du maillage du remblai argileux pour $H=12m$	83
Figure 5.11. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par géogrid (pour $H=12m$ et $S_v=1m$)	84

Liste des Figures

Figure 5.12. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par de la nappe de géogridde encapsulé avec des minces couches de fraisât (Technique CGS) (pour H=12m et Sv=1m).....	84
Figure 5.13. Evolution du coefficient de sécurité en fonction des méthodes de renforcement pour (H=12 et Sv =1m).....	85
Figure 5.14. Les déplacements totaux pour H=12m et Sv = 1 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)	86
Figure 5.15. Les déplacements totaux pour H=12m et Sv = 1,5 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction).	87
Figure 5.16. Évolution du coefficient de sécurité en fonction des espacements (pour H=12m)	87
Figure 5.17. Les déplacements totaux pour H=15m et Sv = 1 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction).	88
Figure 5.18. Les déplacements totaux pour H=09m et Sv = 1 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)	89
Figure 5.19. Les déplacements totaux pour H=06m et Sv = 1 m (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)	90
Figure 5.20. Évolution de coefficient de sécurité en fonction des hauteurs du talus (pour Sv=1m). 91	
Figure 5.21. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique CGS) (pour H=12m et Sv=1m et $\phi'=40^\circ$).	91
Figure 5.22. Evolution coefficient de sécurité en fonction des hauteurs du talus (pour Sv=1m).....	92
Figure 5.23. Comparaison des coefficients de sécurités pour les différentes hauteurs du talus pour $\phi'=35^\circ$ et $\phi'=40^\circ$	92
Figure 5.24. Evolution coefficient de sécurité en fonction des méthodes de renforcement.	93
Figure 5.25. Comparaison de l'évolution des coefficients de sécurité en fonction des hauteurs des talus pour Sv=1.0m.	94

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS

Tableau 1.1. Dénomination d'un sol selon sa granularité	14
Tableau 1.2. Qualificatif de la granularité en fonction des facteurs d'uniformité et de courbure	15
Tableau 1.3. Qualificatif des sols selon leur teneur en carbonate	15
Tableau 1.4. Classification des sols selon leur teneur en matières organiques	15
Tableau 1.5. Classification des sols selon leur teneur en matières organiques	16
Tableau 1.6. Qualificatif de la fraction du sol constituée d'éléments inférieur à 400 µm en fonction de l'indice de plasticité.....	16
Tableau 1.7. Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance	16
Tableau 1.8. Qualification de la compacité du sol	17
Tableau 1.9. Qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche.....	17
Tableau 1.10. Classification des sols grenus - plus de 50 % des éléments > 80 pm.	18

CHAPITRE II : STABILITE DES TALUS

Tableau 2.1. Caractéristiques et les cause mécaniques des différents types de glissement de terrain	26
---	----

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE

Tableau 3.1. Composition chimique sommaire du sol argileux	51
Tableau 3.2. Gain de portance pour le poinçonnement immédiat et imbibé.	52
Tableau 3.3. Module de Young et valeurs de résistance à la compression simple.....	53

CHAPITREIV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

Tableau 4.1. - Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.	64
Tableau 4.2. Les résultats de tamisage des granulats	67
Tableau 4.3. Les résultats des essais et leurs spécifications selon MTP.	70

CHAPITRE V : MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS

RESULTATS ET INTERPRETATION

Tableau 5.1. Caractéristiques géotechniques du sol.	80
Tableau 5.2. Influence des caractéristiques phasique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent.....	81
Tableau 5.3. Caractéristiques du geogridle.	81
Tableau 5.4. Résultats des coefficients De Sécurité En Fonction Des Différents Hauteurs De Remblai	92

INTRODUCTION GENERALE

Le problème de la stabilité des pentes est un thème classique en mécanique des sols, il se place dans l'une des grandes catégories de problèmes dont fait état LA GÉOTECHNIQUE.

A ce sujet, un géotechnicien est sollicité À deux niveaux différents :

1. Soit pour l'étude du comportement des massifs naturels tels les talus, les berges de rivières ou de lacs. Ils 'agit de prévoir les glissements de terrain et de les éviter quand des populations et des ouvrages sont en danger.

2. Soit pour l'utilisation des sols comme matériau de construction des pentes. Cas des remblais, de routes, de voies ferrées, de digues de barrages en terre etc.

L'intérêt qu'éveille une telle discipline se justifie principalement par l'étendue des dégâts causés par les glissements de terrain, mais aussi par l'utilisation de plus en plus importante des ouvrages en terre.

Donc la question de la stabilité du sol qui se pose est la suivante :

Comment assurer la stabilité du talus, devenue vulnérable du fait de facteurs naturels ou artificiels défavorables ?

En réponse à cette problématique le présent projet a pour objet l'étude du renforcement des sols argileux par la **technique de sandwich** qui consiste à étudier la stabilité des talus constitués, particulièrement d'argiles à renforcer avec **géogrille encapsulé avec de minces couches de fraisat de béton bitumineux**, puis sa validation par une modélisation à l'aide du logiciel **PLAXIS**.

Cadre de cette recherche :

Ce travail intitulé : **Stabilité des talus renforcés par géogrille encapsulé avec de minces couches de fraisat de béton bitumineux (technique de sandwich)**, constitue une recherche scientifique élaborée dans le cadre des études en Graduation en vue de l'obtention du diplôme de **Master II** en génie Civil – option **voie et ouvrage d'art**.

Ce travail est mené sous la direction De docteur **Mr Mohammed HIMEUR**.

objectif et plan de travail :

Nous savons que l'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est plus élevé, et par conséquent la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

La réalisation de nos objectifs, nous a amené à articuler notre travail autour des axes de recherche suivants :

- la présente introduction,

- cinq chapitres,

- Et une conclusion générale.

- Au niveau de cette introduction, nous avons positionné le problème sujet de notre recherche, en précisant la problématique de renforcement de talus, notamment ceux constitués de sols argileux.

INTRODUCTION GENERALE

- Le Premier chapitre est une synthèse des notions théoriques générales de la mécanique des sols, dont l'objectif est de faire apparaître les paramètres influant dans les analyses de stabilités des talus.
- le deuxième chapitre est une revue des aspects spécifiques de renforcement des talus, tels les différentes ruptures de talus, les types de renforcements possibles et les méthodes théoriques d'analyse de leur stabilité.
- Le troisième chapitre est une description des types de géogrilles de renforcement en détaillant un cas spécifique de renforcement en relation avec l'intitulé de ce travail.
- Le quatrième chapitre est un aperçu sur les techniques de recyclage des enrobés bitumineux et sa réutilisation pour autre usage après correction de leurs caractéristiques.
- Le cinquième chapitre comporte deux parties : une première donnant une description sommaire du logiciel PLAXIS : ses différents modules, les lois de comportements et les formes de modélisation utilisés.

La deuxième partie concerne le modèle géotechnique de référence qui consiste en la modélisation de la stabilité d'un talus renforcé par géogridle encapsulé avec les lentilles de fraisat de béton bitumineux (technique de sandwich)..
- Une conclusion générale qui portera sur la performance et l'efficacité de cette modélisation et des recommandations portant sur les questions de réutilisation des bétons bitumineux recyclés.

CHAPITRE I

NOTIONS GÉNÉRALES SUR LA MÉCANIQUE DES

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS.

1.1. Introduction :

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. La mécanique des sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité.

A partir d'essais de laboratoires 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 de bâtiment et assurer leur stabilité en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits (barrages en remblais, talus ...); ceci tant durant la progression des travaux (grandes terrassements) qu'après mise en service des ouvrages. La mécanique des sols joue un rôle essentiel dans l'acte de construire pour tous les travaux de bâtiment et de génie civil en relation avec les sols ou les mises en œuvre.

Les sols peuvent :

- Supporter les ouvrages : fondation superficielles, profondes, ...
- Etre supportés : murs de soutènement, rideaux de palplanches, ...
- Constituer l'ouvrage lui-même : remblais, digues, barrages, ...

Dans les études géotechniques, il est d'usage de désigner par le vocable "sol" tous les matériaux existants à la surface de l'écorce terrestre, qu'il s'agisse de roches ou de matériaux meubles comme les sables ou cohérents comme les argiles ou les tourbes. Les roches sont compactes, dures et résistantes. Elles ne peuvent être réduites en morceaux qu'à la suite de très gros efforts mécaniques (quelquefois plusieurs dizaines de méga pascal). Les sols cohérents ou pulvérulents, au contraire, sont des matériaux susceptibles d'être soit séparés en grains, soit déformés à la main ou par la mise en œuvre d'une énergie mécanique relativement faible. Les roches en place sont des minéraux plus ou moins stables. Au cours des âges, les moins stables ont subi une altération physico-chimique et se sont transformées en une masse de petites particules friables qui ont, le plus souvent, une structure en forme de lamelle ou de paille. Les agrégats qui en résultent peuvent rester en place et constituer le "sol résiduel" ou être "transportés" par l'eau ou le vent. Les sols résiduels ont, dans une certaine mesure, la stabilité des roches d'origine, alors que les sols transportés sont meubles et souvent de faible portance. C'est toujours le cas pour les sols éoliens, mais ce n'est pas toujours vrai pour les graviers qui peuvent supporter des surcharges très importantes car ils n'ont subi qu'une transformation physique et non chimique. Pendant très longtemps (et encore quelquefois aujourd'hui), les sols ont été décrits uniquement à l'aide d'expressions très imprécises telles que "sables grenus", "argiles tenaces", "roches décomposées", etc. sans aucune référence à des valeurs précises caractérisant leurs propriétés physiques et mécaniques. Il faut naturellement renoncer à de telles appellations sans grande signification.

1.2. Définition du modèle élémentaire de sol :

Le sol étant composé de trois phases : solide, liquide (eau), gazeuse (air), on définit les volumes et les masses du modèle élémentaire de sol { **figure 1.1** },

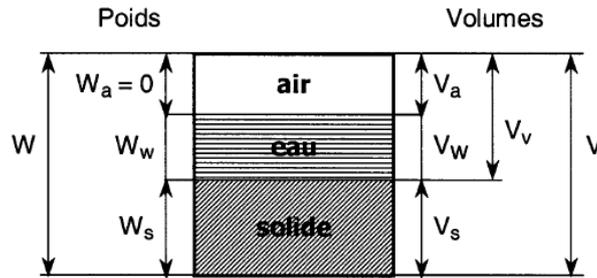


Figure 1.1. Les trois phases du sol

Avec :

m : masse totale du sol

m_s : masse des grains

m_w : masse de l'eau

m_a : masse de l'air

V : volume total du sol

V_s : volume des particules solides

V_w : volume de l'eau

V_a : volume de l'air

V_v : volume des vides

Et les relations :

$$m = m_s + m_w + m_a$$

$$V = V_s + V_w + V_a$$

$$V = V_s + V_v$$

$$V = V_w + V_a$$

Les différentes masses volumiques ou les définitions suivantes :

$$\rho \text{ (masse volumique du sol Mg/m}^3\text{)} = \frac{m}{V}$$

$$\rho_s \text{ (masse volumique des particules solides en Mg/m}^3\text{)} = \frac{m_s}{V_s}$$

$$\rho_d \text{ (masse volumique du sol sec Mg/m}^3\text{)} = \frac{m_s}{V} \text{ (deux phases seulement : solide+ air)}$$

$$\rho_w \text{ (masse volumique de l'eau en Mg/m}^3\text{)} = \frac{m_w}{V_w}$$

$$\rho_{sat} \text{ (masse volumique du sol saturé en Mg/m}^3\text{)} = \frac{m_s + m_w(\text{sol saturé})}{V} \text{ (deux phases seulement : solide + eau)}$$

$$\rho' \text{ (masse volumique du sol saturé déjaugé Mg/m}^3\text{)} = \rho_{sat} - \rho_w$$

Pour les calculs d'ouvrages $\rho_w = 1 \text{ Mg/m}^3$. Par contre, pour les essais de laboratoire, on prend la valeur exacte qui dépend en particulier de la température. La masse de l'air est négligée et prise égale à 0.

Pour obtenir les poids volumiques, on multiplie les masses par l'accélération de la pesanteur $\gamma = \rho g$, avec $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ pour ce qui nous concerne. Pour simplifier les calculs, on prend généralement $g = 10 \text{ m/s}$. On exprime les forces volumiques en kN/m^3

CHAPITRE I : NOTIONS GÉNÉRALES SUR LA MÉCANIQUE DES SOLS

Si on exprime les masses en Mg/m^3 et les forces volumiques en kN/m^3 , on a la correspondance suivante : $\gamma = 10(10^3 \times \text{kg} \times \text{m/s}^2) / \text{m}^3$

On note les poids W :

W : poids total du sol

W_s : poids des grains

W_w : poids de l'eau

W_a : poids de l'air

V : volume total du sol

V_s : volume des particules solides

V_w : volume de l'eau

V_a : volume de l'air

V_v : volume des vides

$$\gamma \text{ (poids volumique du sol } \text{Mg/m}^3) = \frac{W}{V}$$

$$\gamma_s \text{ (poids volumique des particules solides en } \text{Mg/m}^3) = \frac{W_s}{V_s}$$

$$\gamma_d \text{ (poids volumique du sol sec } \text{Mg/m}^3) = \frac{W_s}{V} \text{ (deux phases seulement : solide+ air)}$$

$$\gamma_w \text{ (poids volumique de l'eau en } \text{Mg/m}^3) = \frac{W_w}{V_w}$$

$$\gamma_{\text{sat}} \text{ (poids volumique du sol saturé en } \text{Mg/m}^3) = \frac{W_s + W_w(\text{sol saturé})}{V} \text{ (deux phases seulement : solide +eau)}$$

$$\gamma' \text{ (poids volumique du sol saturé déjaugé } \text{Mg/m}^3) = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

Enfin, les densités D sont les rapports d'une masse volumique rapportée à celle de l'eau $D = \rho / \rho_w$ elles s'expriment donc sans unité.

$$e \text{ (indice des vides)} = \frac{V_v}{V_s}$$

$$n \text{ (porosité)} = \frac{V_v}{V}$$

$$v \text{ (volume spécifique)} = \frac{V}{V_s} \text{ (loi de Com-Clay)}$$

$$w \text{ (teneur en eau massique)} = \frac{m_w}{m_s} \times 100$$

w_{sat} (teneur en eau de saturation) est la teneur en eau maximale pour un état donné du sol

$$\theta \text{ (teneur en eau volumique)} = \frac{V_w}{V} \times 100$$

$$S_r \text{ (degré de saturation)} = \frac{V_w}{V_v} \times 100$$

L'indice des vides e , la porosité n , la teneur en eau w et le degré de saturation S_r sont des paramètres sans dimension.

L'indice des vides peut être supérieur à 1, par contre la porosité est toujours inférieure à 1, La teneur en eau peut être supérieure à 100 %, le degré de saturation est compris entre 0 (sol sec) et 100 % (sol saturé) [1].

Les masses volumiques et les paramètres sans dimension ne sont pas indépendants. En négligeant la masse de l'air et en prenant pour masse volumique de l'eau $\rho_w = 1 \text{ Mg/m}^3$ il reste généralement trois paramètres indépendants. Tout paramètre s'exprime en fonction des trois autres, des deux autres si le sol est saturé.

Pour les sols européens, sauf pour les sols organiques. La masse volumique des grains ρ_s varie entre 2,6 et 2,8 Mg/m^3 et on peut considérer seulement deux paramètres indépendants en la supposant connue. Pour certains sols africains, Américains et les régions volcaniques, la masse des particules solides peut être très supérieure (par exemple, latérites).

Il est important, et facile, de connaître rapidement les relations existant entre les différents paramètres. Pour les établir, on utilise le schéma de sol précédent sur lequel on remplit toutes les cases.

1.3. Identification des sols :

1.3.1. Paramètres de nature :

Les paramètres de nature se rapportent à des caractéristiques intrinsèques qui ne varient pratiquement pas dans le temps à l'échelle de la durée de vie des ouvrages.

1.3.1.1. La granularité :

La granularité se mesure par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à 80 μm pour la norme actuelle (NF P 94-056) et 63 μm pour la nouvelle norme (P 94-512-4) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80 μm (NF P 94-057).

L'analyse granulométrique du sol jusqu'au diamètre de 80 μm (NF P94-056) ou 63 μm (P 94-512-4) se fait en utilisant une série de tamis (**figure 1.2**).



Figure 1.2. Batterie de Tamis selon les différents refus

La granularité est exprimée par une courbe granulométrique qui donne la répartition de la dimension moyenne des grains, exprimée sous forme de pourcentage du poids total du matériau (**figure 1.3**). Elle est tracée en diagramme semi-logarithmique avec :

- en abscisse, le logarithme de la dimension des ouvertures des tamis en valeurs croissantes ;
- en ordonnée, le pourcentage, en poids du matériau total, de la fraction du sol dont les grains ont un diamètre moyen inférieur à celui de l'abscisse correspondante (passant). [1].

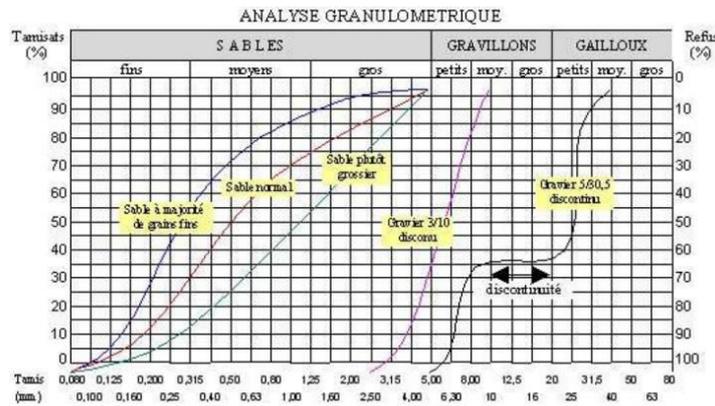


Figure 1.3. Courbe granulométrique

1.3.1.2. L'argilosité :

Pour identifier la fraction argileuse, des essais simples ont été développés :

- les limites d'Atterberg qui caractérisent la consistance des sols fins (liquide, plastique).
- l'équivalence de sable ES qui détermine la proportion de sol fin dans les sables.
- l'essai au Bleu VBS, plus récent développé en France par LCTC, utilisable pour les sols grenus et les sols fins, mesure l'argilosité globale du sol.
 - L'influence de l'argile sur le comportement de sol dépend de sa proportion dans l'échantillon et de sa nature minéralogique. Un bon essai doit répondre à ces deux critères :
 - La grandeur mesurée doit être proportionnelle à la quantité d'argile du sol.
 - La grandeur mesurée, pour une quantité d'argile donnée, doit caractériser la nature des argiles.

✚ Essais de consistance : Limites d'Atterberg :

La consistance d'un sol fin varie avec sa teneur en eau : la limite de liquidité w_L (teneur en eau pondérale) sépare l'état liquide de l'état plastique, la limite de plasticité w_p (teneur en eau pondérale) sépare l'état plastique de l'état solide. La limite de retrait w_r est la teneur en eau pondérale au-dessus de laquelle le volume de l'échantillon ne varie plus (ou quasiment plus). (Figure 1.4)

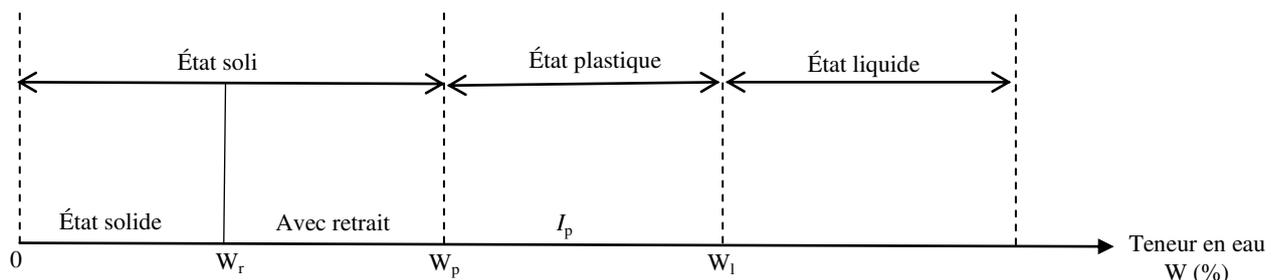


Figure 1.4. Différents états d'argile en fonction de la teneur en eau

L'état liquide correspond sur le terrain à un état fluide d'argile très récente, non consolidée, de type marécage.

Le domaine plastique est défini par l'indice de plasticité $I_p = w_L - w_p$. Sur toute cette plage de teneurs en eau, l'argile a un comportement plastique de type pâte à modeler.

Pour des teneurs inférieures à w_p , l'argile a un comportement solide, semblable par exemple aux murs en terre. On distingue pour l'état solide l'état avec retrait et l'état sans retrait la limite de retrait w_r ou w_{re} sépare les deux états.

Les limites d'Atterberg (NF P 94-051) sont effectuées sur le seul mortier (diamètre de grains inférieur à $400\mu\text{m}$). la limite de liquidité est déterminée soit à la coupelle de Casagrande, soit au pénétromètre à cône. La méthode du pénétromètre à cône devient la méthode de référence dans la nouvelle norme (P 94-512-12), la méthode à la coupelle de Casagrande de la norme actuelle (NF P 94-051) devient une méthode alternative.

La limite de liquidité w_L , déterminée au pénétromètre à cône, est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle la cône s'enfonce de 20mm pour la nouvelle norme (**figure 1.5**) [1].



Figure 1.5. Pénétromètre à cône

La limite de liquidité w_L , déterminée à la coupelle de Casagrande, est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle l'entaille pratiquée dans l'échantillon se referme de 10mm sous 25 coups appliqués) à une vitesse normalisée.



Figure 1.6. Coupelle de Casagrande

La limite de plasticité w_p (NF P 94-051) est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle un rouleau de sol de 3 mm de diamètre et de 100mm de longueur se fissure ou s'émiette.

Aux teneurs en eau inférieures à la limite de plasticité w_p , pour l'état solide avec et sans retrait, on développe les mécanismes de retrait (gonflement) de l'échelle macroscopique à l'échelle microscopique.

Le comportement des argiles et, plus particulièrement, leurs variations de volume relèvent de l'adsorption des ions et de la chimie des solutions interstitielles qu'elles contiennent. Le gonflement des argiles est lié à l'expansion des pores inter-particulaire plutôt qu'à une augmentation des distances séparant des feuilletts élémentaires constitutifs de leurs particules.

Les smaltites représentent les argiles les plus gonflantes, car leurs surfaces de charge sont à la fois suffisamment élevées pour développer les interactions électrostatiques et suffisamment faible pour permettre le développement d'une couche diffuse. Le retrait se décompose de façon simplifiée en trois phases successives.

Sur la (**figure 1.7**), on a tracé la variation de l'indice de vide e en fonction de l'indice d'eau qui est la perte d'eau normalisée par le volume des solides qui reste constant pendant la dessiccation $\vartheta = \frac{V_w}{V_s}$

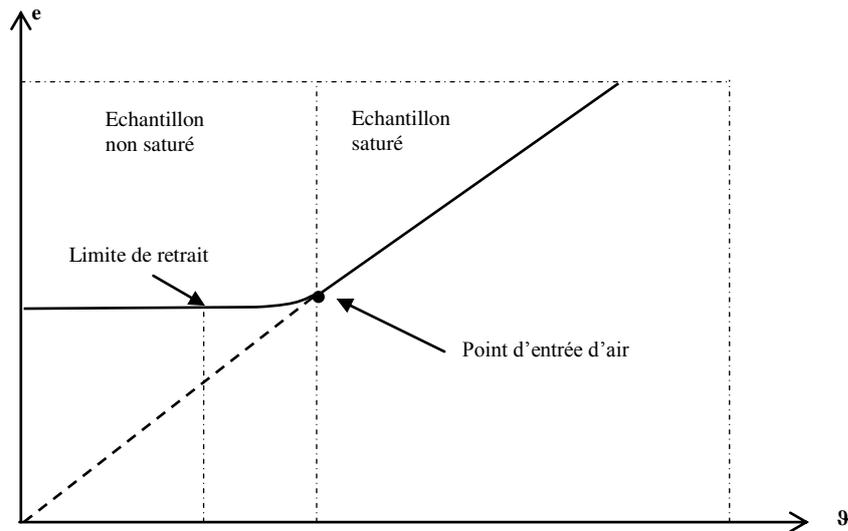


Figure 1.7. Phases de retrait

Dans une première phase, tout départ d'eau est accompagné par une diminution égale du volume des vides ; comme à l'origine les échantillons sont saturés d'eau, ils restent saturés.

Au cours d'une deuxième phase, le retrait devient inférieur au départ d'eau, mais le volume continue à diminuer légèrement. Il en résulte que l'air entre dans l'échantillon ; le point singulier où l'air entre dans l'échantillon est appelé point d'entrée d'air.

Enfin, lors d'une troisième phase, le volume demeure constant ; on atteint ici la limite volumique inférieure, appelé limite de retrait ; à partir de là, tout départ d'eau ne provoque plus diminution de volume.

En réalité, les phénomènes sont évidemment plus complexes et les courbes de retrait dépendent des types d'argile. Pour la kaolinite, le départ d'eau est compensé par une

diminution identique de volume apparent, c'est le retrait en milieu saturé ; lors de cette première phase, il y a un resserrement des unités morphologiques (fig 1.8). Ensuite, le retrait devient inférieur à la quantité d'eau ; enfin, le volume demeure stable, on a atteint la limite de retrait.

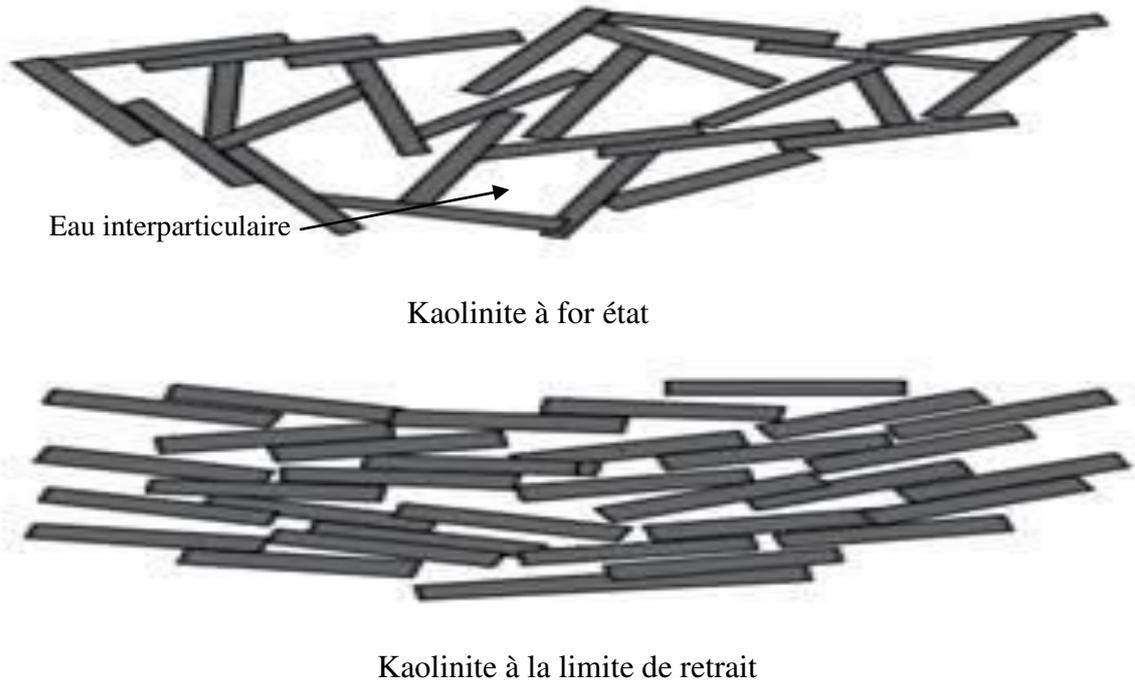


Figure 1.8. Phases de retrait

Pour la montmorillonite, la courbe de retrait ne présente pas de limite nette. Jusqu'à des valeurs encore élevées de la teneur en eau, il n'y a pas de modification de l'épaisseur des feuillets ; le retrait affecte essentiellement l'eau inter-particulaire (**figure 1.9**) située entre les particules (macroporosité). Ensuite, il y a expulsion d'eau inter-foliaire (microporosité) et perte d'une couche d'eau entre les feuillets ; c'est la deuxième phase de retrait, moins importante que la première.

La figure 1.10 donne les trois courbes de retrait d'une illite, d'une Kaolinite et d'une montmorillonite.

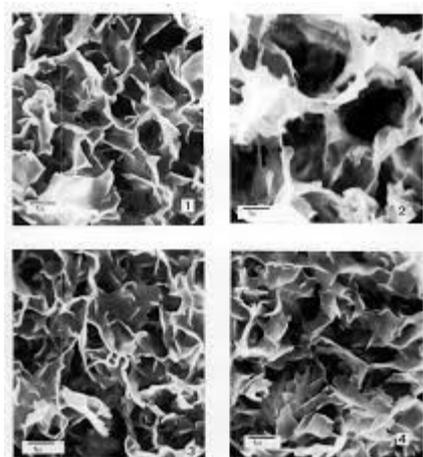


Figure 1.9. Montmorillonite à teneur en eau de 369%

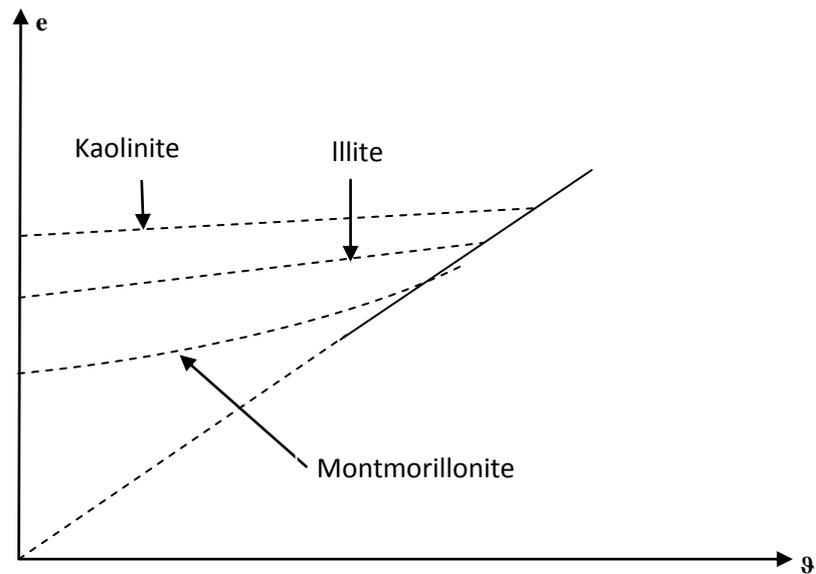


Figure 1.10. Courbe de retrait de trois argiles

On détermine au laboratoire les limites de retrait sur des échantillons remaniés et sur des échantillons intacts.

✚ Essai Valeur au Bleu de Méthylène VBS :

Essai Valeur au Bleu de Méthylène VBS (NF P 94-068) représente la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée sur les surfaces externes et internes des particules de sol. Étant donné que dans un sol c'est avant tout la surface spécifique des particules argileuses qui déterminent la surface spécifique totale, on peut considérer que la VBS exprime globalement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans ce sol.

La VBS se détermine à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur la fraction 0/5mm. Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène. À chaque ajout, on contrôle l'adsorption en prélevant une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier-filtre normalisé pour faire une tache. L'adsorption maximale est atteinte quand une auréole bleu clair se produit à la périphérie de la tache.



Figure 1.11. Test de la tache

La valeur trouvée est alors rapportée à la fraction 0/50mm par une règle de proportionnalité. C'est cette dernière valeur qui est appelée valeur au bleu de méthylène du sol. La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100g de sol. On peut déduire la surface spécifique totale du sol.

L' I_p et la VBS étant tous deux des paramètres mesurant l'argilosité, il est utile de préciser les domaines respectifs d'application de chacun d'eux. La VBS s'applique à tous les sols puisque c'est une grandeur qui exprime globalement et linéairement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans l'échantillon de sol. Toutefois, dans le cas des sols moyennement à très argileux, l' I_p présente quelques avantages sur la VBS ; il est plus sensible

que la VBS pour les sols vraiment argileux et surtout c'est un paramètre à la fois d'identification et de comportement puisqu'il détermine la plage de teneurs en eau dans laquelle le sol reste plastique. [1].

✚ Essai d'équivalence de sable :

Si le sol grenu est pollué par des particules d'argile ou de limon, on peut déterminer la proportion relative de sol fin et de sol grenu par l'essai d'équivalence de sable. Cet essai est plutôt un essai de géotechnique routière, qui est de moins employé (XP P 18-598).

Il est destiné à déterminer la proportion relative de fines dans la fraction d'éléments inférieurs à 5mm. Son domaine d'application s'étend aux sols faiblement plastiques pour lesquels l'indice de plasticité est trop faible pour être significatif ($I_p < 7$). Il consiste à placer l'échantillon de sol dans une éprouvette contenant de l'eau et une solution lavante destinée à disperser les particules fines et à secouer l'ensemble. Il se forme un dépôt solide au fond de l'éprouvette et un floculat. On mesure visuellement ou à l'aide d'un piston (**figure 1.12**)

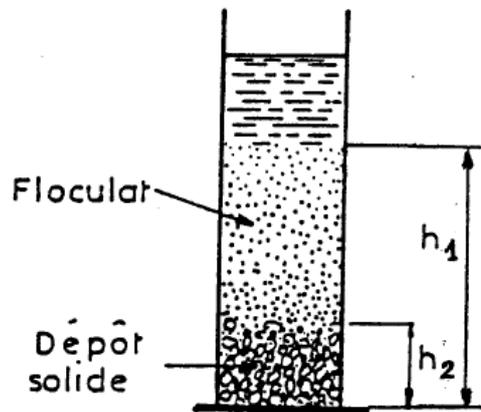


Figure 1.12. Essai d'équivalent de sable

La valeur de l'équivalence de sable E_s est le rapport multiplié par 100 de la hauteur de la partie sableuse sédimentée h_2 à la hauteur totale du floculat et de la partie sableuse sédimentée h_1

$$E_{sv}(\text{visuel}) = 100 \times (h_2/h_1)$$

$$E_s(\text{piston}) = 100 \times (h_2/h_1)$$

1.3.1.3. Détermination de la masse volumique des particules :

La détermination de la masse volumique des particules ρ_s (NF P 94-054) s'effectue dans un appareil appelé pycnomètre. Une masse connue de sol séché à l'étuve m_s est introduite dans un petit ballon appelé pycnomètre contenant de l'eau distillée. On mesure le volume d'eau déplacé par les grains v_s après avoir supprimé toutes d'air.

1.3.1.4. Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents :

La masse volumique minimale (état lâche) ρ_{dmin} (NF P 94-059) est obtenue en mettant en place le sol sec dans un moule approprié sous une hauteur de chute nulle.

La masse volumique maximale (état très compact) ρ_{dmax} est obtenue en mettant en place le sol sec dans un moule approprié muni d'une surcharge et placé sur une table vibrante.

On détermine ainsi l'indice des vides maximal e_{\max} et l'indice des vides minimal e_{\min} . La compacité d'un sol grenu est définie par l'indice de densité I_D .

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{\gamma_{d\max}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d\min}}{\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min}}$$

Suivant la valeur de I_D la compacité du sol est lâche, moyenne ou dense.

1.3.2. Paramètres d'état :

Les paramètres d'état dépendent de l'état du sol et expriment, à un instant donné, la répartition des trois phases du sol. Il est important de signaler que ces paramètres donnent des indications précieuses sur le comportement du sol soumis aux sollicitations des ouvrages à construire. [1].

1.3.2.1. Détermination de la teneur pondérale :

La teneur en eau pondérale w se détermine généralement au laboratoire par passage à l'étuve à 105°C (NF P 94-050). Elle s'applique aussi bien sur les sols grenus que sur les sols fins, sur des échantillons intacts, remaniés, reconstitués.

C'est le rapport de la masse d'eau évaporée m_w sur la masse des grains solides m_s :

$$w = m_w / m_s.$$

La teneur en eau naturelle w_{nat} n'est déterminée que sur des « échantillons intacts ».

Il peut également être obtenu par dessiccation au four à micro-ondes (NF P 94-049-1),

$$w_{MO} = m_w / m_d.$$

Ou à la plaque chauffante ou panneaux rayonnants (NF P 94-049-2),

$$w_{PC} = m_w / m_d$$

L'indice de consistance d'un sol fin est défini par :

$$I_c = \frac{w_l - w}{w_l - w_p}$$

L'indice de liquidité par :

$$L_l = \frac{w - w_p}{w_l - w_p}$$

1.3.2.2. Détermination de la masse volumique totale des sols en Laboratoire :

La détermination de la masse volumique totale ρ (NF P 94-053) se fait généralement à la balance hydrostatique sur les sols qui ont une cohésion suffisante,

$$\rho = m / V.$$

1.3.2.3. Détermination de la masse volumique du sol en place :

La détermination de la masse volumique du sol en place se fait couramment par la méthode du gamma-densimètre à pointe (5NF P 94-061-1). La mesure est fondée sur l'absorption par le sol des photons gamma émis par une source radioactive enfoncée à la profondeur z dans la couche soumise à l'essai.

CHAPITRE I : NOTIONS GÉNÉRALES SUR LA MÉCANIQUE DES SOLS

On détermine la masse volumique moyenne du sol sur l'épaisseur z . Généralement, l'appareil est équipé d'une source neutronique qui permet de mesurer la teneur en eau w (y compris l'eau adsorbée pour les sols fins).

Plus rarement, on peut déterminer la masse volumique du sol en place :

-Par la méthode du densitomètre à membrane (NF P 94-061-2) ; l'essai consiste à creuser une cavité stable (sol légèrement cohérent) et à mesurer la cavité à l'aide du densitomètre à membrane qui mesure le volume d'eau de la cavité ;

-par la méthode au sable (NF P 94-061-3) ; l'essai consiste à creuser une cavité stable (sol légèrement cohérent) et à mesurer le volume de la cavité en la remplissant d'un sable sec de masse volumique connue dans des conditions normalisées (entonnoir). [1].

1.4. Dénomination des sols :

La dénomination des sols dépend de différents critères et qualificatifs.

1.4.1. Critères principaux :

Les critères principaux sont la granularité, la teneur en carbonates et la teneur en matières organiques.

1.4.1.1. La granularité :

La répartition granulométrique (tableau I.I) permet de classer les sols à matrice fine (limon, argile) et les sols à matrice grossière (sable, grave), les cailloux et les blocs (XP P 94-011).

Tableau 1.1. Dénomination d'un sol selon sa granularité

Nom	Sol fin			Sol grossier						Sol très grossier			
	argile	Limon			sable			Grave			Cailloux	Blocs	Gros blocs
		Fin	Moyen	Grossier	Fin	Moyen	Grossier	Fin	Moyen	Grossier			
Taille des particules (mm)		0.002	0.0063	0.02	0.063	0.2	0.63	2.0	6.3	2.0	63	200	630

L'étalement de la granulométrie est un facteur important qui intervient pour les sols à matrice grossière, dans la compacité, en géotechnique routière, et qui influe également dans les résistances de ces sols (XP P 94-011).

Il est mesuré par les facteurs d'uniformité C_U et de courbure C_C (**tableau 1.2**).

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS

Tableau 1.2. Qualificatif de la granularité en fonction des facteurs d'uniformité et de courbure

Division granulométrique	Qualificatif	C_U	C_C
Grave 2 mm-63 mm	Bien graduée	$C_U > 4$	et $1 < C_C < 3$
	Mal graduée	$C_U < 4$	ou $C_C < 1$ ou $C_C > 3$
Sable 0.063 mm-2mm	Bien graduée	$C_U > 6$	et $1 < C_C < 3$
	Mal graduée	$C_U < 6$	ou $C_C < 1$ ou $C_C > 3$

La figure 1.13 montre le squelette d'un sol bien gradué ou toutes les dimensions des grains sont représentées.

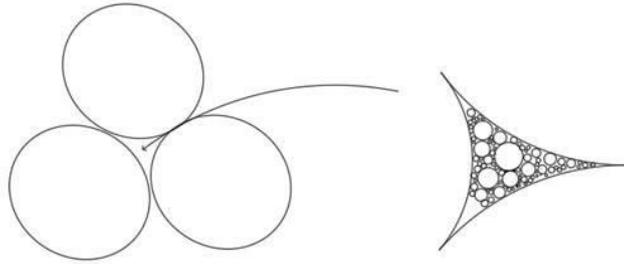


Figure 1.13. Détails du squelette d'un sol bien gradué

1.4.1.2. La teneur en carbonates :

La teneur en carbonates est utilisée pour les matériaux marneux et crayeux (**Tableau 1.3**)

Tableau 1.3. Qualificatif des sols selon leur teneur en carbonate

Teneur en carbonates(%)	Qualificatif
$0 < C_{Ca} < 10$	Non marneux
$10 < C_{Ca} < 30$	Faiblement marneux
$30 < C_{Ca} < 70$	Marneux
$70 < C_{Ca} < 90$	Calcaro-marneux
$90 < C_{Ca} < 100$	Calcareux, crayeux

1.4.1.3. La teneur en matériaux organiques :

La teneur en matériaux organique C_{MO} permet également de classer les sols

Tableau 1.4. Classification des sols selon leur teneur en matières organiques

Teneur en matières organiques (%)	Qualificatif	
$C_{MO} \leq 3$	Non organique	
$3 < C_{MO} \leq 10$	Faiblement organique	
$10 < C_{MO} \leq 30$	Moyennement organique	à matrice organique amorphe
		à matrice organique semi-fibreuse
		à matrice organique fibreuse
$C_{MO} > 30$	Très organique	à matrice organique amorphe
		à matrice organique semi-fibreuse
		à matrice organique fibreuse

1.4.2. Les qualifications :

Pour les sols à matrice fine, la dénomination est complétée par les qualificatifs d'argilosité (activité de bleu de la fraction argileuse, plasticité), de consistance, de fermeté à partir de la cohésion non drainée. La dénomination est complétée pour les sols à matrice grossière par la compacité. On indique enfin la densité et la saturation des sols.

1.4.2.1. L'activation de bleu de la fraction argileuse :

L'activité argileux (**tableau 1.5**) est le rapport entre la VBS et la teneur C_2 en particules inférieure à $2\mu\text{m}$ (XP P 94-011).

$$A_{CB} = VBS/C_2$$

Tableau 1.5. Classification des sols selon leur teneur en matières organiques

Activité de la fraction argileuse du sol	Qualificatif
$0 < A_{CB} < 3$	Inactive
$3 < A_{CB} < 5$	Peu active
$5 < A_{CB} < 13$	Moyenne
$13 < A_{CB} < 18$	Active
$18 < A_{CB}$	Très active

1.4.2.2. La plasticité et l'indice de consistance :

Elle est caractérisée par les limites d'Atterberg w_L , w_p et l'indice de plasticité (**tableau et figure 1.6**) :

$$I_p = w_L - w_p$$

L'indice de consistance I_c situe la teneur en eau w_{nat} par rapport aux limites d'Atterberg (**tableau 1.7**).

Tableau 1.6. Qualificatif de la fraction du sol constituée d'éléments inférieure à $400\mu\text{m}$ en fonction de l'indice de plasticité

Indice de plasticité (%)	Qualificatif
$I_p < 12$	Non plastique
$12 < I_p < 25$	Peu plastique
$25 < I_p < 40$	plastique
$I_p > 40$	Très plastique

Tableau 1.7. Qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance

I_c	0	0.25	0.5	0.75	1	
Consistance	Liquide	Très molle	Molle	Ferme	Très ferme	Dure

1.4.2.3. La compacité :

L'indice de densité I_D permet pour les sols sableux de définir l'état du sol (**tableau 1.8**).

Tableau 1.8. Qualification de la compacité du sol

État du sol	I_D
Très lâche	$I_D < 0.2$
Lâche	$0.2 < I_D < 0.4$
Moyennement dense	$0.4 < I_D < 0.6$
Dense	$0.6 < I_D < 0.8$
Très dense	$I_D > 0.8$

1.4.2.4. La densité :

La densité est une indication de l'état du sol se référant à sa masse volumique sèche ρ_d pour des sols dont la masse volumique des particules ρ_s est voisine de $2,7 \text{ Mg/m}^3$ (**tableau 1.9**).

Tableau 1.9. Qualification du sol en fonction de sa masse volumique sèche

Etat du sol	Masse volumique ρ_d (Mg/m^3)
Peu dense	$\rho_d < 1.6$
Dense	$1.6 < \rho_d < 1.8$
Très dense	$\rho_d > 1.8$

1.5. Classification des sols :

La classification d'un sol consiste à regrouper les sols qui ont une nature, un état, un comportement similaire par rapport à une application géotechnique particulière : géotechnique routière, fondations, génie parasismique... On commence par présenter une classification générale, internationale et on poursuit par la classification en géotechnique routière développée France. La classification vis-à-vis des fondations est indiquée par rapport aux normes d'application nationale de l'Eurocode 7.

1.5.1. La classification géotechnique des sols des LPC (Ifsttar) :

La classification géotechnique des sols a été adaptée de la classification américaine, *United Soil Classification System* (USCS) aux pratiques et notations françaises, par le Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC), aujourd'hui Institut Français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux (Ifsttar).

CHAPITRE I : NOTIONS GENERALES SUR LA MECANIQUE DES SOLS

Tableau 1.10. Classification des sols grenus - plus de 50 % des éléments > 80 µm.

Définition			Symbole LCPC	Conditions	Appellation
Graves	Plus de 50 % des éléments de taille supérieure à 80 µm ont un diamètre supérieur à 2 mm	Moins de 5 % d'éléments < 80 µm	Gb	$C_U > 4$ et $1 < C_C < 3$	Graves propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaisante	Graves propre mal graduée
	Moins de 5 % d'éléments < 80 µm	GL	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Graves limoneuse	
		GA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Graves argileuse	
Sables	Plus de 50 % des éléments de taille supérieure à 80 µm ont un diamètre inférieur à 2 mm	Moins de 5 % d'éléments < 80 µm	Sb	$C_U > 6$ et $1 < C_C < 3$	Sable propre bien graduée
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaisante	Sable propre mal graduée
	Moins de 5 % d'éléments < 80 µm	SL	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Sable limoneux	
		SA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Sable argileux	

Elle n'est pas normalisée, n'a pas d'application particulière, mais elle est universelle.

Elle est fondée d'une part sur l'analyse granulométrique des sols à matrice grossière et d'autre part sur les limites d'Atterberg pour les sols à matrice fine ou pour la partie fine des sols grenus.

La distinction entre sols grenus et sols fins est simple : la coupure est à 50 % de passants au tamis de 80 µm (**tableau 1.10**).

Le tableau 1.11 classe les graves et sables avec une coupure à 50 % de passants au tamis de 2mm. On précise si les sols grenus propres sont bien ou mal gradués. Enfin, pour les sols grenus pollués par plus de 12 % de particules fines passants au tamis de 80 µm, il est précisé est par du limon ou de l'argile. Si 5 % d'éléments < 80 µm < 12 %, on utilise un double symbole.

Pour les sols fins, on se réfère universellement à l'abaque de Casagrande, établi pour des argiles américaines (figure 1.14). La ligne A de Casagrande a pour équation $I_p = 0,73 (w_L - 20)$. Elle sépare les limons en dessous de la ligne des argiles au-dessus de la ligne. [1].

Pour des chantiers importants ou des sites de grande étendue – autoroutes, zones aéroportuaires...-, on peut établir une relation locale de la ligne A. Celle proposée par Cojean (1975) $I_p=0.65 w_L - 4,5$) pour les argiles à meulière de Montmorency, par exemple, est plus pertinente que celle de Casagrande pour des projets concernant ce type d'argile.

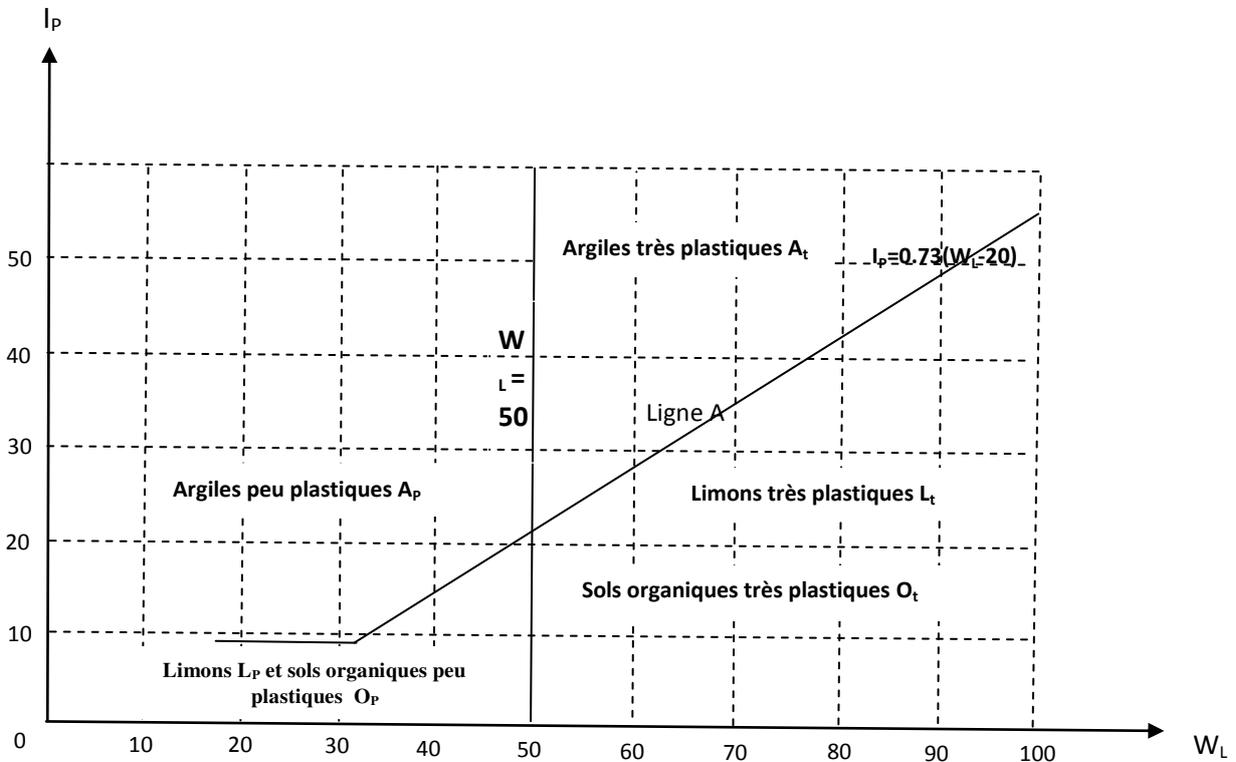


Figure 1.14. Classification des sols fins. Abaque de Casagrande

1.5.2. Classification des sols pour l'emploi en remblai :

Plus spécifiquement, pour les travaux de terrassement, la classification pour l'emploi en remblai nécessite, en plus des paramètres de nature, le paramètre d'état teneur en eau w_n . L'état hydrique, essentiel pour la réalisation des remblais et des couches de forme, nécessite des essais routiers complémentaires.

Les paramètres utilisés pour caractériser l'état hydrique sont :

- la teneur en eau à l'optimum Proctor normal w_{OPM} ;
- l'indice de consistance précédemment défini I_c ;
- l'indice portant immédiat IPI.

+ Essais Procter :

L'objectif des essais Procter est de déterminer, pour un matériau donné, sous une énergie compactage conventionnelle, la teneur en eau optimale permettant d'atteindre la valeur maximale de la masse volumique sèche ρ_d .

Les essais Procter (NF P 94-093 de septembre 1993) consistent à humidifier un sol à plusieurs la teneur en eau et à le compacter dans un moule Procter ou CBR (**figure 1.15**) suivant une énergie conventionnelle. Le compactage est réalisé soit dans le petit moule Procter soit dans le grande CBR (*California Bearing Ratio*) avec une énergie Procter normal ou Procter modifié. L'essai Procter normal correspond à une énergie de compactage

de 600 kN m/m^3 , l'essai Proctor modifié à $2\,700 \text{ kN m/m}^3$. Pour chaque teneur en eau w , on détermine la masse volumique sèche ρ_d afin d'établir la courbe de variations de ρ_d en fonction de w pour définir la valeur maximale de ρ_d à w_{OPN} ou w_{OPM} .



Figure 1.15. Moule Proctor et dame Proctor

La figure 1.16 montre, pour le même matériau, les deux courbes Proctor normal et Proctor modifié. On se réfère généralement au Proctor normal pour les remblais et les couches et ou Proctor modifié pour les couches de chaussée.

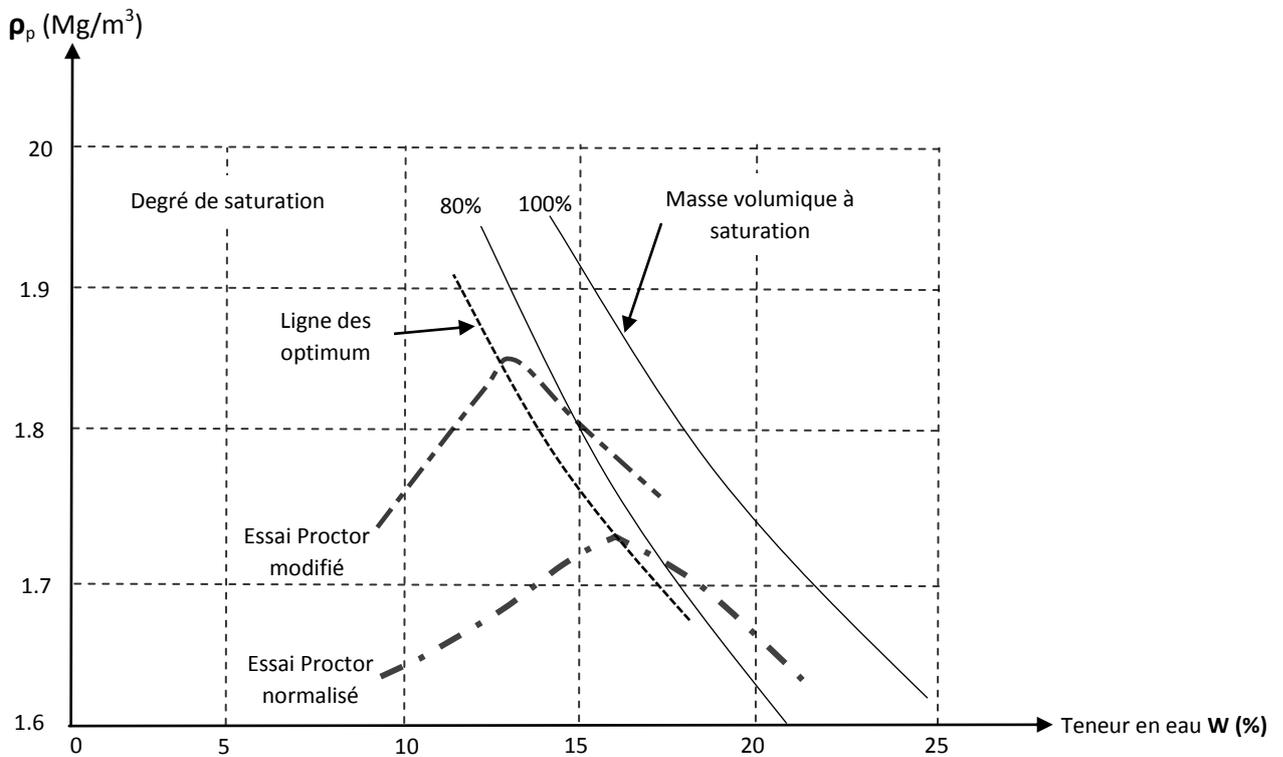


Figure 1.16. Courbes Proctor normale et Proctor modifié

On trace généralement ρ_d en fonction de S_r . On établit facilement à partir du modèle et des différentes définitions des masses volumiques et des paramètres d'état :

$$\rho_d = \frac{S_r \rho_s}{S_{r+w} \frac{\rho_s}{\rho_w}}$$

Ou trace la courbe pour $S_r = 100\%$, courbe enveloppe des courbes Proctor, et généralement les courbes pour $S_r = 80\%$ et 90% (voir figure 1.16).

✚ L'indice portant immédiat (IPI) :

L'indice portant immédiat, IPI, est indispensable pour évaluer la traficabilité d'un sol dans un état donné de compactage et de teneur en eau. L'IPI consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse normalisée dans un éprouvette sol préalablement compactée (**figure 1.17**).



Figure 1.17. Presse CBR

Les valeurs des forces mesurées pour des enfoncements de 2.5 et 5 mm sont divisées par 13,35 et 19,93 kN, forces de référence pour un matériau très compact. L'indice IPI conventionnellement comme étant la plus grande valeur (en %) des deux rapports. [1].

1.6. Conclusion :

Souvent on décrit les sols selon uniquement des expressions courtes et imprécises tels que "Roches décomposées", "argiles tenaces", Etc. ces appellations qui ne font aucune référence aux valeurs précises qui caractérisant ces sols selon leurs propriétés physiques et mécaniques.

De mieux, il faut caractériser réellement les sols par leurs paramètres physiques et mécaniques dont les grandeurs sont à déterminer par des essais in-situ ou à partir des essais en laboratoire.

Ces allures qui sont traités dans ce chapitre, le but est de faire apparaître ces paramètres à une synthèse bibliographique tirée de la théorie de mécanique des sols.

Cette synthèse tourne autour des composants suivants :

- Caractéristiques physiques des sols, où nous avons abordé les éléments constitutifs d'un sol, la description de ses caractéristiques physiques et les paramètres dimensionnels de ses caractéristiques mécaniques.
- Structure des sols.
- Essais géotechniques tels : les essais d'identification aux sols fins, les essais d'identification des grandeurs mécaniques des sols et ceux permettant la classification des sols.
- Tassements, compressibilités et la consolidation des sols.

CHAPITRE II

STABILITE DES TALUS

CHAPITRE II : STABILITE DES TALUS.

2.1. Introduction :

Par "stabilité des pentes" on entend l'étude de l'équilibre mécanique des masses de sol ou de roches pouvant être mises en mouvement, ce problème est fréquemment rencontré dans la construction des différents types d'ouvrages (digues, routes, barrages, pentes naturelles ou talus, etc.).

Une rupture d'un talus est catastrophique et peut causer des pertes de vies ainsi que des dégâts matériels considérables.

A part la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, l'étude d'un talus comporte un calcul de stabilité pour déterminer :

- la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé.
- la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

On constate que les mouvements de terrain sont très variés :

- Par leur nature : glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols...
- Par leur dimension : leur répartition spatiale est guidée par la topographie et la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie).

En effet, une bonne connaissance de la géologie donne une information sur la sensibilité du site et donc sur le volume des investigations ultérieures; elle donne aussi une information sur la forme de la surface potentielle de rupture et l'homogénéité ou non des couches du sous-sol, ce qui va influencer le choix de la méthode de calcul.

La présence de l'eau est un facteur important lors de l'analyse de la stabilité, l'instabilité est très marquée par la variation climatique (forte pluie, neige, sécheresse...) comme elle peut être liée à des secousses sismiques ou encore à l'activité humaine.

La dynamique des mouvements de terrain répond naturellement aux lois de la mécanique, ils surviennent lorsque la résistance de terrain est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme.

En pratique les choses sont très complexes, il existe un bon nombre d'incertitude :

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur;
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotrope, discontinus;
- sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomène se produisant en zone non saturée; l'eau est la cause déclenchant de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

On va voir au cours de ce chapitre les principaux types de mouvements de terrain et les différentes méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation des versants naturels ou artificiels instables actuellement utilisées pour l'élaboration des projets .

2.2. Type de rupture :

Elles peuvent être classées en deux groupes : celles associées aux pentes naturelles et celles concernant les talus artificiels.

2.2.1. Ruptures associées aux pentes naturelles :

Ce sont les talus existants, hétérogènes ou peu homogènes avec des variations géologiques et des discontinuités. Selon les observations il est possible de classer les instabilités de terrain en trois grandes familles:

- **les glissements:** qui se caractérisent par l'application de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du milieu. La forme des surfaces de rupture observées permet de classer ces glissements en trois catégories: plane, circulaire et quelconque.
- **Les écoulements et les coulées boueuses:** qui se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide.
- **Les éboulements** (par absence de la cohésion).

2.2.2. Ruptures associés aux talus artificiels :

Les glissements et parfois les phénomènes de fluages sont principalement les mouvements de terrain que les talus artificiels peuvent atteindre, on peut classer ces derniers en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai.
- Talus en remblai sur sol non compressible.
- Talus en remblai sur sol compressible.
- Digue et barrage en terre.

2.3. Mouvement de terrain :

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol. Il est fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Il est dû à des processus lents de dissolution ou d'érosion favorisés par l'action de l'eau et de l'homme.

2.4. Les principaux types de mouvements de terrain :

2.4.1. Les écroulements ou chute de blocs :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. Ils peuvent être dus à des causes internes au massif, ils sont spectaculaires et dangereux.



Figure 2.1. Ecrroulement ou chute de blocs en 2014 Bejaia, Algérie.

2.4.2. Les glissements :

Ce sont des mouvements qui se produisent dans les matériaux beaucoup plus meubles que ceux affectés par des écroulements. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque).



Figure 2.2. Un glissement- Oran- Algérie

2.4.2.1. Types de glissement :

Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer 3 types principaux de glissement [02]:

2.4.2.1.1. Glissement plan:

Le mouvement est une translation sur un plan incliné plus au moins régulier. Il peut être:

- Glissement d'une couche mince de caractéristique médiocre sur un substratum, une telle couche est appelé: *couche savon*.
- Glissement par extension d'une couche peu résistante.
- Glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau "lubrification" (limons sur argile par exemple).

Dans ce cas la limite entre le glissement et le fluage peut être mal définie.

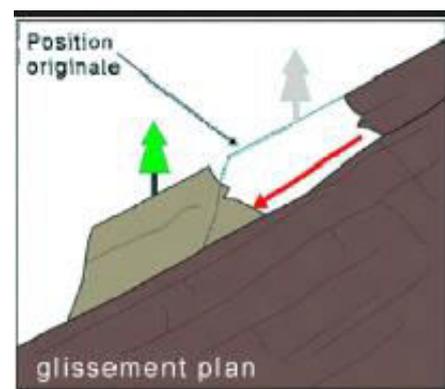
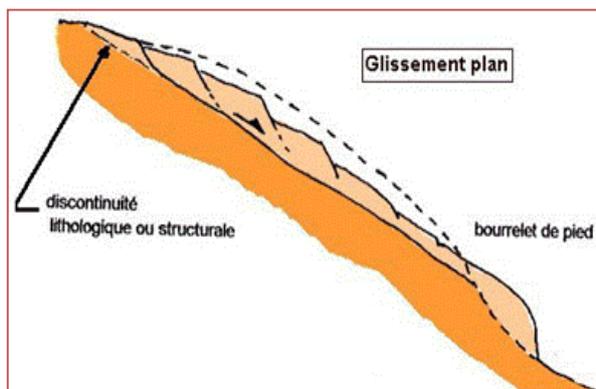


Figure 2.3. Glissements plans.

2.4.2.1.2. Glissement rotationnel:

Les matériaux en mouvement basculent le long d'une surface courbe qui peut être rapprochée à une surface cylindrique. Ce glissement se produit dans les sols homogènes où les discontinuités géologiques sont absentes, ou insuffisantes pour influencer notablement la forme et la position de la surface de glissement, celle-ci est concave, à pente forte vers le haut

du versant et aplatie vers le bas d'où des appellations de "fauteuil"; ou "cuillère" faisant référence au profil et à la forme générale.

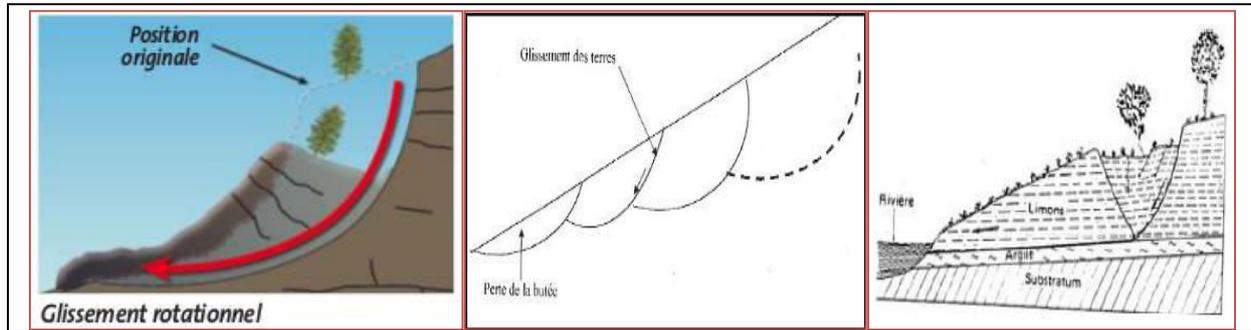


Figure 2.4. Glissements rotationnels

Le glissement rotationnel peut être superficiel ou profond.

a. Glissement rotationnel superficiel:

Les deux cas les plus fréquents sont:

- Glissement circulaire de crête (tête).
- Glissement circulaire de pied.

b. Glissement rotationnel profond:

Il apparaisse dans les remblais sur sol mou, ou quand le cercle de rupture est tangent au substratum lorsque ce dernier n'est pas profond.

2.4.2.1.3. Glissement complexe:

Les glissements complexes, ont souvent une surface de rupture non circulaire, et parfois quelconque. Ces ruptures peuvent avoir différentes causes:

- Anisotrope de structure.
- Anisotrope mécanique.
- Caractéristiques mécaniques variables en profondeur.
- Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou effondrement.

2.4.2.1.4. Autres types de glissements:

- Glissement en escalier: constitué par un ensemble de glissement courbe peu profond créant une topographie en escalier.
- Glissement par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain.
- Glissement composé: peut-être une combinaison des différents glissements précédemment décrits.
- La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une combinaison d'éléments courbes et plans.
- Glissement par fluage: il se produit sans modification des sollicitations extérieures.

En dessous on présente les caractéristiques et les causes mécaniques des différents types de glissement:

Tableau 2.1. Caractéristiques et les cause mécaniques des différents types de glissement de terrain

Le glissement	les caractéristiques	Les causes mécaniques
Glissement plane	-il se termine par une <i>longue</i> de matériaux gorgés d'eau et à structure argileuse. - le mouvement peut, quelque fois s'assimiler à un transport de matériaux (avalanches boueuses entraînant des arbres et blocs rocheux). - les vitesses de déplacement des matériaux peuvent être faible ou au contraire très grandes.	- action de l'eau: .par circulation, en particulier au contact substratum – terres meubles. .par accumulation dans des cavités (gypseuses par exemple) et brutalement libérée. - suppression de la butée de pied (travaux - affouillement)
Glissement rotationnel	-désordre de petite ou moyenne échelle (talus routiers par exemple). -se produisent en général en sols homogène. - les ruptures sont en général de crête ou de pied. - Les ruptures profondes caractérisent les sous-couches à faible résistance mécanique, ou ϕ est très voisin de zéro au moment de glissement.	-le poids propre et surcharges. -l'eau, modification du régime hydraulique. -les caractéristiques rhéologiques des sols. -suppression d'une butée de pied.
Glissement complexe	-désordres de moyenne à grande échelle. -sols hétérogènes. -glissement par phases avec rééquilibre instable entre elles.	-effets de poids. -nappe d'eau. -précipitations importantes (orages). -pendage de couches plastiques. -butée de pied.
Glissement par fluage	-Mouvements lents et continus. -Masses intéressées importantes. -Affectent surtout des versants naturels. -Il n'y a pas de surface de rupture apparente. -Le phénomène se produit sans modification des sollicitations extérieures.	-Aucune cause apparente. -phénomène proche de l'état limite équilibre – rupture.

2.4.3. Les coulées de boueuses:

Les coulées boueuses consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement. Ce sont des matériaux qui ont franchi leur limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des sols, des roches décomposées ou des éboulis fins, l'eau peut pénétrer au sein des matériaux par infiltration avant le déclenchement de la coulée ou au moment de la rupture par concentration des eaux de ruissèlement.

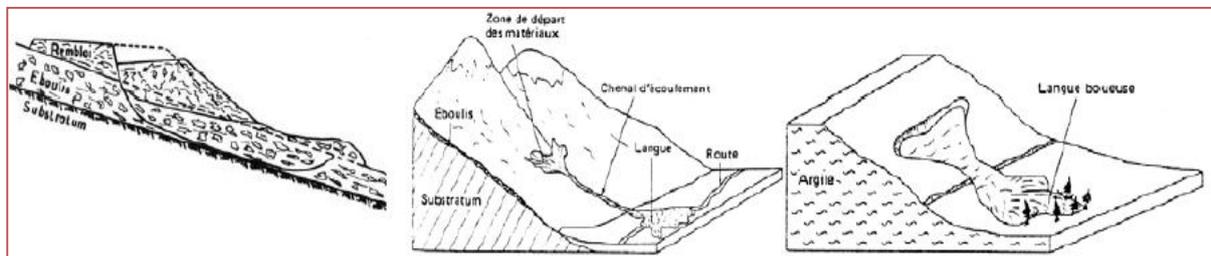


Figure 2.5. Les coulées boueuses

D'autre fois, il se produit un mélange d'eau de sols et de blocs, dans ce cas, le plus fréquent, les matériaux d'un glissement sont transportés par l'eau d'un glacier ou d'un torrent. C'est alors une coulée d'éboulis qui se forme.



Figure 2.6. Les coulées d'éboulis

Dans des zones gypseuses les coulées peuvent se produire parfois par effondrement et lubrification des eaux souterraines, on peut détailler les caractéristiques générales des coulées comme suit :

2.4.4. Le fluage:

Les fluages sont des mouvements quasi-continus à vitesse faible résultant d'un état d'équilibre instable. La surface de rupture est mal définie. C'est le cas par exemple d'un déplacement de terrain affectant, sans cause apparente, tout un versant [02].

Il est influencé par les phénomènes de:

- Gel, dégel.
- Saisons sèches et pluvieuses.

Il se produit fréquemment dans les pentes formées des argiles gonflantes et on peut le remarquer à travers:

- L'ondulation du sol.
- L'inclinaison d'arbres.

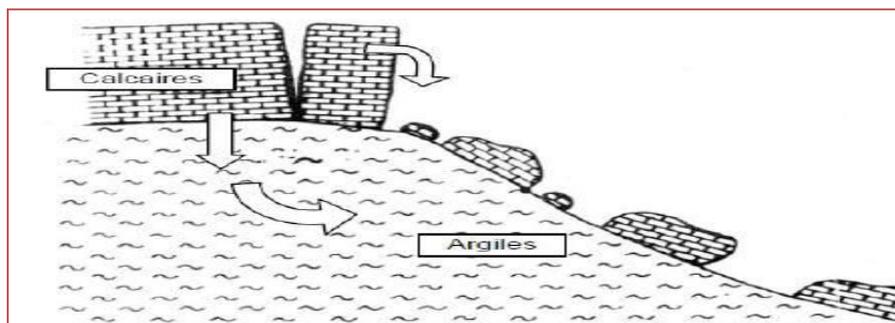


Figure 2.7. Le fluage

2.4.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles:

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue:

- les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante;
- les cercles de pieds (sont les plus courants dans ce type d'ouvrage);
- les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité [03].

2.4.6. Talus en remblais sur sols compressibles:

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse. Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux [03].

2.4.7. Stabilité sous les soutènements:

Dans ce genre d'ouvrage, il faut s'assurer contre les risques de rupture circulaire profonde.

2.4.8. Diguees et barrages en terre:

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue [03].

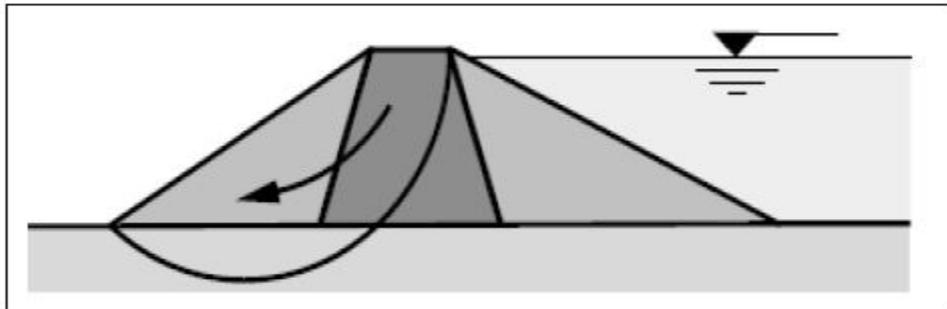


Figure 2.8. Barrage en terre

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité FS le long des cercles de glissement supposés:

- Pendant la construction et peu après la construction;
- Lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente);
- lors d'une vidange rapide.

2.5. Les méthodes d'analyse de la stabilité des talus:

Une fois la géométrie et les conditions du sol ont été déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes s'articulent autour de l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur global de sécurité pour une pente d'une part, et la localisation le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture d'autre part [03].

La stabilité de pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite.

Ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Pour évaluer la stabilité des pentes par une méthode d'équilibre-limite, il existe plusieurs méthodes linéaires et non linéaires.

Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de facteur de sécurité et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

2.5.1. Définition du coefficient de sécurité:

Le coefficient de sécurité "Fs" est défini par l'expression suivante:

$$F_s = \tau_{\max}/\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\varphi/\tau \quad (2.1)$$

$$F_s = c' + (\sigma-u) \operatorname{tg}\varphi'/\tau \quad (2.2)$$

Dans laquelle :

- τ_{\max} : désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement
- τ : représente la contrainte de cisaillement effectivement mobilisée le long de la rupture.
- c : cohésion d'un sol;
- c' : cohésion effective d'un sol;
- σ : contrainte normale d'un sol;
- u : pression interstitielle de l'eau;
- φ : angle de frottement interne d'un sol;
- φ' : angle de frottement interne effectif d'un sol.
- Si :

$$\left\{ \begin{array}{l} FS > 1: \text{il n'y a pas de rupture} \\ FS > 1: \text{il y a pas de rupture.} \\ FS = 1: \text{il y a équilibre limite.} \end{array} \right.$$

2.5.2. Méthodes d'équilibre limite:

Il existe plusieurs méthodes d'analyse de la stabilité des pentes, qui reposent sur un calcul à l'équilibre limite. La plupart de ces méthodes utilisent la technique dite des tranches. Dans ces méthodes, le facteur de sécurité est calculé en utilisant une ou plusieurs équations d'équilibres statiques appliquées à la masse du sol.

Dans quelques méthodes telle la méthode de pente infinie, l'effort de cisaillement " τ " et l'effort normal " σ " peuvent être calculés directement à partir des équations d'équilibre statique, puis être employés dans l'équation (2.1) ou (2.2) pour calculer le facteur de sécurité.

Dans la plupart des autres cas, y compris la méthode de Bishop simplifiée, la méthode de Spenser, un procédé plus complexe est exigé pour calculer le facteur de sécurité en utilisant l'équation (2.1) ou (2.2), en cas des efforts effectifs; l'effort de cisaillement selon l'équation (2.2) est exprimé par:

$$\tau = c'/F_s + (\sigma - u) \operatorname{tg}\varphi'/F_s \quad (2.3)$$

Le facteur de sécurité est calculé en supposant plusieurs valeurs de Fs, et on calcul l'effort de cisaillement donné par l'équation (2.3) jusqu'à ce que l'équilibre soit réalisé.

En effet, la contrainte est réduite par le facteur de sécurité Fs, jusqu'à atteindre l'état d'équilibre [09].

2.5.3. Formes de surface de rupture:

Les méthodes d'équilibre limite nécessitent de définir au préalable la surface pour laquelle le coefficient de sécurité sera évalué. Les calculs du coefficient de sécurité sont répétés pour un nombre de surface ayant le facteur minimal de sécurité.

La forme de la surface de glissement dépend de la géométrie, des caractéristiques mécaniques, et des possibilités du procédé d'analyse utilisé [04].

Les formes de la surface de rupture peuvent être:

- surface de rupture plane,
- surface de rupture circulaire,
- surface de rupture quelconque.

2.5.3.1. Surface de rupture plane:

 **Méthode de pente infinie:**

A. Cas des sols pulvérulents (c=0):

La méthode de pente infinie suppose que la pente est une surface latérale infinie présentant une interface plane reposant sur un substratum, avec un écoulement d'eau parallèle à la pente. Pour les pentes composées de sols de faible cohésion (c=0).

La figure 2.9 représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées: w le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du blocs, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latéral, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V=0$ et que H et UL s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité.

Si le terrain est saturé sur toute sa hauteur z , il est possible de donner l'expression de la pression interstitielle " U " à la base d'une tranche verticale et à la profondeur z :

$$U = \gamma_w .z.\cos^2\beta \tag{2.4}$$

La contrainte effective normale et la force de cisaillement à la base de la tranche sont:

$$\varphi' = \varphi -U = (\gamma - \gamma_w) z.\cos^2\beta = \gamma'. z.\cos^2\beta \tag{2.5}$$

$$\tau = \gamma .z.\sin \beta .\cos \beta \tag{2.6}$$

De plus, la résistance au cisaillement mobilisable est:

$$\frac{\tau}{F_s} = \gamma'.z. \sin \beta .\cos \beta \tag{2.7}$$

L'égalité entre la force de cisaillement mobilisable et la force de cisaillement nous donne :

$$F_s = \frac{\gamma'.\text{tg } \varphi}{\gamma \text{ tg} \beta} \tag{2.8}$$

Les valeurs de des réactions normales et tangentielles N et T ainsi que celle de la pression interstitielle U sont données par les formules suivantes :

$$T = \gamma \cdot b \cdot z \cdot \sin\beta \quad (2.9)$$

$$N = \gamma \cdot b \cdot z \cdot \cos\beta \quad (2.10)$$

$$U = \gamma_w \cdot b \cdot z \cdot \cos\beta \quad (2.11)$$

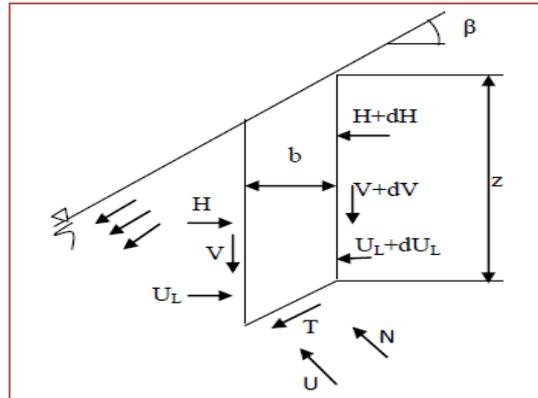


Figure 2.9. Talus infinis avec écoulement d'eau

B. Cas des sols cohérents ($c \neq 0$):

Une procédure semblable à la précédente, en considérant le matériau du talus comme cohérent, nous permet d'obtenir l'équation définissant le coefficient de sécurité.

Depuis longtemps, les études de stabilité des pentes naturelle instables, à long terme, sont analysées en tenant compte de cette approche.

Pour un écoulement parallèle à la pente, nous avons:

$$F_S = \frac{c}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} + \frac{\gamma' \cdot \text{tg} \varphi}{\gamma \text{tg} \beta} \quad (2.12)$$

2.5.3.2. Surface de rupture circulaire:

A : Méthode des tranches:

Beaucoup de méthodes d'équilibre statique s'adressent à un équilibre statique en divisant la masse du sol au-dessus de la surface de glissement supposée en nombre fini de tranches verticales.

✚ Méthode de Fellenius:

La surface de rupture est considérée comme circulaire et la masse glissée est divisée en plusieurs tranches verticales [03].

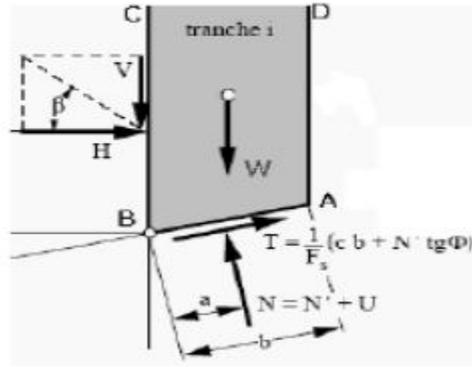


Figure 2.10. Une tranche i

On établit pour chaque tranche, la répartition des forces actives et résistantes que l'on totalise séparément.

Comme il est difficile d'évaluer les forces inter tranches horizontales H et verticales V , qui dépendent des nombreux paramètres, tels que les contraintes et les déformations locales du matériau.

Fellenius a proposé de négliger ces efforts dans le calcul du coefficient de sécurité et a défini par le rapport des moments (ou forces) résistants sur les moments (ou forces) moteurs [04].

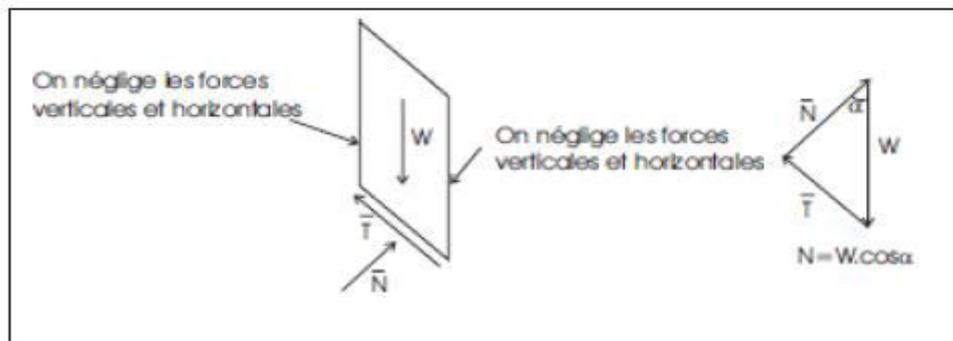


Figure 2.11. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

Soit :

$$F_s = \frac{\sum c' l + (w \cos \alpha - \mu l) \tan \phi'}{\sum w \sin \alpha} \quad (2.12)$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

B : Méthodes de Bishop :

a-méthode détaillé:

Les composantes $V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1}$ des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (figure 2.5). Bishop a publié une méthode, appelée "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:

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^m w \cdot \sin \alpha} \sum_1^m \frac{[w + (V_n - V_{n+1}) - ub]tg\varphi' + c'b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{tg\varphi}{F_s}} \quad (2.13)$$

Pour déterminer F_s , il faut:

- procédure par itérations successives, puisque F_s figure aux 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 que 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 les cercles de glissement, déterminer $V_n - V_{n+1}$ est alors possible.

b-méthode simplifiée:

✚ Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- elle néglige les forces verticales entre les tranches (**figure 2.7**).

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

D'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($V - H = 0$), nous aurons:

$$N = \left[W - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha - \mu l \tan \varphi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad (2.14)$$

$$F_s = \frac{\sum [c'l \cos \alpha + (w - \mu l \cos \alpha) \tan \varphi'] / m_\alpha}{\sum w \sin \alpha} \quad (2.15)$$

Où :

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \varphi'}{F_m} \right) \quad (2.16)$$

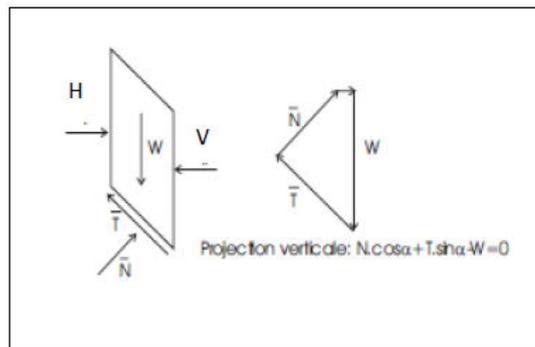


Figure 2.12. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme Point de départ de cette itération.

Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le Calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur [04].

2.5.3.3. Surface de rupture de forme quelconque:

Dans certains cas, la morphologie du site permet de prévoir la ligne de glissement la plus probable ou du moins son allure. Si celle-ci est ni circulaire, ni plane, on parle de rupture non circulaire.

Le coefficient de sécurité peut être calculé par la méthode des tranches mais il n'est plus possible de négliger l'action des forces internes agissant sur un plan vertical. De plus, comme pour la méthode de Bishop détaillée.

2.6. Les différentes techniques de confortement :

En général, on peut regrouper les méthodes de confortement en trois catégories :

- modifications géométriques (déchargement, reprofilage et substitution).
- Renforcement.
- Drainage.

2.6.1. La modification géométrique :

2.6.1.1. Le déchargement en tête :

C'est le terrassement de la partie supérieure, on aura une diminution du poids moteur, ce qui augmentera le coefficient de sécurité.

La méthode de dimensionnement consiste en n calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête [05].

2.6.1.2. Le chargement en pied :

Appelé aussi berme ou butée, l'ouvrage agit par contre balancement des forces motrices. Pour le rendre faible, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place



Figure 2.13. Chargement au pied d'un talus.

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur base [05].

2.6.1.3. Le Reprofilage :

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à ajouter un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants [05].

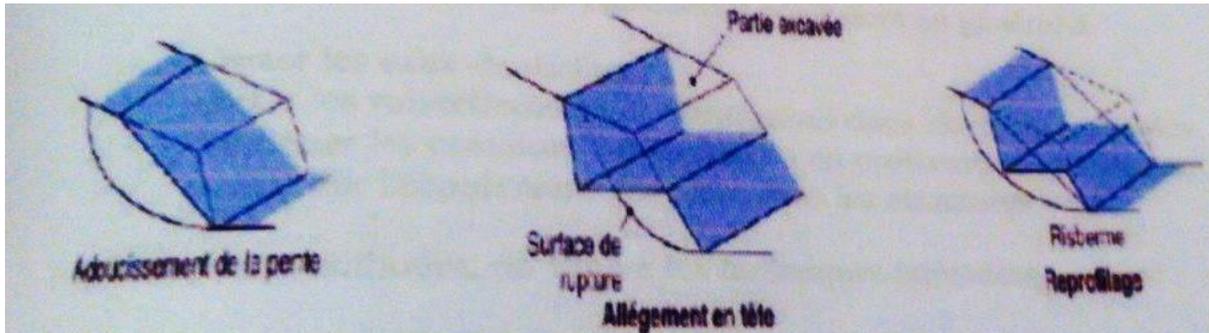


Figure 2.14. Les différents procédés de modifications géométriques

2.6.1.4. La substitution :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution [05].

2.6.2. Le drainage :

Souvent, l'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain, il joue un rôle moteur déterminant.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons :

- il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

2.6.2.1. Les tranchées drainantes :

Ce sont des ouvrages utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau. Le choix de l'implantation, de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage [08].

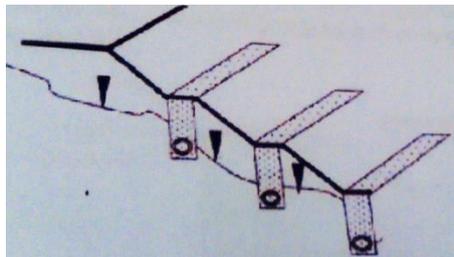


Figure 2.15. Tranchées drainantes.

2.6.2.2. Les éperons drainants :

Les éperons drainants sont des excavations étroites (d'environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7 m.

Ça consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers.

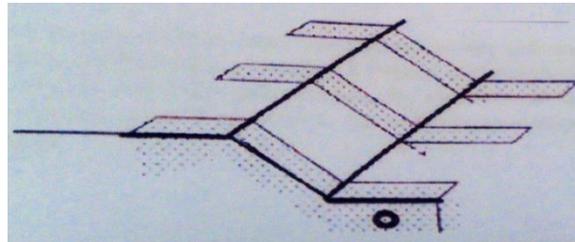


Figure 2.16. Eperons drainantes.

2.6.2.3. Les drains subhorizontaux :

C'est une technique qui consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5 %) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain. Elle est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

Cette méthode est souvent inefficace dans des formations argileuse (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse), le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas. [08].

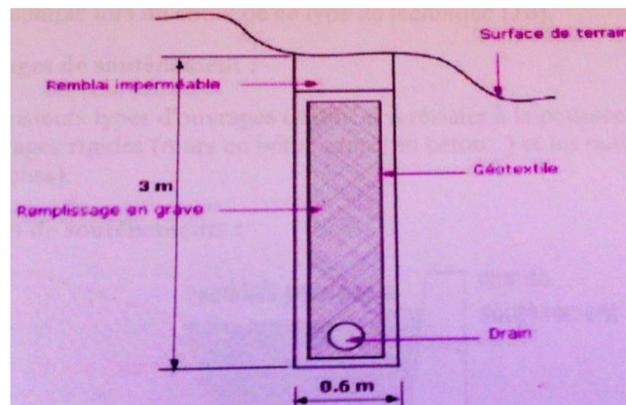


Figure 2.17. Les drains horizontaux

2.6.3. La végétation :

La végétation possède un rôle stabilisateur par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement.



Figure 2.18. L'implantation des plantes dans un talus

2.6.4. Les éléments résistants :

Ces procédés ne s’attaquent pas à la cause des mouvements mais visant à réduire ou à arrêter

Les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions précédentes ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique [05].

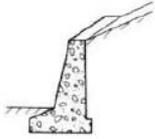
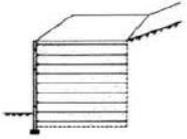
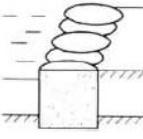
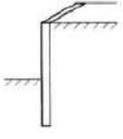
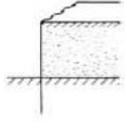
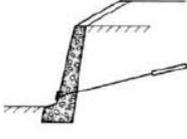
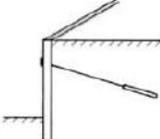
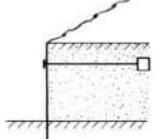
Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c’est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu’il s’agit d’un ouvrage de soutènement en déblai.

L’effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l’ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par encastrement de l’ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par des ancrages.

Le **tableau 2.2** montre les divers types d’ouvrages de soutènement classés d’après la distinction précédente, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples. [06].

Tableau 2.2. Classification des éléments résistants d’après le mode de reprise de la poussée

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l’ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

2.6.5 Les Geosynthétique :

Les géosynthétiques sont des produits dont le principale constituant 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 et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d’aviation, etc.

Les rôles principaux des géosynthétiques sont les suivants :

- **Séparation** : prévention contre le mélange des deux matériaux de natures différentes par l'emploi d'un géotextile.
- **Renforcement** : utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles afin d'améliorer les propriétés mécaniques des sols.
- **Protection** : fonction consistant à empêcher les endommagements localisés concernant un matériau donné en utilisant le géotextile, en général une géomembrane.
- **Étanchéité** : contrôle de la migration de gaz ou de liquide.
- **Filtration** : maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile.
- **Drainage** : collecte et transport des eaux pluviales, souterraines ou d'autres liquides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles. [07].

2.7. Conclusion :

La Technique de confortement choisie face aux mouvements des terrains doit prendre en considération les cotés suivants :

- **coté résistance** : la méthode soit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- **coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible sur le marché, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité)** : la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

Sur ce chapitre on va se focaliser sur la méthode de renforcement par géosynthétiques, ses différents types, ses avantages et plus particulièrement ceux de géogrille vu le thème de notre recherche.

CHAPITRE III

RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE.

3.1. Introduction :

L'idée de renforcer les sols par inclusion n'est pas récente. Dès l'ancienne Égypte, les bâtisseurs des grands pyramides utilisaient des rampes renforcées empiriquement grâce à la mise en place de lits de roseaux et aléatoirement de poutres en bois de palmier.

Ces rampes étaient des sortes de remblais provisoires pouvant atteindre 20 mètre de hauteur et servant à hisser les blocs constitutifs de l'édifice.

Quelques exemples de renforcement de sols notamment des digues construites par des terres et des branches d'arbres, qui ont été utilisés en Chine depuis 1000 ans, puis par la suite tout le long de la rivière du Mississippi après 1880.

Les Français qui se sont installés à Fundy baie au Canada ont utilisé des bâtons pour le renforcement des abouts de la digue.

Durant le 17^{ème} et le 18^{ème} siècle, en Angleterre des chevilles en bois ont été utilisées en érosion et en contrôle de glissement de terrain, le bambou ou les fils de maille ont été utilisés universellement pour le revêtement de contrôle d'érosion.

3.2. Définition Des Sols Renforcés :

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer à un sol des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Les sols renforcés sont fréquemment utilisés à présent pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

3.3. Améliorer les caractéristiques internes des sols :

3.3.1. Le principe :

Il est possible d'apporter une stabilité à un massif en améliorant ses caractéristiques mécaniques. Cette amélioration est obtenue, en général, par une incrustation dans le massif, d'éléments mécaniquement plus performants que le sol lui-même, donnant à celui-ci une meilleure résistance au cisaillement.

La recherche appliquée et l'apport individuel de quelques Ingénieurs hors norme ont permis de mettre au point des principes constructifs permettant d'apporter des idées nouvelles et des innovations dans l'amélioration des caractéristiques des sols. Nous présentons ci-après les principales solutions utilisées en la matière.

3.3.2. La Terre-Armée :

Dans les années 60, Henri Vidal dépose le brevet de la «Terre-Armée». C'est un principe de renforcement des sols par l'association d'armatures métalliques et de remblai grenu, type sable, qui permet la formation d'un massif mécaniquement plus performant.

Ce renforcement est constitué d'un parement béton modulaire dont l'élément de base est appelé écaille. Les écailles sont reliées aux armatures constituées, elles, en lanières métalliques. [10]

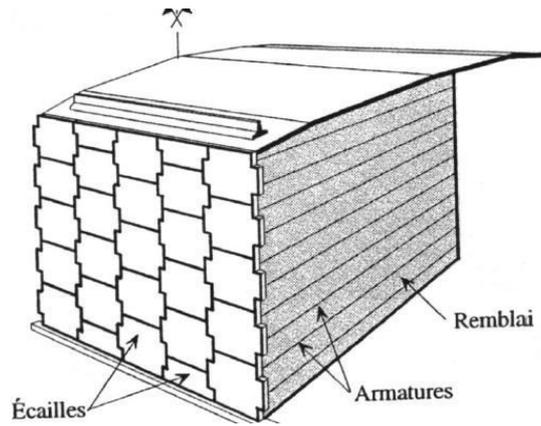


Figure 3.1. La terre armée

3.3.3. Le freyssissol :

Devant le problème de corrosion des armatures métalliques et le développement des produits synthétiques, mécaniquement performants et chimiquement stables, la société Freyssinet a mis au point un procédé de terre armée à base d'une armature synthétique faite à partir de polyester, le Freyssissol est alors né !

Il est apparu dès que le brevet de monsieur Vidal est tombé dans le domaine public. D'ailleurs c'est la société Freyssinet, filiale du groupe Vinci qui racheté la société Terre armée dans les années 90.



Figure 3.2. Le freyssissol.

3.3.4. Le textsol :

Le Textsol est un **matériau composite** obtenu par un mélange de sol (sable) et de fils textiles tridimensionnel. Il peut être engazonné pour un effet esthétique. [10] [12]



Figure 3.3. Le textsol.

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE.

Il est utilisé dans les travaux d'élargissement de plates-formes routières ou ferroviaires ou dans les ouvrages de soutènement.

3.3.5. Le Terratrel :

Le TerraTrel est un parement léger constitué d'un treillis métallique relié à des armatures en acier. Également appliqué aux ouvrages provisoires, son intégration à l'environnement se fait par végétalisation ou par minéralisation.



Figure 3.4. Le Terratrel.

3.3.6. Le Pneusol :

Le Pneusol est un mélange de pneus et de sol, dans lequel les pneus sont utilisés comme renforts du sol. Ils sont capables de supporter des efforts de traction importants et sont soit entièrement soit partiellement découpés afin d'être associés en nappes, en couches superposées, grâce à des attaches métalliques. [10]

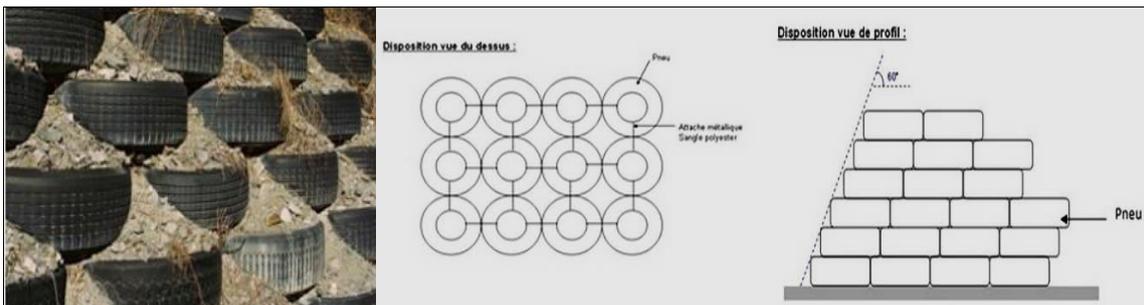


Figure 3.5. Le Pneusol.

3.3.7. Le cloutage :

Le cloutage de sol est un principe d'amélioration du sol à l'aide d'armatures métalliques mises en place à l'intérieur de forages réalisés dans le massif à stabiliser.

L'intérêt d'un tel procédé est de réaliser le raidissage des pentes de talus avant de procéder au déblai.

Le parement est réalisé à l'aide d'un béton projeté et les armatures sont courantes car il s'agit d'armatures de béton armé sans autre prescription complémentaire.

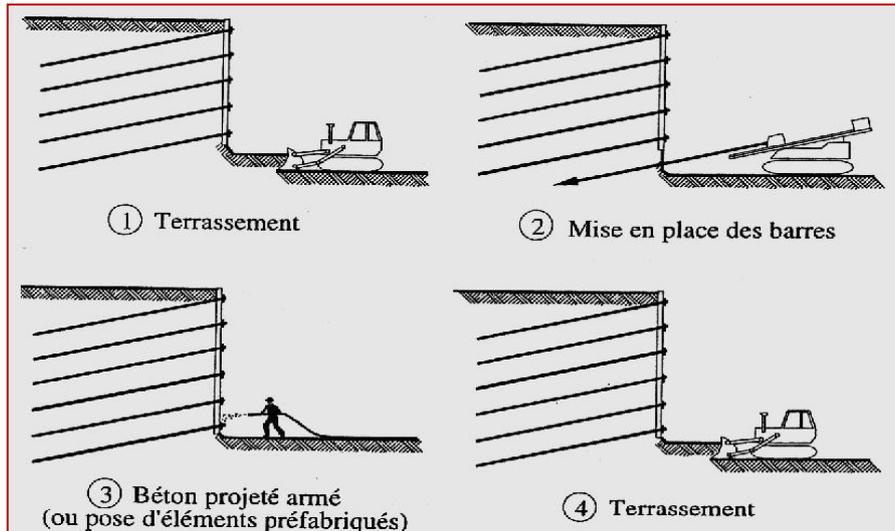


Figure 3.6. Le cloutage.

3.3.8. Renforcement par Géosynthétiques :

3.3.8.1. Le Renforcement Par Geotextiles :

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

3.3.8.2. Le Renforcement Par Geogrilles :

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. En particulier, on peut distinguer les géogrilles uni axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré.

3.3.8.3. Avantages De L'utilisation De Geosynthétiques Pour Le Renforcement:

- amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- diminution des emprises;
- création de merlons antibruit d'aspect naturel;
- réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);

- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- préservation de l'aspect naturel du paysage;
- optimisation des coûts de construction.

3.4. Renforcement des sols par inclusion flexibles :

3.4.1. Les géotextiles :

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymères et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. [12]

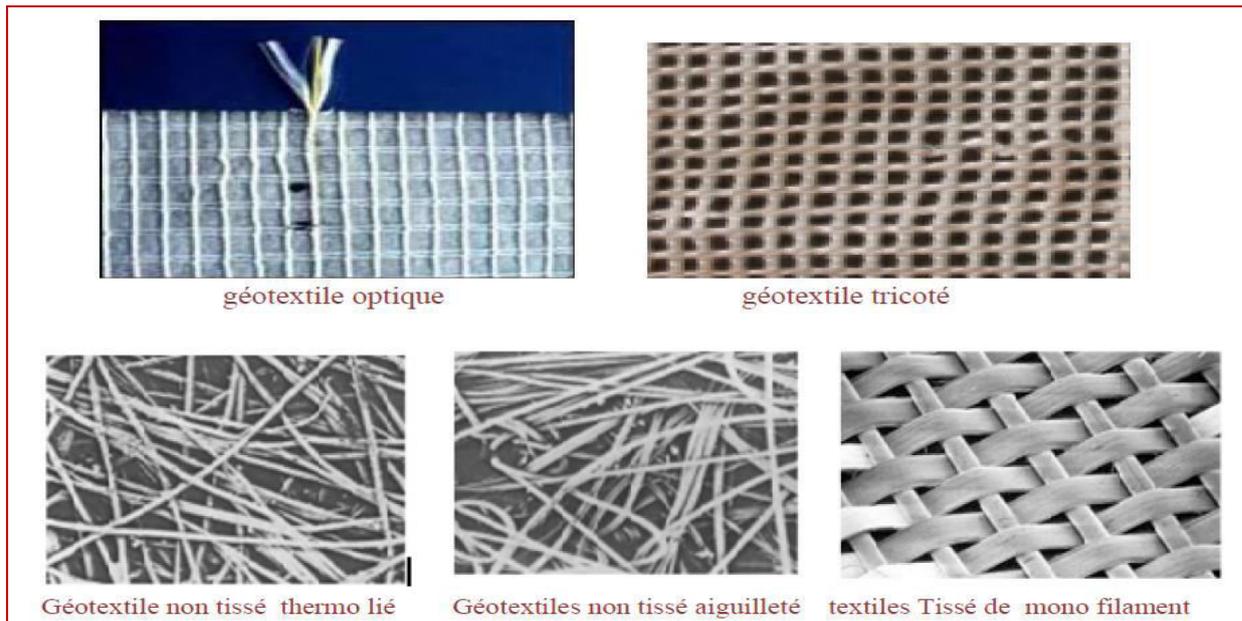


Figure 3.7. types de géotextiles.

3.4.1.1 .Le géotextile non tissé :

Ce sont des nappes constituées de filaments continus (ou de fibres coupées) disposés de façon aléatoire et liées par différents procédés mécaniques, thermiques ou chimiques.

L'aiguilletage est un procédé de liaison purement mécanique dans lequel un grand nombre d'aiguilles hérissées d'ergots traversent le filament ou de fibres dans un mouvement alternatif rapide. Les aiguilles enchevêtrent les fibres qu'elles rencontrent, ce qui donne à la nappe une cohésion importante.

Le thermo-sondage consiste à comprimer à chaud la nappe de fibres en la faisant passer entre deux rouleaux, il en résulte une soudure superficielle des fibres entre elles.

La liaison chimique qui consiste à imprégner la nappe de fibre d'un liant est actuellement peu utilisée en raison de son coût.

3.4.1.2. Les géotextiles tissés :

Ce sont des produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.

Les géotextiles tissés sont largement utilisés avec une grande variété de sols, cohérents et non cohérents, pour contribuer à la formation d'un filtre naturel.

Cela permet la diffusion des surpressions interstitielles, de plus, grâce à ses caractéristiques de résistance et à un allongement contrôlé, ils facilitent les constructions utilisant des sols.

3.4.1.3. Le géotextile tricoté :

Ils sont constitués de mailles successives disposées en colonnes et en rangées. Ils sont très déformables. Ces produits sont très peu utilisés en génie civil.

3.4.2. Géocomposite :

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille combinée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de chaussée (fonction de renforcement, particulièrement en réfection). [10]



Figure 3.8. Structure géocomposite.

3.5. Cas spécifique des géogrilles:

3.5.1. Définition:

Les géogrilles sont des produits géosynthétiques à mailles ouvertes, à base de polymère, conçus dans le but d'améliorer la performance des sols granulaires. La structure sol-géogrille composite est construite en combinant la résistance à la traction de la géogrille synthétique. [09]

Avec les propriétés de frottement et d'interpénétration entre le sol et la géogrille. La résistance de la géogrille aux produits chimiques permet de mettre en place des structures très durables qui assurent une haute performance voir la figure ci-dessous:



Figure 3.9. Échantillons de géogrilles

Les matériaux sont généralement des matières plastiques (polymères peu dégradables) et plus rarement métalliques. Certains de ces matériaux ne sont pas compatibles avec le ciment (corrosif). On peut distinguer les géogrilles uniaxiales et les géogrilles biaxiales:

3.5.1.1. Les géogrilles uniaxiales:

Ils sont des structures de *polyéthylène haute densité* possédant de longues ouvertures dans le sens longitudinal (voir la figure 3.10). Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogrille provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage, suite à la compaction de ce dernier dans les ouvertures de la grille.

Grâce à leur géométrie unidirectionnelle, elles possèdent une **résistance élevée en traction** dans le sens longitudinal et permettent de transférer les charges dans le sens de leur longueur. Ce type de grille est généralement utilisé pour le **renforcement des sols** dans une direction comme dans le cas d'un renforcement de talus, ou comme composante dans les murs de soutènement pour transférer les efforts de la façade vers le massif de sol.

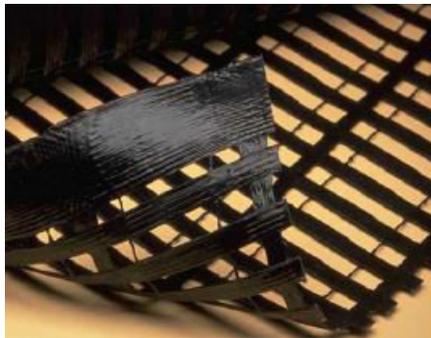


Figure 3.10. Géogrillesuniaxiale.

3.5.1.2. Les géogrilles biaxiales:

Ils sont des structures de polyéthylène haute densité possédant des ouvertures carrées. Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogrilles provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage suite à la compaction de ce dernier dans les ouvertures de la grille. Grâce à leur géométrie bidirectionnelle, elles possèdent une résistance en traction dans les deux axes et permettent de transférer les charges dans les deux sens. Ce type de grille est généralement utilisé pour le renforcement des fondations de routes ou de plateformes voir les figures ci-dessous:



Figure.3.11. Géogrillesbiaxiale.

3.5.2. Mode d'action:

- 1) Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contrainte non seulement par frottement sol-géogrille mais aussi par auto-blocage entre la grille et le remblai.
- 2) Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrilles.
- 3) D'autre part, la nature même des géogrilles fait que leur module d'élasticité est élevé ce qui génère une grande résistance à la traction pour de faible contrainte. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie.
- 4) Leur surface de contact avec le sol est plus faible: l'ancrage des géogrilles se fait essentiellement par le blocage d'éléments à l'intérieur des mailles. Ceci a pour effet d'augmenter la cohésion entre les grains. On peut ainsi obtenir des valeurs du coefficient de frottement $f\phi > 1$ lors d'un essai de cisaillement. Ce phénomène dénommé la "pseudo-cohésion", nécessite une adéquation entre le diamètre moyen des grains et la taille de la maille.
Les meilleurs résultats en ancrage semblent être obtenus pour des sols bien triés (Cu faible, granulométrie uniforme) et pour des diamètres de maille de l'ordre de 3 à 15 fois de D50 du matériau.
- 5) Selon certaine marques (doc. Tenser), le coefficient $f\phi$ serait de 0,9 à 1 en présence de roches broyées ou de graves [11].

3.5.3. Caractéristiques des géogrilles:

D'une manière générale les géogrilles présentent les caractéristiques suivantes [11] :

- 1) **Avantage:**
 - une certaine rigidité et solidité ; les *côtes* des géogrilles sont souvent plus rigides que dans le cas des autres géotextiles.
 - une très grande porosité, c'est-à-dire des ouvertures de maille (l' entre nervures longitudinales et transversales, assez grandes pour permettre que les matériaux du sol la traverse de part en part, à la différence d'autres géotextiles, qui au contraire laissent passer l'eau ou l'air, mais résistent aux matériaux du sol ou à la grave apportée.
 - excellente perméabilité (colmatage impossible)
 - Ils permettent un «*travail à froid*» (pas de bitume à faire fondre).
- 2) **Inconvénients:**
 - peu de souplesse en flexion
 - recouvrement important conseillé.

3.5.4. Les matériaux constitutifs des géogrilles:

Les géogrilles se différencient selon leur matériau constitutif et selon leur mode de fabrication. Elles peuvent donc être [11] :

- thermoformées
- extrudées
- sous forme de bandes extrudées soudées
- tissées, poinçonnées

Il est important de noter d'une grille à mailles souples et déformables favorise l'imbrication des grains dans le maillage et donc augmente sensiblement la capacité d'ancrage du produit (dans certaines conditions de granulométrie difficile à déterminer précisément).

Le comportement mécanique dépend surtout du matériau constitutif de la géogrid. De manière générale, peu d'essais et de préconisations correspondent au contexte des sols à forte granulométrie.

3.5.4.1. géogrids en polypropylène (PP), polyéthylène haute densité (PEHD):

✚ conditions restrictives:

- pH compris entre 2 et 12;
- Ne pas utiliser en présence de sulfates dans le sol;
- Ne pas utiliser en présence de métaux de transition.

✚ Avantages :

- faible endommagement à la mise en oeuvre (*par exemple, le coefficient de sécurité Tenser de 1,2 si $D_{max} = 100mm$ et $D_{50} = 30 mm$*);
- Utilisation à (presque) les pH rencontrés dans l'environnement.

✚ Inconvénients:

- Comportement relativement médiocre au fluage surtout pour le polypropylène (PP) (*le coefficient de sécurité Tenser de 2,3 sur PEHD uniaxiale et de 4 sur PP biaxiale*);
- La résistance à une exposition aux UV est mal connue.

3.5.4.2. géogrids en polytéréphtalate d'éthylène ou polyester (PET):

✚ conditions restrictives:

- pH compris entre 3 et 9 (utilisation recommandée à des pH compris entre 5 et 8);
- Ne pas utiliser avec des sols calcaires;
- Ne pas utiliser avec des sols traités à la chaux ou au ciment;

✚ Avantages :

- Très bon comportement en fluage (*coefficient de sécurité Tenser de 1,75*).

✚ Inconvénients:

- Endommagement assez important lors de la mise en oeuvre (*coefficient de sécurité Tenser de 1,5 à 1,7 suivant revêtement PVC ou Acrylic si $D_{max} = 100mm$ et $D_{50} = 30 mm$*);
- Prix coûteux.

3.5.5. quelques exemples de l'Utilisation des géogrids (Tensar) dans le renforcement des remblais :

3.5.5.1. System Géogrids (tensar)/mur :

Grâce à sa construction sans mortier ni coffrage, le système **géogrid-Tensar/ Mur** permet de réaliser les travaux rapidement et à coûts réduits. Les blocs modulaires sont fabriqués en béton.

Ils peuvent être réalisés en fonction de des besoins dans des couleurs et des aspects de surface différents.

Le système **géogrid-Tensar/ Mur** est esthétique et requiert un entretien minime. Le système bénéficie d'un agrément technique européen (BBA).

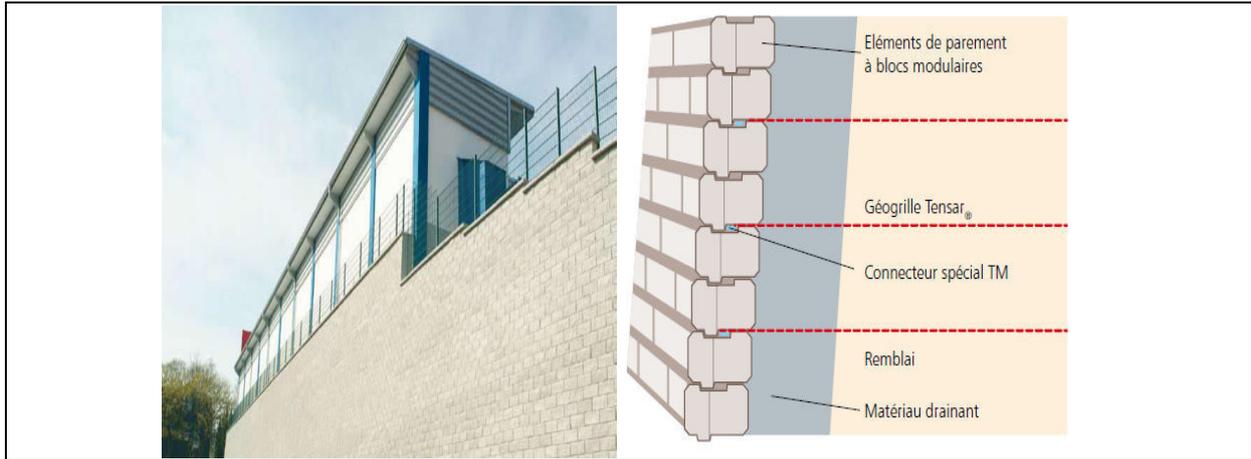


Figure 3.12. Système géo grille/ mur.

3.5.5.2. Système géo grilles(tensar)/Gabions :

Le système géo grilleTensar/Gabions est composé de cages en acier spécial galvanisé. En choisissant pour chaque projet les pierres du remplissage, on peut obtenir un rendu visuel quasi naturel ou une configuration résolument moderne. Le bas des cages de gabions est relié à une géo grilleTensar par une tige en acier galvanisé.

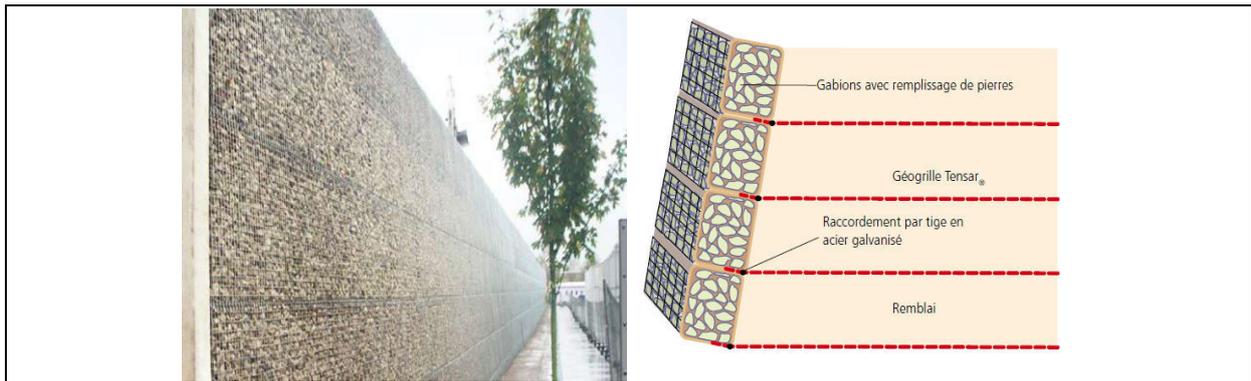


Figure 3.13. système géo grille/gabions.

3.5.5.3. Système géo grilles(tensar)/panneaux de béton :

Le système Tensar/Panneaux de béton, convient pour la réalisation de structures telles que murs de soutènement verticaux et culées d'ouvrages. Comparativement aux solutions de soutènement traditionnelles en béton armé, cette solution s'avère particulièrement économique.Des amorces de géo grille sont scellées en usine dans le béton frais des panneaux servants d'éléments de parement.Après mise en place des panneaux, les amorces sont liaisonnées à la longueur de géo grille nécessaire au renforcement au moyen d'un connecteur **PEHD Tensar** puis le remblai est mis en oeuvre et compacté par couches successives.

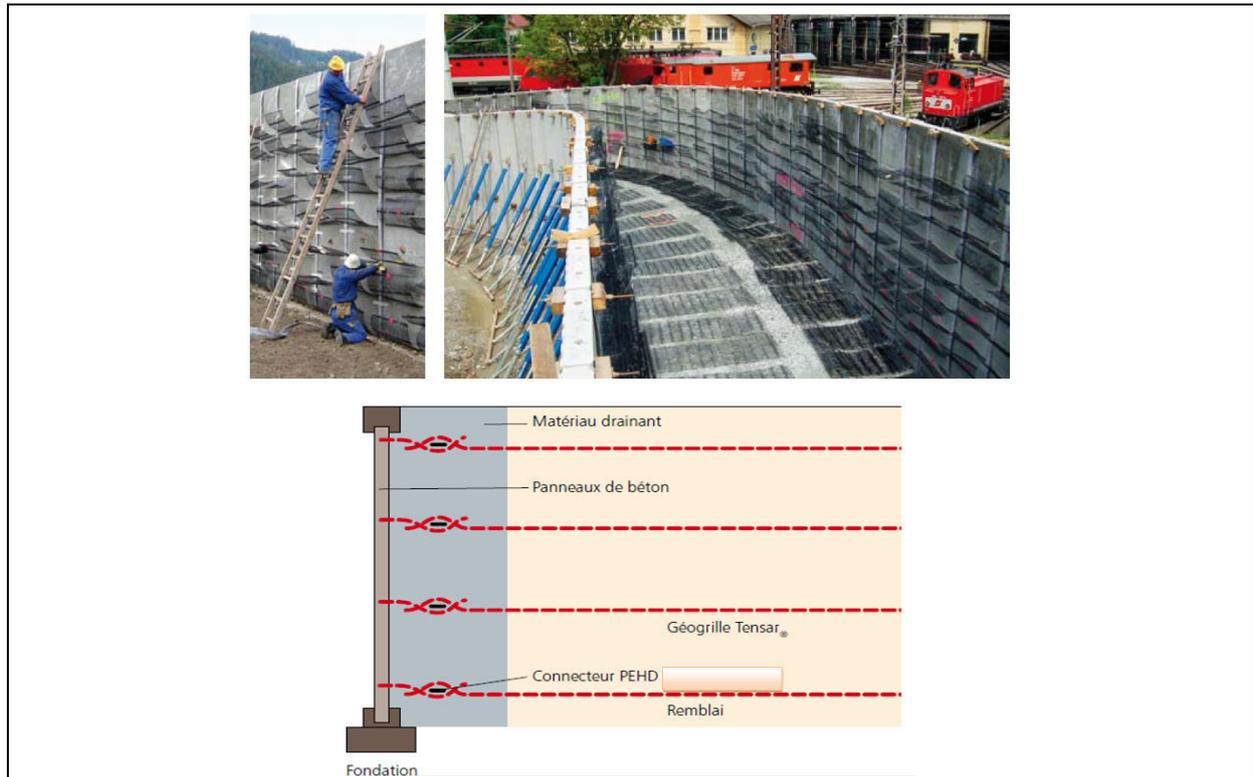


Figure 3.14. Système Géogrille/panneaux de béton.

3.5.5.4. Système géogrilles(tensar)/Pierres naturelles :

Le système Tensar/Pierres naturelles est une alternative économique aux murs de pierre sèche conventionnels.

Avec des géogrilles Tensar et l'emploi de pierres du site, on peut aisément retrouver l'aspect d'un mur de pierre sèche.

Deux constructions différentes sont possibles :

- Il est possible d'une part de fixer les géogrilles à l'arrière des blocs de pierre naturelle en les insérant dans un scellement à base de mortier.
- On peut également réaliser un enveloppement en géogrilles, et conserver un parement en pierre naturelle.

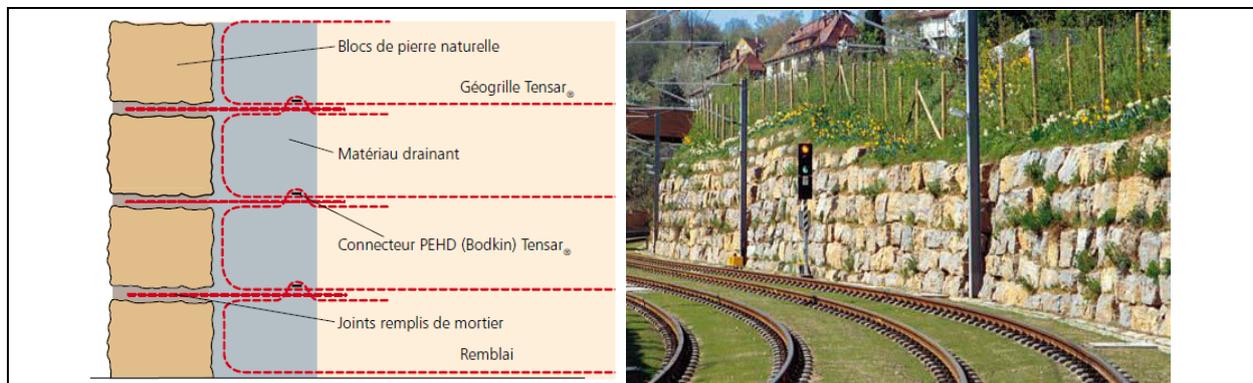


Figure 3.15. Système géogrille/pierres naturelles.

3.5.5.5. Système géogrilles (tensar)/Vert EV :

Le système Tensar/vert EV vous permet une construction économique et naturelle. Avec ce système, les géogrilles sont posées en couches successives, le parement est réalisé par enveloppement du remblai qui est ensuite compacté. La géogrille qui sert à envelopper la couche de remblai inférieure est raccordée à la géogrille supérieure par un connecteur pour obtenir un parement rectiligne, un coffrage temporaire est nécessaire.

✚ Composants du Système géogrilles (tensar)/Vert EV :

- géogrilles monolithiques rigides.
- Connecteur.
- Coffrage temporaire.
- protection anti-érosion. [11]

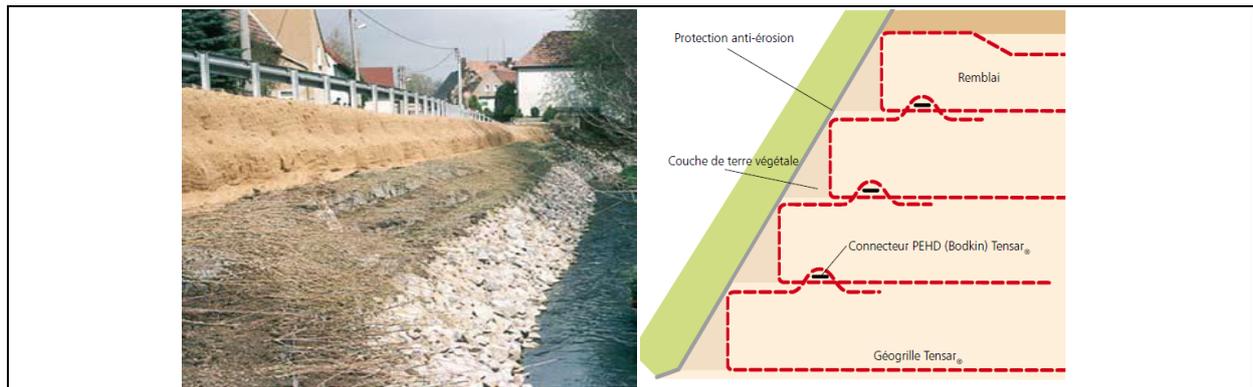


Figure 3.16. Système géogrille/Vert EV

3.6. Cas spécifique :

3.6.1. Introduction :

Nous présentons dans ce paragraphe un cas d'étude expérimentale concernant « l'effet du renforcement géosynthétique de type géogrille sur le comportement mécanique d'un matériau argileux » réalisé par [13].

En technique routière, le choix de la structure des chaussées se fait à partir de deux critères principaux: la circulation et les caractéristiques du sol de fondation telles que sa résistance aux poinçonnements, sa résistance à la compression et sa déformation.

Dans cette étude, on présente les différents résultats de l'essai CBR effectué sur un matériau argileux seul puis renforcés avec des nappes géosynthétiques de type géogrilles, ainsi que les résultats de l'étude de la compression simple.

3.6.2 Programme expérimental :

Dans l'approche expérimentale, on a utilisé une argile provenant de la région de Sidi Abdallah. Initialement, on a procédé à l'identification et la caractérisation de notre matériau de base par l'élaboration d'une série d'essais classiques, à savoir, des analyses chimiques, essais de granulométrie, essais Proctor modifié et essais CBR, puis on a procédé à étudier le sol renforcé selon l'essai CBR immédiat et imbibé (4jours) et l'essai de compression simple à l'appareil triaxial.

3.6.3 Caractérisation des matériaux d'étude :

3.6.3.1 La géogrille :

Dans le cadre de ce travail, on a choisit la géogrille qui est un géosynthétique très utilisé aujourd'hui dans le domaine routier, il s'agit d'une géogrille de la société 6D solutions, c'est une CIDEX 50s1 composée d'un complexe grille en fibre de verre associé à un non-tissé synthétique. La fibre de verre est obligatoirement recouverte d'une enduction polymère assurant sa protection mécanique et chimique.

Le rouleau du CIDEX 50s1 a une masse surfacique de 300g/m², de couleur blanche, la taille des mailles (l'entraxe) est de 40mm*40mm et son épaisseur est de 11.3mm. (Voir **figure 3.17**)

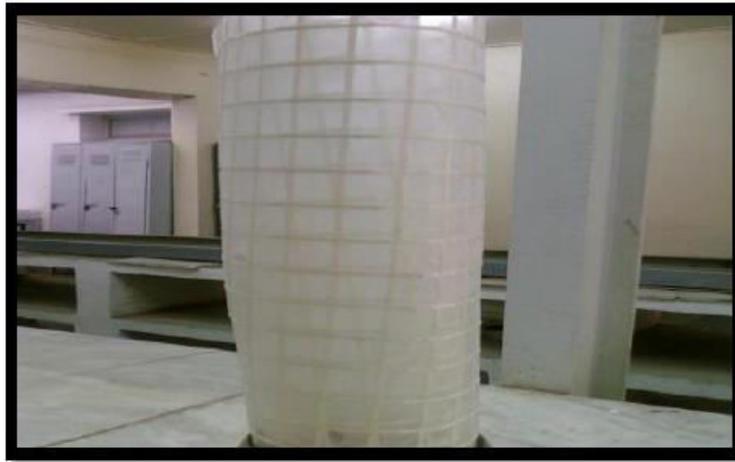


Figure 3.17. Présentation de la géogrille.

Le poids de la fibre de verre + résine du type PVC est de 283 g/m² tandis que le poids du non-tissé de polyester (fibres synthétiques) n'excède pas 17 g/m². Cette géogrille présente une résistance mécanique de 50KN/m et elle est la plus recommandée et la plus utilisée pour le renforcement des sols.

3.6.3.2 Le matériau argileux :

La composition chimique de notre matériau argileux est donnée dans le **tableau 3.1** et montre une forte présence de la silice.

Tableau 3.1. Composition chimique sommaire du sol argileux

Matériau	Composition
Silice (SiO ₂)	82.41%
(CO ₂)	1.90%
(Fe ₂ O ₃ , Al ₂ O ₃)	8.88%
Gypse (CaSO ₄)	Traces
Chlorures(NaCl)	0.41%
Carbonates(CaCO ₃)	4.31%
Perte au feu	4.06%
Eau de constitution	2.16%
Bilan	98.17%

Par ailleurs, le matériau utilisé est caractérisé par un indice de plasticité de 18.39 et une valeur au bleu de méthylène de 1.73 permettant ainsi de le classer selon le guide technique

CHAPITRE III - RENFORCEMENT DES TALUS PAR GEOGRILLE.

« Réalisation des remblais et des couches de forme » du septembre 1992 comme argile sableuse peu plastique A2.

On retrouve dans la (figure 3.18) la courbe granulométrique du matériau utilisé.

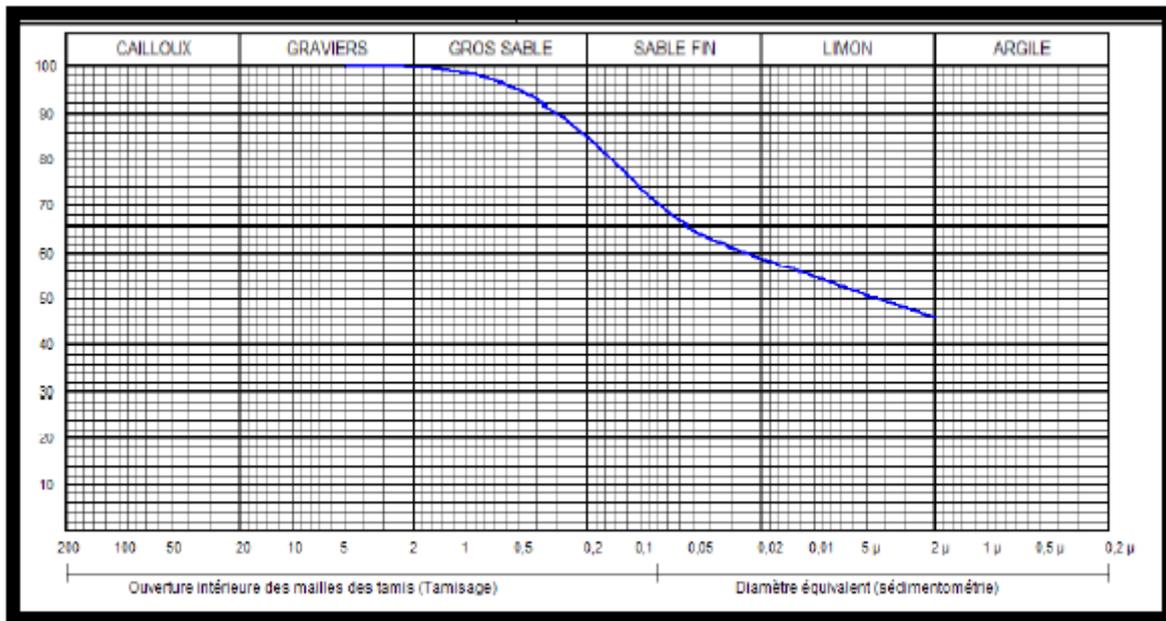


Figure 3.18. Courbe granulométrique du matériau argileux.

3.6.4 Étude de la portance du sol :

L'étude de portance est basée sur l'essai de poinçonnement CBR immédiat et imbibé à 4 jours, pour ce faire, on a choisit de positionner la nappe de renforcement à 4H/5 à partir de la base, et dans le cas des renforcements avec 2 nappes, la première est placée à 4H/5 tandis que la seconde est mise à H/2.

On trouve dans le tableau 3.2 les différents résultats de notre essai avec le gain de portance correspondant à chaque cas. Le gain de portance représente la différence des indices de portance obtenus entre le matériau seul et celui renforcé avec les nappes de géogrilles pour l'immédiat IPI et pour l'imbibé IP.

Tableau 3.2. Gain de portance pour le poinçonnement immédiat et imbibé.

	IPI	ΔIPI (%)	IP	ΔIP (%)
SEUL	20.63	-	5.23	-
1 nappe de géogrille	32.37	56.91	7.29	39.40
2 nappes de géogrille	41.72	102.23	10	91.01

Les résultats obtenus montrent l'efficacité du renforcement géosynthétique. La géogrille donne une amélioration de portance à court terme allant jusqu'à 57 % pour une seule nappe et 102 % pour le renforcement avec deux nappes. A long terme l'amélioration est de l'ordre de 39 % pour une seule nappe et 91 % pour deux nappes.

3.6.5 Etude de la résistance à la compression simple :

Le matériau non renforcé est une argile sableuse peu plastique, sa déformation au cours de l'essai s'est traduite par un élargissement de la section de l'éprouvette en forme de

tonneau. Le renforcement avec les géogrilles nous a donné des formes de déformées assez particulières, puisque les nappes sont très extensibles et souples. Les éprouvettes ont pris une forme amincie au niveau du renforcement (H/2 et 4H/5) pour chaque cas comme présenté dans la **figure 3.19**.



Figure 3.19. Déformation des éprouvettes.

La raideur des sols est caractérisée par le module de Young ou module d'élasticité. En effet, à pression égale, un matériau ayant un module d'élasticité élevé subira une déformation plus faible qu'un matériau ayant un module d'élasticité petit.

Tableau 3.3. Module de Young et valeurs de résistance à la compression simple

	seul	1 géogrille	2 géogrilles
E (bars)	83.33	187.5	266.67
RCS (bars)	1.409	1.95	3.312

A partir du (**tableau 3.3**), on constate que le module de Young évolue progressivement en fonction du nombre de nappes mises sous écrasement pour un renforcement en géogrille, donc chaque nappe contribue à réduire la déformation en participant à la rehausse de la valeur du module de plasticité.

L'évolution de la résistance en fonction du nombre de nappes est tout à fait en concordance avec l'évolution du module de Young, on remarque que l'ajout de géogrille fait gagner une résistance supplémentaire à l'éprouvette et donne une valeur appréciable.

3.7. Conclusion :

Dans les travaux de construction routière, le rôle du sol support est considérable car il conditionne largement la durée de vie de la chaussée.

Pour des raisons diverses, notamment économiques, la tendance actuelle est d'adapter la technique routière à l'emploi des matériaux locaux, notamment les sols à caractère évolutifs, les sables et les matériaux à faibles portance et les géogrille semble nous donner de très bons résultats dans ce domaine, puisque juste à travers nos essais, la classe du sol est passé grâce au renforcement avec deux nappes de géogrilles de la S3 à la classe S2, ce résultats nous permet d'abord de récupérer un matériau locale inutilisable en l'état à cause de ses faibles caractéristiques mécaniques, puis sa réutilisation après renforcement en technique routière en toute efficacité .

CHAPITRE IV

RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

4.1. Introduction :

Le recyclage des enrobés a de l'âge. En effet, plusieurs ignorent que les premières réalisations remontent au début du XXe siècle par la réutilisation des matériaux de chaussée dans les fondations granulaires. C'est à la suite des chocs pétroliers des années 1970 et de la première augmentation significative du prix du bitume que le recyclage a réellement pris son essor afin d'optimiser les coûts de construction des chaussées. C'est à ce moment que commencent, pour des raisons économiques, les premières applications de recyclage des enrobés dans le revêtement de chaussée. Le recyclage des matériaux routiers est une impérieuse nécessité vis-à-vis de la protection de l'environnement : économie de ressources naturelles (granulats), d'espaces naturels (décharges), d'énergie, réduction des gaz à effet de serre. Tous les matériaux routiers sont recyclables. Ils peuvent être réutilisés, soit en centrale, soit en place. [14]

Il existe tout un éventail de techniques de recyclage dont le choix dépendra de la nature du matériau à réutiliser, de son mode de traitement, et de la destination finale du produit en résultant.

Le présent chapitre a pour objectif de recenser les différentes pratiques existantes en matière de réutilisation des matériaux de chaussée issus de couches de surface.

4.2. des enrobés bitumineux :

Les enrobés sont des mélanges composés d'environ 5 % de bitume et de 95 % de granulats.

Ce des matériaux recyclables, **mais surtout réutilisables** grâce à la capacité du bitume à retrouver ses caractéristiques physiques.

De ce point de vue, le bitume permet mieux que tout autre matériau de construction, de mettre en œuvre la règle des « **3 R** » :

- **R**éduire les déchets à la source;
- **R**éutiliser **ou** **R**employer les matériaux afin d'en prolonger la durée de vie;
- **R**ecycler les déchets pour d'autres usages.

Au niveau terminologique, il semble que l'aspect « réutiliser ou remployer » ait été inclus dans le terme de recyclage beaucoup plus connu.

Voici une précision terminologique apportée en ce qui concerne la distinction entre la « réutilisation » et le « recyclage » des chaussées souples :

- **la Réutilisation** des enrobés décrit un processus de réinsertion des **Granulats Bitumineux Récupérés (GBR)** dans des nouveaux mélanges avec la particularité que le vieux bitume et les granulats ont les mêmes fonctions que lors de leur application originale ;
- **Le Recyclage** des enrobés décrit un processus d'utilisation des **GBR** dans des structures de la chaussée autres que le revêtement. Les vieux granulats et le bitume sont alors destinés à des applications moindres que leur application originale. [15]

4.3. Le fraisage :

4.3.1. Définition :

La première étape du recyclage commence par des opérations de récupération par enlèvement, soit de « planage », de « micro-planage » et de « décohésionnement » de la chaussée. L'opération de planage s'effectue en couches sur des épaisseurs variant généralement de 50 à 100 mm, tandis que le décohésionnement permet de briser l'épaisseur complète de la chaussée. Cette dernière intervention produit un matériau s'appelle le **fraisât**. [15]



Figure 4.1. L'opération de fraisage.

Le fraisât est le matériau bitumineux qui on tirer après l'opération de fraisage, il est constitué de squelette granulaire, et de bitume.

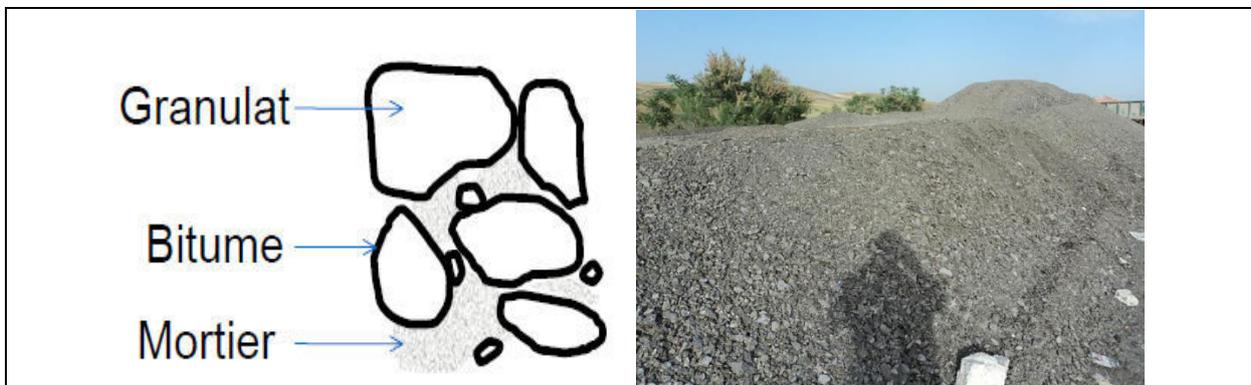


Figure 4.2. Le fraisât.

4.3.2. Le but de fraisage :

- Le fraisage permet de créer l'espace nécessaire correspondant à l'épaisseur du nouveau revêtement.
- Le fraisage effectué sur une épaisseur suffisante permet également d'éliminer les patrons de fissuration et de réduire la réflexion des fissures existantes dans le nouveau revêtement.
- De recycler les granulats et le bitume issus de l'opération.

4.4. Techniques des réutilisations de fraisât :

Il y a deux possibilité de réutiliser le fraisât :

- ✚ Par le retraitement ou le recyclage.
- ✚ Par l'utilisation à l'état brute.

4.4.1. Réutilisation de fraisât par recyclage :

4.4.1.1. Types de recyclage :

Plusieurs classifications des principaux types de recyclage peuvent être faites selon :

- l'endroit où est effectué le mélange,
- la température du processus,
- les caractéristiques du matériau à retraiter,
- le type de liant.

4.4.1.2. Selon l'endroit où est effectué le mélange :

➤ En place :

Les matériaux fraisés et le liant sont mélangés en place. Dans cette méthode les matériaux de la chaussée existante sont le constituant principal, parfois avec l'addition de granulats vierges.

Le liant est répandu en surface de la chaussée (dans le cas du ciment ou de la chaux) ou est injecté dans le matériel de retraitement (coulis de ciment, émulsion de bitume, mousse de bitume) et est mélangé intimement au matériau fraisé. De l'eau, est habituellement ajoutée pendant les phases de fraisage et de mélange.

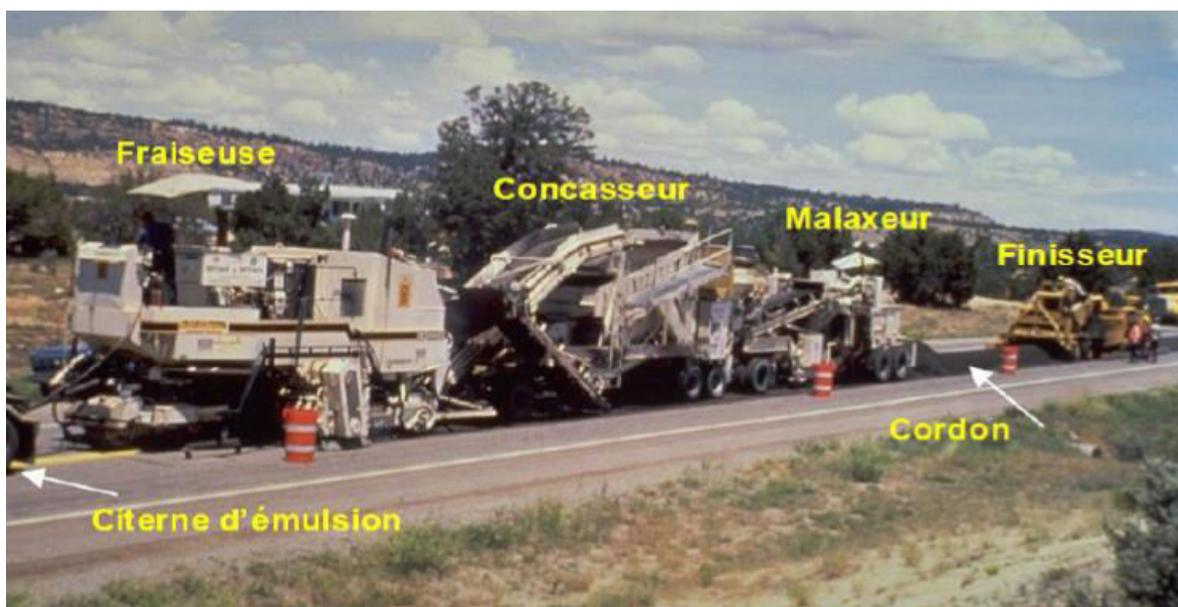


Figure 4.3. Train de retraitement en place.

➤ En centrale :

Le matériau fraisé est stocké, puis traité pour obtenir une granulométrie appropriée et mélangé en centrale pour former un nouveau matériau traité au ciment ou avec un liant bitumineux. Les malaxeurs peuvent être continus ou discontinus. Le matériel retraité est ensuite transporté sur le site où il est répandu et compacté mécaniquement.



Figure 4.4. Central des enrobés bitumineux pour le recyclage à chaud.

4.4.1.3. Selon la température du procédé :

➤ A froid :

Le retraitement à froid, sans chauffer les matériaux existants de la chaussée, est généralement effectué en place mais il peut également être exécuté en centrale fixe. Le retraitement ou le recyclage à froid peut être appliqué dans tous les contextes de trafic routier autant pour les autoroutes que les routes secondaires des milieux urbains et résidentiels. Lorsque les opérations sont complétées, le procédé devient une couche de base et l'intervention doit être finalisée par l'application d'une couche de roulement.

Finalement, le recyclage à froid améliore les capacités portantes de la chaussée et donne un produit souple qui constitue une excellente barrière contre la remontée de fissures. Cette intervention élimine les dégradations de la partie supérieure de la chaussée telles que :

- la fissuration ;
- les nids-de-poule ;
- le décollement ;
- les déformations et les ornières [16]



Figure 4.5. Réutilisation des enrobés bitumineux recyclés à froid.

➤ A chaud :

Quand le matériau est retraité en centrale, le fraisât est mélangé à chaud avec du bitume et de nouveaux granulats ajoutés pour corriger la granularité. Les mélanges contiennent habituellement moins de 40% de matériau recyclé, mais ils peuvent comporter jusqu'à près de 100% de recyclés. Quand le matériau est retraité en place à chaud, des machines de chauffage spéciales élèvent la température de la chaussée pour faciliter son fraisage et le mélange.

Ces techniques connues sous les noms de *thermorecyclage*, *thermoreprofilage* ou *thermorégénération* sont déclinées sous le seul vocable de **Thermorecyclage ou recyclage à chaud**, qui regroupe toute opération de recyclage d'enrobés bitumineux par chauffage, scarification du revêtement, malaxage avec ou sans ajouts (granulats pré-laqués ou non, liants, additifs, etc.) et remise en œuvre du mélange.

Cette technique présente, lors de la réalisation, le risque de dégagement de vapeurs et fumées et nécessite donc une attention et une signalisation particulières pour éviter tous risques d'accident [17].



Figure 4.6. Recyclage en place à chaud.

4.4.1.4. Selon les caractéristiques du matériau à recycler :

Le recyclage peut être limité à une couche relativement homogène (par exemple, une couche granulaire recouverte par un enduit superficiel ou par une épaisseur réduite de mélange bitumineux) ou elle peut concerner deux couches ou plus de matériaux différents (par exemple, une couche granulaire recouverte d'une épaisseur importante de mélanges bitumineux par suite de recouvrements successifs).

4.4.1.5. Selon le type de liant :

➤ Ciment :

Le dosage en ciment est ajusté pour obtenir une résistance au moins égale à celle d'un sol traité au ciment, bien que, selon les caractéristiques du matériau à retraiter et la teneur en ciment, des valeurs beaucoup plus élevées puissent être obtenues. Par exemple, dans le cas de matériaux granulaires relativement propres, les caractéristiques et la résistance du mélange après retraitement seront semblables à celles d'un grave traité au ciment.

➤ Chaux et ciment :

Avec les matériaux très plastiques, comme certaines couches de fondation granulaires polluées par des argiles, un traitement mixte chaux et ciment peut être adapté. Chaque liant a son rôle :

- La chaux floccule les particules fines, avec une réaction rapide d'échange ionique.
- La teneur en eau est réduite en même temps ;
- Le ciment augmente rapidement la résistance mécanique.

➤ **Emulsion de bitume :**

Le matériau fragmenté est mélangé à l'émulsion et à la quantité nécessaire d'eau. Une fois mis en place et compacté, le mélange obtenu a des caractéristiques comparables à celles d'une grave-émulsion ou d'un enrobé bitumineux dense à froid.

➤ **Mousse de bitume :**

La mousse est produite par l'injection d'une quantité contrôlée d'eau (habituellement, environ 2 à 3% en masse) et d'air dans le bitume chaud. La viscosité de bitume est ainsi nettement diminuée, ce qui permet le mélange avec le matériau de chaussée fraisé.

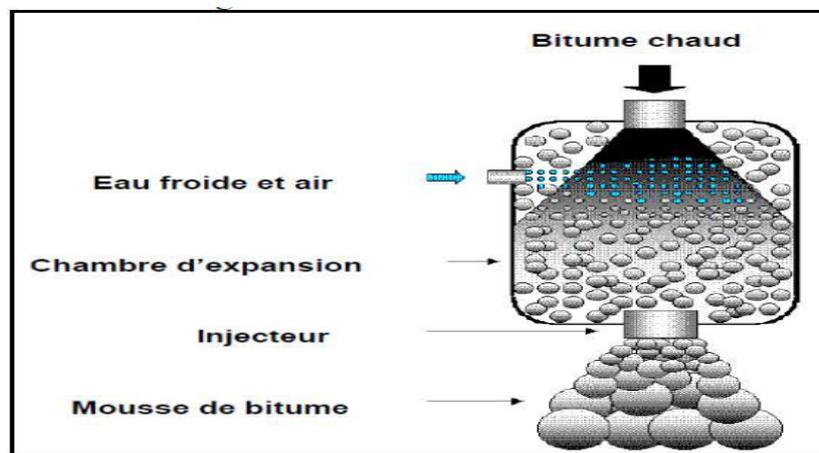


Figure 4.7. Schéma de production de la mousse de bitume.

➤ **Ciment et émulsion ou mousse de bitume :**

Avec la combinaison des deux liants, le but est d'obtenir un mélange ayant une résistance accrue mais, du fait de l'émulsion ou de la mousse de bitume et de la faible teneur en ciment, le mélange reste souple avec un retrait plus faible que celui des graves traitées au ciment.

➤ **Bitume :**

Le retraitement à chaud en centrale des enrobés recyclés utilise le bitume comme liant.

4.4.2. L'utilisation des fraisâtes à l'état brut :

L'utilisation des fraisâtes en état brut pour le revêtement des pistes des forêts est possible, seulement il s'avérera dangereux pour l'environnement (faune et flore), le fraisât étant composé de nombreux composants polluants.

Pour ce la des précautions sont à prendre pour la réutilisation des fraisâtes, afin de se garantir de toute pollution de l'environnement. Les fraisâtes sont très sensibles au gel et se délitent, la pluie contribuant ensuite à disperser les morceaux dans la nature qu'ils polluent.

Ces types de produits (graves traitées aux liants hydrauliques, bétons de ciment), avant réutilisation, nécessitent de passer par une installation de recyclage (tri, concassage, criblage) et de faire l'objet d'une identification préalable puis d'une étude de formulation qui

permettront d'en valider le réemploi envisagé (assises traitées, béton routier, remblais) ; ils seront si nécessaire stockés avant réemploi. [18].



Figure 4.8. Exemple de l'utilisation de fraisât brut (piste montagneuse, renforcement des remblais des routes).

4.5. Les avantages de recyclage :

Les avantages les plus reconnus du recyclage sont dans le domaine environnemental avec l'élimination de la mise au rebut des matériaux et la diminution de l'utilisation de ressources naturelles. Tout en cherchant à respecter l'environnement, le recyclage des enrobés doit aussi répondre à des éléments de performance technique et de rentabilité économique.

✚ Sur le plan environnemental :

Le recyclage des enrobés se traduit par :

- **une économie des ressources naturelles.** Il y a une diminution de l'utilisation de nouveaux matériaux tels que les granulats et le bitume. Le recyclage à froid permet également de diminuer la quantité d'enrobés chauds conventionnels nécessaires lors deréhabilitation de la chaussée.
- **une diminution de la quantité de rebuts :** Le recyclage des enrobés préserve la capacité de mise à décharge des municipalités afin d'y déposer les déchets qui sont plus difficilement recyclables ou réutilisables.
- **une diminution des gaz à effet de serre (GES).** Que ce soit par procédé à froid ou à chaud, le recyclage des enrobés diminue la quantité de GES émise.
- **une meilleure rentabilité énergétique.** Lorsque le cycle de vie complet des enrobés est considéré, le recyclage à chaud a une meilleure rentabilité énergétique que la fabrication et la mise en œuvre à partir de matériaux neufs. Quant au recyclage à froid, il consomme cinq fois moins d'énergie lors de l'opération de mise en œuvre routière que les enrobés à chaud conventionnels.
- **une économie de transport.** Lors de procédé de recyclage en place, il y a une diminution du transport et donc de l'usure et de la sollicitation du réseau adjacent nécessaire lors d'un apport de nouveaux matériaux.

✚ Sur le plan technique :

Différents avantages sont réalisés selon la technique de recyclage utilisée. Pour le recyclage à chaud, les avantages généralement rencontrés sont les suivants :

- amélioration de la résistance au désenrobage.
- amélioration à l'essai de tenue à l'eau du mélange. Les mélanges d'enrobés contenant des GBR répondent aux mêmes exigences de performance que les enrobés constitués

uniquement de matériaux neufs. Le seuil de recyclage généralement reconnu par les donneurs d'ouvrage est de 20 %.

- Pour le recyclage à froid en place, qui est une technique permettant uniquement la réhabilitation de chaussée, d'autres avantages techniques peuvent être observés :
- renforcement de la structure de la chaussée.
- élimination du patron de fissuration de la chaussée existante ;
- ralentissement de la remontée de fissure dans le revêtement de surface ;
- prolongation de la durée de vie de la chaussée

✚ Sur le plan économique :

Le taux de GBR utilisé lors du recyclage influence la rentabilité du procédé. Certaines techniques de recyclage et surtout, le recyclage à froid, permettent généralement une économie de coûts sur une intervention globale, notamment lors du transport des matériaux.

Globalement, l'utilisation stratégique des techniques de recyclage permet de réduire les coûts sur le cycle de vie complet de la chaussée.

Lors du recyclage à chaud des GBR, la rentabilité économique du recyclage des enrobés est reliée aux facteurs suivants :

- au taux d'utilisation des GBR.
- au coût actualisé des matériaux neufs.
- au coût de la mise en décharge de matériaux usés.
- au coût du procédé technique de recyclage utilisé. [15].

4.6. Cas spécifique : Recyclage d'un fraisât de la Route Nationale n°20 reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA :

4.6.1. Introduction :

On va étudier un cas de recyclage d'un fraisât d'origine : Route Nationale n°20 (RN 20) reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA, date de prélèvement est le 20/05/2015 sous format remanie de la couche de roulement enrobé de Béton bitumineux (BB 0/14).

Les fortes dégradations et déformations de la chaussée de La RN20 a obligé une opération du son fraisage et de son traitement.



Figure 4.9. Fraisât d'origine (RN 20 reliant EL-KHROUB - BOUNOUARA).

4.6.2. Préparation de l'échantillon :

✚ *Etape 1 : Le trempage :*

Pendant 24 h à l'aide d'un solvant (on a choisi l'ESSENCE comme solvant). Cette opération est réalisée selon le mode opératoire du L.T.P.Est



Figure 4.10. Trempage de l'échantillon.

✚ *Etape 2 : Le lavage :*

Le lavage se fait avec le solvant dans un plateau et se répète plusieurs fois jusqu'à l'élimination du bitume.



Figure 4.11. Opération de lavage de fraisât avec savon liquide.



Figure 4.12. Le lavage final.

4.6.3. Les essais réalisés sur le fraisât concerné :

Le LTP Est nous a pris en charge sur la réalisation de l'ensemble des essais selon le mode opératoire et la norme en vigueur concernant :

- Essais mécaniques.
- Essais physiques.
- Essais chimiques.

4.6.3.1. Essais mécaniques :

A : Fragmentation dynamique selon la norme NF EN 1097- 2 :

❖ Mode opératoire :

1- Mise en place de l'échantillon du poids $M = 350g$ dans le moule en le répartissant uniformément.

La granularité de l'échantillon soumis à l'essai est choisie de la classe granulaire 10/14 mm. Le nombre de chocs (COUPS) selon la norme pour cette classe est de **28 coups**.



Figure 4.13. Appareil de la fragmentation dynamique.

2- Recueillir et tamiser le granulat après essai sur le tamis de **1,60 mm**.

3- Peser le refus, soit "**m**" le résultat de la pesée.



Figure 4.14. L'échantillon après l'essai.

4- Le coefficient de fragmentation dynamique est par définition égal au rapport :

$$FD = 100 \times m/M$$

* **M** : La masse du matériau soumise à l'essai est constante.

* **m** : la masse des éléments inférieurs à 1,6 mm produits au cours de l'essai.

Le coefficient mesure le % de fragmentation, plus il est petit et plus la résistance à la fragmentation est grande.

❖ **Expression des résultats :**

$$M = 350 \text{ g}$$

$$m' = 288.5 \text{ g}$$

$$m = M - m' \implies m = 350 - 288.5 \quad m = 61.50 \text{ g}$$

$$FD = 100 \times \frac{m}{M} \implies FD = 100 \times \frac{61.5}{350} \quad FD = 17.57 \%$$

❖ **Analyse des résultats :**

A la lumière des résultats obtenus nous concluons que la résistance à la fragmentation dynamique "FDy" est conforme aux normes pour la fabrication des enrobés bitumineux selon les spécifications du Ministère des Travaux Publics en Algérie.

B : Essai Micro Deval Humide selon la norme NF EN 1091-1 :

❖ **Mode opératoire:**

1 -Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge abrasif relatifs à la classe granulaire choisie.

Tableau 4.1. - Charge de boulets suivant le type de classe granulaire.

Classe granulaire	Poids de l'échantillon (M)	Poids de la charge
6.3 - 10	500 g	4000

2 - ajouter 2.5 l d'eau dans le tambour.



Figure 4.15. Echantillon + les boulets, et l'eau dans le tambour.

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

3 - placer le couvercle et serrer les boulons de fixation. S'assurer que les cylindres sont étanches pendant leur rotation. Mise en route de l'essai en faisant effectuer à la machine **12.000 rotations** à une vitesse régulière de (100 ± 5) tr/min pour toutes les classes, soit deux heures.



Figure 4.16. Préparation du tambour pour essai et la mise en place dans l'appareille M.D.E

4 - Enlever le granulat après l'essai, Tamiser ensuite le matériau contenu dans le cylindre sur le tamis de **1,60mm**.

5 - Laver le refus à 1,60 mm dans un bac propre, égoutter et sécher à l'étuve jusqu'à poids constant.



Figure 4.17. Le lavage d'échantillon après 2 heures de rotation .

6 - Peser ce refus une fois séché, soit **m** le résultat de la pesée.



Figure 4.18. Le résultat de la pesée après le séchage de l'échantillon.

❖ Expression des résultats :

$$M = 500 \text{ g}$$

$$m = 430.3 \text{ g}$$

$$m' = M - m \quad \text{=====>} \quad m' = 500 - 430.3 \quad m' = 69.7 \text{ g}$$

➤ le coefficient MICRO DEVAL est calculé comme suit:

$$MDE (\%) = (m' / 500) \times 100 \quad \text{=====>} \quad MDE = (69.7 / 500) \times 100$$

$$MDE = 14 \%$$

4.6.3.2. Essais physiques :

✚ Analyse granulométrique selon la norme EN 933-1:

❖ Mode opératoire

1 - Sécher la prise d'essai à une température de $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante M_1 .



Figure 4.19. L'échantillon préparé pour granulométrie .

2 - On réalise ensuite un tamisage par lavage afin de séparer les éléments de dimension inférieure à **0.08mm** au cours de lavage, protéger le tamis 0.08mm par un ou deux tamis (1mm ou 2mm).

3 - Pour suivre le lavage jusqu'à ce que l'eau passant à travers le tamis 0.08 mm soit claire.



Figure 4.20. Le lavage de l'échantillon au tamis de 0.080mm.

4 - Sécher l'échantillon lavé à $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$.

5 - Laisser refroidir, puis peser jusqu'à masse constante M_2 .

6 - Le matériau sécher est versé sur une série de tamis choisis de telle manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas vers le haut.

7 - Le refus du tamis ayant la plus grande maille est peser soit R_1 .

8 - Le refus du tamis immédiatement inférieur est peser, soit R_2 la somme de $R_1 + R_2$ représente le refus cumuler sur le deuxième tamis.

9 - Cette opération est poursuivie pour tous les tamis, ceci permet de connaître la masse des refus cumulés R_n .

10 - La somme des refus cumuler mesurer sur les différents tamis et du tamisât sur le fond doit coïncider avec le poids de l'échantillon introduit en tête de colonne.

La perte éventuelle de matériaux pendant l'opération de tamisage ne doit pas excéder plus un de 1 % du poids total de l'échantillon.

11 - Calculer le pourcentage des fines (f) passant a travers le tamis 0.063 mm.

Tableau 4.2. Les résultats de tamisage des granulats .

Tamis (mm)	Poids refus	
	Poids (g)	% Passants
20	0.0	100.00
14	0.0	100.00
10	21.4	95.45
6.3	104.3	77.82
3.15	209.5	55.45
2	279.8	40.51
0.08	435.1	7.48 %

4.6.3.3. Essais chimiques:

✚ Essai d'extraction selon le MOP (KUMAGAWA) selon la norme EN 126971:

❖ Mode opératoire :

1 - Vérifier la température de l'étuve soit inférieur à 120 °c.

2 - Introduire l'échantillon à analyser dans l'étuve à la température spécifiée.



Figure 4.21. Mettre l'échantillon dans l'étuve à la température spécifiée.

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

- 3 - Placer le dans un plateau de référence qui soit de forme Platte et l'étaler soigneusement.
- 4 - Malaxer l'échantillon a l'aide d'une spatule en acier.
- 5 - procédé à la méthode du quartage pour prélever un échantillon homogène.
- 6 - Préparer la balance et vérifier sont état par rapport à son équilibre.
- 7 - Peser la cartouche spécifiée pour l'essai vide, et mentionner son poids noté « P_1 ».
- 8 - Faire remplir la cartouche pesée avec l'enrobé.
- 9 - Si c'est nécessaire secouer la cartouche pour bien la remplir en lui rajoutons le matériau (enrobé) bitumineux.
- 10 - Peser encor une fois la cartouche pleine avec enrobé bitumineux noté " P_2 ".

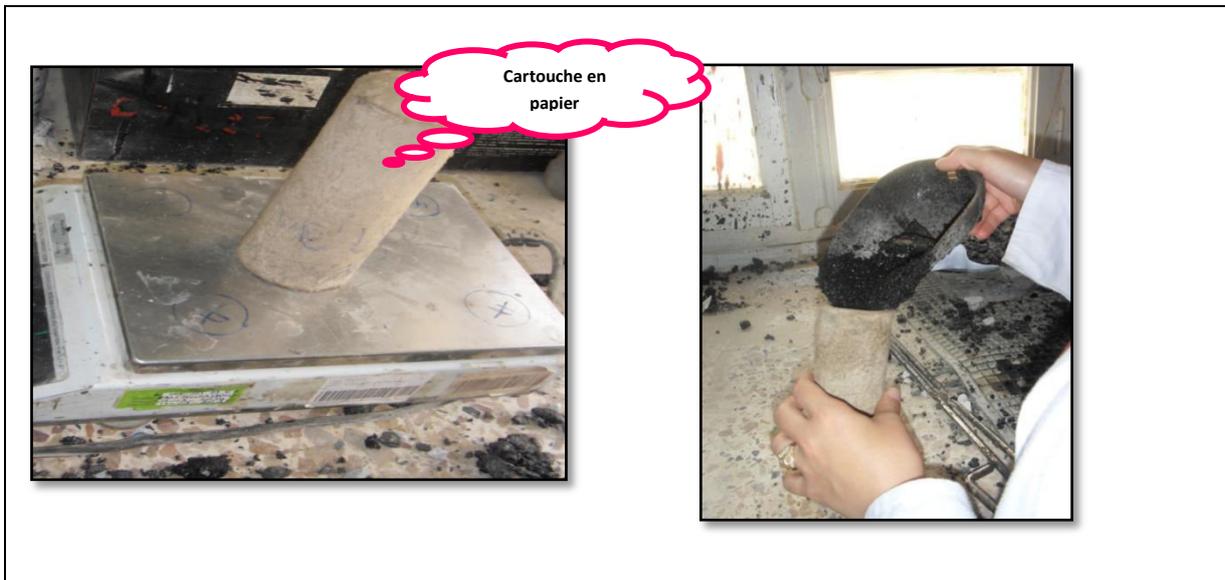


Figure 4.22. Le poids de la cartouche vide.

Figure 4.23. Le remplissage de la cartouche puis la secouer.

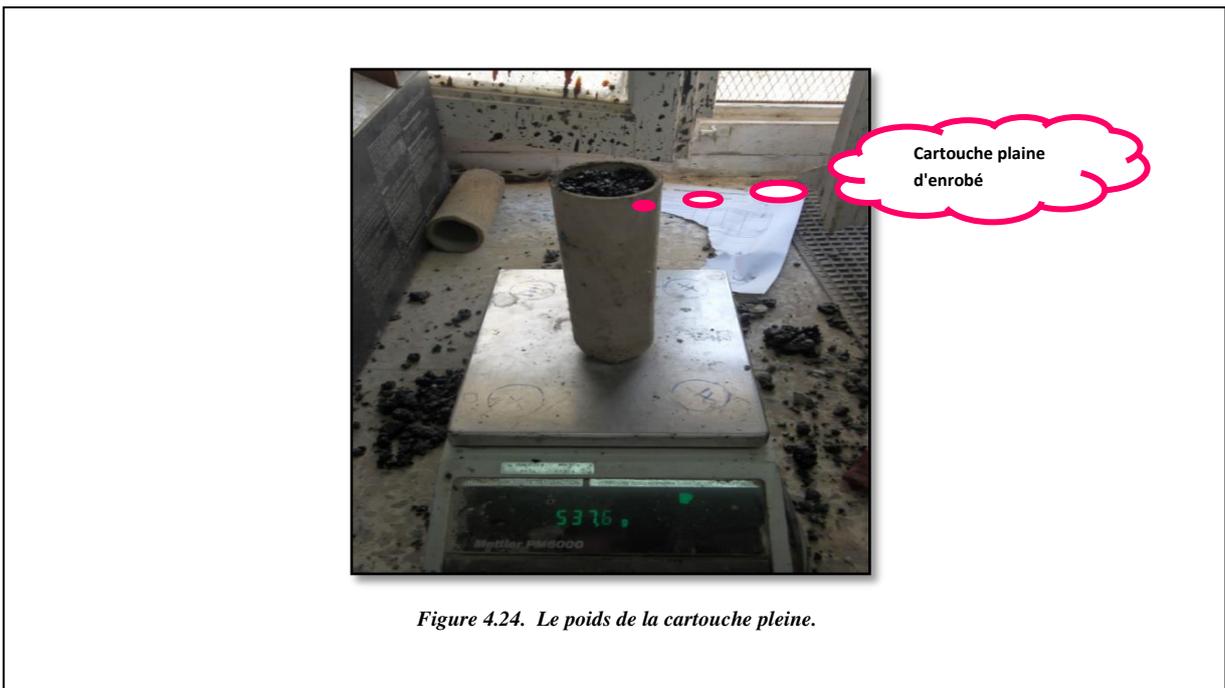


Figure 4.24. Le poids de la cartouche pleine.

11 - Ajuster l'appareille KUMAGAWA et faire remplir le ballon jusqu' à la moitié avec du (TOLUENE ou BENZENE).

12 - Placer la cartouche dans le panier métallique et le tous dans le ballon.

13 - Vérifier le circuit de refroidissement de l'eau qui coule au réfrigérant.

14 - Allumer l'appareille KUMAGAWA et laisser bouillir le BENZENE jusqu'à la dissolution du bitume de la cartouche (BENZENE de couleur claire).

15- Introduire dans une assiette propre la cartouche pleine dans l'étuve à une température de 120 °c jusqu'à obtention d'un poids constant à (0.05g prés) et peser ensuite la cartouche remplie soit = " P_3 ".



Figure 4.25. L'essai d'extraction à l'appareille KUMAGAWA.



Figure 4.26. Poids de l'échantillon après le séchage.

❖ Expression des résultats :

$$P_1 = 35.1 \text{ g}$$

$$P_2 = 538 \text{ g}$$

$$P_3 = 505.4 \text{ g}$$

$$P_{\text{de l'enrobé}} = 538 - 35.1 \implies P_{\text{de l'enrobé}} = 502.9 \text{ g}$$

$$P_{\text{granulat}} = 505.4 - 35.1 \implies P_{\text{granulat}} = 470.3 \text{ g}$$

$$P_{\text{bitume}} = 502.9 - 470.3 \implies P_{\text{bitume}} = 32.6 \text{ g}$$

➤ Calcule de la teneur en liant par rapport au granulat :

$$P_{\text{granulat}} \longrightarrow 100\%$$

$$P_{\text{bitume}} \longrightarrow x$$

CHAPITRE IV - RECYCLAGE DES ENROBES BITUMINEUX

$$x = \frac{32.6}{470.3} \times 100 \implies x = 6.93\%$$

La teneur en bitume = 6.93 %

➤ Calcul de la teneur en liant par rapport à l'enrobé :

$$P_{\text{enrobé}} \longrightarrow 100\%$$

$$P_{\text{bitume}} \longrightarrow x$$

$$x = \frac{32.6}{502.9} \times 100 \implies x = 6.48\%$$

La teneur en bitume = 6.48 %

➤ La courbe de mélange

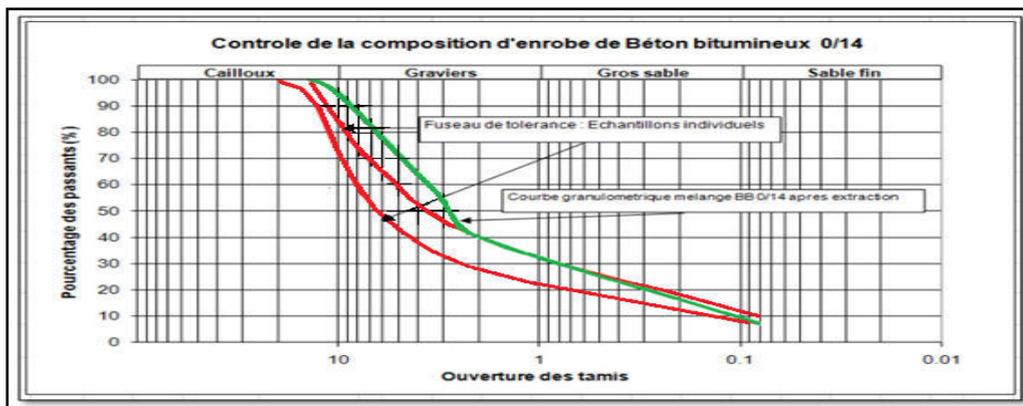


Figure 4.27. Fuseau de référence BB 0/14 et courbes granulométriques des échantillons.

D'après les paramètres suivants :

- | | | |
|--|---|----------------|
| 1- La teneur en liant (T.L) | } | par Extraction |
| 2- la teneur en fines (T.F) | | |
| 3- La courbe de mélange (C.M) | | |
| 4- Essai MICRO DEVAL (M.D.E) | | |
| 5- Essai FRAGMENTATION DYNAMIQUE (FDy) | | |

Tableau 4.3. Les résultats des essais et leurs spécifications selon M.T.P.

Paramètres		Spécification selon M.T.P	
T.L	6.93 %	5 % - 6 %	Non conforme
T.F	7.48 %	7 % - 10 %	Conforme
C.M	/	Fuseau	Non conforme
M.D.E	14 %	≤ 20%	Conforme
F.Dy	17.57 %	≤ 20%	Conforme

On remarque les résultats suivants :

- 1- T. L : Excès de bitume
- 2- Courbe de mélange : déficit dans les fractions 3/8 et 8/15

Remède

Pour le réutiliser il faut d'abord diminuer le pourcentage de bitume et d'augmenter la fraction granulaire 3/8 et 8/15.

Résultat

D'après les essais précédentes on constate que :

- ✓ Les agrégats du fraisât étudié ont maintenu leurs bonnes caractéristiques avant l'usage.
- ✓ Les enrobés provenant d'une ancienne chaussée. Dénommés «fraisâts», sont recyclables à 100 %.

4.7. Conclusion :

Le recyclage est applicable à tous les types de matériaux de chaussées. Les techniques de recyclage au bitume chaud sont parvenues à maturité. Les enrobés contenant une part de recyclât se comportent de manière entièrement satisfaisante, y compris à long terme.

Les recyclages à l'émulsion donnent aussi d'excellents résultats, mais cette filière est encore en phase d'évolution et d'innovations.

Les recyclages au liant hydraulique ne doivent pas être oubliés, car susceptibles de fournir des solutions spécifiques intéressantes.

Enfin, l'intérêt du recyclage ne fera que se renforcer à l'avenir, avec l'enchérissement des matières premières et l'attention croissante (heureusement) portée à la présentation de l'environnement [19].

CHAPITRE V

MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS

CHAPITRE V : MODELISATION A L'AIDE DE PLAXIS RESULTATS ET INTERPRETATION

5.1. Introduction:

L'Évolution actuelle de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques, l'ingénieur a recours aux méthodes numériques qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

5.2. Définition de la méthode des éléments finis:

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées aujourd'hui pour résoudre effectivement ces équations. Elle nécessite l'utilisation intensive de l'ordinateur.

C'est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique: problèmes stationnaires ou non stationnaires, linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur. La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique

5.3. Le Logiciel Plaxis:

Plaxis est un programme articulé autour des éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calcul, Output et Curves) [20]

5.4. Plaxis et son originalité:

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant. Il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Conçu par des

géotechniciens numériques, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide.

Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [21]

5.4.1. Option par défaut, Solution approchées:

Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous:

5.4.2. Entrée des données:

Définition graphique de la géométrie du modèle: La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

Génération automatique du maillage:

Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

Conditions aux limites:

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

Chargement:

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

5.4.3. Comportement du sol:

✚ Base de données des propriétés des matériaux:

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

✚ Régime d'écoulement permanent:

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

✚ Calcul du réseau d'écoulement:

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

✚ Surpressions interstitielles:

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

5.4.4. Fonctions des calculs:

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

5.4.5. Analyse des résultats:

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

5.4.6. Déformation:

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales.

5.4.7. Contraintes:

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

5.5. Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis:

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écouvissage ou spécifiques aux sols mous, etc

Lois de comportement élastoplastique:

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

A. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, **E**, et le coefficient de Poisson **v**. Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. E et v sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique **K** et le module de cisaillement **G**,

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la (figure 5.1).

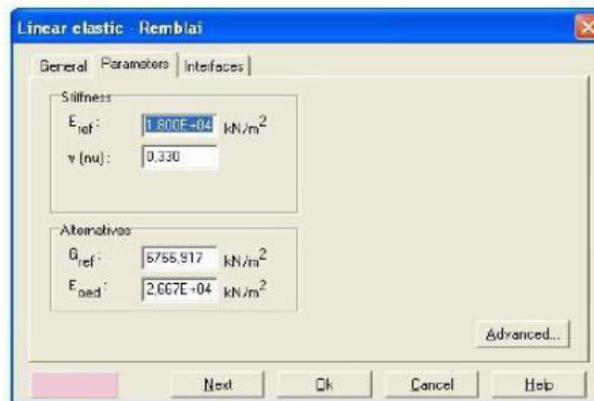


Figure 5.1. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la (figure 5.2):

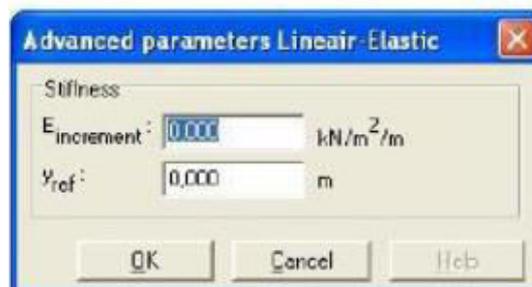


Figure 5.2. Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{ref}} + (y_{\text{ref}} - y) E_{\text{increment}} \text{ avec } y < y_{\text{ref}}$$

$E_{\text{increment}}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur y_{ref} [m]

B. Modèle de Mohr-Coulomb:

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (5.2)$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 5.3).

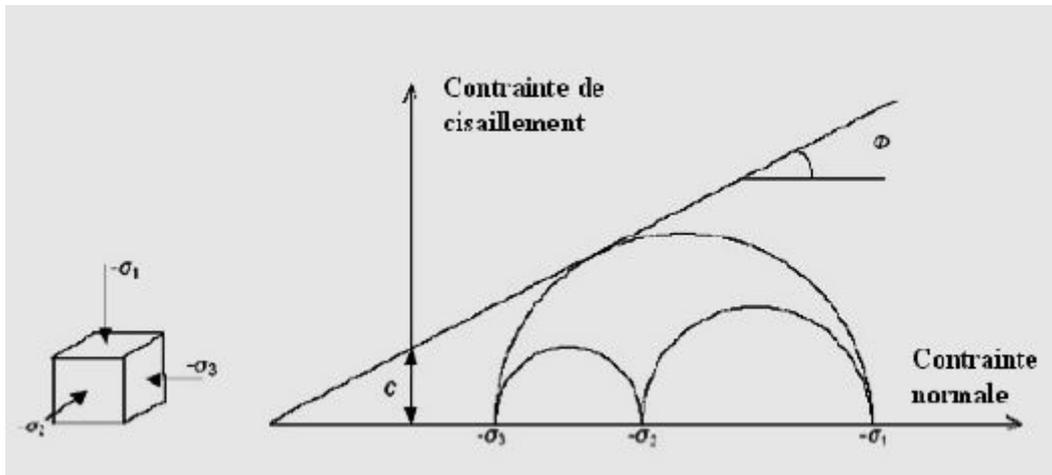


Figure 5.3. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 5.4) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

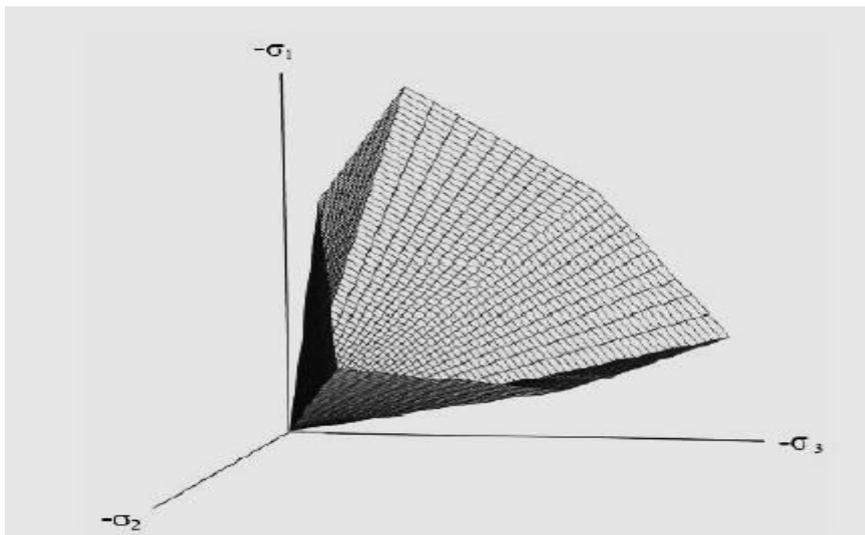


Figure 5.4. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 5.5). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce

sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Mohr-Coulomb - argile

General Parameters Interfaces

Stiffness

E_{ref} : 6000,000 kN/m²

ν (nu) : 0,000

Strength

c_{ref} : 20,000 kN/m²

ϕ (phi) : 15,000 °

ψ (psi) : 0,000 °

Alternatives

G_{ref} : 3000,000 kN/m²

E_{oed} : 6000,000 kN/m²

Velocities

V_s : 38,340 m/s

V_p : 54,220 m/s

Advanced...

SoilTest

Next OK Cancel

Figure 5.5. fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

- Module de Young "E":

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture **figure 5.6**.

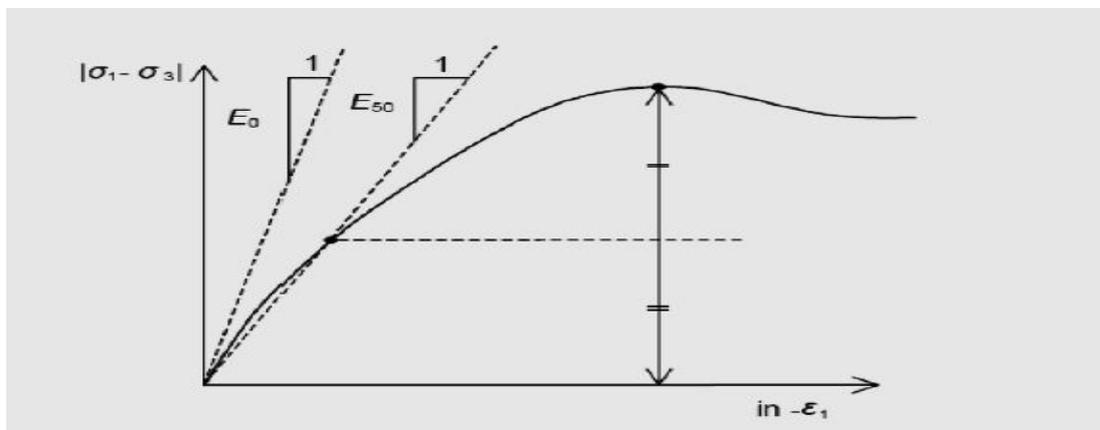


Figure 5.6. Définition du module à 50 % de la rupture.

- Coefficient de Poisson " ν ":

- Angle de frottement " ϕ ":

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

- Cohésion " c ":

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

- L'angle de dilataance " ψ ":

L'angle de dilataance ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \nu - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilataance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

- Les contraintes de traction:

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 6.4). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

- Les paramètres avancés:

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure : 5.7)

Section	Parameter	Value	Unit
Stiffness	E_increment	0,000	kN/m ² /m
	Y_ref	0,000	m
Strength	c_increment	0,000	kN/m ² /m
	Y_ref	0,000	m
Strength	Tension cut off	<input checked="" type="checkbox"/>	
	Tensile strength	0,000	kN/m ²
Undrained behaviour	Standard settings	<input checked="" type="radio"/>	
	Manual settings	<input type="radio"/>	
	Skempton-B	0,987	
	ν _u	0,495	
Undrained behaviour	K _{w,ref} / n	1,740E+06	kN/m ²
	C _{v,ref}	N/A	m ² /day
Consolidation	C _{v,ref} =	$\frac{k_y \cdot E_{oed}}{\gamma_w}$	
	Buttons	Default, OK, Cancel	

Figure 5.7. Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

5.6. Modélisation A L'aide De Plaxis Résultats Et Interprétation :

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre projet.

Dans cet exemple, on se propose d'étudier la stabilité d'un talus renforcé par géogridde encapsulé avec des minces couches de fraisat de béton bitumineux (technique de sandwich) et voir l'influence de l'espacement vertical entre les géogriddes et ainsi l'effet de la hauteur du remblai sur le coefficient de sécurité.

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel PLAXIS PROFESSIONNEL 8.6.

5.6.1. Définition de la géométrie et les propriétés des matériaux :

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Eléments à 15 nœuds pour le maillage du sol.
- Hypothèse de déformation plane.
- Unités : m, kN, s.

5.6.1.1. Géométrie du modèle:

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la **figure 5.8**. Il est composé de deux couches : couche de fondation ayant une hauteur de 6m et une couche de remblai ayant une hauteur de 12m avec une pente de 56° , l'épaisseur de la couche de fraisat est de 0,3m, l'espacement vertical entre les géogriddes est de 1m.

La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage. Concernant les conditions aux limites, les déplacements à la base du modèle sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale, alors que seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux.

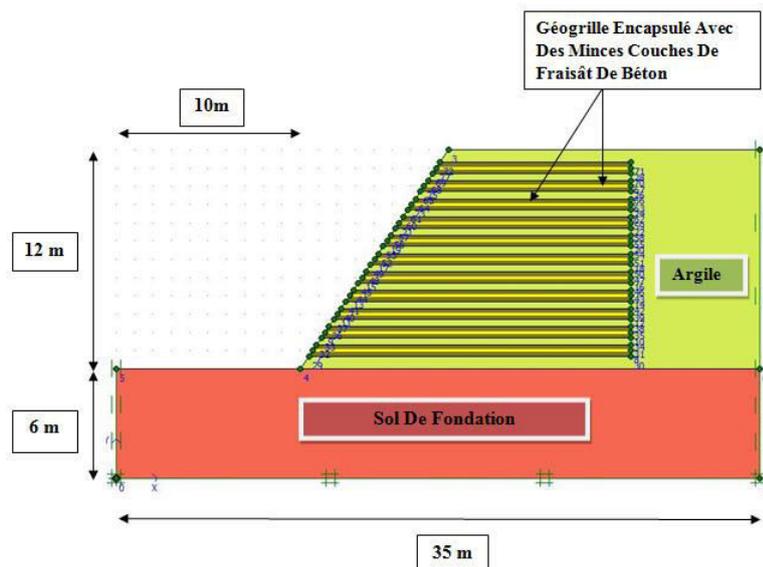


Figure 5.8. Géométrie et composants du modèle numérique.

5.6.1.2. Caractéristique des matériaux et des interfaces:

Tableau 5.1. Caractéristiques géotechniques du sol.

Paramètres	Sol de fondation	argile	Fraisât de béton bitumineux	
Modèle et type de comportement	Mohr-Coulomb drainé	Mohr-Coulomb drainé	Mohr-Coulomb drainé	
Poids volumique apparent γ_{unsat} en [kN/m3]	20	20	11.65	
Poids volumique saturé γ_{sat} en [kN/m3]	20	20	23.21	
Module d'Young E en [kN/m2]	5,000E+04	6,000E+03	42456.88	
Coefficient de Poisson ν	0	0.2	0.2	
Cohésion C en [kN/m2]	200	20	0	
Angle de frottement ϕ en degrés (°)	45	15	1 ^{er} cas	2eme cas
			35°	40°
Angle de dilatance ψ en (°)	15	0	1 ^{er} cas	2eme cas
			5	10
Facteur de rigidité de l'interface Rinter	0,9	0,9	0.9	

5.6.1.3. Justification des données de fraisât de béton bitumineux :

✚ **Sa cohésion :** Le fraisât est un matériau pulvérulent donc $c' = 0$.

✚ **Angle de frottement :** $\phi' = 36^\circ + \phi'_1 + \phi'_2 + \phi'_3 + \phi'_4$

compacité	ϕ'_1	- 6° 0° +6°	Lâche : $I_D=0.4$ Moyen : $I_D=0.6$ Serré : $I_D=0.9$
Forme et rugosité des grains	ϕ'_2	+1° 0° -3° -5°	Aigu Moyen Arrondi sphérique
Grosseur des grains	ϕ'_3	0° +1° +2°	Sable fin $0.06mm < D_{10} < 0.2mm$ Gravier $0.6mm < D_{10} < 2mm$ Gros gravier $D_{10} > 2mm$

Répartition granulaire	ϕ'_4	-3°	Uniforme $C_u \leq 2$
		0°	Moyenne $2 < C_u < 5$
		$+3^\circ$	Étalée $C_u \leq 5$

Tableau 5.2. Influence des caractéristiques physique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent

Dans notre cas on a :

- ✓ Compacité moyenne $\longrightarrow I_D=0.6 \longrightarrow \phi'_1=0^\circ$
- ✓ Forme et rugosité des grains moyenne $\longrightarrow \phi'_2=0^\circ$
- ✓ Grosseur des grains $\begin{cases} \longrightarrow 1^{er} \text{ cas : gros gravier } \phi'_3=+2^\circ \\ \longrightarrow 2^{eme} \text{ cas : gravier } \phi'_3=+1^\circ \end{cases}$
- ✓ Répartition granulaire $\begin{cases} \longrightarrow 1^{er} \text{ cas : uniforme } \phi'_4=-3^\circ \\ \longrightarrow 2^{eme} \text{ cas : étalée } \phi'_4=+3^\circ \end{cases}$

Donc on obtient deux ongles de frottement selon les deux cas:

- 1^{er} cas $\phi' = 36^\circ + 2^\circ - 3^\circ = 35^\circ$
- 2^{eme} cas $\phi' = 36^\circ + 1^\circ + 3^\circ = 40^\circ$

Angle de dilataance ψ :

- Dans les cas on a $\phi > 30^\circ$ $\begin{cases} \longrightarrow 1^{er} \text{ cas : } \psi = \phi - 30^\circ = 35^\circ - 30^\circ = 5^\circ \\ \longrightarrow 2^{eme} \text{ cas } \psi = \phi - 30^\circ = 40^\circ - 30^\circ = 10^\circ \end{cases}$

Poids volumique apparent : γ_{unsat} en $[kN/m^3] = 11.6$ [22]

Poids volumique saturé : γ_{sat} en $[kN/m^3] = 23.21$ [22]

Module d'Young E : en $[kN/m^2] = 42456.88$ [22]

Le coefficient de poisson : $\nu = 0.2$ [23]

5.6.1.4. Caractéristiques des géogrilles:

Dans le cas d'une modélisation numérique au moyen de Plaxis, une seule propriété est nécessaire, à savoir la rigidité axiale. Pour la présente étude, on a opté pour un type de géogrille dont les caractéristiques sont données dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3. Caractéristiques du geogrille.

Type de géogrille	Elastique
Rigidité axiale	EA=1500 kN/m
Déformation de la géogrille	25%

5.6.1.5. Procédure de calcul:

Cette analyse est réalisée à partir d'un calcul plastique, préconisé pour effectuer un calcul en déformation élastoplastique selon la théorie des petites déformations.

- Remise à zéro des déplacements a été effectuée, pour qu'il n'y ait pas d'effet de la gravité -
- Activation de l'option (Deleteintermediatesteps).

- On revient au menu « Calculation » pour lancer les calculs de la phase y afférente.
- À la fin de chaque phase de calcul plastique, une analyse de sécurité est réalisée selon la méthode «Phi/c réduction ».

5.6.1.6. Processus de construction et Méthodologie de la Modélisation:

Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en construisant par étapes successivement les différents constituant du modèle : sol en argile/couche de fraisat/nappe de géogridde/couche de fraisat et ainsi de suite ; ceci conformément à l'ordre des étapes de construction du remblai réel.

La première couche de fraisat de renforcement est toujours installée à l'altitude de 0.7 m sur la première couche de sol d'argile.

En suite, des nappes de géogridde sont installées selon l'espacement de renforcement.

Par exemple, l'ordre de modélisation d'un mur avec un espacement de renforcement égal à 1m comprend les étapes suivantes:

Étape 1: Mise en place d'une couche de remblai en sol argileux

Étape 2: Mise en place d'une couche de fraisat d'une épaisseur de 0,3m.

Étape 3 : Installation de la première nappe de géogridde.

Étape 4: Mise en place d'une couche de fraisat d'une épaisseur de 0,3m.

Étape 5: Mise en place d'une deuxième couche de remblai en sol argileux.

Étape 6: Mise en place d'une couche de fraisat d'une épaisseur de 0,3m.

Étape 7: Mise en place d'une deuxième nappe de géogridde.

Étape 8: Mise en place d'une couche de fraisat d'une épaisseur de 0,3m.

Ces étapes seront répétées plusieurs fois jusqu'à ce que la hauteur du talus soit atteinte.

Les résultats de l'analyse par éléments finis ont été évalués de deux façons :

- ❖ Une première phase appelée phase de construction par étapes qui peut être considéré comme l'état de service (condition de travail).
- ❖ Une deuxième phase appelée la phase de « Phi/c réduction » qui peut être considérée comme la condition de rupture.

5.6.1.7. Finesse du maillage:

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et à la mécanique des matériaux présents (hétérogénéité des matériaux).

L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques (voir figure 5.9).

Le maillage doit se faire à la base des considérations suivantes :

- Toutes les symétries compatibles avec le problème mécanique (géométrie, conditions aux limites, chargements) doivent être utilisées afin de réduire la taille du système étudié.

- Le maillage doit être suffisamment fin dans les zones où la variation des contraintes est très importante.
- Dans les zones moins sollicitées, en revanche, des éléments de taille plus importante doivent être mis en place pour atteindre les frontières extérieures

Les limites latérales du maillage doivent être fixées à une distance suffisante des zones finement maillées, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur son comportement. La discrétisation du modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 15 nœuds (figure 5.9),

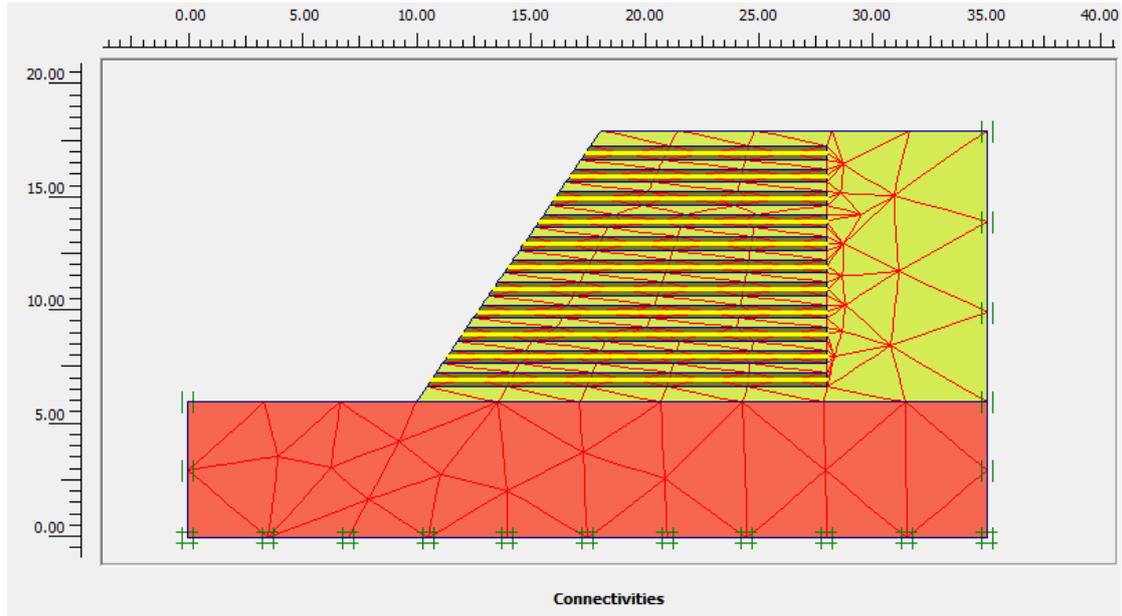


Figure 5.9. Le maillage du modèle numérique.

5.6.2. Influence de l'utilisation de géogrille encapsulé avec des minces couches de fraisât $\phi'35^\circ$ (Technique de sandwich) sur les mécanismes de rupture:

5.6.2.1. Cas du remblai argileux (C): Pour une hauteur du talus de H=12m:

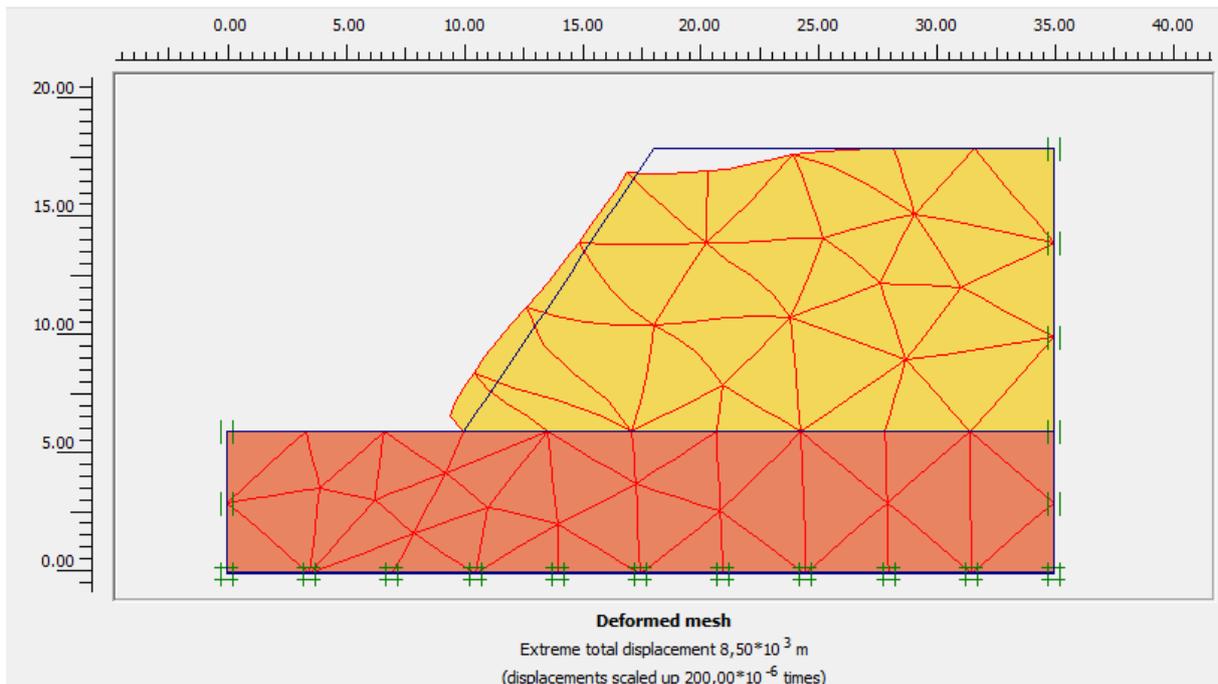


Figure 5.10. Déformation du maillage du remblai argileux pour H=12m.

On remarque que dans la situation d'un remblai de sol argileux et pour une hauteur de $H=12\text{m}$, le coefficient de sécurité est de $F_s= 0.850$.

De ce fait on peut conclure que le remblai est instable, ce qui nécessite son renforcement pour améliorer le coefficient de sécurité.

5.6.2.2. Cas du remblai argileux renforcé par géogridle CG :

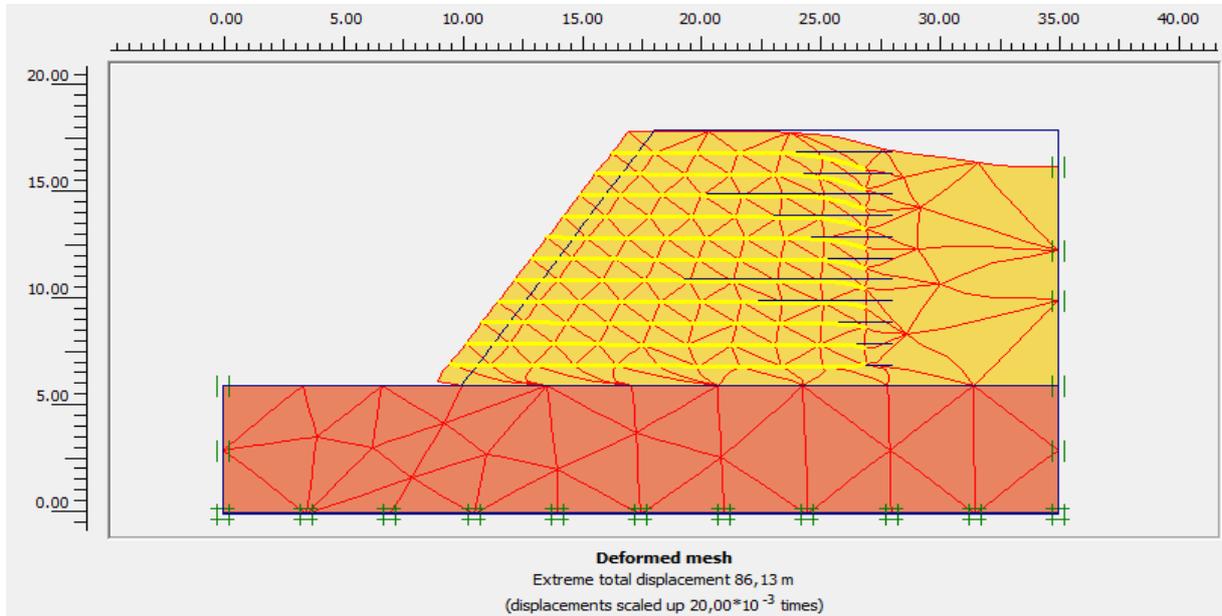


Figure 5.11. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par géogridle (pour $H=12\text{m}$ et $S_v=1\text{m}$)

Dans le cas d'un remblai renforcé par des nappes de géogridles (pour $H=12\text{m}$ et $S_v=1\text{m}$), le coefficient de sécurité est de: $F_s= 1.7035$. De ce fait on peut conclure que le remblai est stable.

5.6.2.3 Cas du remblai argileux renforcé par géogridle encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique de Sandwich) CGS :

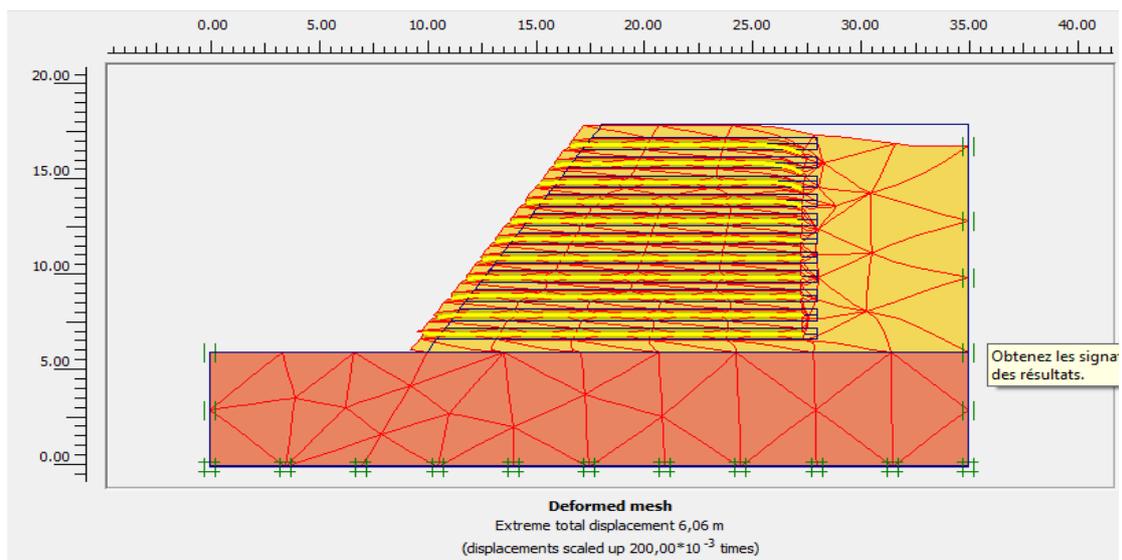


Figure 5.12. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par la nappe de géogridle encapsulé avec des minces couches de fraisât (Technique CGS) (pour $H=12\text{m}$ et $S_v=1\text{m}$).

Dans ce cas du remblai argileux renforcé par géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique de Sandwich CGS), le coefficient de sécurité est de : $F_s = 1.5943$.

De ce fait on peut conclure que le remblai est stable aussi. Seulement, comme l'illustre le graphe de la figurée 5.13, on remarque que le mode de renforcement (CG) est plus performant.

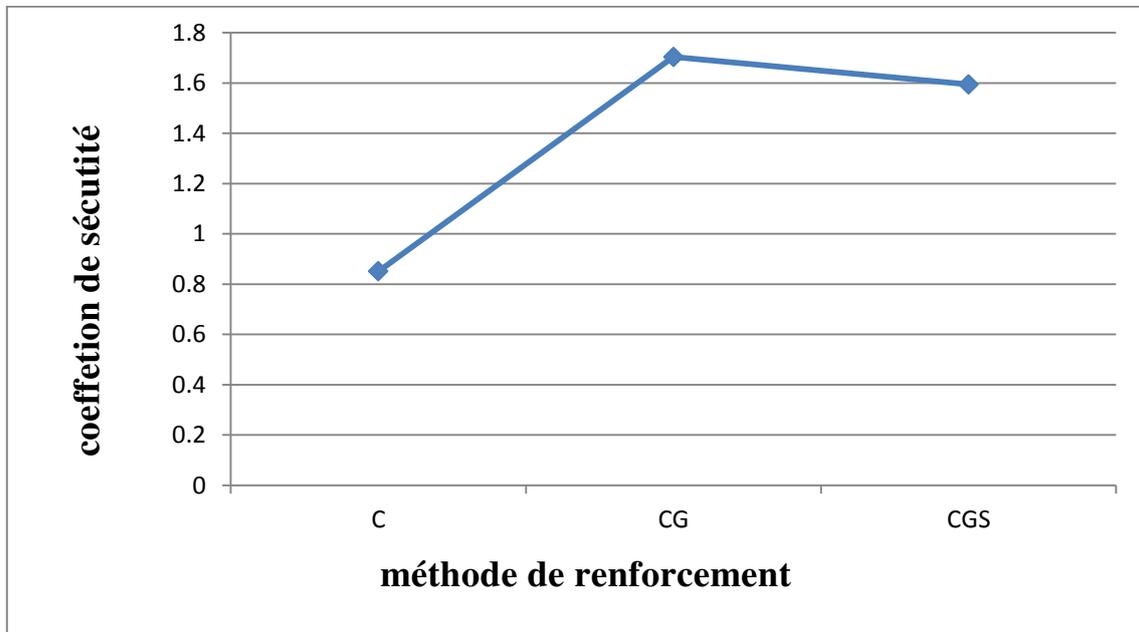


Figure 5.13. Evolution du coefficient de sécurité en fonction des méthodes de renforcement pour ($H=12$ et $S_v=1m$).

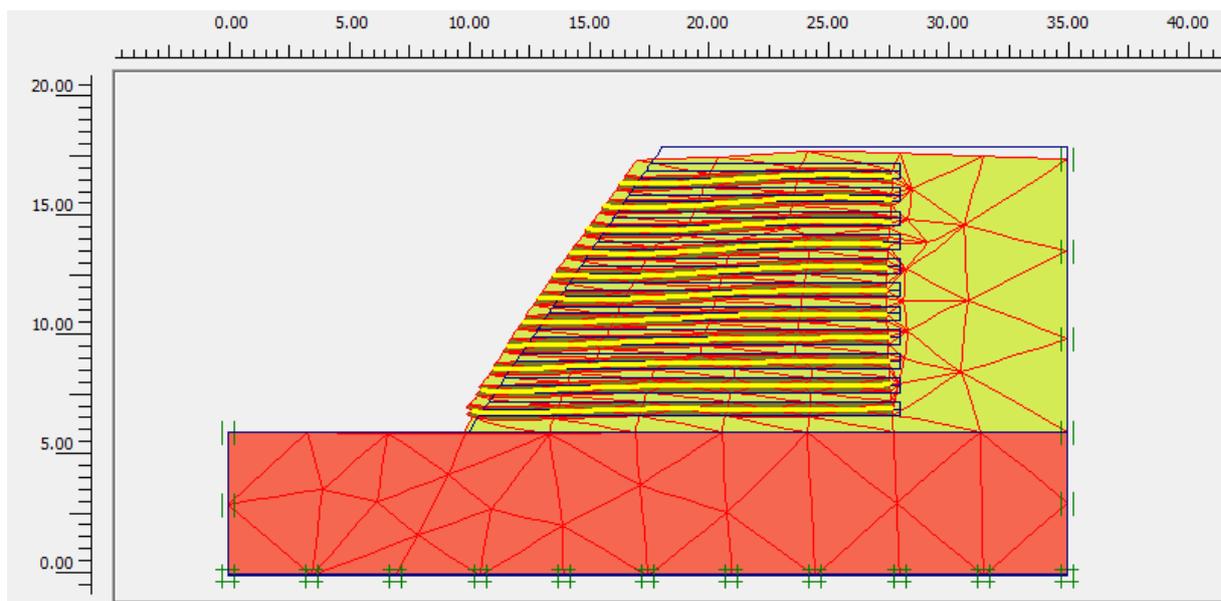
5.6.3 Effet de l'espacement vertical des Géogriddes:

Cet aspect est traité pour le cas du remblai argileux renforcé par géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique de Sandwich CGS).

Les résultats obtenus se présentent comme suit:

✚ L'espacement $S_v = 1 m$

(a)- Phase de déformation:



(b)- phi/c réduction :

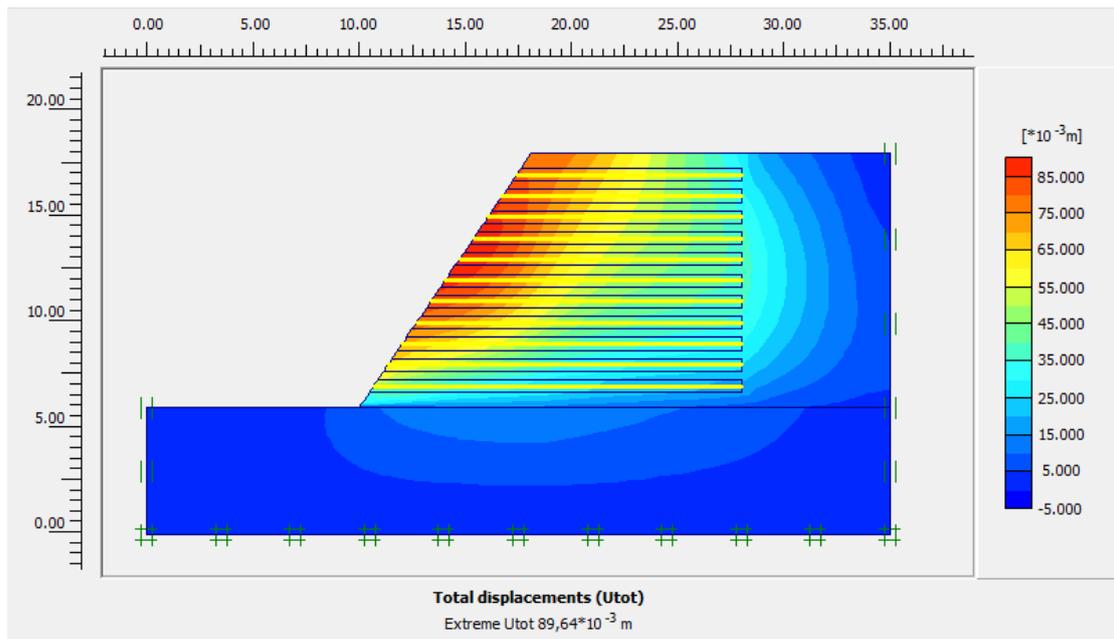


Figure 5.14. Les déplacements totaux pour $H=12\text{m}$ et $S_v = 1 \text{ m}$ (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)

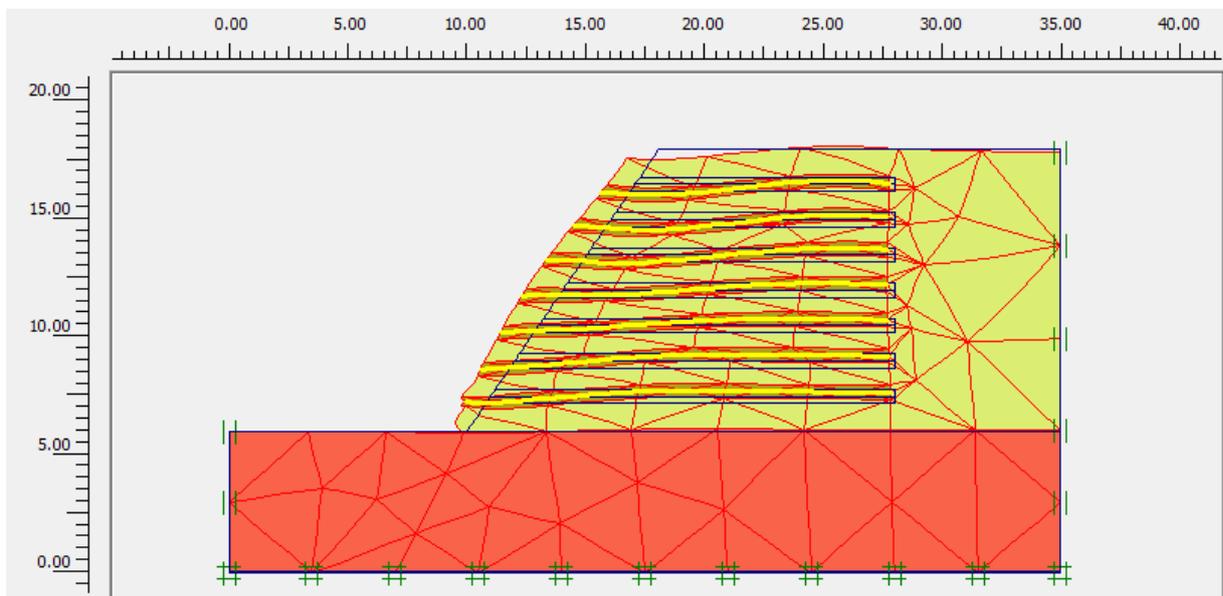
❖ Discussion:

Déplacement : $89,64 \times 10^{-3} \text{ m}$

Le coefficient de sécurité est de: $F_s=1.5943$.

✚ L'espace $S_v = 1,5 \text{ m}$:

(a)- Phase de déformation :



(b)- ϕ/c réduction :

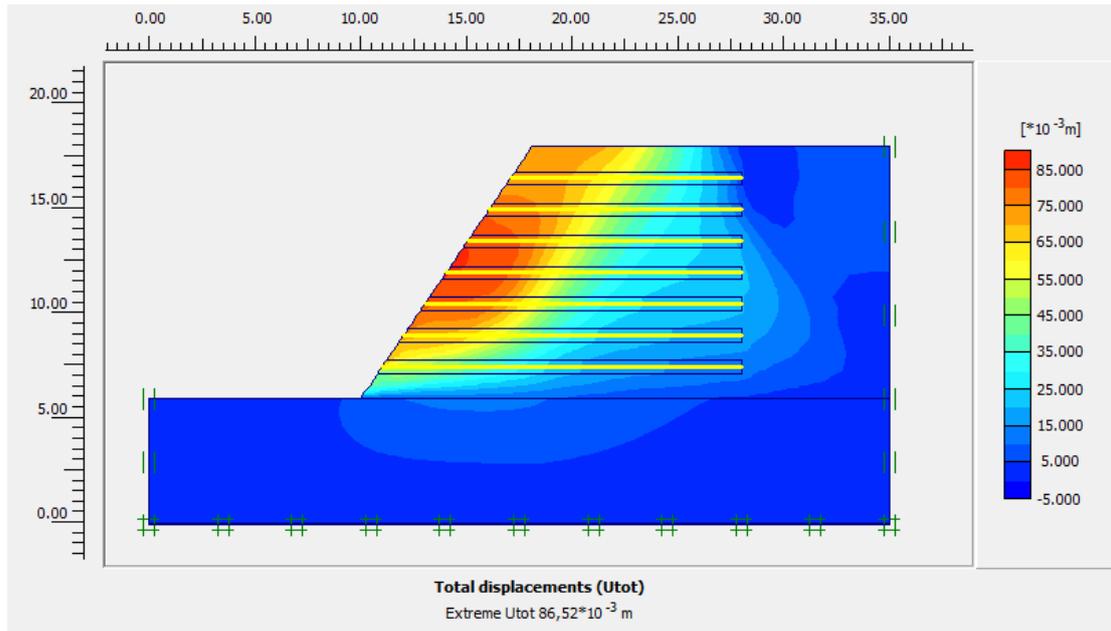


Figure 5.15. Les déplacements totaux pour $H=12m$ et $S_v = 1,5 m$ (a- Phase de déformation) – (b- ϕ/c réduction).

❖ **Discussion:**

Déplacement : $86,52 \times 10^{-3} m$

Le coefficient de sécurité est de: **Fs=1.5872.**

Comme l'illustre le graphe de la figure 5.16, l'évolution du coefficient de sécurité est inversement proportionnelle à l'espacement entre les nappes de sandwich : Il augmente lorsque l'espacement diminue.

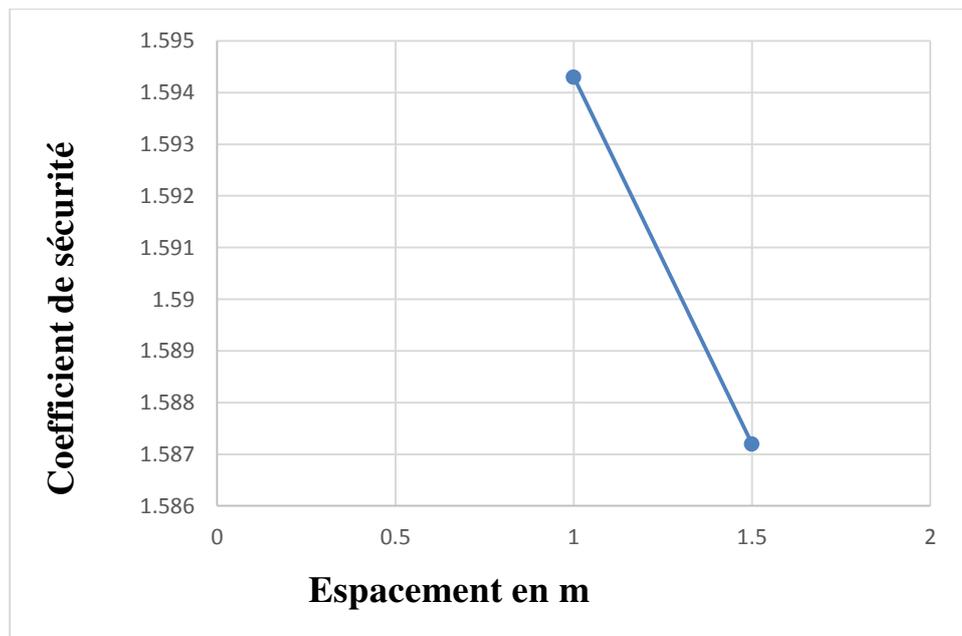
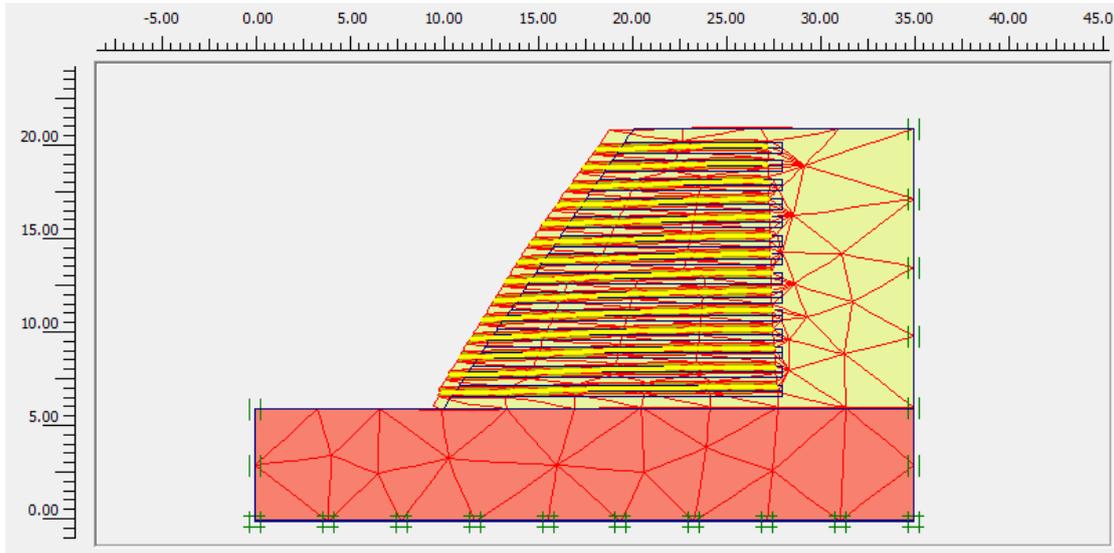


Figure 5.16. Évolution du coefficient de sécurité en fonction des espacements (pour $H=12m$)

5.6.4. Effet de la hauteur du remblai:

✚ Pour $H = 15\text{m}$ et $S_v = 1\text{m}$:

(a)- Phase de déformation :



(b)- phi/c réduction :

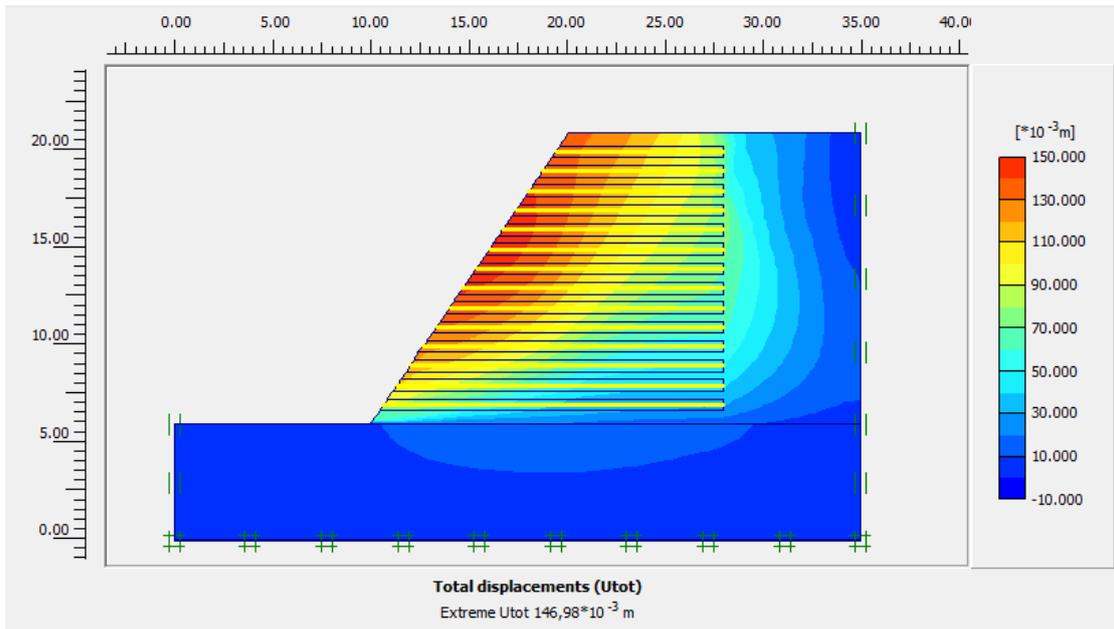


Figure 5.17. Les déplacements totaux pour $H=15\text{m}$ et $S_v = 1\text{m}$ (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction).

❖ Discussion:

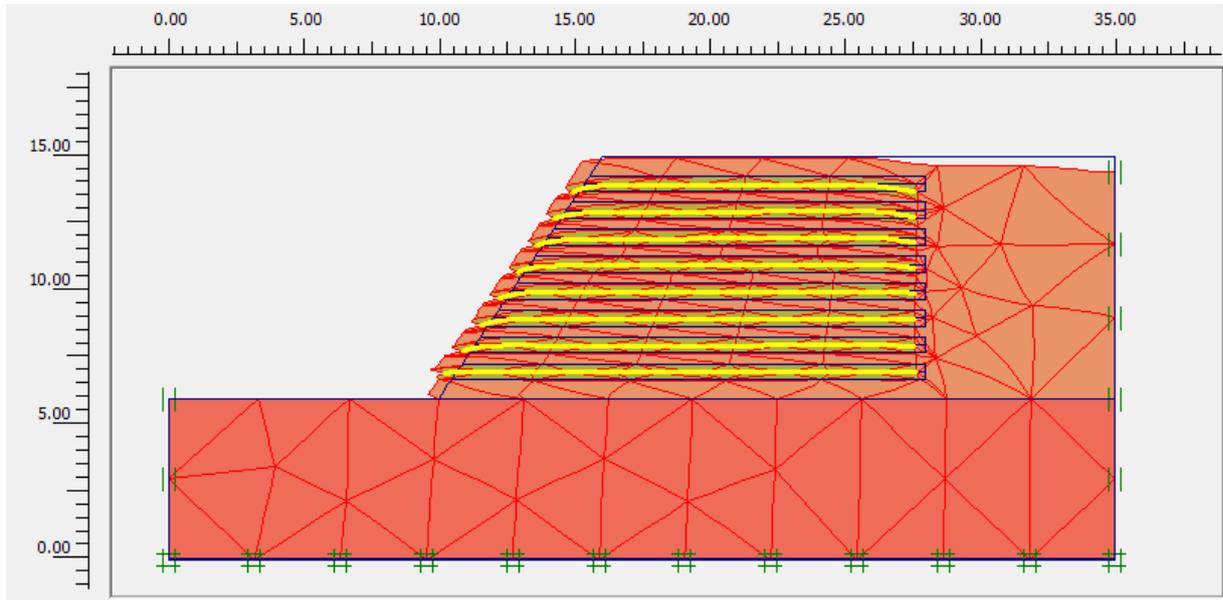
Pour des hauteurs du remblai de $H=15.0\text{ m}$, le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour (pour $S_v=1\text{m}$) est de $146,98 \times 10^{-3}$ et le coefficient de sécurité est de: $F_s=1.289$.

En comparant ces résultats avec ceux obtenus avec une hauteur de 12m et un espacement similaire (de déplacement maximal : $89,64 \times 10^{-3}$ met le coefficient de sécurité est de:

$F_s = 1.5943$, on remarque que pour un même espacement des renforcements, l'évolution du coefficient de sécurité est inversement proportionnel à la variation de la hauteur.

✚ Pour $H = 9\text{m}$ et $S_v = 1\text{m}$:

(a)- Phase de déformation :



(b)- ϕ/c réduction :

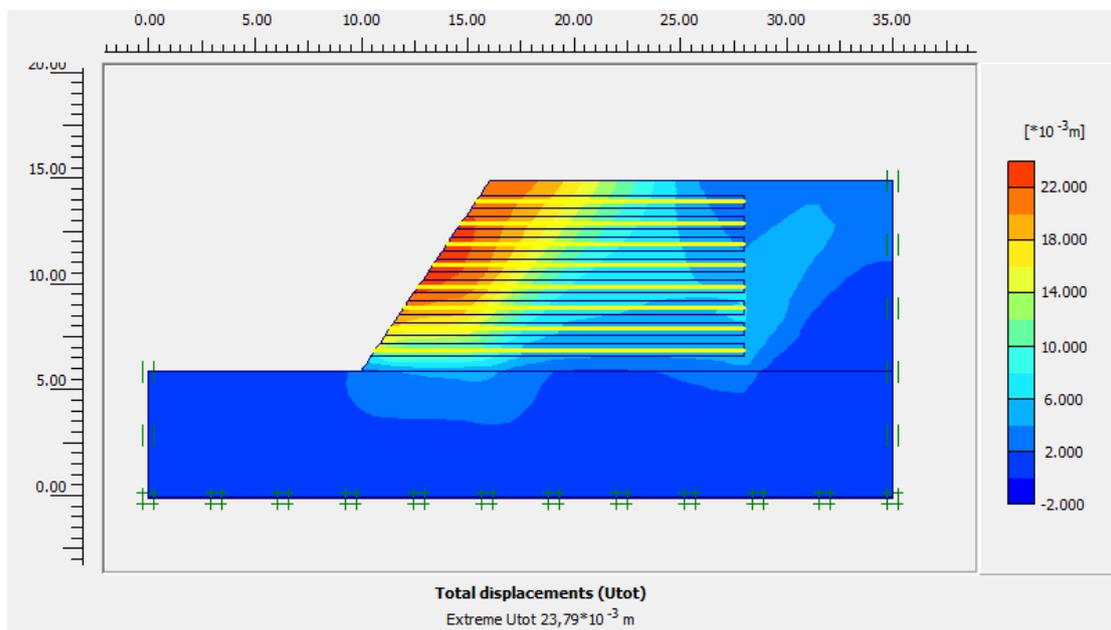


Figure 5.18. Les déplacements totaux pour $H=9\text{m}$ et $S_v = 1\text{ m}$ (a- Phase de déformation) – (b- ϕ/c réduction)

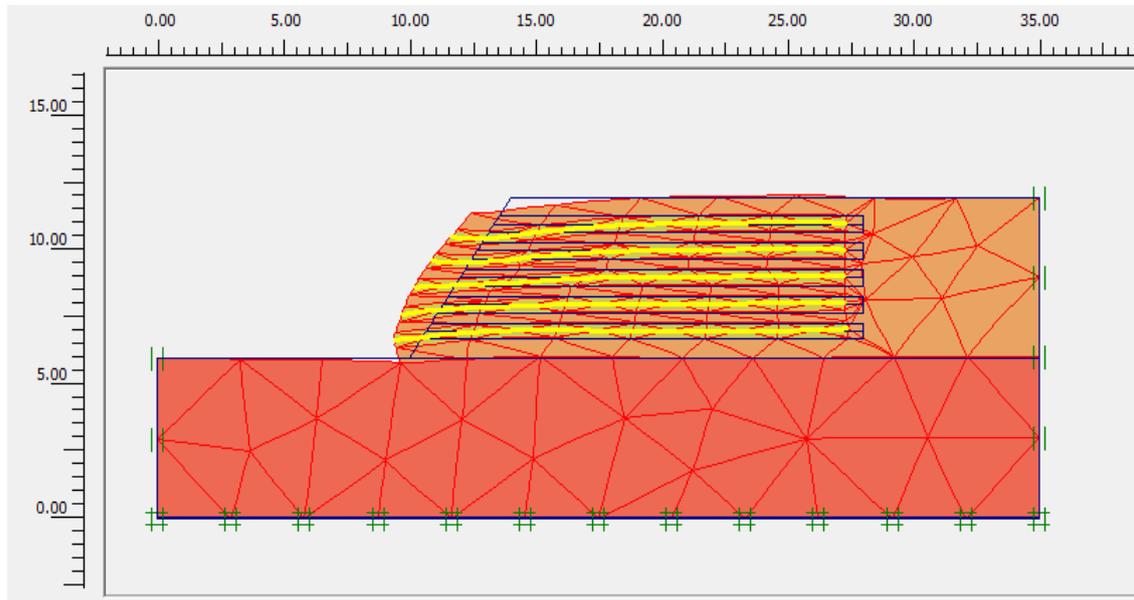
❖ Discussion:

- Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($H=9\text{m}$, $S_v=1\text{m}$) est de $23,79 \times 10^{-3}\text{ m}$.

- le coefficient de sécurité est de: $F_s=2.1502$.

✚ Pour $H = 6m$ et $S_v = 1m$:

(a-) Phase de déformation :



(b)- phi/c réduction :

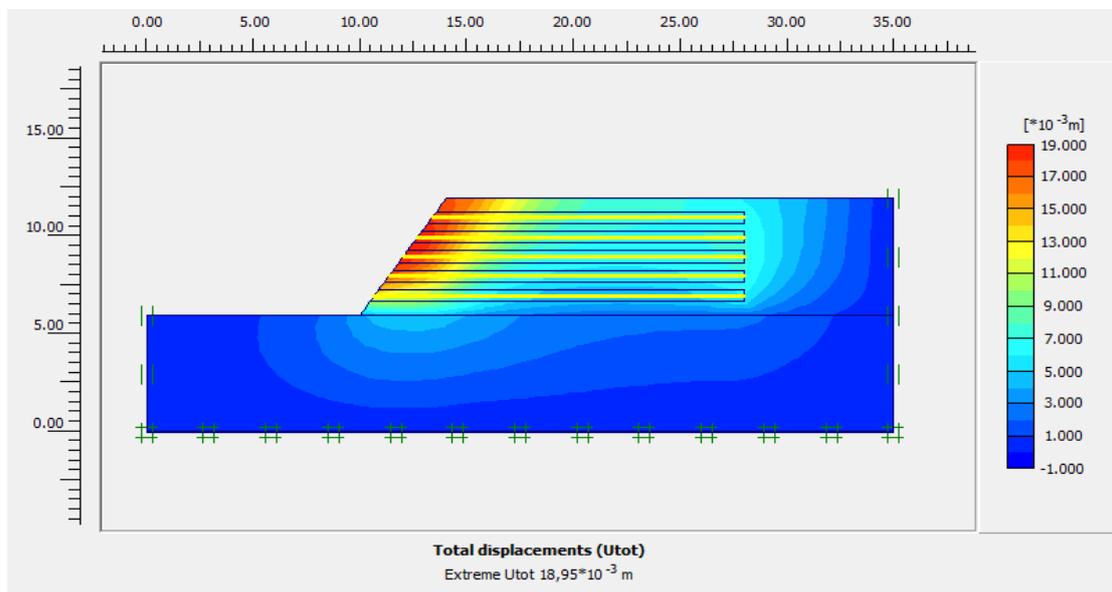


Figure 5.19. Les déplacements totaux pour $H=06m$ et $S_v = 1 m$ (a- Phase de déformation) – (b- Phi/c réduction)

❖ Discussion:

- Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($H=6m$, $S_v=1m$) est de $18.95 \times 10^{-3} m$.

- le coefficient de sécurité est de: $F_s=1.1341$.

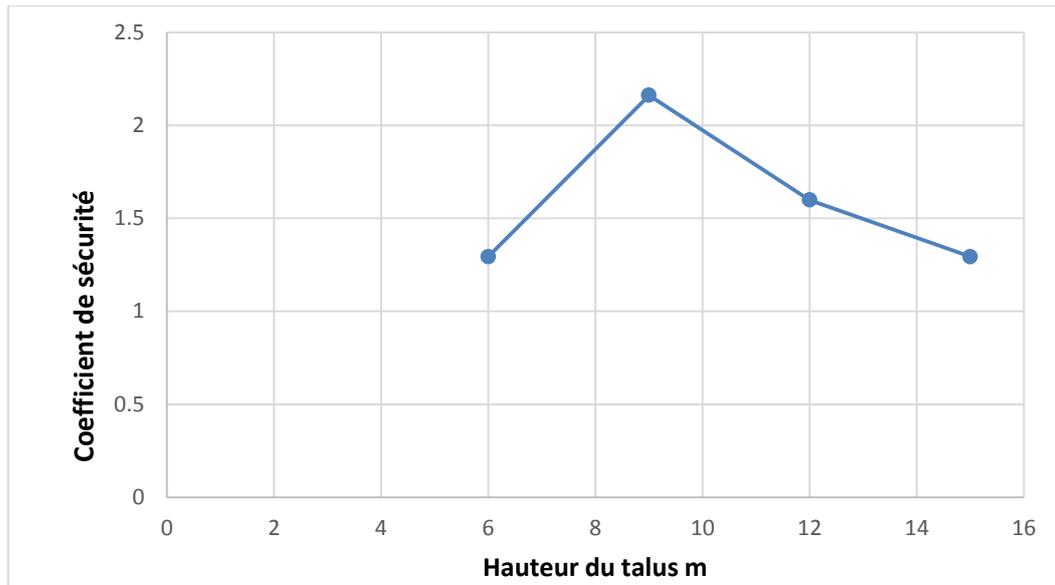


Figure 5.20. Évolution de coefficient de sécurité en fonction des hauteurs du talus (pour $S_v=1m$).

5.6.5. Influence de l'utilisation de géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât $\phi'40^\circ$ (Technique de sandwich) sur les mécanismes de rupture:

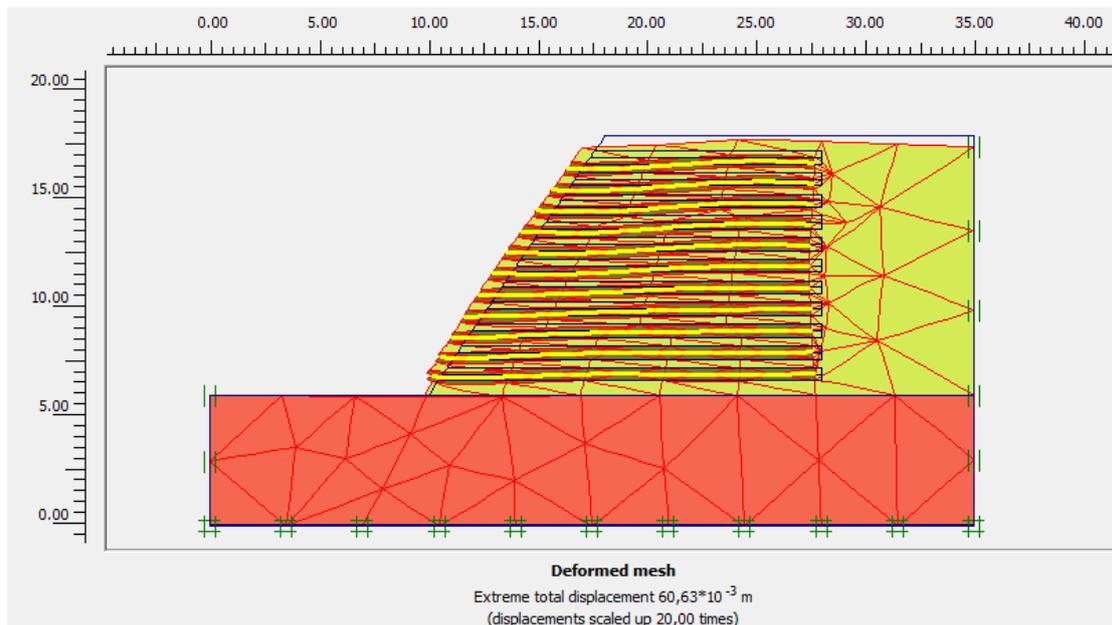


Figure 5.21. Déformation du maillage du remblai argileux renforcé par géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât (Technique CGS) (pour $H=12m$ et $S_v=1m$ et $\phi'=40^\circ$).

❖ **Discussion**

Déplacement $60.63 \times 10^{-3} \text{ m}$

Le coefficient de sécurité est de: $F_s=1.5928$.

En suivant les mêmes étapes précédents (cas de $\phi'=35^\circ$) on obtient les résultats donnés dans le **tableau 5.3** :

Tableau 5.4. Résultats des coefficients De Sécurité En Fonction Des Différents Hauteurs De Remblai

Hauteur (m)	Fs
6	1.2941
9	2.1654
12	1.5928
15	1.2891

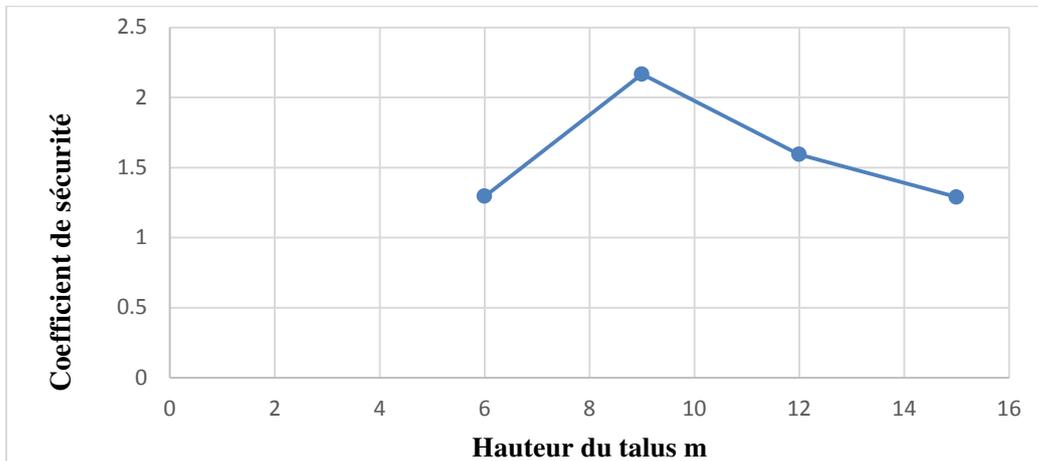


Figure 5.22. Evolution coefficient de sécurité en fonction des hauteurs du talus (pour Sv=1m).

5.6.6. Comparaison des coefficients de sécurités pour les différentes hauteurs du talus pour les deux angles de frottement $\phi'=35^\circ$ et $\phi'=40^\circ$:

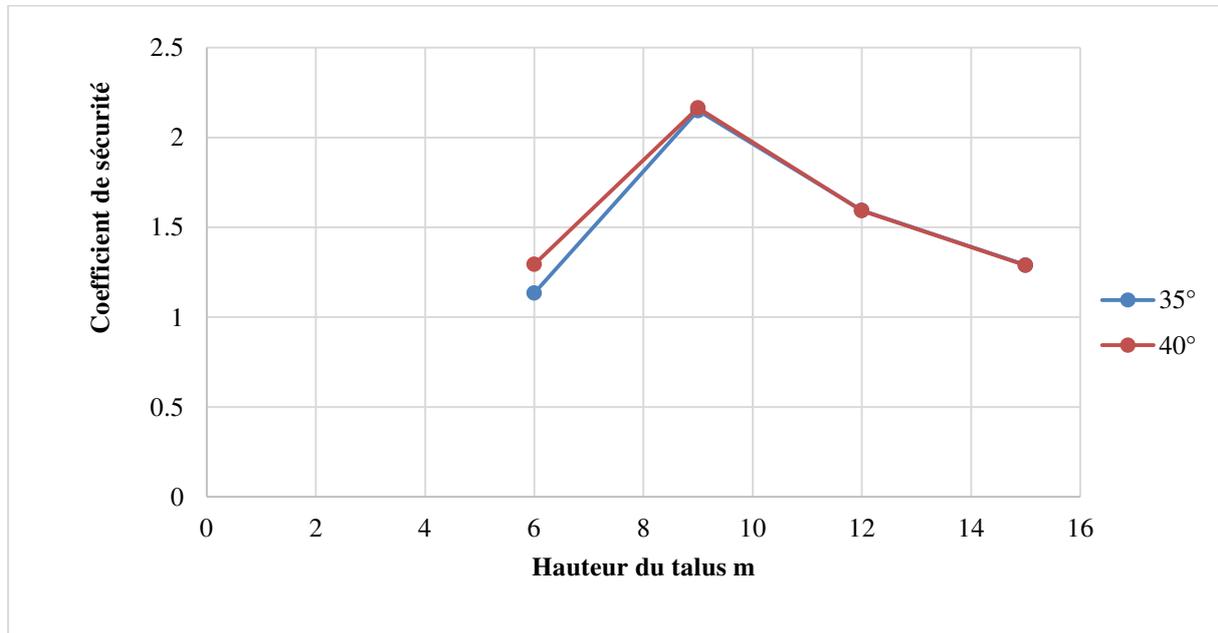


Figure 5.23. Comparaison des coefficients de sécurités pour les différentes hauteurs du talus pour $\phi'=35^\circ$ et $\phi'=40^\circ$.

❖ **Discussion :**

On voit que les coefficients de sécurités obtenues dans les deux cas (cas à l'état avec $\phi'=35^\circ$, et cas amélioré avec $\phi'=40^\circ$) sont presque les même pour toutes les hauteurs. Ce qui montre que pour des raisons économiques, il est préférable de prendre le fraisât de béton bitumineux à l'état brut.

5.6.7. Comparaison et validation des résultats obtenus:

Pour valider notre travail, réalisé à l'aide du code « **Plaxis 2D** », les résultats obtenus sont comparés à ceux obtenus par les analyses numériques (réalisés à l'aide de « **FLAC 2D** ») et les essais expérimentaux d'Unikrishna et al. (2001), Abdi et al. (2009), Abdi et Arjmand (2011), Tabarsa et Radmehr (2011). Et les résultats obtenus à l'aide du code « **Plaxis 2D** » issu de [9].

Toutes ces études ont concerné le renforcement des talus constitués de sols argileux. Les renforts sont constitués de géogrille encapsulé avec les lentilles de sable (technique de sandwich CGS).

Les observations issues de ces comparaisons se présentent sur la (Figure 5.24) et la (Figure 5.25).

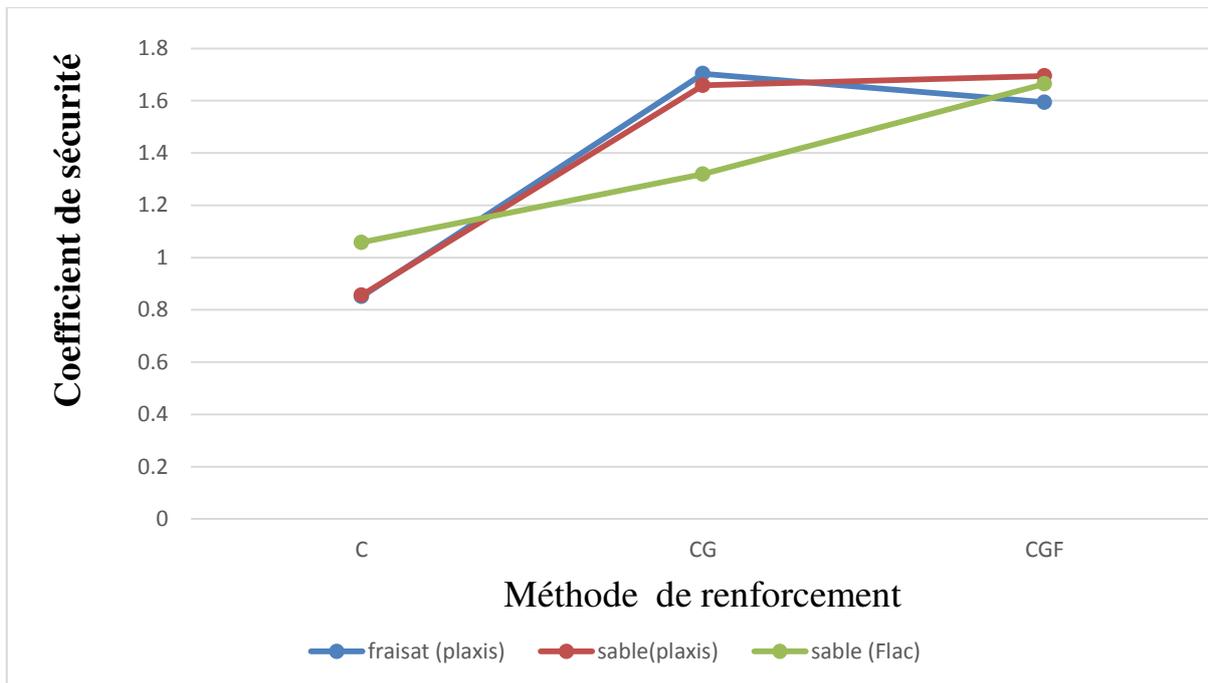


Figure 5.24. Evolution coefficient de sécurité en fonction des méthodes de renforcement.

On remarque, dans la (figure 5.24) que les coefficients de sécurité obtenus par les différents modèles sont proches quelque soit le type de renfort. Ceci confirme l'efficacité de la technique de sandwich comme procédé de renforcement des Talus constitués d'argile. Comme cette étude montre une possibilité certaine d'utilisation du fraisât de Béton bitumineux dans les renforcements de la stabilité des talus en sols argileux.

Le graphe de la (figure 5.25) montre que les résultats (coefficients de sécurité) coïncident quelque soit le modèle de simulation numérique (Plaxis2D et Flac2D). En effet pour un espacement optimal ($S_v=1.0$ mètre), l'évolution des coefficients de sécurité en fonction des hauteurs des talus est la même pour les deux codes en utilisant le sable.

Mais dans l'état de fraisât on voit que les résultats sont différents, le coefficient de sécurité est bon seulement à une hauteur qui appartient à l'intervalle [7m -12 m].

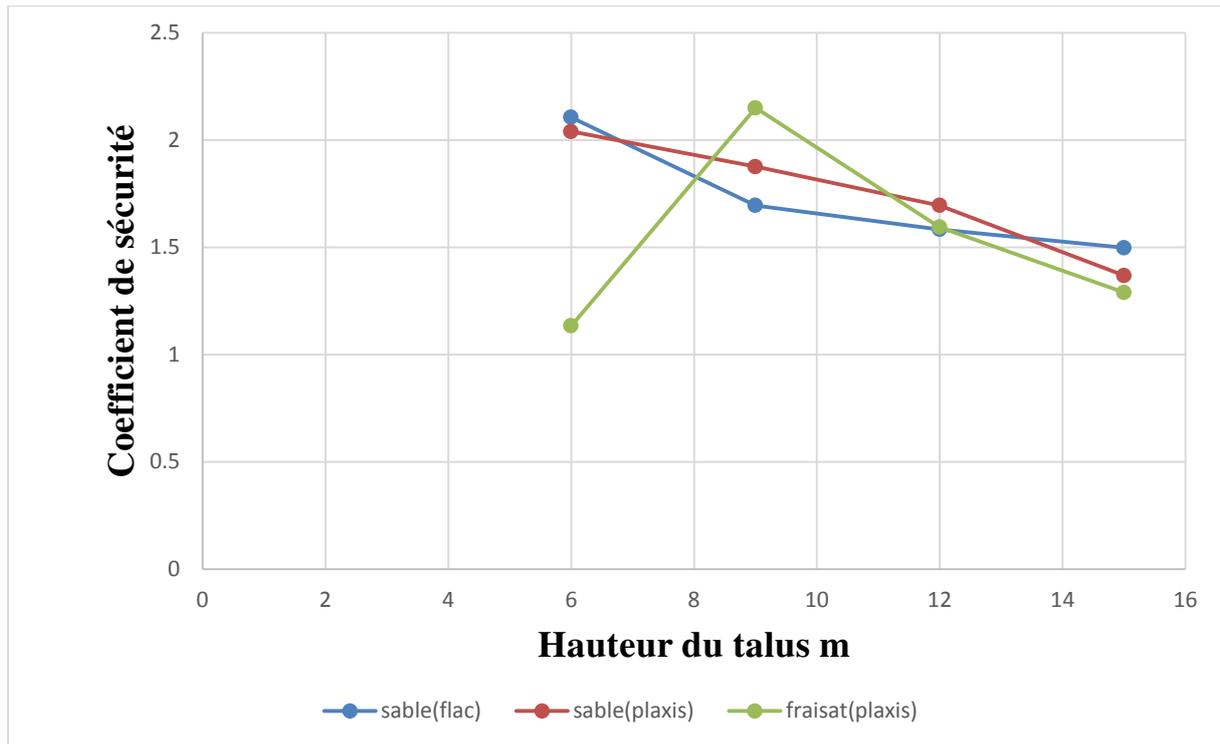


Figure 5.25. Comparaison de l'évolution des coefficients de sécurité en fonction des hauteurs des talus pour $S_v=1.0m$.

5.7. Conclusion :

- Les coefficients de sécurité obtenus montrent que la technique de sandwich est efficace pour le renforcement des talus constitués de sols argileux.
- Dans le cas des talus constitués de sols argileux l'utilisation des géogrilles seuls est déconseillée en raison de la faible interaction entre l'argile et les géogrilles.
- La technique de sandwich donne de bon coefficients de sécurité ($>1,5$) pour les talus de hauteurs moyennes situées entre **7 m à 12 m**.
- Les coefficients de sécurité sont plus meilleurs lorsque les espacements entre les sandwichs sont faibles.
- L'utilisation du fraisât de béton bitumineux dans le renforcement des talus de sols argileux paraît une solution prometteuse et intéressante, puisque elle permet une valorisation de ce matériau.

CONCLUSION GENERALE

La stabilité des talus est l'étude de l'équilibre mécanique des masses de sol ou de roches pouvant être mises en mouvement, ce problème est fréquemment rencontré dans la construction des différents types d'ouvrages (digues, routes, barrages, pentes naturelles ou talus, etc.).

Une rupture d'un talus est catastrophique et peut causer des pertes de vies ainsi que des dégâts matériels considérables.

Les recherches actuelles visent à améliorer des méthodes de stabilisation, efficaces et surtout économiques.

Des observations sur ouvrages réels permettent de compléter les études de laboratoire.

Les travaux présentés dans ce mémoire confirment la faisabilité, du point de vue technique et pratique, de la technique de sandwich qui consiste à étudier la stabilité des talus constitués d'argiles renforcés avec géogridde encapsulé avec de minces couches de fraisât de béton bitumineux, puis sa validation par une modélisation à l'aide du logiciel « Plaxis ».

La présente analyse confirme l'efficacité de la technique de sandwich comme procédé de renforcement des Talus constitués d'argile.

Comme cette étude montre une possibilité certaine d'utilisation du fraisât de Béton bitumineux dans les renforcements de la stabilité des talus en sols argileux.

- Dans le cas des talus constitués de sols argileux l'utilisation des géogriddes seuls est déconseillée en raison de la faible interaction entre l'argile et les géogriddes.
- La technique de sandwich donne de bons coefficients de sécurité ($>1,5$) pour les talus de hauteurs moyennes situées entre **7 m à 12 m**.
- Les coefficients de sécurité sont plus meilleurs lorsque les espacements entre les sandwiches sont faibles.
- L'utilisation du fraisât de béton bitumineux dans le renforcement des talus de sols argileux paraît une solution prometteuse et intéressante, puisque elle permet une valorisation de ce matériau.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✚ [01] : **Théorie et pratique de la géotechnique sous la d'érection de Claude plumelle.**
- ✚ [02] : **Reiffsteck Ph., "Mécanique des Sols Avancée - Stabilité des pentes", LCPC div. MSRGI sec. CSOG.**
- ✚ [03] **Houcemeddine GUERFI, "Stabilisation des talus renforcés par pieux",** Magistère en génie civil option Mécanique des sols, Université de Batna, 2008
- ✚ [04] **Jean-Pierre MASEKANYA., " Stabilité des pentes et saturation partielle –Etude expérimentale et modélisation numérique",** Thèse de Doctorat en Sciences de l'Ingénieur, Université de Liège, 2007-2008
- ✚ [05] **BLPC 22pp 1-16 pilot, calcule de la stabilité des pentes, utilisation de l'ordinateur CAE 510 du laboratoire central programmes**
- ✚ [06] [http://www.techniques-ingenieur.fr/murs de soutènement par François SCHLOSSER](http://www.techniques-ingenieur.fr/murs%20de%20sout%C3%A9nement%20par%20murs) : Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées Président-Directeur Général de Terrasol.
- ✚ [07] **Melle HAOUAM HOUDA : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR DE SOUTENEMENT EN SOL STABILISE ET RENFORCE AVEC FIBRES ET GEOGRILLES.** Université badji mokhtar-annaba. Année 2010.
- ✚ [08] **Chemmakh roubila, Stabilité des talus. Juin 2015. Université 08 mai 1945 Guelma.**
- ✚ [09] **LAIB Sara Modélisation numérique des structures géotechniques renforcées par géogrilles "Cas des remblais argileux : 2013/2014**
- ✚ [10] **Soutènement et renforcement des sols : Comment apporter une stabilité à un massif, devenu instable du fait de facteurs naturels ou artificiels défavorables ? (PDF)**
- ✚ [11] **Talus et murs en sols renforcés : Talus à pentes abruptes, murs de soutènement et culées Tenser international (version PDF)**
- ✚ [12] **Boulfoul Khalifa Etude Numérique Sur L'effet De L'espace Des Geogrilles Sur Les Mécanismes De Rupture Des Murs En Sol Renforce-université hadj lakhdar –batna-2011/2012.**
- ✚ [13] **Effet du renforcement géosynthétique de type géogrille sur le comportement mécanique d'un matériau argileux BOUGUEROUAa, K. AIT MOKHTARb a,b LEEGO , Faculté de génie civil, Université des sciences et de la technologie Houari Boumediene, (Algérie).**
- ✚ [14] **Recyclage en centrale des matériaux de chaussée par Jean-Pierre SERFASS : Ingénieur civil des Mines. Consultant.**
- ✚ [15] **Techno bitume : Numéro 03 recyclage des enrobés bitumineux.**
- ✚ [16] **Entretien des routes.ca : fiche descriptive (retraitement de type I. recyclage a froid).**
- ✚ [17] **Guide technique Sétra retraitement des chaussée et recyclage des matériaux bitumineux de chaussées.**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✚ [18][<http://www.ineris.fr/> Circulaire n° 2001-39 du 18/06/01 relative à la gestion des déchets d réseau routier national.
- ✚ [19]Recyclage en centrale des matériaux de chaussée par Jean-Pierre SERFASS : Ingénieur civil des Mines. Consultant].
- ✚ [20]Brinkgreve R.B.J., Vermeer. P.A., "Plaxis version 8 manuel de référence", Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas, 2003.
- ✚ [21]Benbouza assma, l'effet d'interférence de deux fondations filantes étroitement espacées reposant sur un sable renforcé par geogrilles, magistère en génie civil option géotechnique, université de Batna, 2011
- ✚ [22] Essai marshall réalisé au laboratoire LTP- EST – Sétif .Algérie.
- ✚ [23] Mme MEDJITNA NASRI LAMIA (Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis) pour coefficient de poisson.